

ESTRUCTURA

Memoria de Cálculo
Instituto tecnológico _REGIONAL NORTE
MELO



Ing. Gerardo Cristalli

CJPPU 47.973

Montevideo 04/2022

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

UTEC MELO

INDIZADO

- 1. BASES GENERALES**
 - 2. CARGAS**
 - 2.1. SOBRECARGAS**
 - 2.2. PESO PROPIO**
 - 2.3. MONTAJE**
 - 2.4. VIENTO SOBRE CUBIERTA**
 - 3. VERIFICACION DE LA ESTRUCTURA**
 - 3.1. CERCHA**
 - 3.2. CORREAS**
 - 3.3. ESTRUCTURA PARA CIELORRASO**
 - 3.4. ESCALERA**
 - 3.5. ESTRUCTURA SOBRE NIVEL 2 (I3000)**
 - 3.6. PILARES NIVEL 2**
 - 3.7. ESTRUCTURA SOBRE NIVEL 1 (I2000)**
 - 3.7.1. ENTARIMADO**
 - 3.7.2. VIGAS SECUNDARIAS**
 - 3.7.3. CARTELAS DE BORDE**
 - 3.7.4. VIGAS PRINCIPALES**
 - 3.7.5. BARANDAS**
 - 3.7.6. DESCARGA EN PILARES DE NIVEL 1**
 - 3.8. PILARES NIVEL 1**
 - 3.9. ESTRUCTURA SOBRE PB (I1000)**
 - 3.10. APOYO PILARES DE NIVEL 1 SOBRE PILARES DE PB**
 - 3.11. PILARES NIVEL PB**
 - 3.12. PLANILLA DE CALCULO DE DESCARGA DE PILARES POR NIVEL**
 - 3.13. FUNDACION**
 - 3.14. GRADAS**
 - 3.14.1. BARANDA GRADAS**
 - 3.15. PERGOLA**
 - 3.16. PLATAFORMA FACHADA POSTERIOR (H1)**
 - 3.17. ESCALERA MARINERA FACHADA POSTERIOR (H2)**
 - 3.18. ESCALERAS MARINERAS FACHADA INTERNA (H3)**
 - 3.19. PASARELA SOBRE TECHO (H4)**
 - 3.20. RAMPAS DE ACCESO (H7 Y H9)**
 - 3.21. ALERO DE FACHADA (H10)**
-

1. BASES GENERALES

En este documento se presentan los criterios para los cálculos y verificaciones de los distintos componentes que integran la estructura del proyecto a construirse en el Edificio de la UTEC en Melo.

A su vez contiene los datos relevantes que surgen de los antecedentes recogidos de la edificación y de los relevamientos realizados en la estructura, contenidos en el documento de diagnóstico estructural.

Se consideran las diferentes hipótesis:

Peso propio (DL)

Sobrecarga de uso (SC)

Fuerza del viento (FV)

2. CARGAS

2.1. SOBRECARGAS

Sobrecarga Nivel 2, según UNIT 33-91, Salón de Usos múltiples para un edificio de enseñanza, se adopta 500 kg/m² (Aulas sin asientos fijos).

Sobrecarga NIVEL 1: a los efectos de verificar los pilares y la fundación, se coloca la misma sobrecarga de uso que el NIVEL 2, 500 kg/m².

Sobrecarga para escaleras: 4 kN/m² para edificios no destinados a vivienda, escaleras corredores y espacios para la circulación de uso público.

Barandas 1 kN/m horizontal en el pasamanos

2.2. PESO PROPIO

Para la determinación del peso propio se usan los siguientes pesos específicos de los materiales

Madera entrepisos y escalones de lapacho 1100 kg/m³

Madera cielorraso de Eucaliptus Clear= 850 kg/m³

Acero 7850 kg/m³

Cubierta de chapa tipo BECAM BC120 calibre 26 = 6 kg/m²

Lana de roca 180 kg/m³

Correas plegadas tipo C160-60-20 -2 ARMCO = 5 kg/m

2.3. MONTAJE

100 kg en la posición más desfavorable.

2.4. VIENTO UNIT SOBRE CUBIERTA

Según UNIT 50-84 zona no costera, rugosidad 3, Se considera una velocidad característica de viento $V_k = 37.5 \text{ m/s}$

Velocidad de cálculo de viento

$$V_c = K_t \times K_z \times K_d \times K_k \times V_k$$

$$k_t = 1.00 \quad \text{terreno normal}$$

$$k_z = 0.812 \quad z = 16 \text{ m, RIII}$$

$$k_k = 1.00 \quad \text{dimensionado con tensiones admisibles}$$

$$k_d = 1.00 \quad \text{se determinan presiones}$$

$$V_c = 1.00 \times 0.812 \times 1.00 \times 1.00 \times 37.5 \text{ m/s} = 30.46 \text{ m/s}$$

$$\text{Presión dinámica de cálculo } q_c = V_c^2 / 16.3 = 30.46^2 / 16.3 = 57 \text{ kg/m}^2$$

Coefficientes de presión c para CUBIERTA:

Construcción Prismática de base rectangular, Unit 50-84 - 8.1 Pág. 29.

$a = 24.7 \text{ m}$ (Dentro de la construcción existe una unidad que no pertenece a UTEC)

$b = 10.33 \text{ m}$

$e = 0 \text{ m}$

$h = 16$

$f = 2.33$

$\alpha = 30^\circ$

$$\lambda_a = h/a = 0.647$$

$$\lambda_b = h/b = 1.55$$

$VT \gamma_0 = 1$ (ábaco de figura 8.2 pág 30)

$VL \gamma_0 = .95, b/a = .418$ (ábaco de figura 8.2 pág 30)

Presiones exteriores techo

Cubierta (cara superior) (fig. 8.7 pág 34) ángulo $= 30^\circ$

$VT C_e = -0.30$ a barlovento

$VT C_e = -0.45$ a sotavento

$VL C_e = -0.4$ para viento longitudinal

Presiones interiores $\mu < 5\%$ (Tabla 8.2 pág 38)

Sobrepresión interior $c_i = +0,33$

Succión interior $c_i = -0.26$

Los coeficientes de vientos resultantes dan

VT+sob interior a barlovento -0.63

VT+sob interior a sotavento -0.78

VT+succión interior a barlovento -0.3

VT+succión interior a sotavento -0.3

VL+sob interior -0.73

VL + succión interior -0.3

Las presiones resultantes dan en kg/m^2 :

VT+sob interior a barlovento -36

VT+sob interior a sotavento -45

VT+succión interior a barlovento -17

VT+succión interior a sotavento -17

VL+sob interior -42

VL + succión interior -17

Todas dan succiones que traccionan de los pilares.

3. VERIFICACION ESTRUCTURA

3.1. CERCHA

Pp lineal sobre cercha:

Chapa = $6 \text{ kg/m}^2 \cdot 3.9 \text{ m} = 23.4 \text{ kg/m}$

Correas = $6 \text{ kg/m} \cdot 3.9 \text{ m} \cdot 10 / 8.9 \text{ m} = 26.3 \text{ kg/m}$

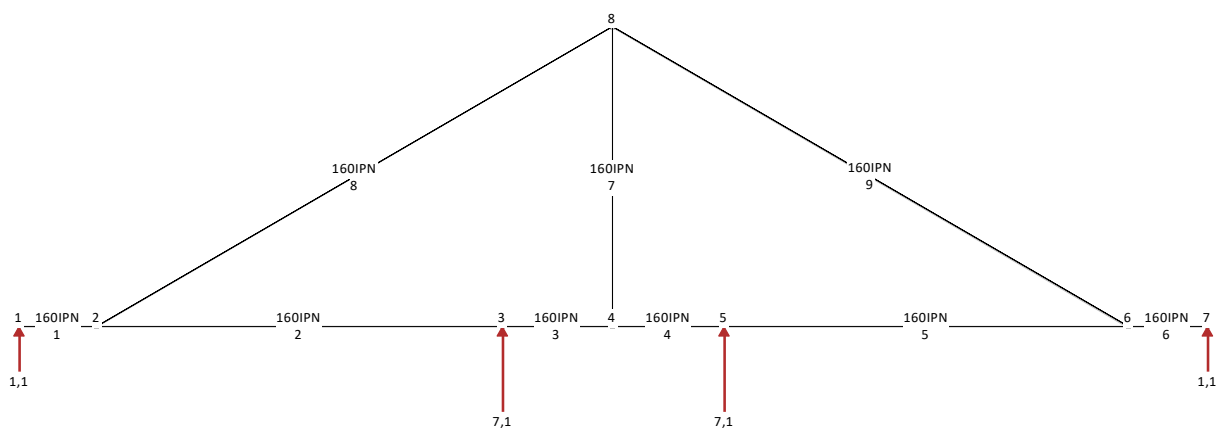
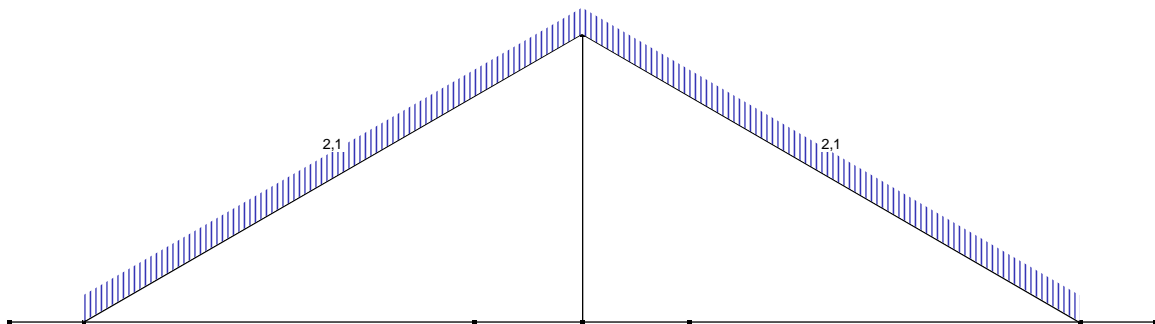
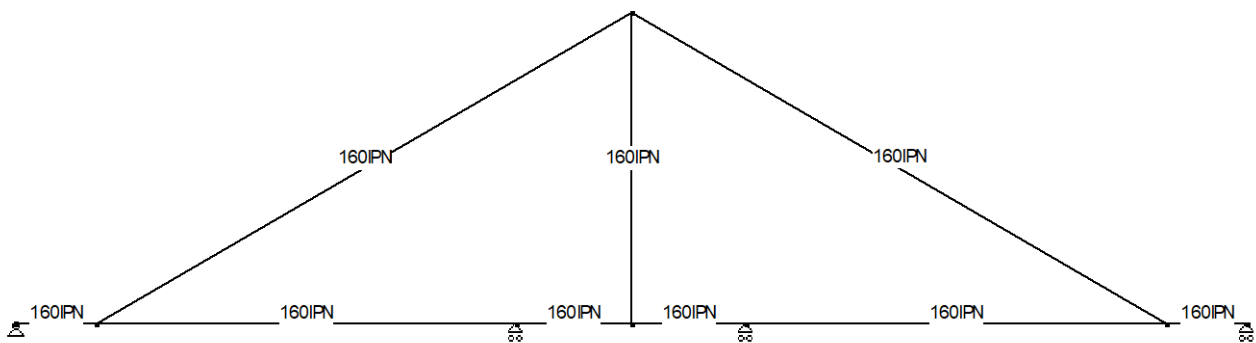
Cielorraso de eucaliptus clear = $40 \text{ kg/m}^2 \cdot 3.9 \text{ m} = 156 \text{ kg/m}$ (ver 3.3 estructura para cielorraso)

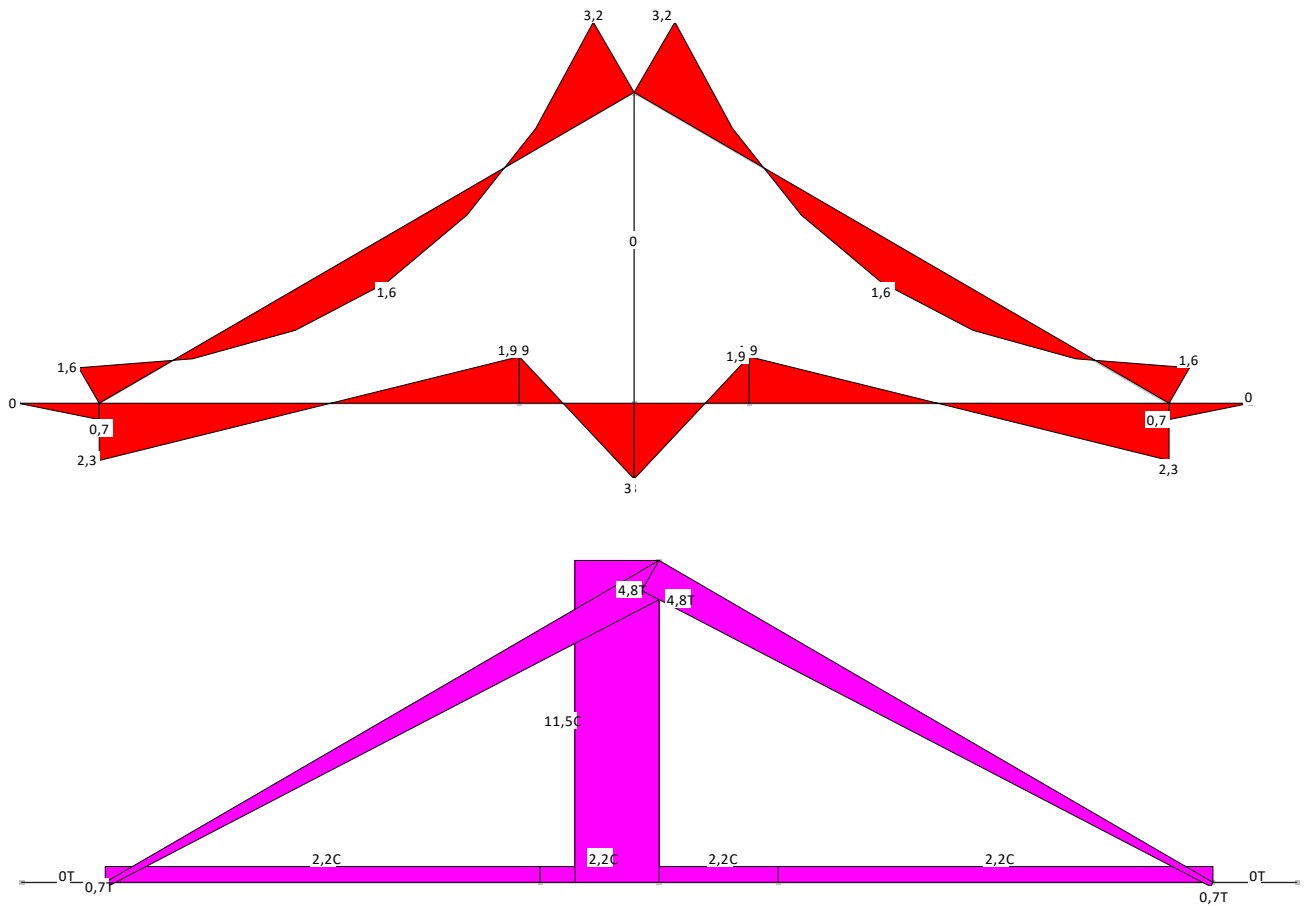
Total, lineal = 206 kg/m

Canalones llenos=.5m*.2m*1000kg/m2*3.9m=390 kg se consideran puntuales en el punto más desfavorable para la cercha.

Pp cercha, IPN16 el programa lo toma directamente.

A los efectos de compresión en los pilares no se toma el efecto del viento dado que éste solo genera succión.





Efecto del viento en la cercha:

VL + sobrepresión

Carga lineal en cercha (perpendicular a faldón)
 $42\text{kg/m}^2 \cdot 3.9\text{m} = -163.8\text{ kg/m}$

El viento no llega a anular el peso propio, solo se estudia peso propio.

Verifico faldón IPN16

N=-4800 kg

M= 320kgm

L pandeo 1.05 m las correas arriostran
 $\rho_{\min} = 1.55 \text{ cm}$
 $\lambda = 105/1.55 = 67.7$

L pandeo 4.57 m
 $\rho_{\max} = 6.4 \text{ cm}$
 $\lambda = 457/6.4 = 71.4$
 $W = 1.17 + 0.00014 \cdot \lambda^2 = 1.88$

Pandeo del cordón comprimido: el cordón comprimido no está arriostrado para la succión del viento:

$$\alpha = l_d/bt = 457 \cdot 16 / 11.4 = 641 < 100 \quad w_f = 1 / (1 - (4 \cdot \alpha^2 / 10^7)) = 1.1966$$

$$\sigma = Nw/A + M/W \cdot w_f = 4800 \cdot 1.88 / 22.8 + 32000 / 117 \cdot 1.1966 = 723 \text{ kg/cm}^2 < 1750 \text{ kg/cm}^2$$

verifica

3.2. CORREAS

Viento VL + succión

Carga línea en correa = $42 \cdot 1.05 = 44.1 \text{ kg/m}$ (no resto pp estoy del lado de la seguridad)

$$M = ql^2/8 = 44.1 \cdot 3.9^2 / 8 = 83.8 \text{ kgm}$$

$W > 83.8 \cdot 100 / 1750 = 4.79 \text{ cm}^3$, valor de modulo resistente muy chico, lo verifica un perfil C a partir de 80mm de alto. **Verifica**

3.3. ESTRUCTURA PARA CIELORRASO

Entablonado machihembrado 13 mm apoyado en correas de madera 2"x2" cada 65 cm. Estas correas son transversales al local, y llevan la inclinación del faldón y modulan con la separación de las cerchas.

Módulo de elasticidad instantáneo 60.000 kg/cm²

Resistencia a la tenso flexión= 70 kg/cm²

Flecha admisible = luz/300

entrepiso de madera entablonado sobre correas

espesor entablonado	13	mm
peso específico entablonado	850	kg/m ³
módulo de elasticidad instantáneo entrepiso	60.000	kg/cm ²
sigma admisible entrepiso	70	kg/cm ²
K para flecha admisible	200	
cargas uniformes sobre entrepiso	18	kg/m ²

separación correas	65	cm
--------------------	----	----

correas

a	46,8	mm
b	46,8	mm
peso específico correas	850	kg/m ³
módulo de elasticidad instantáneo correas	60.000	kg/cm ²
sigma admisible correas	70	kg/cm ²
luz correas	105	cm
K para flecha admisible	300	

3

6

cálculos entablado faja de 1 m

área	130	cm ²
Inercia	18,30833333	cm ⁴
Modulo resistente	28,16666667	cm ³

carga uniforme total sobre entrepiso	29,05	kg/m ²
carga en faja 1 m	29,05	kg/m

1 luz entrepiso

momento	1,53	kgm
sigma	5,45	kg/cm ² <i>verifica</i>
flecha	0,09	cm
flecha admisible	0,33	cm <i>verifica</i>

2 luces entrepiso

largo mínimo tabla	130	cm
momento	1,53	kgm
sigma	5,45	kg/cm ² <i>verifica</i>
flecha	0,04	cm
flecha admisible	0,33	cm <i>verifica</i>

3 luces entrepiso

largo mínimo tabla	195	cm
momento	1,23	kgm
sigma	4,36	kg/cm ² <i>verifica</i>
flecha	0,05	cm
flecha admisible	0,33	cm <i>verifica</i>

4 luces o más entrepiso

largo mínimo tabla para 4 tramos	260	cm
momento	1,32	kgm
sigma	4,67	kg/cm ² <i>verifica</i>
flecha	0,05	cm
flecha admisible	0,33	cm <i>verifica</i>

Cálculos correas de madera

área	21,9024	cm ²
I	39,97626048	cm ⁴
W	17,083872	cm ³

Carga lineal uniforme en correas	20,74	kg/m	
momento	2,86	kgm	
sigma	16,73	kg/cm ²	verifica
flecha	0,21	cm	
flecha admisible	0,35	cm	verifica

A su vez las correas de madera se sujetan de perfiles IPN8/1.05 (siguiendo modulación de las correas C de la Cercha)

Verifico IPN8

W IPN8=19.5 cm³

I IPN8=77.8 cm⁴

Carga lineal sobre correa IPN8:

Pp IPN8 =6 kg/m

Cielorraso de eucaliptus clear = 40 kg/m²*1.05m= 42 g/m

Total, lineal= 48 kg/m

M=42*3.9²/8 = 8000 kgcm

$\sigma = M/W = 8000/19.5 = 410 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$ **verifica**

Flecha admisible =390/300=1.3 cm

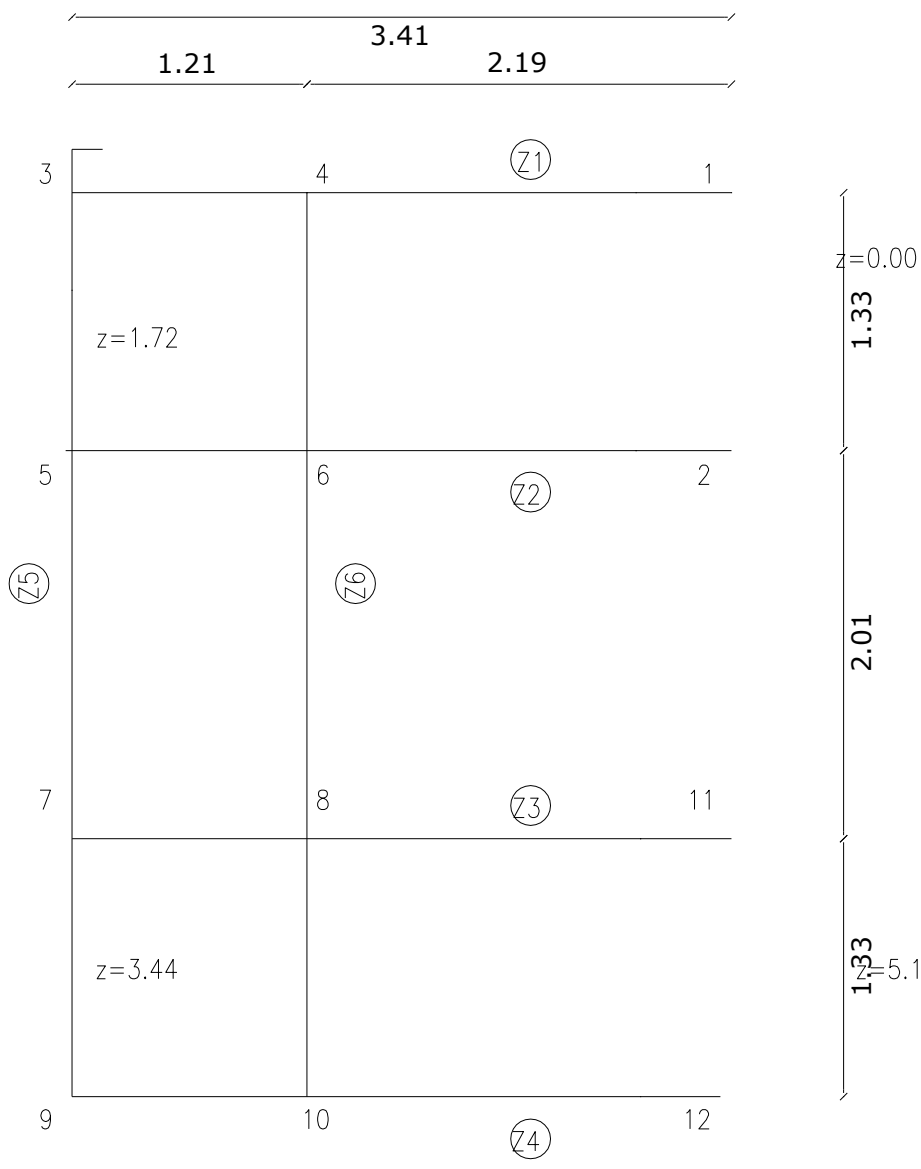
Flecha=0.8 cm **verifica**

3.4. ESCALERA.

El módulo de escalera de PB a Nivel 1 se repite de Nivel 1 a Nivel 2.

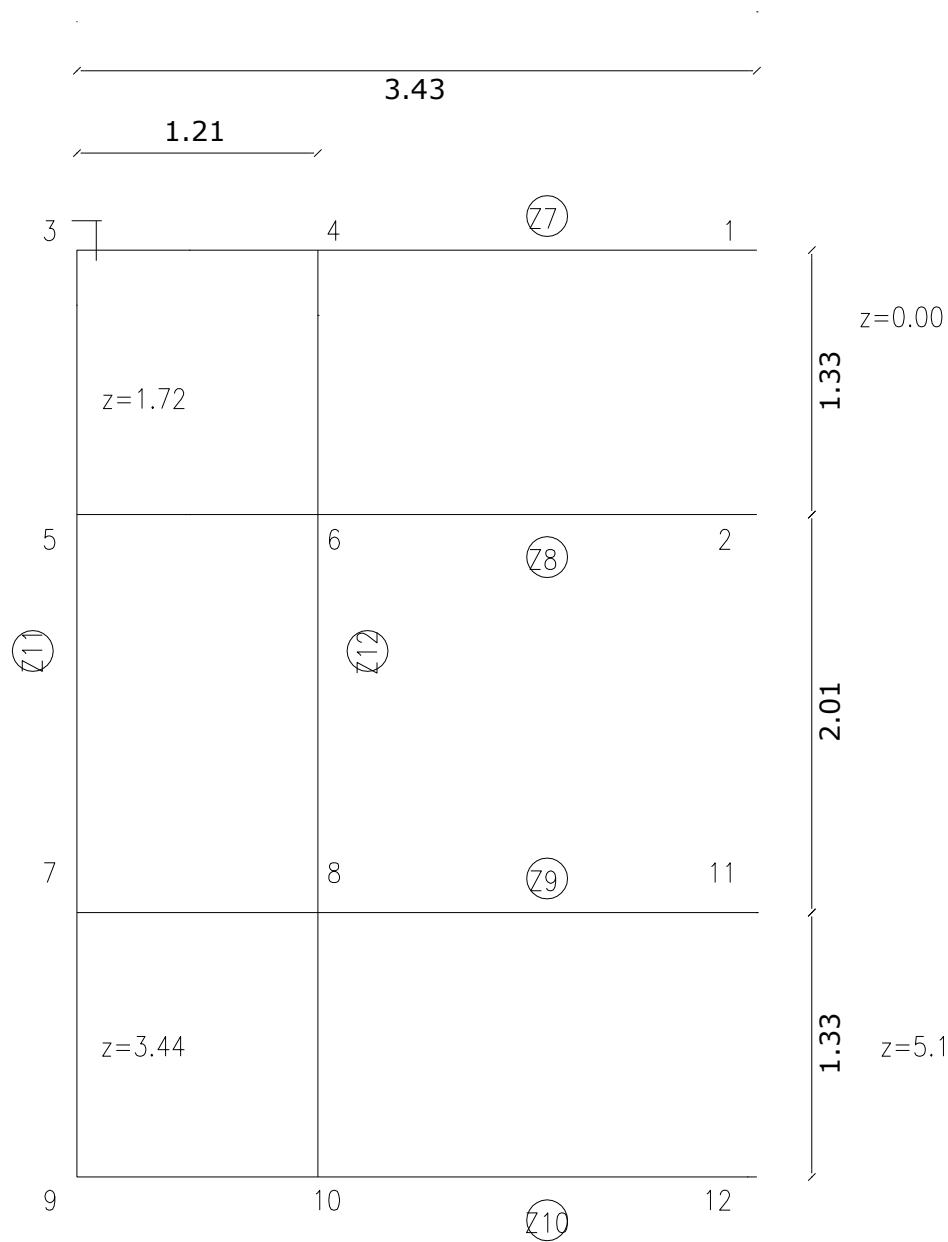
Planta: PB a NIVEL1

NODOS 1 a12



Planta: NIVEL1 a NIVEL2

NODOS: 1 a 12



Análisis de cargas

peso específico madera escalones	1100
sobrecarga escalera	400

1) ZANCA TRAMO ANCHO 1,4

pp zancas IPN14	14,3
planchuelas para escalones promedio $+3,8^*,6^*,785^*(30+22)/30$	2,376514997
escalones $4,3^*30^*,11^*1,4/2/,3$	25,36373151
sobrecarga escalera $400 \text{ kg/m}^2 * 1,4/2$	214,4924441
ZANCA TRAMO ANCHO 1,4	257

2) BARANDA ZANCA

pasamanos	1,481160441
planchuela pasamanos	1,4915
intermedios 2 tubulares $4 \times 4 \text{ e}=3\text{mm}$	8,88
varillas $\varnothing 20 \text{ L}40\text{sep } 20 \text{ cm}$	4,818419547
BARANDA ZANCA	17

3) DESCANSO DOBLE DESCARGA PARALELA FACHADA

Peso propio perfil inferior IPN14	14,3
Planchuela de separación $= 4.2^*.6^*.785$	1,9782
Peso propio perfil superior IPN 16	18
madera en perfil paralelo fachada	
4 perfiles IPN8 $= 4^*6\text{kg/m}^*1.2\text{m}/2/1.33\text{m}$	10,82706767
Madera Descanso $.043\text{m}^*1100\text{kg/m}^2*(1,33-,46)^*1.2\text{m}/2/1,33$	18,5643609
sobrecarga descanso $400^*(1,33-,46)^*1,2/2/1,33$	156,9924812
DESCANSO DOBLE DESCARGA PARALELA FACHADA	186

4) DESCANSO DOBLE DESCARGA PERPENDICULAR FACHADA

Peso propio perfil inferior IPN14	14,3
Planchuela de separación $= 4.2^*.6^*.785$	1,9782
Peso propio perfil superior IPN 16	18
Madera Descanso $.043\text{m}^*1100\text{kg/m}^3^*,46\text{M}/2$	10,879
sobrecarga descanso $400^*,46/2$	92
DESCANSO DOBLE DESCARGA PERPENDICULAR FACHADA	137

5) BARANDA DESCANSO

pasamanos	3,52
planchuela pasamanos	1,4915
intermedios 2 tubulares $4 \times 4 \text{ e}=3\text{mm}$	8,88
varillas $\varnothing 20 \text{ L}60\text{sep } 20 \text{ cm}$	9,435
BARANDA DESCANSO	23

6) DESCANSO SIMPLE DESCARGA PERP A FACHADA

Peso propio perfil inferior IPN14	14,3
perfiles ipn8 peso total descompuesto por el sobre (2*1,25+2*1,4)*6/1,25/1,4	5,669485714
sobrecarga descompuesta por sobre 400*,39/1,25	124,8
DESCANSO SIMPLE DESCARGA PERP A FACHADA	145

7) DESCANSO SIMPLE DESCARGA PARALELA A FACHADA	
Peso propio perfil inferior IPN14	14,3
perfiles ipn8 peso total descompuesto por el sobre (2*1,25+2*1,4)*6/1,25/1,4	6,282122449
sobrecarga descompuesta por sobre 400*,484/1,40	138,2857143
DESCANSO SIMPLE DESCARGA PARALELA A FACHADA	159

8) EXTENSION HACIA LOCAL	
MADERA 1100*,043*,3	14,19
SOBRECARGA 400*,3	120
EXTENSION HACIA LOCAL	134

9) ZANCA TRAMO ANCHO 1,28	
pp zancas IPN14	14,3
planchuelas para escalones promedio +3,8*,6*,785*(30+22)/30	2,376514997
escalones 4,3*30*,11*1,28/2/,3	23,18969738
sobrecarga escalera 400 kg/m2*1,28/2	196,1073774
ZANCA TRAMO ANCHO 1,28	236

10) BARANDA ZANCA EN TRIANGULO SIN PASAMANOS	
intermedios 2 tubulares 4x4 e=3mm	8,88
varillas ø20 L40sep 20 cm	4,818419547
BARANDA ZANCA EN TRIANGULO SIN PASAMANOS	14

Z1

Q2	
ZANCA TRAMO ANCHO 1,4	257
BARANDA ZANCA	17
	273
Q1	
DESCANSO DOBLE DESCARGA PERPENDICULAR FACHADA	137
BARANDA DESCANSO	23
	160

Z2

Q2	
ZANCA TRAMO ANCHO 1,4	257
BARANDA ZANCA	17
	273

Q1	
DESCANSO DOBLE DESCARGA PERPENDICULAR FACHADA	137

Z3

Q1	
DESCANSO SIMPLE DESCARGA PERP A FACHADA	145
Q2	
ZANCA TRAMO ANCHO 1,4	257
BARANDA ZANCA	17
	273

Z4

Q1	
DESCANSO SIMPLE DESCARGA PERP A FACHADA	145
BARANDA DESCANSO	23
	168
Q2	
ZANCA TRAMO ANCHO 1,4	257
BARANDA ZANCA EN TRIANGULO SIN PASAMANOS	14
	270

Z5

Q1	
DESCANSO SIMPLE DESCARGA PARALELA A FACHADA	159
EXTENSION HACIA LOCAL	134
	293
Q2	
ZANCA TRAMO ANCHO 1,28	236
BARANDA ZANCA	17
	253
Q3	
DESCANSO DOBLE DESCARGA PARALELA FACHADA	186
BARANDA DESCANSO	23
	210

Z6

Q1	
DESCANSO SIMPLE DESCARGA PARALELA A FACHADA	159
Q2	
ZANCA TRAMO ANCHO 1,28	236
BARANDA ZANCA	17
	253
Q3	

DESCANSO DOBLE DESCARGA PARALELA FACHADA	186
--	-----

Z7

Q1	
DESCANSO DOBLE DESCARGA PERPENDICULAR FACHADA	137
BARANDA DESCANSO	23
	160
Q2	
ZANCA TRAMO ANCHO 1,4	257
BARANDA ZANCA	17
	273

Z8

Q1	
DESCANSO DOBLE DESCARGA PERPENDICULAR FACHADA	137
Q2	
ZANCA TRAMO ANCHO 1,4	257
BARANDA ZANCA	17
	273

Z9

Q1	
DESCANSO SIMPLE DESCARGA PERP A FACHADA	145
Q2	
ZANCA TRAMO ANCHO 1,4	257
BARANDA ZANCA	17
	273

Z10

Q1	
DESCANSO SIMPLE DESCARGA PERP A FACHADA	145
BARANDA DESCANSO	23
	168
Q2	
ZANCA TRAMO ANCHO 1,4	257
BARANDA ZANCA EN TRIANGULO SIN PASAMANOS	14
	270

Z11

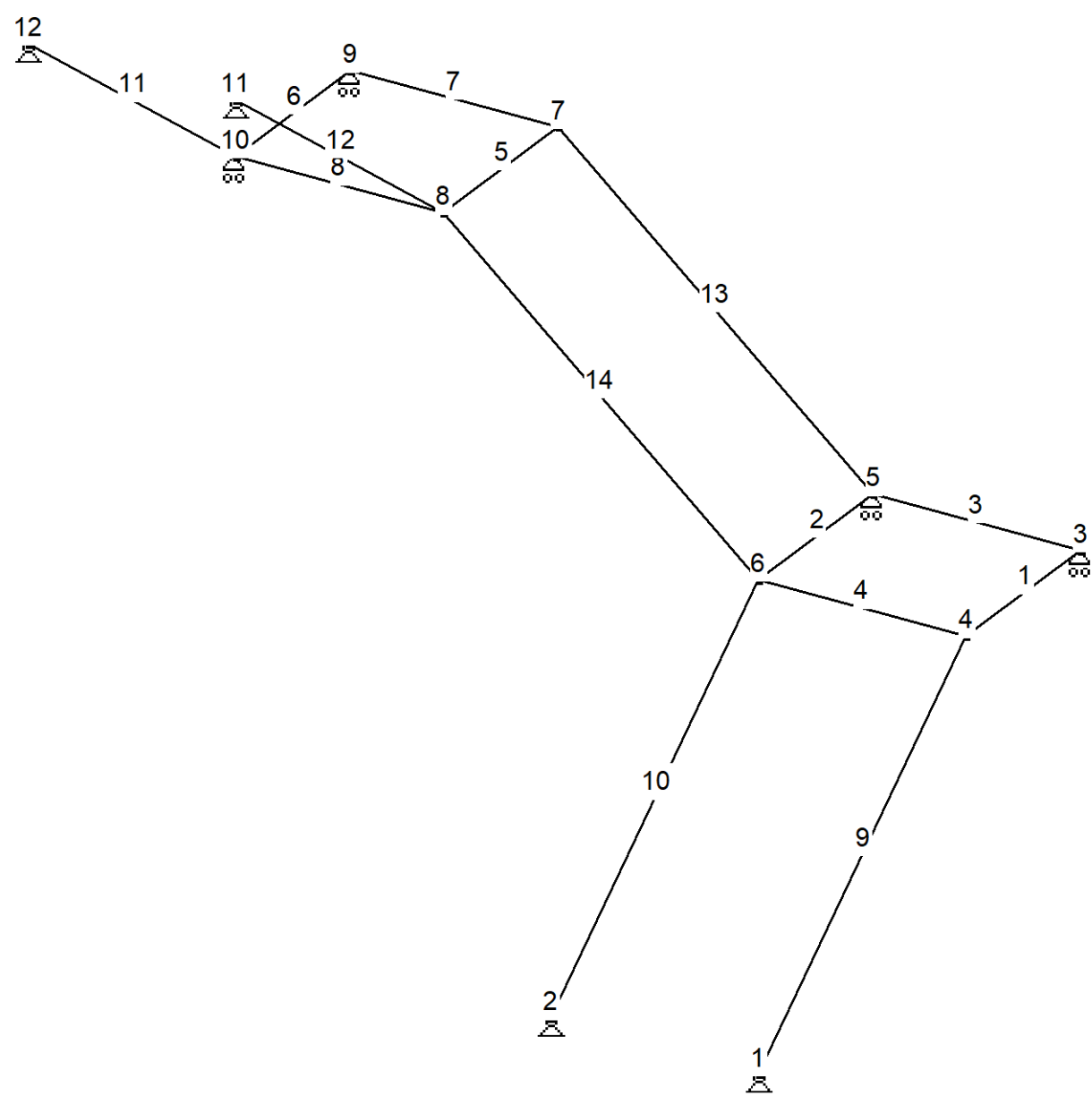
Q1	
DESCANSO SIMPLE DESCARGA PARALELA A FACHADA	159

BARANDA DESCANSO	23
	182
Q2	
ZANCA TRAMO ANCHO 1,28	236
BARANDA ZANCA	17
	253
Q3	
DESCANSO DOBLE DESCARGA PARALELA FACHADA	186
BARANDA DESCANSO	23
	210

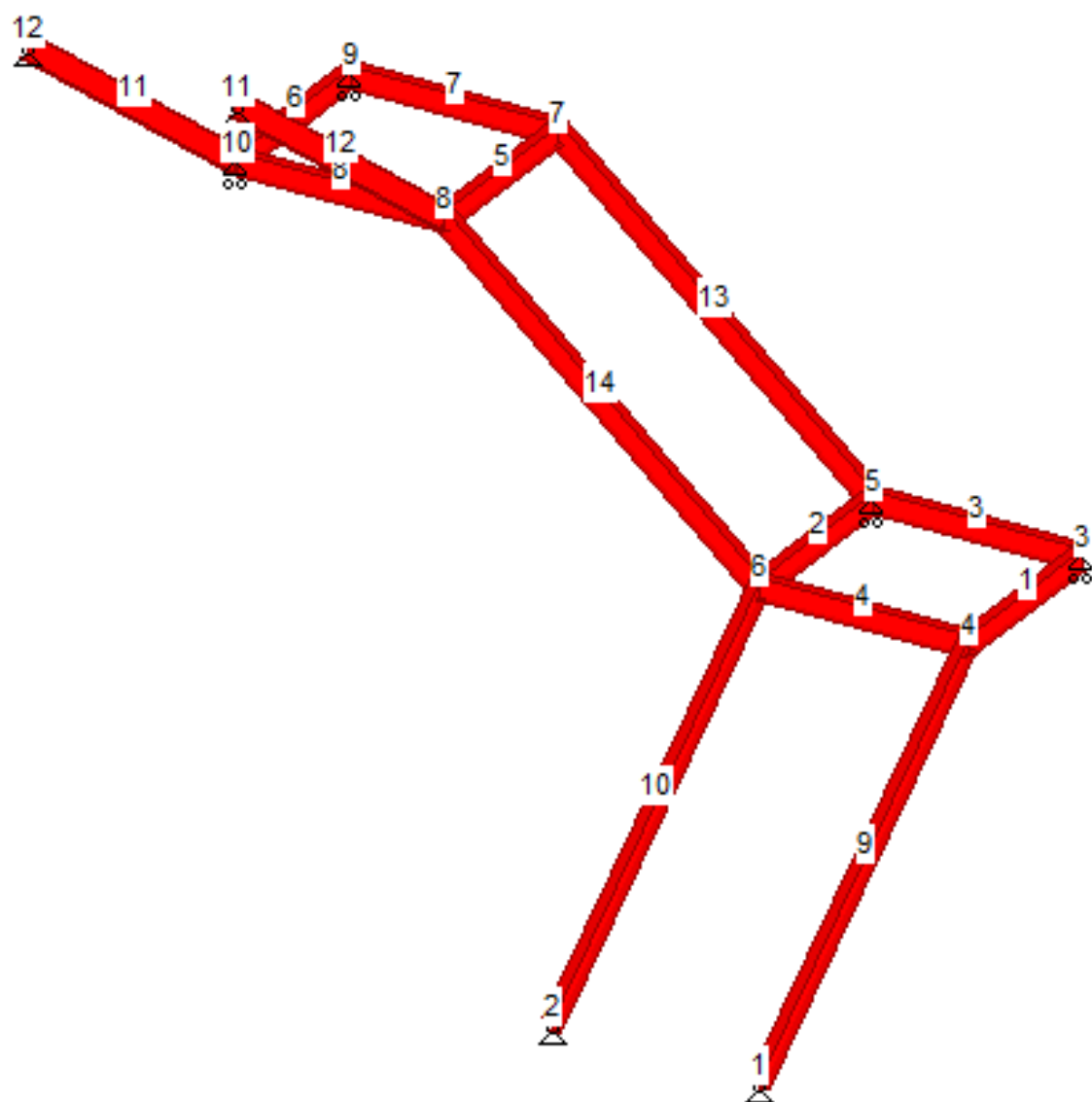
Z12

Q1	
DESCANSO SIMPLE DESCARGA PARALELA A FACHADA	159
Q2	
ZANCA TRAMO ANCHO 1,28	236
BARANDA ZANCA	17
	253
Q3	
DESCANSO DOBLE DESCARGA PARALELA FACHADA	186

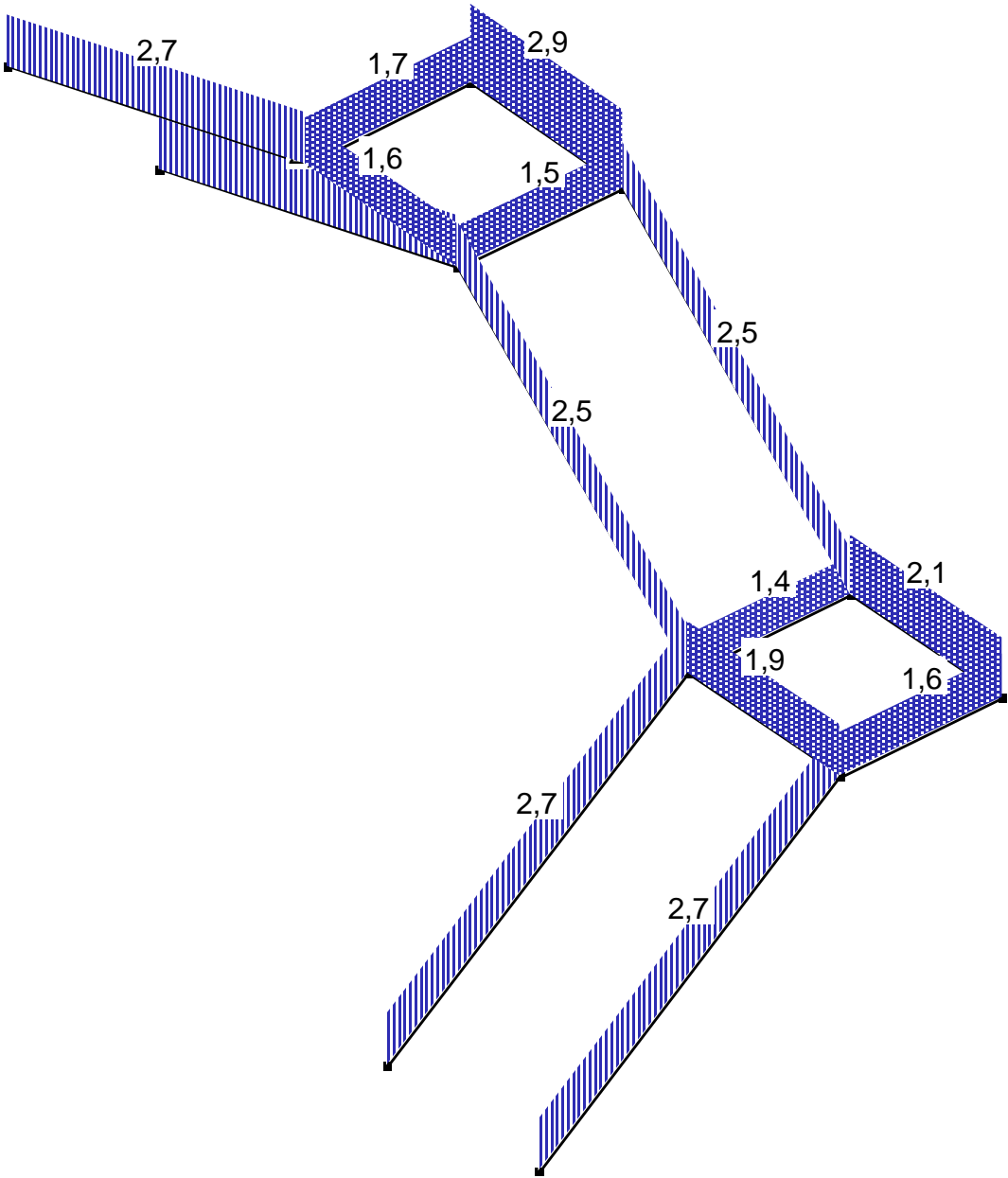
ESQUEMA DE VINCULOS ESCALERA



ESQUEMA DE NODOS Y BARRAS ESCALERA

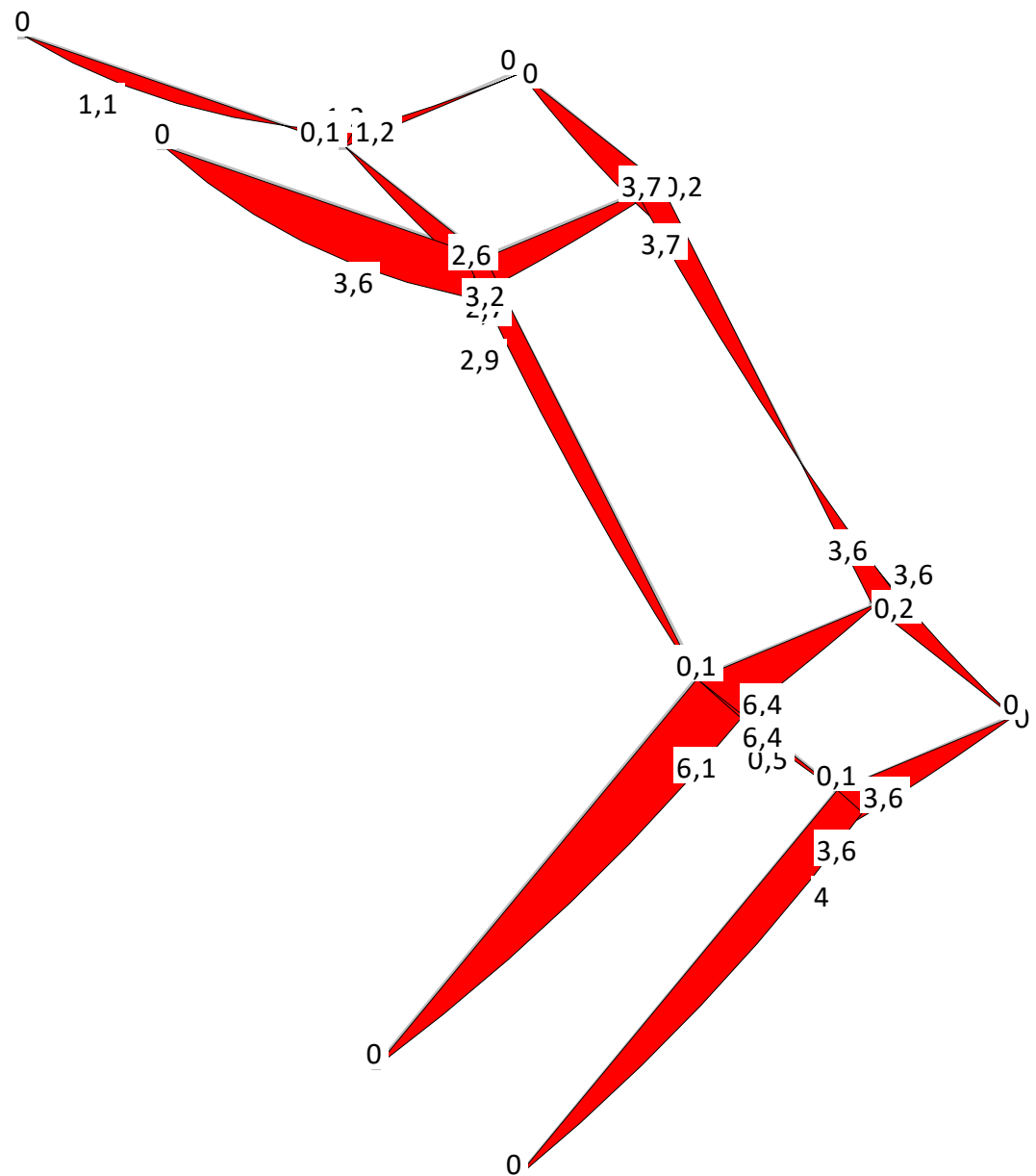


CARGAS ESCALERA PB A NIVEL 1

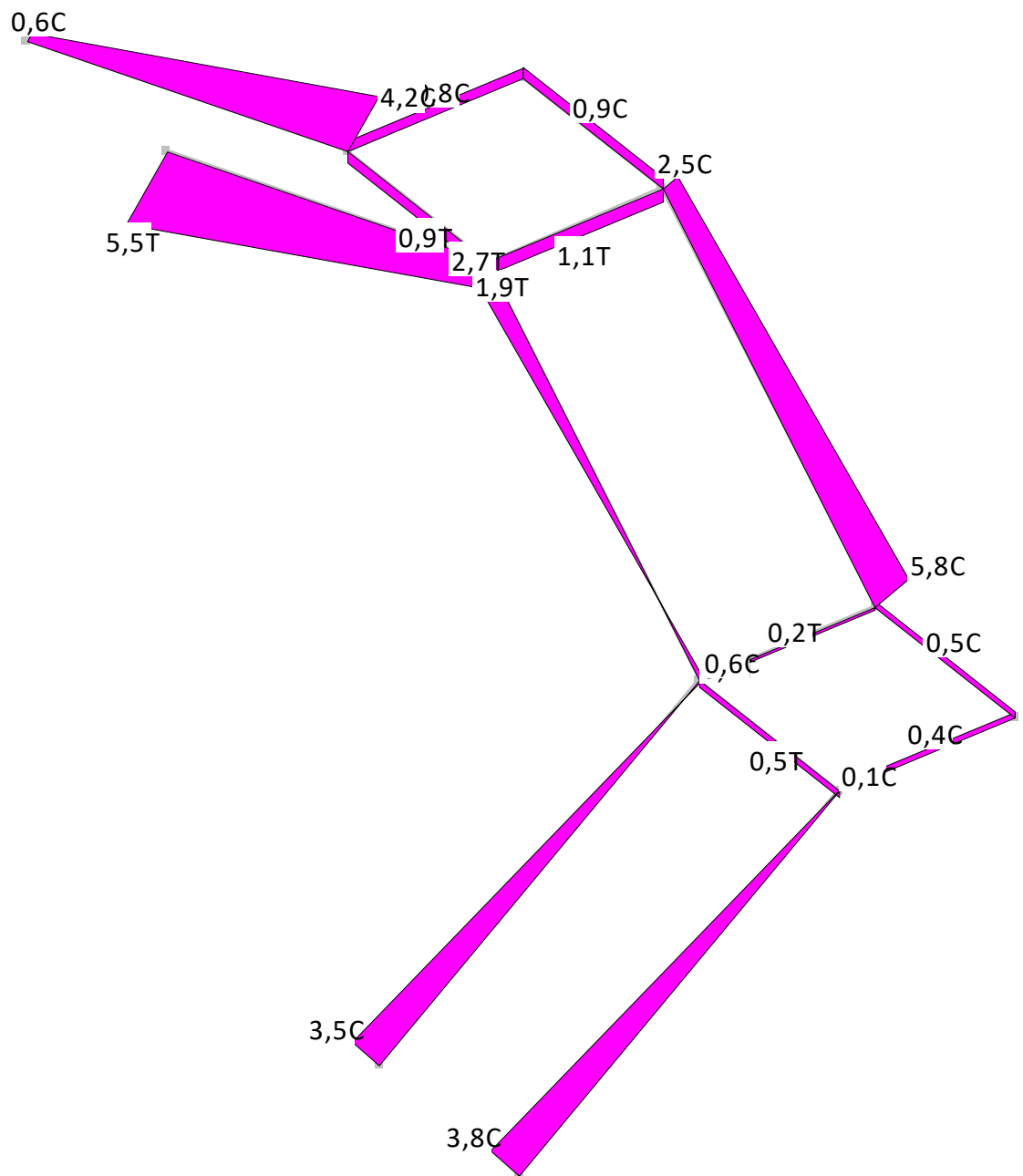


NOTA: en esta estructura existe una plataforma de acceso a un local, y la barra 7 tiene mayor carga de cálculo (293 kg/m), frente a la misma barra de la estructura que va de nivel 1 a nivel 2 (182 kg/m) . Es la única diferencia de cargas entre ambas estructuras

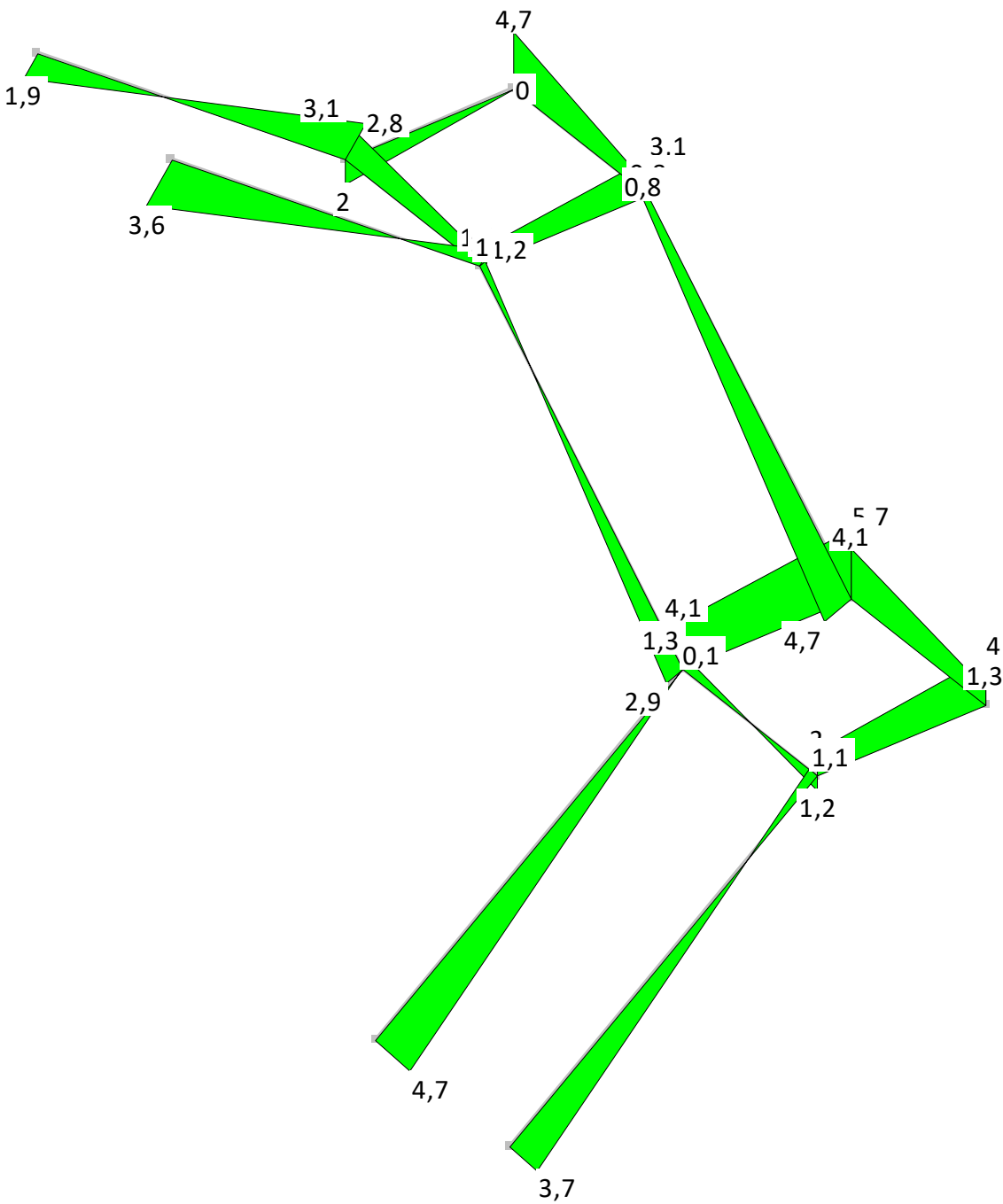
MOMENTOS ESCALERA PB A NIVEL 1



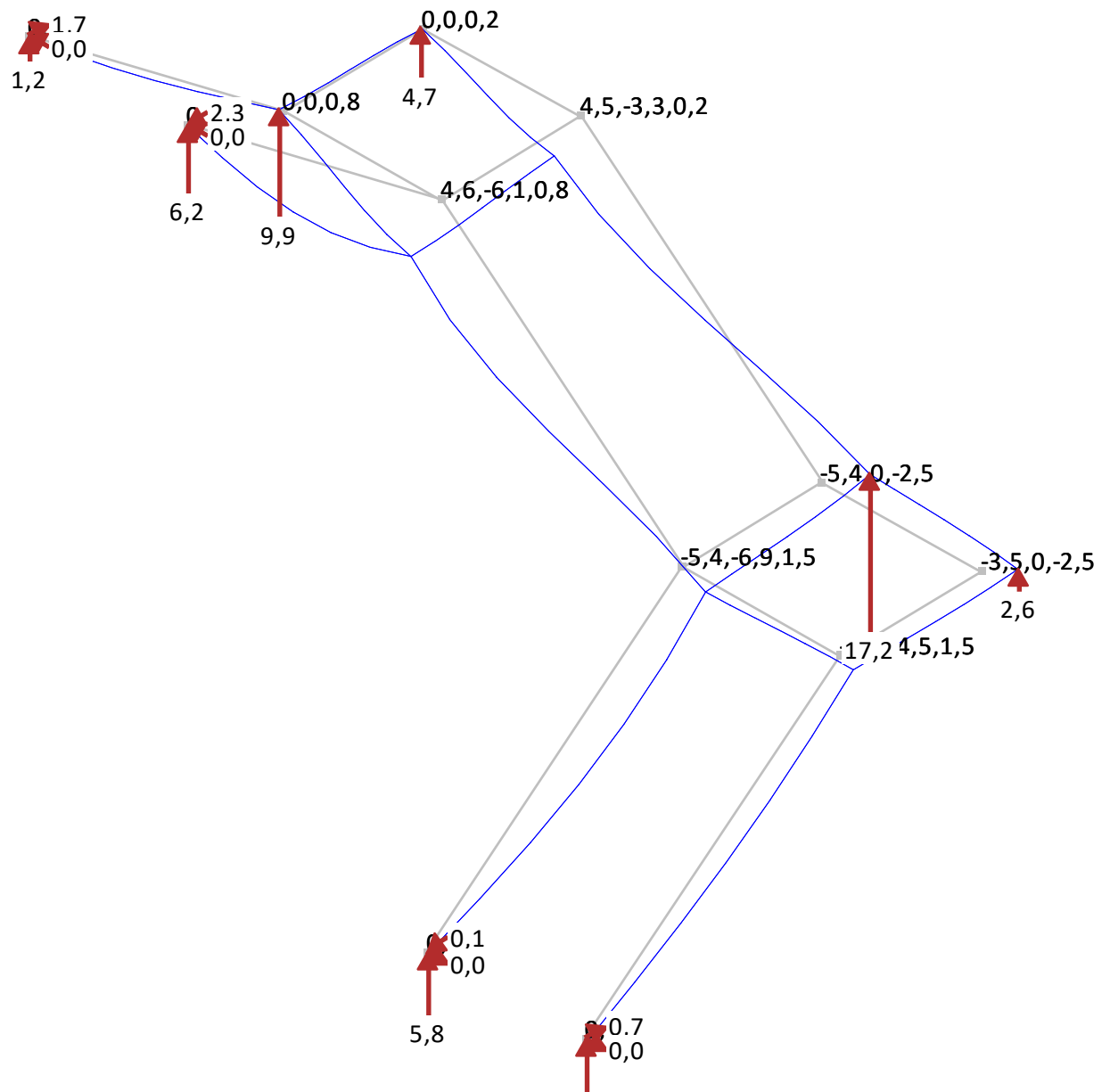
DIRECTAS ESCALERA PB A NIVEL 1



CORTANTES ESCALERA PB A NIVEL 1



FLECHAS Y REACCIONES ESCALERA PB A NIVEL 1



TENSIONES (kg/cm²) ESCALERA PB A NIVEL 1

Member	Joint	Sbz' top kg/cm ²	Sbz' bot kg/cm ²	Sby' left kg/cm ²	Sby' right kg/cm ²	Sy' kg/cm ²	Sz' kg/cm ²	Sx' kg/cm ²	Sx'-Sbz' top kg/cm ²	Sx'-Sbz' bot kg/cm ²	Sx'+Sby' left kg/cm ²	Sx'+Sby' right kg/cm ²
1	3	0,6	-0,6	289,9	-289,9	33,6	6,8	2,4	3,1	1,8	292,4	-287,5
2	4	452,9	-452,9	-291,1	291,1	17,2	6,8	2,4	455,3	-450,4	-288,7	293,5
3	5	19,5	-19,5	449,8	-449,8	48,5	11,4	-1,1	18,4	-20,7	448,6	-450,9
4	6	757,0	-757,0	-524,3	524,3	34,4	11,4	-1,1	755,8	-758,1	-525,4	523,1
5	5	-452,6	452,6	-264,0	264,0	35,0	-5,9	2,8	-449,8	455,4	-261,2	266,9
6	3	0,7	-0,7	289,9	-289,9	11,4	-5,9	2,8	3,5	2,1	292,8	-287,1
7	4	3,7	-3,7	-127,9	127,9	10,6	-3,7	-3,0	0,7	-6,7	-130,9	124,9
8	4	6,5	-6,5	220,6	-220,6	-10,3	-3,7	-3,0	3,5	-9,5	217,6	-223,6
9	7	28,6	-28,6	282,7	-282,7	25,0	-6,2	-5,9	22,7	-34,4	-288,5	276,8
10	8	358,2	-358,2	240,9	-240,9	11,1	-6,2	-5,9	352,3	-364,0	235,0	-246,7
11	9	0,8	-0,8	-497,8	497,8	-0,1	-12,1	4,6	5,4	3,8	-493,3	502,4
12	6	-154,1	154,1	533,7	-533,7	-17,3	-12,1	4,6	-149,5	158,7	538,3	-529,1
13	7	0,5	-0,5	497,8	-497,8	39,9	11,1	5,0	5,5	4,5	502,8	-492,9
14	7	457,6	-457,6	-540,1	540,1	6,9	11,1	5,0	462,6	-452,7	-535,1	545,1
15	8	-6,6	6,6	472,0	-472,0	26,3	11,3	-5,1	-11,7	1,4	466,9	-477,2
16	8	333,5	-333,5	-584,9	584,9	8,4	11,3	-5,1	328,3	-338,6	-590,1	579,8
17	4	453,2	-453,2	-89,4	89,4	9,1	-0,5	0,3	453,5	-452,8	-89,0	89,7
18	9	-0,0	0,0	0,0	-0,0	-31,2	-0,5	21,0	21,0	21,0	21,0	21,0
19	6	796,9	-796,9	-53,5	53,5	0,8	-0,3	-1,1	794,9	-797,0	-54,5	52,4
20	2	0,0	-0,0	-0,0	0,0	-39,5	-0,3	19,6	19,6	19,6	19,6	19,6
21	10	-153,9	153,9	77,1	-77,1	24,0	0,4	23,4	-130,5	177,2	100,5	-53,8
22	11	0,0	-0,0	0,0	-0,0	-16,4	0,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4
23	8	402,5	-402,5	63,9	-63,9	10,5	0,3	-10,7	391,8	-413,1	53,2	-74,5
24	11	0,0	-0,0	0,0	-0,0	-30,3	0,3	-30,8	-30,8	-30,8	-30,8	-30,8
25	7	458,4	-458,4	-341,7	341,7	-7,1	-3,1	13,9	472,3	-444,5	-327,8	355,6
26	5	-452,5	452,5	241,5	-241,5	-39,8	-3,1	32,3	-420,2	484,8	273,8	-209,2
27	8	327,7	-327,7	-521,8	521,8	8,1	-5,3	-14,9	312,9	-342,6	-536,6	506,9
28	6	7,8	-7,8	464,4	-464,4	-24,6	-5,3	3,6	11,4	-4,3	467,9	-460,8

Todos los puntos verifican que la tensión <1400 kg/cm²= tensión admisible. **Verifica**

DEFORMACIONES (mm) ESCALERA PB A NIVEL 1

	Joint	Label	dx' mm	dy' mm	dz' mm	Øx' deg	Øy' deg	Øz' deg
1	1		0,0	0,0	0,0	0,2	-0,1	0,3
2	2		0,0	0,0	0,0	0,1	-0,0	0,4
3	3		-3,5	0,0	-2,5	-0,0	-0,1	-0,3
4	4		-3,5	-4,5	1,5	0,1	-0,1	-0,1
5	5		-5,4	0,0	-2,5	0,1	-0,1	-0,4
6	6		-5,4	-6,9	1,5	0,1	-0,1	-0,2
7	7		4,5	-3,3	0,2	-0,0	-0,1	-0,2
8	8		4,6	-6,1	0,8	-0,2	-0,1	-0,1
9	9		0,0	0,0	0,2	-0,2	-0,1	0,0
10	10		0,0	0,0	0,8	-0,3	-0,1	-0,0
11	11		0,0	0,0	0,0	-0,2	-0,1	0,3
12	12		0,0	0,0	0,0	-0,2	-0,2	0,0

F admisible = Luz/300=467 /300=1.55 cm

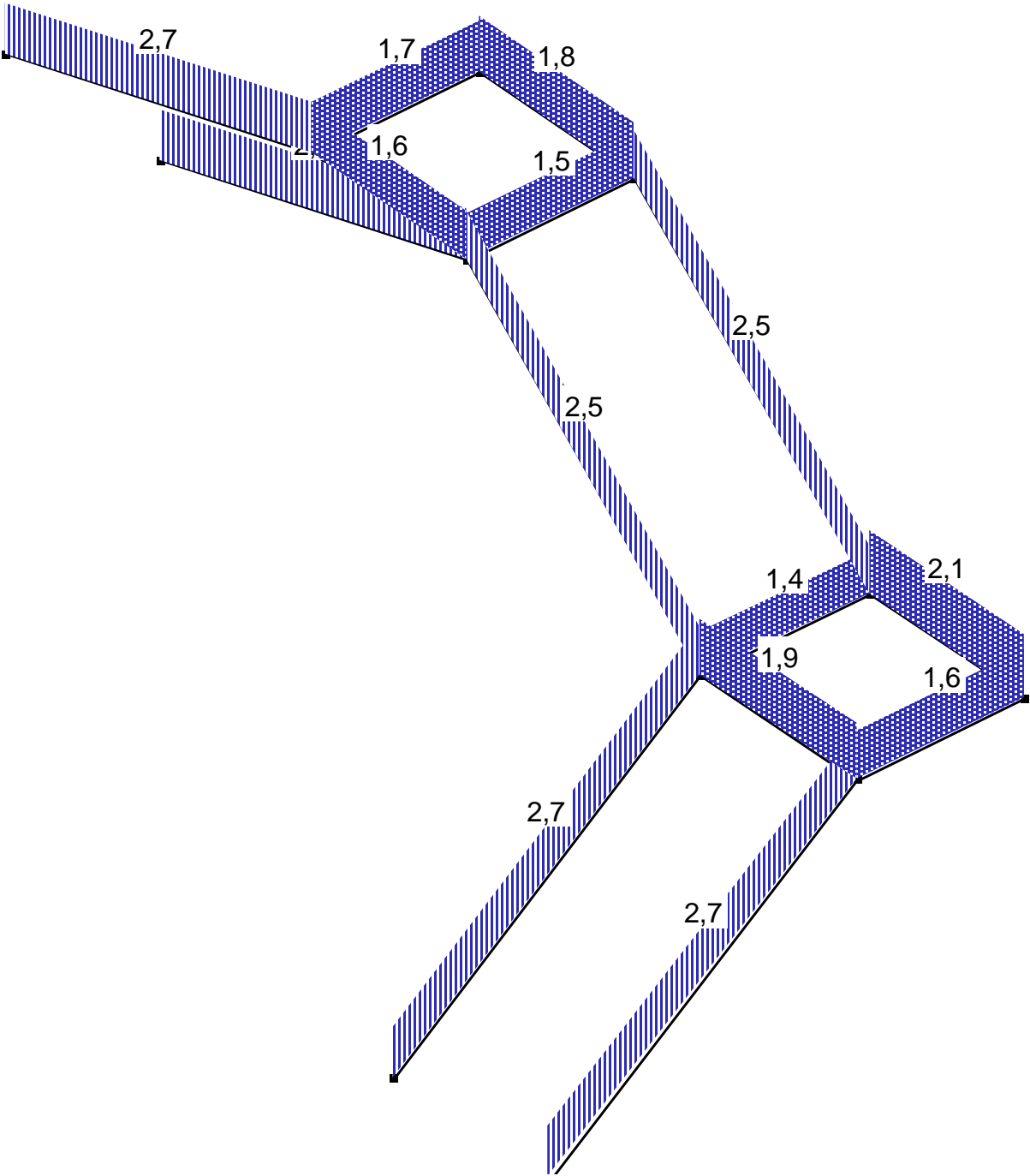
Flecha máxima (punto 6) = 0.61 cm < f admisible **verifica**

REACCIONES ESCALERA PB A NIVEL 1

Escalera

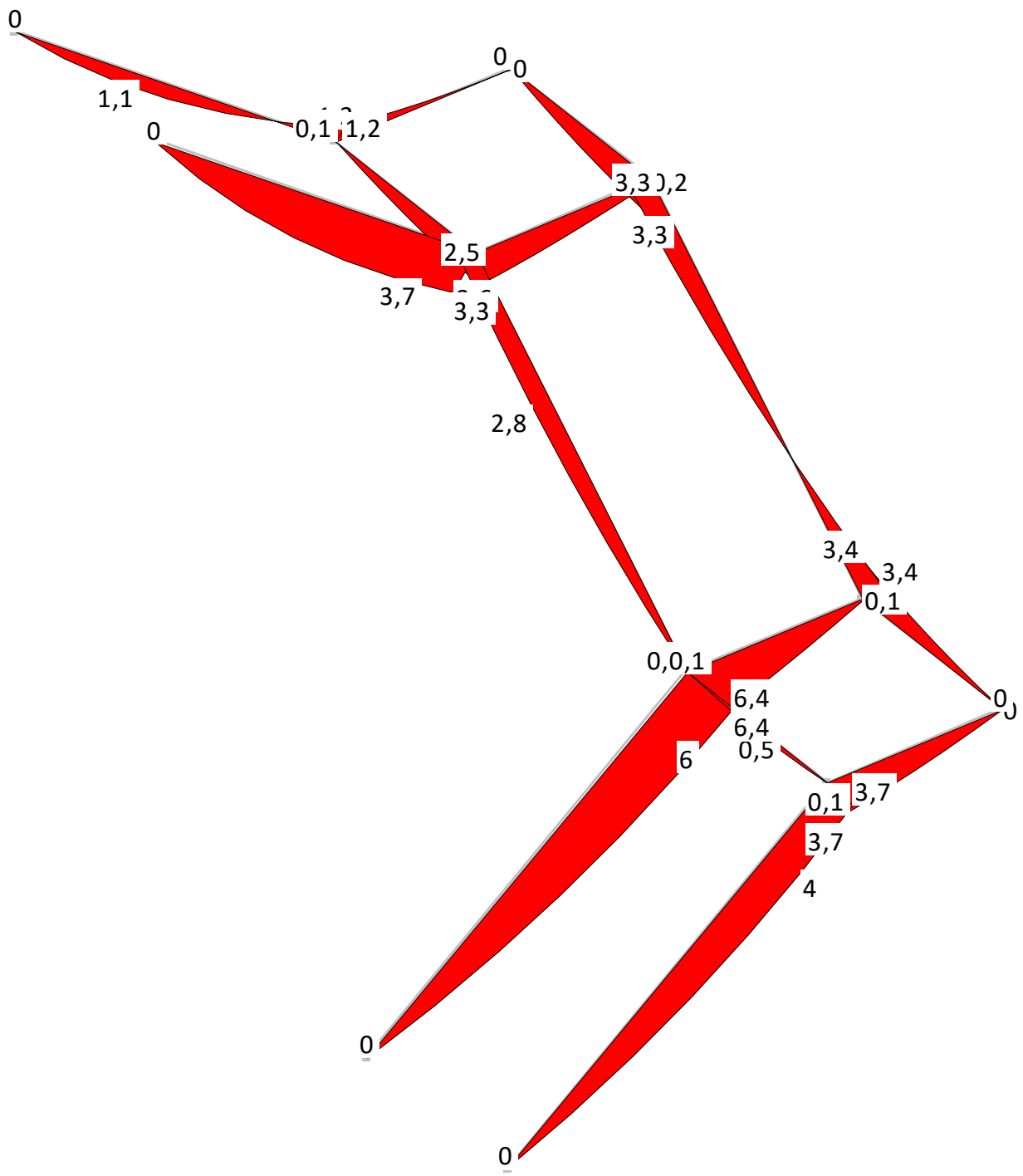
	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN	Rz' kN	Mx' kN-m	My' kN-m	Mz' kN-m
1	1		-0,7	5,2	-0,0	0,0	-0,0	0,0
2	2		0,1	5,8	-0,0	0,0	-0,0	0,0
3	3		0,0	2,6	0,0	-0,0	0,0	0,0
4	4		-0,0	-0,0	0,0	0,0	-0,0	0,0
5	5		0,0	17,2	0,0	0,0	-0,0	0,0
6	6		0,0	0,0	0,0	-0,0	0,0	0,0
7	7		-0,0	-0,0	-0,0	-0,0	0,0	-0,0
8	8		0,0	0,0	-0,0	-0,0	-0,0	0,0
9	9		0,0	4,7	0,0	-0,0	0,0	-0,0
10	10		0,0	9,9	-0,0	-0,0	-0,0	0,0
11	11		2,3	6,2	0,0	-0,0	0,0	0,0
12	12		-1,7	1,2	0,0	-0,0	0,0	-0,0
13	Total	(Global)	Rx=0,0	Ry=62,8	Rz=0,0			

CARGAS ESCALERA NIVEL 1 A NIVEL 2

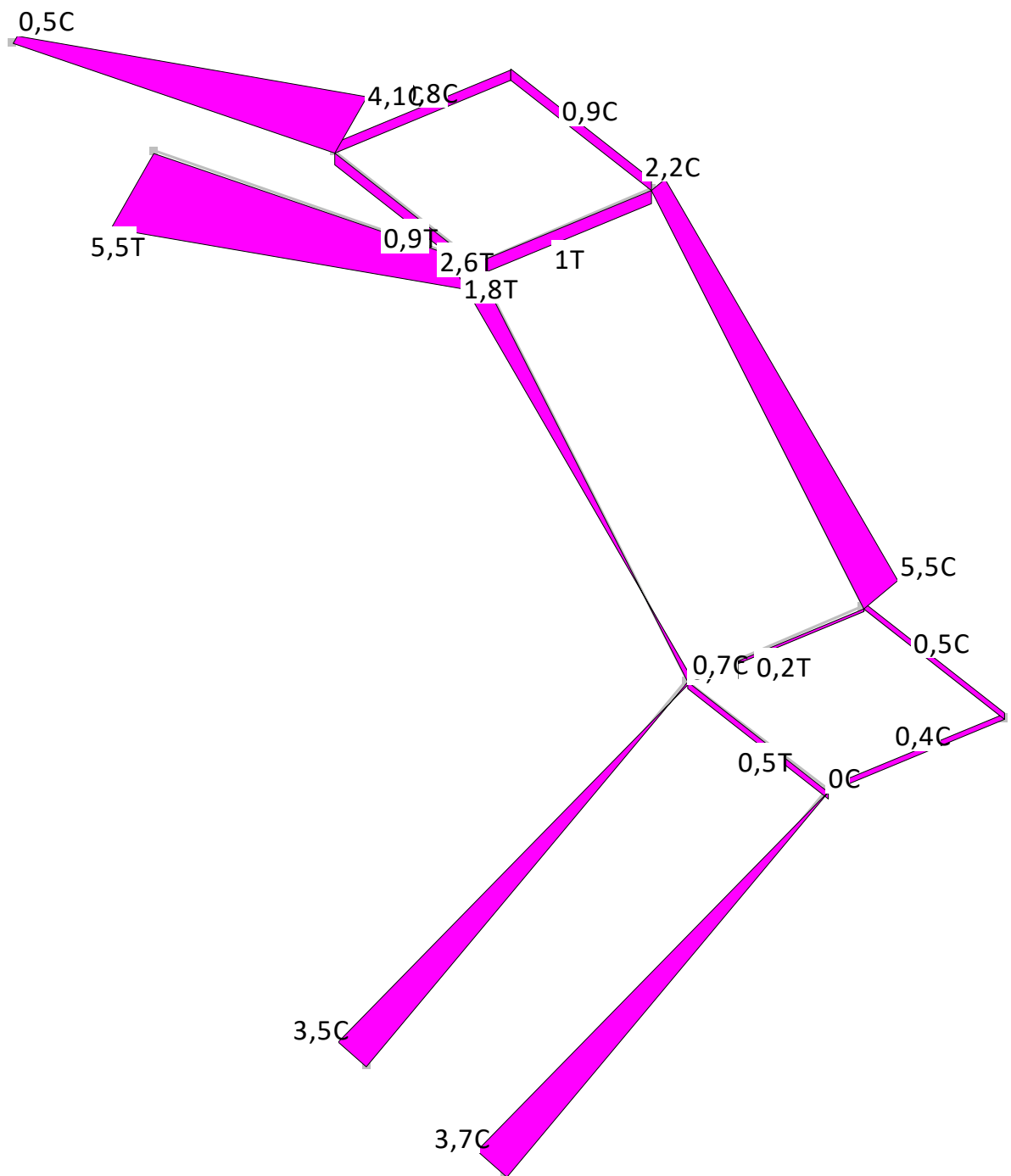


NOTA: en esta estructura NO existe la plataforma de acceso al local, y la barra 7 tiene menor carga de cálculo (182 kg/m), frente a la misma barra de la estructura que va de PB a nivel 1 (293 kg/m) . Es la única diferencia de cargas entre ambas estructuras

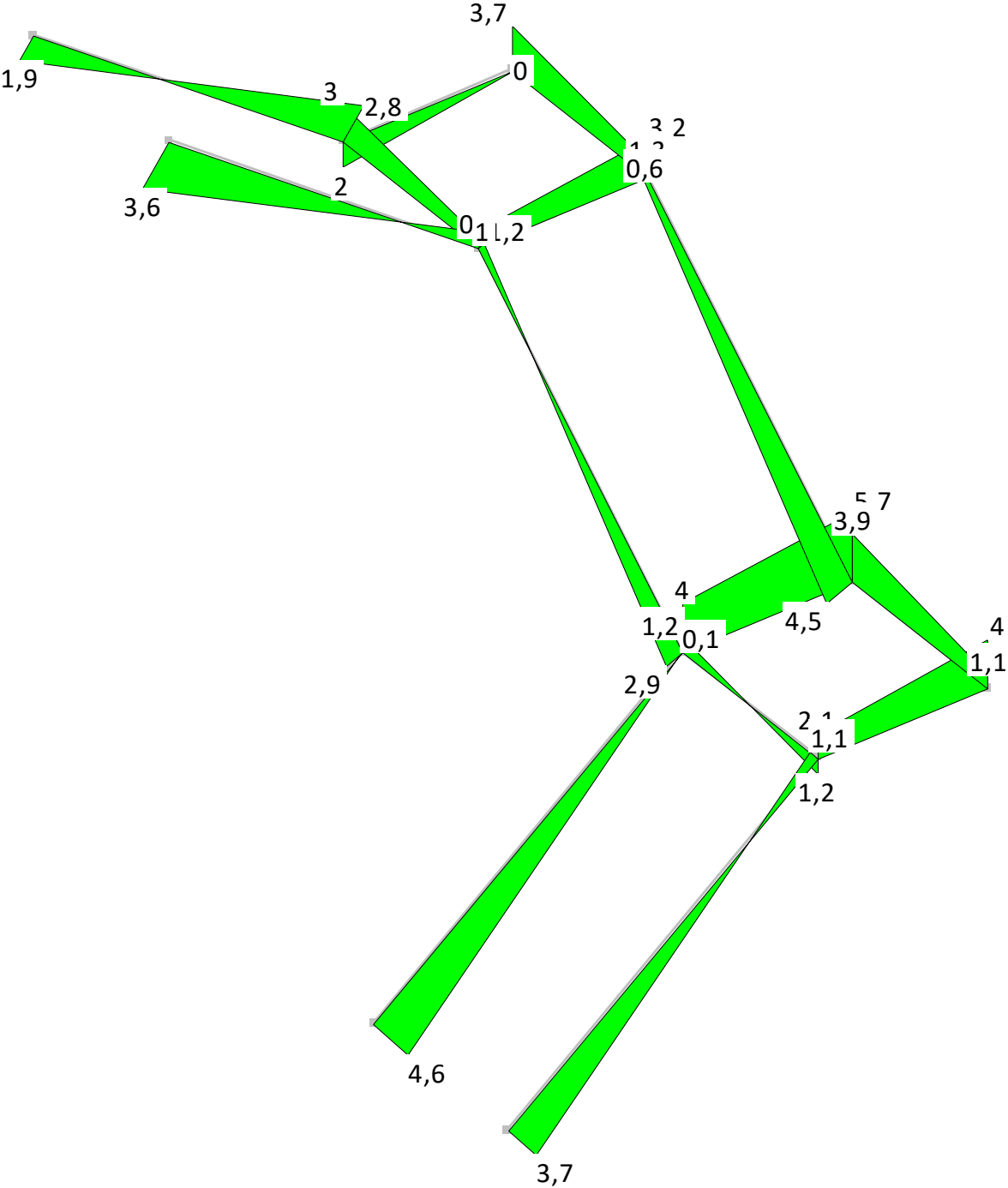
MOMENTOS ESCALERA NIVEL 1 A NIVEL 2



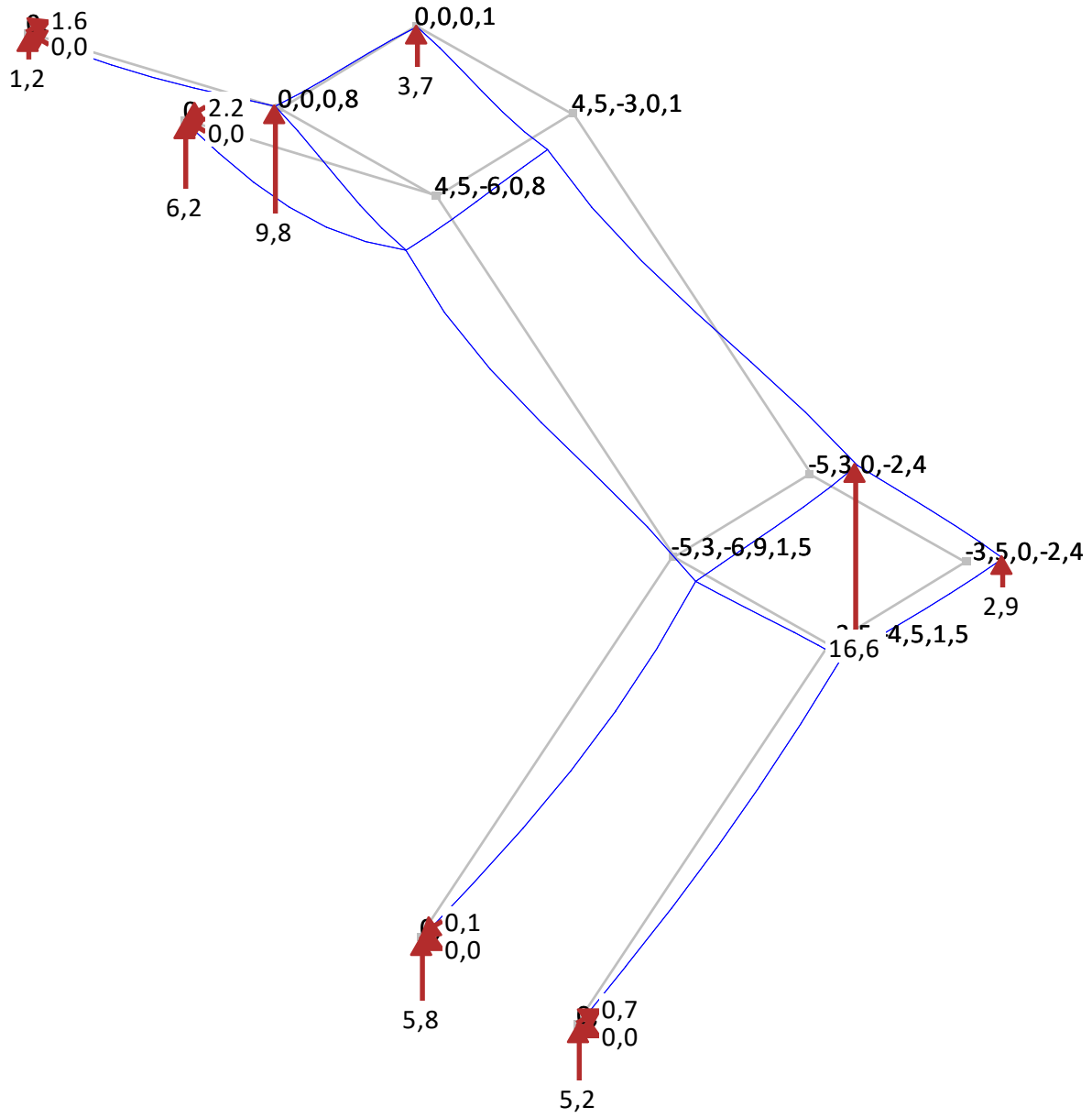
DIRECTA ESCALERA NIVEL 1 A NIVEL 2



CORTANTE ESCALERA NIVEL 1 A NIVEL 2



FLECHAS Y REACCIONES ESCALERA NIVEL 1 A NIVEL 2



TENSIONES (kg/cm2) ESCALERA NIVEL 1 A NIVEL 2

	Member	Joint	sbz' top kg/cm ²	sbz' bot kg/cm ²	sby' left kg/cm ²	sby' right kg/cm ²	sy' kg/cm ²	sz' kg/cm ²	sx' kg/cm ²	sx'+sbz' top kg/cm ²	sx'+sbz' bot kg/cm ²	sx'+sby' left kg/cm ²	sx'+sby' right kg/cm ²
1	1	3	0.6	-0.6	278.2	-278.2	33.9	6.5	2.3	3.0	1.7	280.6	-275.9
2	1	4	457.0	-457.0	278.6	-278.6	17.5	6.5	2.3	459.3	-454.6	-276.3	281.0
3	2	5	18.4	-18.4	430.1	-430.1	48.3	11.0	-1.1	17.3	-19.5	429.0	-431.2
4	2	6	752.8	-752.8	504.6	-504.6	34.3	11.0	-1.1	751.7	-753.9	-505.7	503.5
5	3	5	-420.4	420.4	-254.9	254.9	33.4	-5.7	2.7	-417.7	423.0	-252.3	257.6
6	3	3	0.7	-0.7	278.2	-278.2	9.7	-5.7	2.7	3.4	2.0	280.9	-275.5
7	4	6	6.5	-6.5	-119.5	119.5	10.5	-3.5	-2.9	3.6	-9.3	-122.4	116.6
8	4	4	6.3	-6.3	210.2	-210.2	-10.5	-3.5	-2.9	3.4	-9.1	207.3	-213.1
9	5	7	27.0	-27.0	-272.2	272.2	26.9	-5.9	-5.6	21.4	-32.5	-277.8	266.7
10	5	8	373.8	-373.8	229.5	-229.5	12.1	-5.9	-5.6	368.2	-379.4	223.9	-235.1
11	6	9	0.8	-0.8	-477.1	477.1	-0.1	-11.6	4.4	5.2	3.5	-472.8	481.5
12	6	10	-154.1	154.1	512.6	-512.6	-17.3	-11.6	4.4	-149.8	158.5	517.0	-508.2
13	7	9	0.6	-0.6	477.1	-477.1	31.3	10.6	4.8	5.4	4.2	481.9	-472.4
14	7	7	413.1	-413.1	516.1	-516.1	10.9	10.6	4.8	417.9	-408.3	-511.3	520.9
15	8	10	-6.5	6.5	452.8	-452.8	25.7	10.9	-4.9	-11.4	1.5	447.9	-457.8
16	8	8	320.1	-320.1	-562.9	562.9	7.7	10.9	-4.9	315.1	-325.0	-567.9	558.0
17	9	4	457.3	-457.3	-86.7	86.7	9.0	-0.4	0.2	457.4	-457.1	-86.5	86.9
18	9	1	0.0	-0.0	-0.0	0.0	-31.3	-0.4	20.8	20.8	20.8	20.8	20.8
19	10	6	790.7	-790.7	-52.4	52.4	1.0	-0.3	-1.1	789.6	-791.7	-53.5	51.4
20	10	2	-0.0	0.0	0.0	-0.0	-39.4	-0.3	19.6	19.6	19.6	19.6	19.6
21	11	10	-153.9	153.9	74.8	-74.8	24.0	0.4	22.9	-131.0	176.8	97.7	-51.9
22	11	12	0.0	-0.0	-0.0	0.0	-16.4	0.4	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9
23	12	8	416.7	-416.7	62.6	-62.6	10.2	0.3	-10.2	406.5	-426.9	52.4	-72.8
24	12	11	0.0	-0.0	-0.0	0.0	-30.7	0.3	-30.4	-30.4	-30.4	-30.4	-30.4
25	13	7	413.9	-413.9	-323.6	323.6	-5.1	-3.0	12.4	426.2	-401.5	-311.3	336.0
26	13	5	-420.2	420.2	227.8	-227.8	-37.8	-3.0	30.8	-389.5	451.0	258.6	-197.0
27	14	8	314.4	-314.4	-506.3	506.3	8.5	-5.1	-14.7	299.7	-329.1	-520.9	491.6
28	14	6	10.5	-10.5	450.8	-450.8	-24.2	-5.1	3.7	14.3	-6.8	454.6	-447.1

Todos los puntos verifican que la tensión <1400 kg/cm2= tensión admisible. **Verifica**

DEFORMACIONES (mm) ESCALERA NIVEL1 A NIVEL 2

	Joint	Label	dx' mm	dy' mm	dz' mm	Øx' deg	Øy' deg	Øz' deg
1	1		0,0	0,0	0,0	0,2	-0,1	0,3
2	2		0,0	0,0	0,0	0,1	-0,0	0,4
3	3		-3,5	0,0	-2,4	-0,0	-0,1	-0,3
4	4		-3,5	-4,5	1,5	0,1	-0,1	-0,1
5	5		-5,3	0,0	-2,4	0,1	-0,1	-0,4
6	6		-5,3	-6,9	1,5	0,1	-0,1	-0,2
7	7		4,5	-3,0	0,1	-0,0	-0,1	-0,2
8	8		4,5	-6,0	0,8	-0,2	-0,1	-0,1
9	9		0,0	0,0	0,1	-0,2	-0,1	0,0
10	10		0,0	0,0	0,8	-0,3	-0,1	-0,0
11	11		0,0	0,0	0,0	-0,1	-0,1	0,3
12	12		0,0	0,0	0,0	-0,2	-0,2	0,0

F admisible = Luz/300=467 /300=1.55 cm

Flecha máxima (punto 6) = 0.69 cm < f admisible **verifica**

REACCIONES ESCALERA NIVEL 1 A NIVEL 2

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN	Rz' kN	Mx' kN-m	My' kN-m	Mz' kN-m
1	1		-0,7	5,2	-0,0	0,0	-0,0	0,0
2	2		0,1	5,8	-0,0	0,0	-0,0	0,0
3	3		0,0	2,9	0,0	-0,0	0,0	-0,0
4	4		-0,0	0,0	0,0	-0,0	-0,0	0,0
5	5		0,0	16,6	0,0	-0,0	0,0	0,0
6	6		-0,0	-0,0	-0,0	-0,0	-0,0	0,0
7	7		0,0	0,0	0,0	-0,0	0,0	-0,0
8	8		0,0	-0,0	-0,0	-0,0	0,0	0,0
9	9		0,0	3,7	0,0	0,0	0,0	-0,0
10	10		0,0	9,8	0,0	0,0	0,0	0,0
11	11		2,2	6,2	0,0	-0,0	0,0	0,0
12	12		-1,6	1,2	0,0	0,0	-0,0	-0,0
13	Total	(Global)	Rx=0,0	Ry=61,4	Rz=0,0			

DESVIO DE P12a

REACCION PILAR (APOYO 5 DE TRAMO NIVEL 1 A NIVEL 2) =1660 kg

PP PILAR= 17.3*475=83 kg

TOTAL=1743 kg

Verifico soldadura

MOMENTO EN UNION CARTELAS

$M=1743*8= 13944 \text{ kgcm}$

$V= 1743 \text{ kg}$

Dos cordones verticales de 3 mm de ancho por cartela

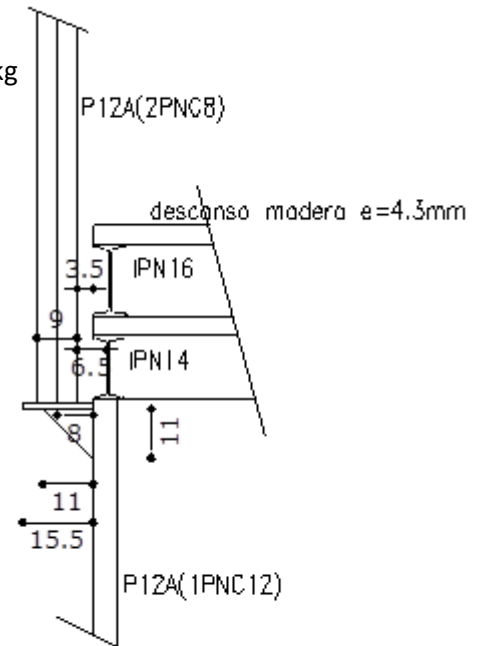
$W=.21*11^3/6=46.58 \text{ cm}^3$

$\text{Área}=.21*11=2.3 \text{ cm}^2$

$\tau_x=M/2/W=150 \text{ kg/cm}^2$ el pilar esta descentrado supongo que todo el peso cae en una cartela, estoy del lado de la seguridad

$\tau_y=379 \text{ cm}^2$

$\tau=\text{raíz}(T_x^2+T_y^2)=408 < 900 \text{ kg/cm}^2$ **verifica**



Pandeo de cartelas

Biela comprimida

seccion: 4.2 cm*1 cm

$A=4.2 \text{ cm}^2$

$L_p=11.3 \text{ cm}$

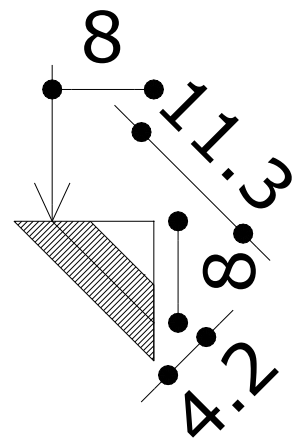
$\rho = 1/\text{raíz}(12) = .288$

$\lambda = 11.3/.288=39.14$

$W=1.17+0.00014\lambda^2=1.38$

$P_{adm}=4.2*1400/1.38= 4260 \text{ kg}$

$P_{biela}= 1743 * \text{raíz}(2) = 2465 \text{ kg} < P_{adm}$ **verifica**



Platina de apoyo

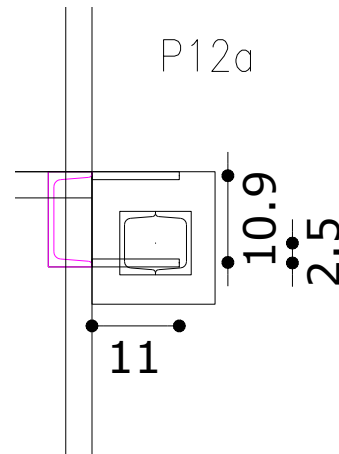
Verifico como viga apoyada en las dos cartelas con carga del pilar descentrada en la viga, estoy de lado de la seguridad pues es una losa.

Seccion viga =11x1.3 cm

$W=2.42 \text{ cm}^3$

$M= 1743 \cdot (10.9-2.5)/10.9 \cdot 2.5=3358 \text{ kgcm}$

$\sigma = M/W=1387 < 1400 \text{ kg/cm}^2$ **verifica**



PILAR 12 a

Carga de tramo nivel 1 a nivel 2= 1743 kg

Carga de tramo PB a nivel 1= 1720 kg

Total=3463 kg

A PNC12 = 17 cm²

$L_p=155 \text{ cm}$

$\rho_{\min} = 1.59 \text{ cm}$

$\lambda = 155/1.59=97.48$

$W=1.17+0.00014\lambda^2=2.5$

$P_{adm}= 14 \cdot 1400/2.5=7840 \text{ kg}$

$3463 \text{ kg} < P_{adm}$ **verifica**

APOYOS EN P9. TRAMO DE ESCALERA PB A N1

PNC14 como ménsula

$W=86.4 \text{ cm}^3$

Luz de ménsula=22.4cm

Carga = reacción en punto = 290 kg

$M_x=290*22.5 = 6496 \text{ kgcm}$

$\sigma = M/W=75 < 1400 \text{ kg/cm}^2$ **verifica**

Soldadura en P9

Dos cordones horizontales de 3mm de ancho y 12 cm de largo separados 14

Área de cordón=.21*12=2.52 cm²

$F_x=M_x/14=294 \text{ kg}$

$F_y = M_y/3.7$

$M_y=290*3.7=1073 \text{ kgcm}$

$F_y=290 \text{ kg}$

$\tau_x=F_x/2.52=117 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_y=F_y/2.52=117 \text{ kg/cm}^2$

$\tau=\text{raíz} (\tau_x^2+\tau_y^2) =166 \text{ kg/cm}^2 < 900 \text{ kg/cm}^2$ **verifica**

Soldadura en IPN14

Dos cordones horizontales de 3mm de ancho y 7 cm de largo separados 14 (estoy del lado de la seguridad)

Area=7*0.21=1.47 cm²

$F_x= M_x/14=290 \text{ kg}$

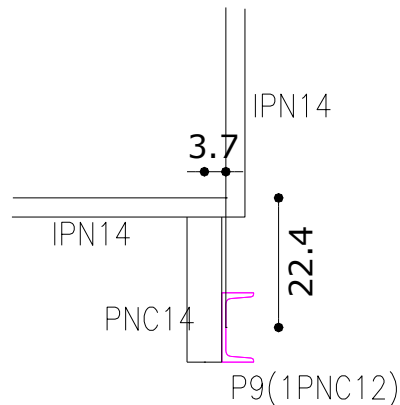
Torsion

$F_y=M_t/14=290*14/14=290 \text{ kg}$

$\tau_x=F_x/1.47=197 \text{ kg/cm}^2$

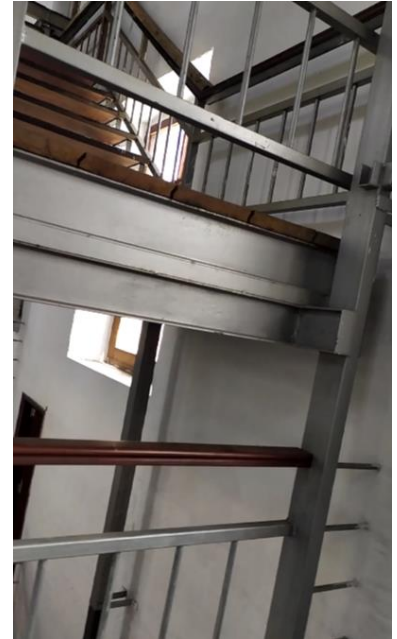
$\tau_y=F_y/1.47=197 \text{ kg/cm}^2$

$\tau=\text{raíz} (\tau_x^2+\tau_y^2) =280 \text{ kg/cm}^2 < 900 \text{ kg/cm}^2$ **verifica**



APOYOS EN P9. TRAMO DE ESCALERA PB A N1

Ídem al tramo PB a N1



APOYOS EN P13 TRAMO DE ESCALERA PB A N1

Verifico soldadura

IPN 14 de zanca se le cortan las alas para pasar el pilar P13

Reacción de apoyo 370 kg

La verifica la soldadura observada.

Tomando un cordón inferior de $12 - 2.7 = 9.3\text{cm}$, y 3 mm de ancho

$$P_{adm} = .3 * .7 * 9.3 * 900 = 1757 \text{ kg}$$

$370 \text{ kg} < P_{adm}$ verifica



APOYOS EN P13 TRAMO DE ESCALERA N1 A N2

Verifico soldadura

IPN 14 de zanca se suelda lateralmente al pilar P13 (1PNC12)

Reacción de apoyo 370 kg

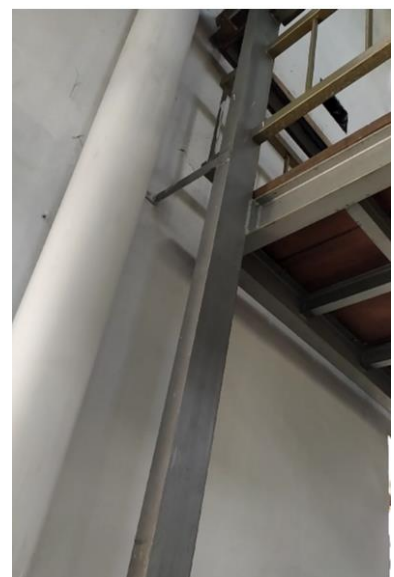
La verifica la soldadura observada.

Tomando un solo cordón inferior de 7 cm (ancho de ala del PNC12)

y 3 mm de ancho

$$P_{adm} = .3 * .7 * 7 * 900 = 1323 \text{ kg}$$

$370 \text{ kg} < P_{adm}$ verifica



NODO 4 ZANCA 1



Se estima un ancho de cordón promedio de 3mm de forma rectangular alto $=14-0.21=13.79$ cm base= 7cm (internas)

base int	7
alto int	13,79
ancho cordón b	3
t=	0,21
base ext	7,42
alto ext	14,21
A	8,9082
I	244,497756
W	34,4120698

M kNm	3,6
N kN	0,63
V kN	1,1
tx kg/cm ²	1053,21671
ty kg/cm ²	12,3481736
t kg/cm ²	1053,28909

T >900 kg/cm² no verifica

NODO 5 ZANCA 5



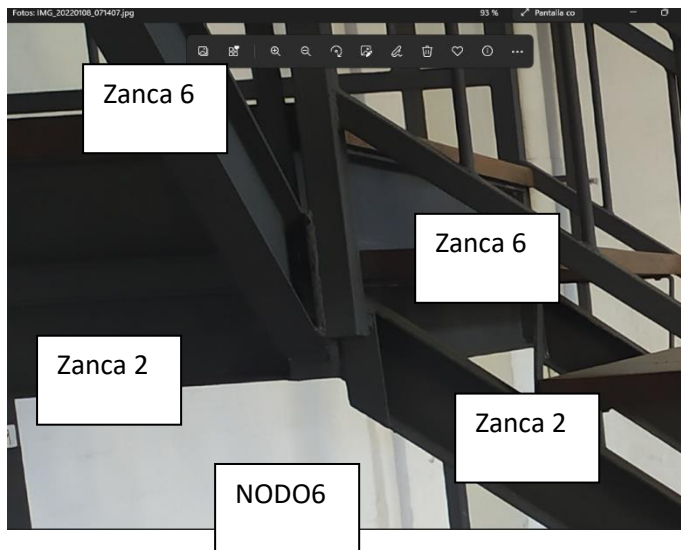
Se estima un ancho de cordón promedio de 3mm de forma rectangular alto $=14-0.21=13.79$ cm base= 7cm (internas)

base int	7
alto int	13,79
ancho cordón b	3
t=	0,21
base ext	7,42
alto ext	14,21
A	8,9082
I	244,497756
W	34,4120698

M kNm	3,6
N kN	5,91
V kN	4,8
tx kg/cm ²	1112,48794
ty kg/cm ²	53,8829393
t kg/cm ²	1113,79208

T >900 kg/cm² no verifica

NODO 6 ZANCA 2



Se estima un ancho de cordón promedio de 3mm de forma rectangular alto $=14-0.21=13.79$ cm base= 7cm (internas)

base int	7
alto int	13,79
ancho cordón b	3
t=	0,21
base ext	7,42
alto ext	14,21
A	8,9082
I	244,497756
W	34,4120698

M kNm	6,4
N kN	0,2
V kN	0,1
tx kg/cm ²	1862,0577
ty kg/cm ²	1,12256124
t kg/cm ²	1862,05803

T >900 kg/cm² no verifica

NODO 6 ZANCA 6

Se estima un ancho de cordón promedio de 3mm de forma rectangular alto = $14-0.21=13.79$
cm base= 7cm (internas)

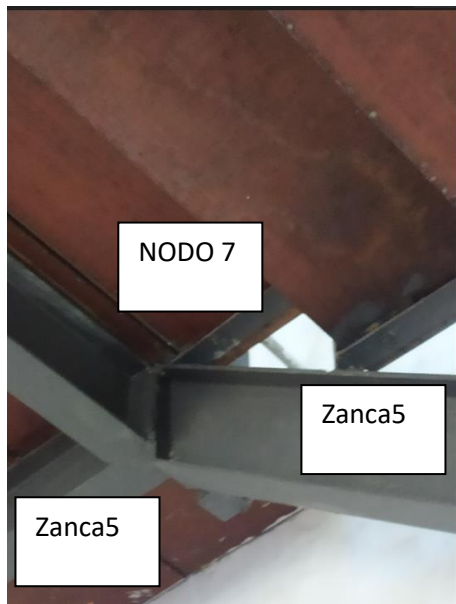
6 ZANCA 6

base int	7
alto int	13,79
ancho cordón b	3
t=	0,21
base ext	7,42
alto ext	14,21
A	8,9082
I	244,497756
W	34,4120698

M kNm	0
N kN	0,65
V kN	2,96
tx kg/cm ²	7,29664803
ty kg/cm ²	33,2278126
t kg/cm ²	34,0195326

T < 900 kg/cm² verifica

NODO 7 ZANCA 5



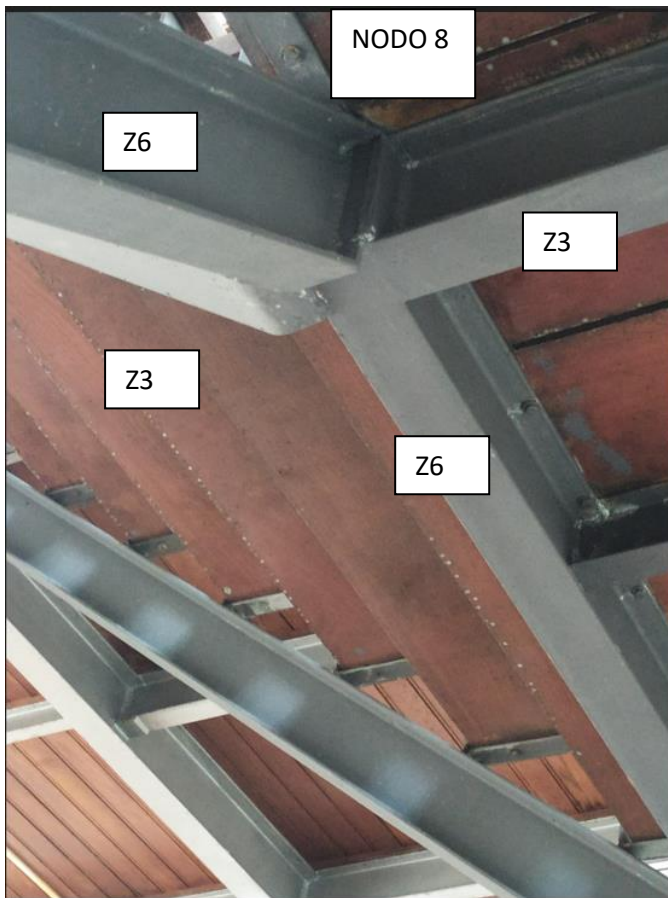
Se estima un ancho de cordón promedio de 3mm de forma rectangular alto $=14-0.21=13.79$ cm base= 7cm (internas)

base int	7
alto int	13,79
ancho cordón b	3
t=	0,21
base ext	7,42
alto ext	14,21
A	8,9082
I	244,497756
W	34,4120698

M kNm	3,7
N kN	2,53
V kN	0,851
tx kg/cm ²	1103,60494
ty kg/cm ²	9,55299612
t kg/cm ²	1103,64629

T >900 kg/cm² no verifica

NODO 8 . ZANCA 6



Se estima un ancho de cordón promedio de 3mm de forma rectangular alto $=14-0.21=13.79$ cm base= 7cm (internas)

base int	7
alto int	13,79
ancho cordón b	3
t=	0,21
base ext	7,42
alto ext	14,21
A	8,9082
I	244,497756
W	34,4120698

M kNm	2,7
N kN	2,71
V kN	0,98
tx kg/cm ²	815,029839
ty kg/cm ²	11,0011001
t kg/cm ²	815,104081

T < 900 kg/cm² verifica

NODO 8 . ZANCA 3

8 ZANCA 3

base int	7
alto int	13,79
ancho cordón b	3
t=	0,21
base ext	7,42
alto ext	14,21
A	8,9082
I	244,497756
W	34,4120698

M kNm	3,2
N kN	1,27
V kN	1,95
tx kg/cm2	944,162814
ty kg/cm2	21,8899441
t kg/cm2	944,416534

T >900 kg/cm2 no verifica

NODO 10 ZANCA 4



10 ZANCA 4

base int	7
alto int	13,79
ancho cordón b	3
t=	0,21
base ext	7,42
alto ext	14,21
A	8,9082
I	244,497756
W	34,4120698

M kNm	1,2
N kN	4,27
V kN	2,9
τ_x kg/cm ²	396,648222
τ_y kg/cm ²	32,5542758
τ kg/cm ²	397,9819

$T < 900$ kg/cm² verifica

REFUERZO PARA NODOS

Se suelda un PNC 14 de 10 cm de largo mínimo en las caras internas de los siguientes nodos:

Nodo 4 zanca 1 y zanca 7

Nodo 5 zanca 5 y zanca 11

Nodo 6 zanca 2 y zanca 8

Nodo 6 zanca 6 y zanca 12

Nodo 7 zanca 5 y zanca 11

Nodo 8 zanca 3 y zanca 9

Nodo 8 zanca 6 y zanca 12

Nodo 10 zanca 4 y zanca 10

Se verifica el refuerzo para el Nodo 6 (zanca 2 y zanca 8) que es el que dimensiona:

Inercia del cordón de refuerzo= $0.35 \cdot 11^3 / 12 + 2 \cdot 0.35 \cdot 3 \cdot (11/2)^2 + 2 \cdot 0.35 \cdot 7 \cdot (14/2)^2 = 38.8 + 63.5 + 240 = 342.3$ cm⁴

I existente +I refuerzo = $244.5 + 342.3 = 586.8$ cm⁴

W existente +refuerzo= $586.8 / 7 = 83.83$ cm³

$\tau_x = 64000 / W = 763$ kg/cm² < 900 kg/cm² **verifica**

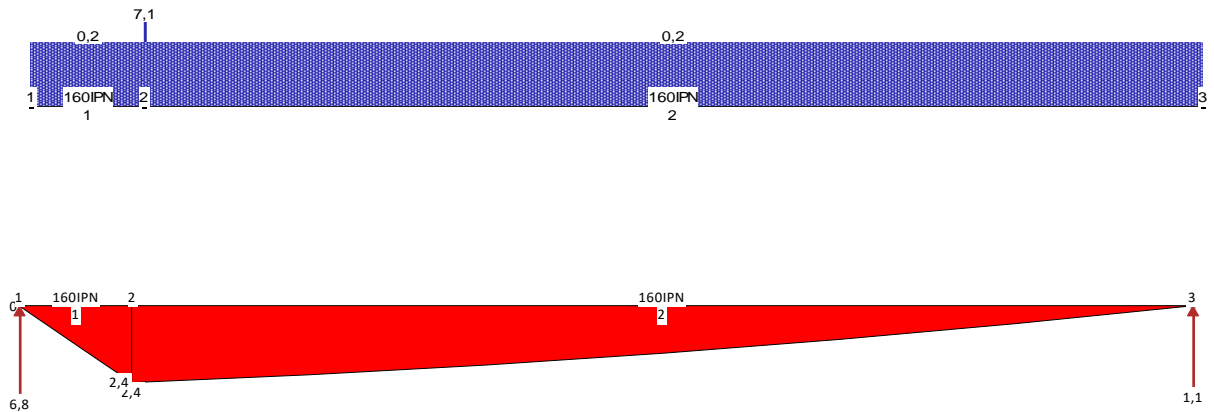
3.5. ESTRUCTURA SOBRE NIVEL 2 (I300) V3501)

P descarga Cercha=710kg

Q lineal)

Pp IPN16=17.98 kg/m

Luz=3.75 m



M=24000 kgcm

$\sigma = M/W = 24000/117 = 205 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$ **verifica**

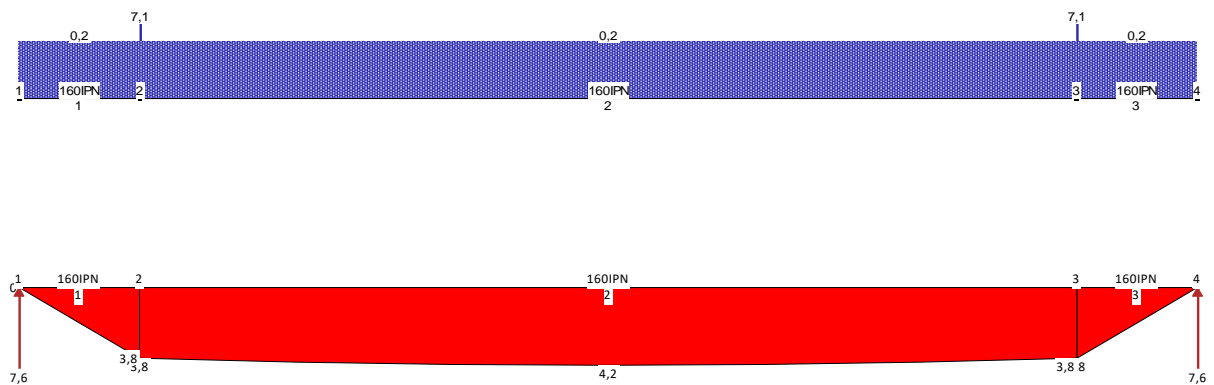
Flecha admisible = $375/300 = 1.25 \text{ cm}$

Flecha=2 mm **verifica**

Rizq= 680 kg

Rder= 110 kg

V3502) Luz = 4.9m



$M=42000 \text{ kgcm}$

$\sigma=M/W= 42000/117 = 359 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$ **verifica**

Flecha admisible $=490/300=1.63 \text{ cm}$

Flecha=7.1 mm **verifica**

Rizq= 760 kg

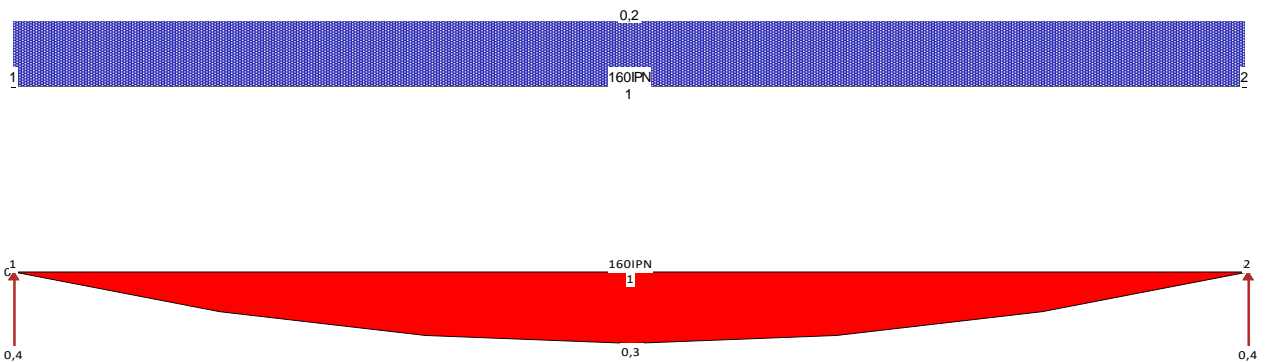
Rder= 760 kg

V3503) SIMETRICA V3501

V3504 IDEM 3501, V3505 IDEM 3502, V3506 IDEM 3503

V3507)

Luz=3.66m



$M=3000 \text{ kgcm}$

$\sigma=M/W= 3000/117 = 26 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$ **verifica**

Flecha admisible $=366/300=1,22 \text{ cm}$

Flecha= 4 mm **verifica**

Rizq= 40kg

Rder= 40 kg

3.6. PILARES NIVEL 2

Peso propio pilares (2PNC14) = $3,60 \text{ m} \times 2 \times 16 \text{ kg/m} = 115,2 \text{ kg}$

Los pilares del nivel 2 son 8: P6, P7, P10, P11, P14, P15, P18, P19.

Están confeccionados por 2pnc14 soldados por sus alas. La soldadura es discontinua, el largo de los cordones es de 5 cm promedio y la separación de los cordones orden de 80 cm

Verifico Pilares:

Los pilares no poseen un buen arriostramiento en el sentido longitudinal de la construcción.

Entre ellos forman dos pórticos desplazables formados por los pilares 6 10 14 y 18 por un lado y los pilares 7 11 15 19 por otro.

Se propone colocar un perfil IPN16 ídem al existente en cada extremo del soldado a la viga existente y empotrado en el muro extremo con mortero A/P 3/1. De esta manera las cerchas quedan arriostradas inferiormente y superiormente por las correas del techo (y la estructura del cielorraso).

En total son 4 perfiles y 4 empotramientos en muros.

De esta manera los pilares de nivel 3 tienen su extremo arriostrado en los dos sentidos.

Verifico pilares

El pilar más cargado es el P10 11 14 15 (ya está considerada la carga del cielorraso)

$P = 985.2 \text{ kg} < P_{adm}$

Pandeo paralelo a uniones

Compacta:

$A = 20.4 \times 2 = 40.8 \text{ cm}^2$ (2PNC14)

$I_y = 862.35 \text{ cm}^4$ (ambos perfiles eje por unión de alas)

$W_y = I_y / (6) = 143.725 \text{ cm}^3$

$\rho = 4.6 \text{ cm}$

$L = 360 \text{ cm}$

$\lambda = L / \rho = 78.26$

$\omega = 0.00014 \times \lambda^2 + 1.17 = 2.03$ compacta

Independiente

$A = 20.4 \text{ cm}^2$

$I_y = 62.7 \text{ cm}^4$ $\rho = 1.75 \text{ cm}$ mínima

L= 60 cm topeo soldaduras cada 60 cm

$$\lambda = L / \rho = 34$$

$$\omega = 0.00014 \times \lambda^2 + 1.17 = 1.33 \text{ independiente}$$

w total= w compacto. (w independiente-.17) = (norma IE3-53)

$$w = 2.03 \times (1.33 - .17) = 2.36$$

$$\sigma = \frac{\omega \times N}{A} \pm \frac{M}{W} < \sigma_{adm} = 1750 \frac{kg}{cm^2},$$

$$2.36 \times 985.2 / 40.8 = 57 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{verifica tensiones admisibles.}$$

Se deben verificar que siempre haya cordones de soldadura de 10 cm de largo cada 60 cm máximo, si no hay, se ejecutan.

3.7. ESTRUCTURA SOBRE NIVEL 1 (I200) – NIVEL DE ENTREPISO A EJECUTAR

3.7.1. Entarimado

Características:

Madera espesor 34 mm

Modulo elasticidad instantánea 60.000 kg/cm²

Resistencia a la flexión paralela a las fibras =70 kg/cm²

Sobrecarga 500 kg/m²

Flecha admisible luz/300

Debe usarse un entablonado de dos tramos mínimo, ver planilla de verificación.

Se verifica para la mayor separación medida=99 cm en la pasarela.

Entrepiso de madera entablonado sobre correas

espesor entablonado	34	mm
peso específico entablonado	1.100	kg/m ³
módulo de elasticidad instantáneo entrepiso	60.000	kg/cm ²
sigma admisible entrepiso	70	kg/cm ²
K para flecha admisible	300	
cargas uniformes sobre entrepiso	500	kg/m ²
separación correas	99	cm

cálculos entablado faja de 1 m

Área	340	cm ²
Inercia	327,5333333	cm ⁴
Modulo resistente	192,6666667	cm ³

carga uniforme total entrepiso (pp madera + sobrecarga)	537,4	kg/m ²
carga en faja 1 m	537,4	kg/m

1 luz entrepiso

Momento	65,84	kgm	
Sigma	34,17	kg/cm ²	verifica
Flecha	0,52	cm	
flecha admisible	0,33	cm	no verifica

(Por ello deben colocarse machihembrados de 2 tramos como mínimo)

2 luces entrepiso

largo mínimo tabla	198	cm	
Momento	65,84	kgm	
Sigma	34,17	kg/cm ²	verifica
Flecha	0,21	cm	
flecha admisible	0,33	cm	verifica

3 luces entrepiso

largo mínimo tabla	297	cm	
Momento	52,67	kgm	
Sigma	27,34	kg/cm ²	verifica
Flecha	0,27	cm	
flecha admisible	0,33	cm	verifica

4 luces o más entrepiso

largo mínimo tabla para 4 tramos	396	cm	
Momento	56,45	kgm	
Sigma	29,30	kg/cm ²	verifica
Flecha	0,26	cm	
flecha admisible	0,33	cm	verifica

3.7.2. VIGAS SECUNDARIAS

Verifico una del grupo de las más cargadas (sep. 99 cm y con mayor luz)

V2018) como simplemente apoyada

Luz=3.4m

IPN14

A=18.2 cm²

I= 573 cm⁴

W =81.09 cm³

Carga uniforme entrepiso= 538kg/m²*.99=532.62 kg/m

Pp ipn14=14.3 kg/m

Total= 547 kg/m

M=79050 kgcm

$\sigma = M/W = 79050/81.09 = 974 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$ **verifica**

Flecha admisible =340/300=1.13 cm

Flecha=5/384*5.470 kg/cm*340⁴/2100000/573=0.78 cm **verifica**

Vigas secundarias (transversales de pasarela) IPN8

Luz=1.62 m

IPN8

A=7.54cm²

I=77.8 cm⁴

W=19.5 cm³

Carga lineal:

Entrepiso de madera 538kg/m²*.99=532.62 kg/m

Pp ipn8=5.94 kg/m

Total= 539 kg/m

M=17682 kgcm

$$\sigma = M/W = 17682/19.5 = 907 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \text{ verifica}$$

$$\text{Flecha admisible} = 162/300 = .54 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha} = 5/384 * 5.39 \text{ kg/cm}^2 * 162^4 / 2100000 / 77.8 = 0.29 \text{ cm verifica}$$

3.7.3. Cartelas de borde

Como ménsula con carga entrepiso

Carga uniforme = 516.3 kg/m

$$M = 516.3 \text{ kg/m} * .3^2 / 2 = 2323.4 \text{ kgcm}$$

$$V = 516.3 \text{ kg/m} * .3 = 155 \text{ kg}$$

$$W = .6 * 14^2 / 6 = 19.6 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = M/W = 2323.4 / 19.6 = 118.5 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \text{ verifica}$$

$$A = .6 * 14 = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$\tau = V/A = 155 / 8.4 = 18.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Von Mises}} = \sqrt{s^2 + 3t^2} = 122.7 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \text{ verifica}$$

Soldadura de cartelas

Cordones 2 cm b=3mm

$$Z = 14 - 2 = 12$$

$$F = M/z = 193.6$$

$$\tau_x = 193.6 / (2 * .7 * .3^2) = 230.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_y = V/a = 155 / (2 * .7 * .3^4) = 92.26$$

$$\tau = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2} = 248.25 < 900 \text{ kg/cm}^2 \text{ verifica}$$

Pandeo cordón comprimido

Pandeo de 2cm de biela comprimida biarticulada (debo asegurar la punta de la cartela al entrepiso).

$$L_p = 20$$

$$\rho_{\min} = .6 / \sqrt{12} = .17$$

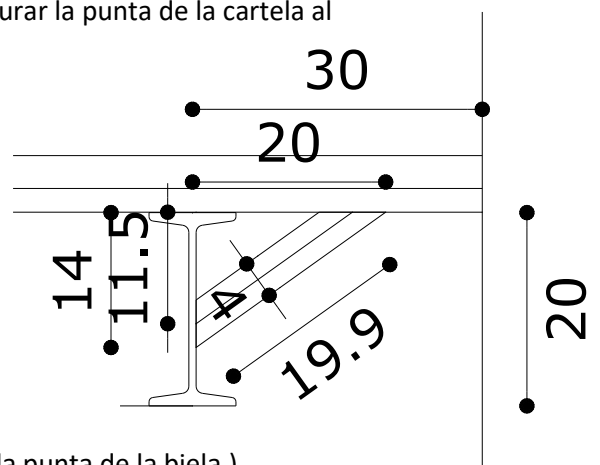
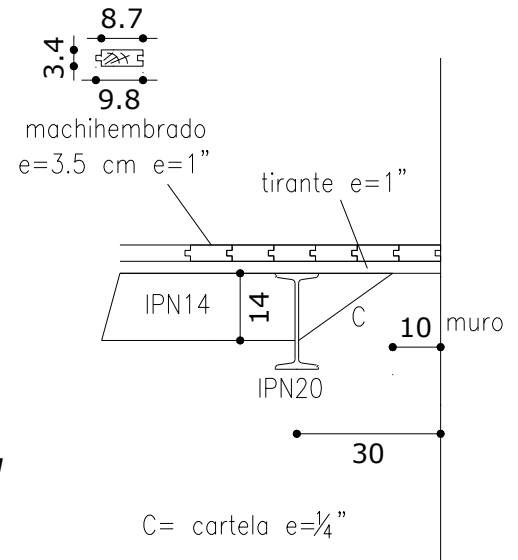
$$\lambda = 20 / .17 = 117.64$$

$$W = 1.17 + .00014 * \lambda^2 = 3.10$$

$$P_{\text{adm}} = 1400 * 4 * .6 / 3.10 = 1083 \text{ kg}$$

$$R = 538 * .3 = 161.4 \text{ kg (supongo toda la carga sobre cartela en la punta de la biela.)}$$

$$P_{\text{biela}} = 20 / 11.5 * R = 281 \text{ kg} < P_{\text{adm}} \text{ verifica}$$



Tirante como ménsula:

$$L=.1 \text{ m}$$

$$Q=538 \cdot .99= 533 \text{ kg/m}$$

$$M=533 \cdot .1^2/2=2.67 \text{ kgm}= 267 \text{ kgcm}$$

$$W_{\text{tirante}} (2'' \times 1'')=3.57 \text{ cm}^3$$

$$I_{\text{tirante}} (2'' \times 1'')=3.82 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = M/W=267/3.57=74.8 \text{ kg/cm}^2 < 75 \text{ verifica}$$

$$\text{Flecha adm} = 10 \cdot 2/300=0.067 \text{ cm}$$

$$\text{Fleche}=533 \cdot 10^4/(8EI)_{\text{infinito}}=5.33 \cdot 10^4/(8 \cdot 80000 \cdot .65 \cdot 3.82)=0.335 < f_{\text{adm}} \text{ verifica}$$

En zona de IPN20 sobre puerta de entrada se agregan cartelas de estas características, triangulares de alto=14 cm y base =20 cm e=1/4", cada 82 cm aproximadamente de manera de obtener 6 espacios entre las vigas transversales de borde que distan 4,93m

3.7.4. VIGAS PRINCIPALES

Viga más comprometida:

V2512)

$$Luz=4.93\text{m}$$

IPN20

$$A=33.4 \text{ cm}^2$$

$$I=2140 \text{ cm}^4$$

$$W=214 \text{ cm}^3$$

Carga lineal:

$$\text{Entrepiso de madera sobre IPN8} = 538\text{kg/m}^2 \cdot 1.62/2=436 \text{ kg/m}$$

$$\text{IPN8/99} = 5.94 \cdot 1.62/2 \cdot 100/99=4.98$$

$$\text{Entrepiso de madera sobre IPN14} = 538\text{kg/m}^2 \cdot 3.40/2=914.6 \text{ kg/m}$$

$$\text{IPN14/99} = 14.3 \cdot 3.4/2 \cdot 100/99=24.6$$

$$P_p \text{ IPN20} = 26.2 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total}=1406 \text{ kg/m}$$

$$M=427274 \text{ kgcm}$$

$$\sigma = M/W = 427274/214 = 1996 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \text{ NO verifica}$$

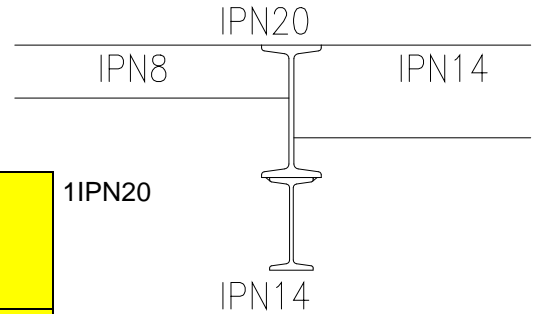
$$\text{Flecha admisible} = 493/300 = 1.64 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha} = 5/384 * 14.06 \text{ kg/cm} * 493^4 / 2100000 / 2140 = 2.4 \text{ cm NO verifica}$$

POR LO TANTO COLOCO REFUERZO IPN14 INFERIOR AL IPN20 EXISTENTE (V2512) (NO TENGO ACCESO DE OTRO LADO PARA EL REFUERZO). Por razones estéticas se colocar el mismo refuerzo bajo V2507.

COLOCO IPN14

Datos		
Is	2140	1IPN20
As	33,4	
es y	10	
Hs	20	
Ii	573	1ipn14
Ai	18,2	
ei y	7	
Hi	14	
ubicación baricentro		
Yg	18,00	
Ysup	16,00	
y inf	18,00	
características mecánicas respecto a ejes baricentricos		
I total	6.117,60	cm4
W sup	382,44	cm3
W inf	339,79	
A tot	51,6	cm2
pp kg/m	40,506	



$$PP \ 1IPN20 + 1IPN14 = 40 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga total} = 1420 \text{ kg/m}$$

$$M = 431412 \text{ kgcm}$$

$$\sigma = M/W = 431412/339.79 = 1270 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \text{ verifica}$$

$$\text{Flecha admisible} = 493/300 = 1.64 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha} = 5/384 * 14.20 \text{ kg/cm} * 493^4 / 2100000 / 6117.6 = 0.85 \text{ cm verifica}$$

Cortante: V=3500 KG, el refuerzo no llega a los apoyos,
Se propone por simetría visual, colocar un refuerzo idéntico en la viga V 2507.
Ambas vigas conforman las vigas longitudinales sobre la pasarela del Nivel 1.
 τ corte en IPN20 = 3500 kg/33.4 cm² = 105 kg/cm² < 800 kg/cm² **verifica**

Verifico soldadura de unión entre vigas: de ancho de cordón 5 mm, y largo 50 mm cada 100 mm, ubicados como se indica en el corte.

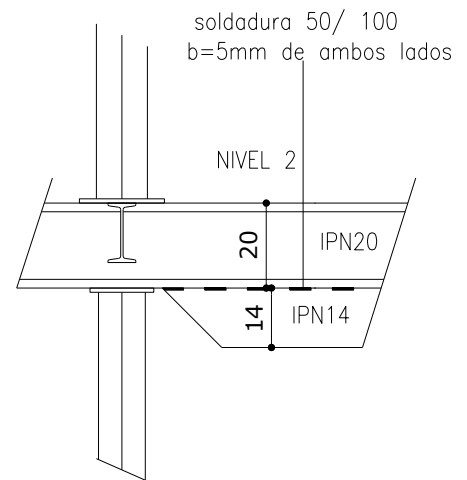
Condiciones geométricas:

$l = 5 \text{ cm} \geq 4 \cdot a = 4 \times 0,8 \text{ cm} = 3,2 \text{ cm}$ –**VERIFICA**

$l = 5 \text{ cm} \geq 40 \text{ mm}$ –**VERIFICA**

$L-l = 10-5 = 5 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$ –**VERIFICA**

$L-l = 10-5 = 5 \text{ cm} < 20 \cdot e \text{ mínimo} = 20 \times 0,8 \text{ cm} = 16 \text{ cm}$ –**VERIFICA**



$I_g = 6117 \text{ cm}^4$

Se verifican las tensiones de Jourasky en las seccion de unión de IPN20 con IPN14

$I_g = 6117 \text{ cm}^4$

$V = 3500 \text{ kg}$ (cortante máximo)

Sección 1:

$t = 0,7 \cdot 0,5 \text{ cm} = 0,35 \text{ cm}$ (la formula incluye otro cordón simétrico)

$MP = \text{Mom de primer orden en 1} = A \times z_g = 33,4 \times 10 = 334 \text{ cm}^3$

Tensión rasante en 1 = $(V \times MP / (2 \times I_g \times t)) \times L / l = (3500 \times 334 / (2 \times 6117 \times 0,35)) \times 10 / 5 = 546 \text{ kg/cm}^2$
 $< 900 \text{ kg/cm}^2$ –**VERIFICA**

V2513)

$Luz = 3,74 \text{ m}$

IPN20

$A = 33,4 \text{ cm}^2$

$I = 2140 \text{ cm}^4$

$W = 214 \text{ cm}^3$

Carga lineal:

Entrepiso de madera sobre IPN8 = $538 \text{ kg/m}^2 \cdot 1,62 / 2 = 436 \text{ kg/m}$

$IPN8 / 99 = 5,94 \cdot 1,62 / 2 \cdot 100 / 99 = 4,86$

Entrepiso de madera sobre IPN14 = $538 \text{ kg/m}^2 \cdot 3,40 / 2 = 914,6 \text{ kg/m}$

$IPN14 / 99 = 14,3 \cdot 3,4 / 2 \cdot 100 / 99 = 24,6$

Pp IPN20= 26.2 kg/m

Total=1407 kg/m

M=246007 kgcm

$\sigma = M/W = 246007/214 = 1150 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$ **verifica**

Flecha admisible = $493/300 = 1.64 \text{ cm}$

Flecha = $5/384 * 14.07 \text{ kg/cm} * 374^4 / 2100000 / 2140 = 0.83 \text{ cm}$ **verifica**

V2507)

Recibe carga de escalera de nivel 1 a nivel 2.

Luz=4.93m

IPN20

A=33.4 cm²

I=2140 cm⁴

W=214 cm³

Carga lineal:

Entrepiso de madera sobre IPN8 = $538 \text{ kg/m}^2 * 1.62 / 2 = 436 \text{ kg/m}$

IPN8/99 = $5.94 * 1.62 / 2 * 100 / 99 = 4.86$

Pp IPN20= 26.2 kg/m

Total=467 kg/m

P=1170 kg (descarga zanca escalera)

M=236000 kgcm

$\sigma = M/W = 246007/214 = 1103 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$ **verifica**

Flecha admisible = $493/300 = 1.64 \text{ cm}$

Flecha = 1.36 cm < fadm **verifica**

Rizq=1990 kg

Rder=1480 kg

V2036)

Luz = 3.32

Reparte en pilares P13 y P14 la descarga del tensor y de la baranda

Carga uniforme entrepiso= $538 \text{ kg/m}^2 * .94 / 2 = 253 \text{ kg/m}$

Pp ipn14=14.3 kg/m

Baranda= 23kg/m

Total= 290 kg/m

P tensor P13a=600 kg

M= 10200 kgcm

$\sigma=M/W= 102000/81.09= 1257 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$ **verifica**

Flecha admisible= $332/300=1.1 \text{ cm}$

Flecha =.99 cm **verifica**

Rizq=1180 kg

Rder=980 kg

3.7.5. BARANDAS

BARANDAS DE ENTREPISO

Sección Parante

50mmx50mm espesor 3 mm

A=5.64 cm²

I=20.85 cm⁴

W=8.34 cm³

Carga= 100 kg/m horizontal hacia el vacío en el pasamanos.

Separaciones parantes= 1.7 m

Altura desde el empotramiento=1.24m

Momento de empotramiento= $1.7\text{m} \cdot 100 \text{ kg/m} \cdot 1.24 \text{ m} = 211 \text{ kgm}$

$\sigma=M/W= 21100/8.34=2528 \text{ kg/cm}^2 > 1400 \text{ kg/cm}^2$ **No verifica**

Flecha admisible = $124 \cdot 2/200=1.24 \text{ cm}$

Flecha= $PI^3/(3EI) = 170 \cdot 124^3/ (3E \cdot 20.85) = 2.46 \text{ cm}$ **No verifica**

Las barandas existentes EN ENTREPISOS no cumplen con la norma UNIT 33-91 para la carga admisible de barandas. Estas deben resistir una carga lineal de 100 kg/m horizontal en el pasamanos hacia el vacío. La distancia entre parantes, de 1,7 m genera una tensión en el empotramiento de éstos no admisible y una flecha en su extremo superior no admisible (tensión admisible 1400 kg/cm² y flecha admisible $2x (\text{largo de parante}) / 200$).

Esto se soluciona reduciendo la separación entre parantes.

Si colocamos un parante de idénticas características al existente al medio entre los existentes se verifica la tensión y la flecha.

Para ello se propone cortar los tubulares intermedios para intercalar entre los parante existentes, otro de iguales dimensiones exteriores (5cmx5cm y espesor 3 mm).

Estos parantes se sueldan como los existentes, en su extremo inferior lateralmente a las vigas del entrepiso (IPN 20 en bordes al vacío de pasarela e IPN 14 en el resto de bordes al vacío). Sus extremos superiores se sueldan a la planchuela del pasamanos y los tubulares intermedios existentes se sueldan en sus caras laterales.

Separaciones parantes= 0.85 m

Altura desde el empotramiento=1.24m

Momento de empotramiento=0.85m*100 kg/m*1.24 m =105.4 kgm

$\sigma = M/W = 10540/8.34 = 1263 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$ **verifica**

Flecha admisible = $124^2/200 = 1.24 \text{ cm}$

Flecha = $PI^3/(3EI) = 85 \cdot 124^3 / (3E \cdot 20.85) = 1.23 \text{ cm}$ **verifica**

3.7.6. DESCARGA EN PILARES DE NIVEL 1

Para cargar los pilares se usa una planilla de cálculo donde se colocan las descargas de todas las vigas principales nivel por nivel (ver planilla de cálculo de pilares anexa)

V2501- 2502, 2503-2504

Carga lineal

Carga entrepiso sobre ipn14 = $538 \cdot (.3 + 3.32/2) = 1055 \text{ kg/m}$ (INCLUYE SOBRECARGA DE USO)

$IPN14/82 = 14.3 \cdot 3.32/2 \cdot 100/82 = 29$

Peso cartelas .9 kg/m

Pp IPN20= 26.2 kg/m

Total=1111 kg/m

V2505- 2506- 2508-2509 (2507 lleva carga lineal 467 kg/m , y puntual 1170 kg llegada de escalera)

Carga lineal:

Entrepiso de madera sobre IPN8 = $538 \text{ kg/m}^2 \cdot 1.62/2 = 436 \text{ kg/m}$

$IPN8/82 = 5.94 \cdot 1.62/2 \cdot 100/82 = 5.86$

Entrepiso de madera sobre IPN14 = $538 \text{ kg/m}^2 \cdot 3.32/2 = 893 \text{ kg/m}$

$IPN14/82 = 14.3 \cdot 3.32/2 \cdot 100/82 = 29$

Pp IPN20= 26.2 kg/m

Total=1390 kg/m

V2510 2511 -2512-2513-2514

Carga lineal:

Entrepiso de madera sobre IPN8 = $538\text{kg/m}^2 \cdot 1.62/2 = 436\text{ kg/m}$

IPN8/82 = $5.94 \cdot 1.62/2 \cdot 100/82 = 5.86$

Entrepiso de madera sobre IPN14 = $538\text{kg/m}^2 \cdot 3.40/2 = 915\text{ kg/m}$

IPN14/82 = $14.3 \cdot 3.40/2 \cdot 100/82 = 30$

Pp IPN20= 26.2 kg/m

Total=1413 kg/m

V2515 -2516-2517-2518-2519

Carga lineal

Carga entrepiso sobre ipn14 = $538 \cdot (.3+3.40/2) = 1076\text{ kg/m}$ (INCLUYE SOBRECARGA DE USO)

IPN14/82 = $14.3 \cdot 3.4/2 \cdot 100/82 = 30$

Peso cartelas .9 kg/m

Pp IPN20= 26.2 kg/m

Total=1133 kg/m

3.8. PILARES NIVEL 1

Hay dos tipologías de pilares: pilares centrales y pilares perimetrales.

Pilares centrales: 2PNC12: P6-7-10-11-14-15-18-19

Pilar más cargado P15 y P11,

N=7227 kg

M=0 kgm no hay flexión

Pandeo paralelo a uniones

Compacta:

A=17x2 =34 cm² (2PNC12)

I_y=603.54 cm⁴

W_y= I_y/ (5.5) = 109.73 cm³

ρ = 4.21cm

L=434 cm

λ = L / ρ =103.1

ω = 0.00014 x λ² +1.17=2.66 compacta

Independiente

$$A=17\text{cm}^2$$

$$I_y=43.2 \text{ cm}^4 \quad \rho = 1.59 \text{ cm mínima}$$

$$L= 60 \text{ cm topeo soldaduras cada 60 cm}$$

$$\lambda = L / \rho = 37.35$$

$$\omega = 0.00014 \times \lambda^2 + 1.17 = 1.37 \text{ independiente}$$

$$w_{\text{total}} = w_{\text{compacto}}. (w_{\text{independiente}} - 1.17) = (\text{norma IE3-53})$$

$$w = 2.66 * (1.37 - 0.17) = 3.187$$

$$\sigma = \frac{\omega \times N}{A} \pm \frac{M}{W} < \sigma_{adm} = 1750 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad ,$$

$$3.187 * 7227 / 34 = 677.6 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{verifica tensiones admisibles}$$

Se deben verificar que siempre haya cordones de soldadura de 10 cm de largo cada 60 cm máximo, si no hay, se ejecutan.

Pilares perimetrales 1PNC12: P1-2-3-4-5-8-9-12-12^a-13-16-17-20-21-22-23-24.

Pilar más cargado: P12 y P16

$$N=4970 \text{ kg}$$

$$A=17\text{cm}^2$$

$$I_y=43.2 \text{ cm}^4 \quad \rho = 1.59 \text{ cm mínima}$$

$$L= 434 \text{ cm}$$

$$\lambda = L / \rho = 273 \text{ no cumple, pero está arriostrado a los 2.35 cm}$$

$$L= 235 \text{ cm}$$

$$\lambda = L / \rho = 147.7$$

$$\omega = 0.00014 \times \lambda^2 + 1.17 = 4.23$$

$$\sigma = \frac{\omega \times N}{A} \pm \frac{M}{W} < \sigma_{adm} = 1750 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad ,$$

$$4.23 * 4970 / 17 = 1236 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{verifica tensiones admisibles.}$$

$$\text{Arriostramientos 2\% de la carga vertical} = 4970 * .02 = 99 \text{ kg}$$

$$\text{Cada anclaje} = 99 / 2 = 55 \text{ kg}$$

Verifico Planchuela de arriostramiento a pared

$$A=0.5 \text{ cm}$$

$B=3.8 \text{ cm}$
 $\text{Área}=1.9 \text{ cm}^2$
 $\rho =0.5/\text{raíz}(12)=0.144 \text{ cm}$

$L= 28 \text{ cm}$

$\lambda =28/0.144= 194.4$

$\omega= 6.46$

$\text{Padm} =1400\text{kg}/\text{cm}^2*1.9/6.46=411 \text{ kg}$

$55 \text{ kg}/411 \text{ kg}$ **verifica**

SUSTITUYO ANCLAJE A LA PARED EXISTENTE (TIRAFONDO $\phi 8$ CON TACO PLASTICO POR VARILLA ROSCADA CON DOBLE TUERCA EMPOTRADA 18 CM EN PERFORACION DE 1 1/2" DE 20 CM DE LARGO EJECUTADA EN MURO Y RELLENA CON MORTERO DE ARENA Y PORTLAND 3/1 PREVIA LIMPIEZA DE LA PERFORACION

Área de adherencia del mortero= 238cm^2 , t adherencia mortero= $55/238=0.23 \text{ kg}/\text{cm}^2$
Área adherencia varilla= 45.23 cm^2 , t adherencia varilla= $55/45.23=1.22 \text{ kg}/\text{cm}^2 < 7 \text{ kg}/\text{cm}^2$
verifica.

3.9. ESTRUCTURA SOBRE PB (I1000)

V1507)

Recibe carga de escalera de Pb a nivel 1 y de nivel 1 a nivel 2.

$\text{Luz}=4.93\text{m}$

IPN20colocho platabanda de refuerzo para la flecha

$A=33.4 \text{ cm}^2$

$I=2140 \text{ cm}^4$

$W=214 \text{ cm}^3$

Carga lineal:

Entrepiso de madera sobre IPN8 = $538\text{kg}/\text{m}^2*1.62/2=436 \text{ kg}/\text{m}$

$\text{IPN8}/99 =5.94*1.62/2*100/99=4.86$

$\text{Pp IPN20}= 26.2 \text{ kg}/\text{m}$

$\text{Total}=467 \text{ kg}/\text{m}$

$\text{P1}=1170 \text{ kg}$ (descarga zanca escalera que viene de PB)

$\text{P2}=1210 \text{ kg}$ (descarga zanca escalera que va a nivel 1)

$M=236000 \text{ kgcm}$

$\sigma=M/W= 246007/214=1103 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$ **verifica**

Flecha admisible $=493/300=1.64 \text{ cm}$

Flecha $=1.36 \text{ cm} < f_{adm}$ **verifica**

Rizq=1990 kg

Rder=1480 kg

3.10. APOYO PILARES DE NIVEL 1 SOBRE PILARES DE PB HAY DOS TIPOS DE APOYOS

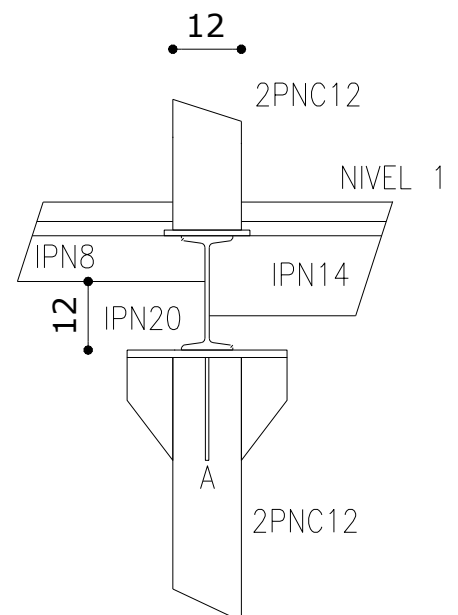
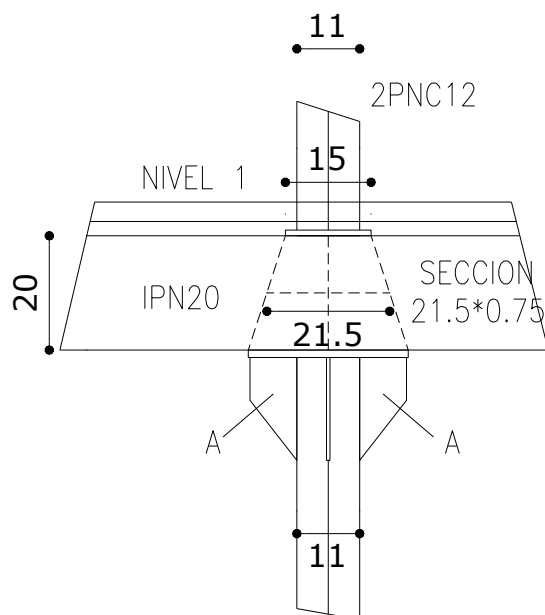
PARA APOYOS CENTRALES

PILAR MAS CARGADO

P11 Y P15

$N=7227 \text{ kg}$

GEOMETRIA DEL APOYO



Verifico pasaje de carga por alma de IPN20
Considero seccion de pandeo 21.5*0.75

Verifico la tensión en la seccion menor 21.5*0.75

$A=0.75 \text{ cm}$

$B=21.5 \text{ cm}$

$\text{Área}=16.125 \text{ cm}^2$

$\rho =0.75/\text{raíz}(12)=0.216 \text{ cm}$

$L = 12 \text{ cm}$ considero que pandea como bi articulado a partir del IPN 8

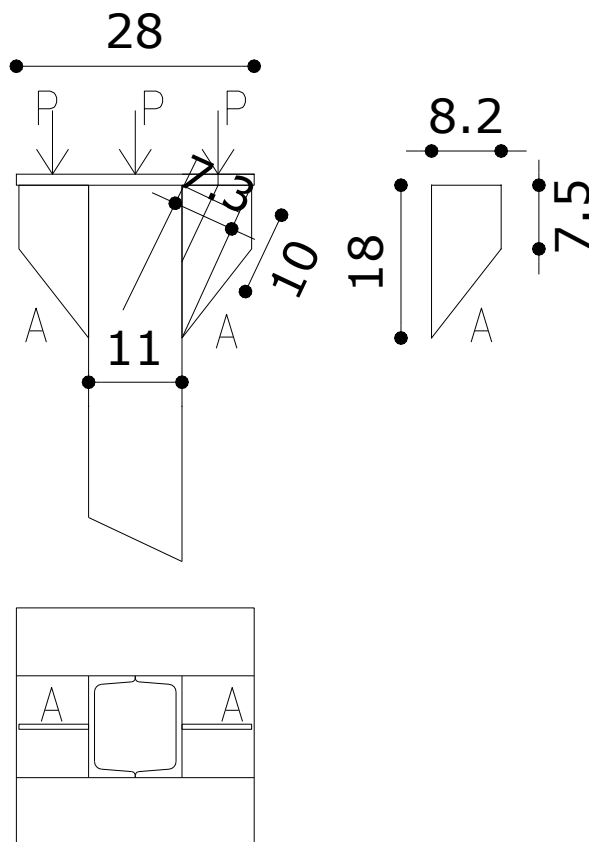
$$\lambda = 12 / 0.216 = 129.6$$

$$\omega = 1.6$$

$$P_{adm} = 1400 \text{ kg/cm}^2 * 16.125 / 1.6 = 14109 \text{ kg}$$

$$N = 7227 \text{ kg} < P_{adm} \text{ verifica}$$

Verifico pasaje de carga por las cartelas inferiores , solo actúan las cartelas "A"



Cartela A como biela empotrada con carga $P = N/3$

$$\text{Sección} = 7.3 * 0.6 = 4.38 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.173$$

$$L = 10 * 0.6 = 6 \text{ cm (bi empotrada } k=06)$$

$$\lambda = 6 / 0.173 = 34.68 \text{ cm}$$

$$w = 1.33$$

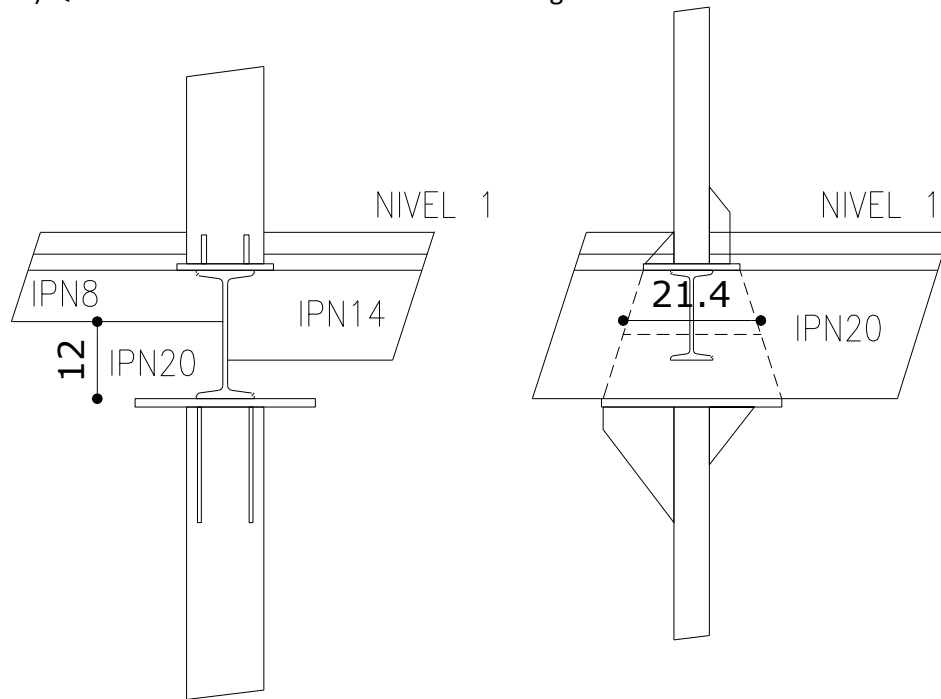
$$P_{adm} = 1400 \text{ kg/cm}^2 \cdot 4.38 / 1.33 = 4610 \text{ kg}$$

$$N/3 = 7227 / 3 = 2409 \text{ kg} < P_{adm} \text{ verifica}$$

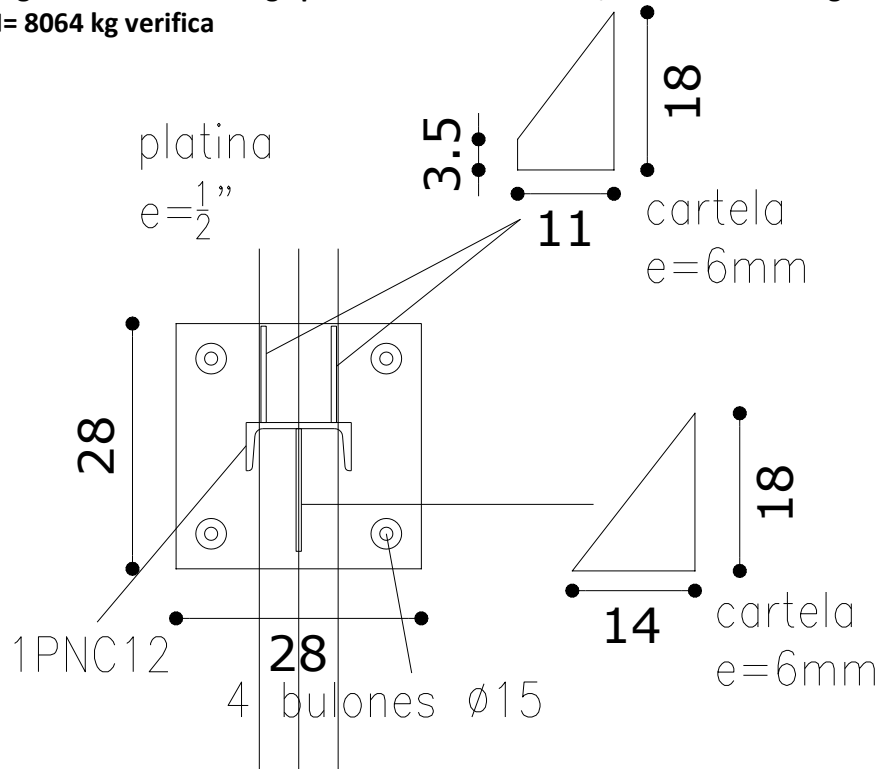
PILARES PERIMETRALES

HAY DOS SITUACIONES QUE DIMENSIONAN:

P8 Y P20) QUE SON LOS MAS CARGADOS. $N = 8064 \text{ kg}$



La geometría de descarga por el IPN20 es la misma, la $P_{adm} = 14109 \text{ kg}$
 $N = 8064 \text{ kg}$ verifica



Reparto la carga en las cartelas trapezoidales, triangulares y el área del perfil

$$\text{Área trapezoidal} = 11 \cdot 0.6 = 6.6 \text{ cm}^2 (16.73\%)$$

$$\text{Área trapezoidal} = 11 \cdot 0.6 = 6.6 \text{ cm}^2 (16.73\%)$$

$$\text{Área triangular} = 14 \cdot 0.6 = 9.24 \text{ cm}^2 (23.42 \%)$$

$$\text{Área perfil} = 17 \text{ cm}^2 (43.1\%)$$

P más cargado 8064 kg

$$\text{Cartela trapezoidal} = 8064 \cdot 0.1673 = 1349 \text{ kg}$$

$$\text{Cartela triangular} = 1888 \text{ kg}$$

Cartela trapezoidal como biela empotrada con carga $P = 1349 \text{ kg}$

$$\text{Sección} = 10.9 \cdot 0.6 = 6.54 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.173$$

$$L = 10.5 \cdot 0.6 = 6 \text{ cm (bi empotrada } k=06)$$

$$\lambda = 6 / 0.173 = 34.68 \text{ cm}$$

$$w = 1.33$$

$$P_{adm} = 1400 \text{ kg/cm}^2 \cdot 6.54 / 1.33 = 6884 \text{ kg}$$

$$P = 1349 \text{ kg} < P_{adm} \text{ verifica}$$

Cartela triangular como biela empotrada con carga $P = 1888 \text{ kg}$

$$\text{Sección} = 11.1 \cdot 0.6 = 6.66 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.173$$

$$L = 11.4 \cdot 0.6 = 6.84 \text{ cm (bi empotrada } k=06)$$

$$\lambda = 6 / 0.173 = 34.68 \text{ cm}$$

$$w = 1.33$$

$$P_{adm} = 1400 \text{ kg/cm}^2 \cdot 6.66 / 1.33 = 7010 \text{ kg}$$

$$P = 1888 \text{ kg} < P_{adm} \text{ verifica}$$

PILARES P12 Y P16) QUE SON LOS MAS CARGADOS EN LOS SE INTERRUMPE EL IPN20 POR ESTAR EN EL DUCTO SOBRE LA PUERTA DE ENTRADA, N=7152 kg

P12 N= 7152 kg



P16 N= 7152 kg



P13 N=5232 kg



P9 N=4433 kg



Verifico la tensión en la seccion 12*0.75

En los pilares P9 y P13 repito la misma ejecución.

Hay dos tipologías de pilares, pilares centrales y pilares perimetrales

Pilares centrales: 2PNC12 P6-7-10-11-14-15-18-19

Pilar más cargado P10 N=14323 kg

N=14323 kg

M=0 kgm no hay flexión

Pilar con soldadura continua:

Pandeo paralelo a uniones

Compacta:

A=17x2 =34 cm² (2PNC12)

I_y=603.54 cm⁴

W_y= I_y/ (5.5) = 109.73 cm³

ρ = 4.21cm

L=471 cm

λ = L / ρ =111.88

ω = 0.00014 x λ² +1.17=2.92 compacta soldadura continua

$$\sigma = \frac{\omega \times N}{A} \pm \frac{M}{W} < \sigma_{adm} = 1750 \frac{kg}{cm^2} ,$$

2.92*14323/34=1230 kg/cm²<1400kg/cm² =>**verifica tensiones admisibles.**

Se coloca soldadura continua en los pilares más cargados de P10 P11, P14 y P15

Resto de lo pilares centrales

N=10943 kg

Pandeo paralelo a uniones

Compacta:

A=17x2 =34 cm² (2PNC12)

I_y=603.54 cm⁴

W_y= I_y/ (5.5) = 109.73 cm³

ρ = 4.21cm

L=471 cm

λ = L / ρ =111.88

ω = 0.00014 x λ² +1.17=2.92 compacta

Independiente

$$A=17\text{cm}^2$$

$$I_y=43.2 \text{ cm}^4 \quad \rho = 1.59 \text{ cm mínima}$$

$$L= 60 \text{ cm topeo soldaduras cada 60 cm}$$

$$\lambda = L / \rho = 37.74$$

$$\omega = 0.00014 \times \lambda^2 + 1.17 = 1.37 \text{ independiente}$$

$$w \text{ total} = w \text{ compacto. } (w \text{ independiente} - 1.17) = (\text{norma IE3-53})$$

$$w = 2.92 * (1.37 - 1.17) = 3.5$$

$$\sigma = \frac{\omega \times N}{A} \pm \frac{M}{W} < \sigma_{adm} = 1750 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2},$$

$$3.5 * 10943 / 34 = 1126.5 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{verifica tensiones admisibles.}$$

Pilares perimetrales 1PNC12: P1-2-3-4-5-8-9-12-12ª-13-16-17-20-21-22-23-24.

Pilar más cargado: P8 y P20, N=8064

$$A=17\text{cm}^2$$

$$I_y=43.2 \text{ cm}^4 \quad \rho = 1.59 \text{ cm mínima}$$

$$L= 471 \text{ cm}$$

$$\lambda = L / \rho = 296 \text{ no cumple, pero está arriostrado a los 2.35 cm}$$

$$L= 235 \text{ cm}$$

$$\lambda = L / \rho = 147.7$$

$$\omega = 0.00014 \times \lambda^2 + 1.17 = 4.23$$

$$\sigma = \frac{\omega \times N}{A} \pm \frac{M}{W} < \sigma_{adm} = 1750 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2},$$

$$4.23 * 8064 / 17 = 2006 \text{ kg/cm}^2 > 1400 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{NO verifica tensiones admisibles.}$$

Arriostro colocando otro PNC12 soldado por las alas

El pilar no tiene por qué llegar a las platinas, dado que, en esa sección, no existe pandeo, y la tensión vale $\sigma = N/A = 8064/17 = 474.35 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{verifica tensiones admisibles.}$

Se usa el mismo espaciamiento de soldaduras que se ha usado para todos los pilares de la estructura, es decir L= 60 cm. Con ese espaciamiento, verifica, dado que lo hace para los pilares centrales, mucho más cargados.

Con el pilar reforzado no es necesario reforzar en PB los arriostramientos hacia el muro. Para igualar estética, se dejan las planchuelas y tacos existentes.

PILAR 12a

N=1660 kg

Compacta:

$$A=11 \times 2 = 22 \text{ cm}^2 \text{ (2PNC8)}$$

$$W_y = 53 \text{ cm}^3$$

$$\rho = 3.1 \text{ cm}$$

$$L=476 \text{ cm (no considero los dos arriostramientos intermedios, estoy del lado de la seguridad)}$$

$$\lambda = L / \rho = 153.5$$

$$\omega = 0.00014 \times \lambda^2 + 1.17 = 4.47 \text{ compacta}$$

Independiente

$$A=11 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 1.33 \text{ cm mínima}$$

$$L= 60 \text{ cm topeo soldaduras cada 60 cm}$$

$$\lambda = L / \rho = 45.11$$

$$\omega = 0.00014 \times \lambda^2 + 1.17 = 1.455 \text{ independiente}$$

$$w_{\text{total}} = w_{\text{compacto}}. (w_{\text{independiente}} - 1.17) = (\text{norma IE3-53})$$

$$w = 4.47 * (1.455 - 1.17) = 5.74$$

$$\sigma = \frac{\omega \times N}{A} \pm \frac{M}{W} < \sigma_{adm} = 1750 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} ,$$

$$5.74 * 1660 / 22 = 433.1 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{verifica tensiones admisibles.}$$

(igual dejo los arriostramientos existentes)

3.12. PLANILLA DE CALCULO DE DESCARGA DE PILARES POR NIVEL

OBRA : utec	P 1			P 2			P 3			P 4			P 5		
INDIC E	VIGA	EXT	PARCIA L	VIGA	EXT	PARCIA L	VIGA	EXT	PARCIA L	VIGA	EXT	PARCIA L	VIGA	EXT	PARCIA L
2do			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
	PP			PP			PP			PP			PP		
1er	AC	0	0,0	AC	0	0,0	AC	0	0,0	AC	0	0,0	AC	0	0,0
	2504	d	1816,5	2509	d	2272,7	2514	d	2310,3	2519	d	1852,5	2503	d	2077,6
			0,0			0,0			0,0			0,0	2504	i	1816,5
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
	PP 1pnc12		58,2	PP 1pnc12		58,2	PP 1pnc12		58,2	PP 1pnc12		58,2	PP 1pnc12		58,2
pb	ménsula de borde		330,0	ménsula de borde		417,0	ménsula de borde		424,0	ménsula de borde		340,0			
	AC	2.205	2.205	AC	2.748	2.748	AC	2.792	2.792	AC	2.251	2.251	AC	3.952	3.952
	1504	d	1816,5	1509	d	2272,7	1514	d	2310,3	1518	d	1852,5	1503	d	2077,6
			0,0			0,0			0,0			0,0	1504	i	1816,5
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
	PP 1pnc12		63,1	PP 1pnc12		63,1	PP 1pnc12		63,1	PP 1pnc12		63,1	PP 1pnc12		63,1
	ménsula de borde		330,0	ménsula de borde		417,0	ménsula de borde		424,0	ménsula de borde		340,0			
	AC	4.414	2.210	AC	5.501	2.753	AC	5.590	2.797	AC	4.506	2.256	AC	7.909	3.957
			4414,2				5500,6				5589,8				7909,4
AREA			3821,9	AREA			4762,4	AREA			4839,6	AREA			6847,9
CUADRADO			61,8	CUADRADO			69,0	CUADRADO			69,6	CUADRADO			82,8
RECTANGULO			elegido calculado	RECTANGULO			elegido calculado	RECTANGULO			elegido calculado	RECTANGULO			elegido calculado
			100,0 38,2				120,0 39,7				100,0 48,4				120,0 57,1

	P 6			P 7			P 8			P 9			P 10		
	VIGA	EXT	PARCIAL	VIGA	EXT	PARCIAL	VIGA	EXT	PARCIAL	VIGA	EXT	PARCIAL	VIGA	EXT	PARCIAL
2do	3503	d	680,0	3506	d	680,0			0,0			0,0	3502	d	760,0
			0,0			0,0			0,0			0,0	3503	i	110,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
	PP 2pnc14		115,2	PP 2pnc14		115,2	PP			PP			PP 2pnc14		115,2
1er	AC	795,2	795,2	AC	795,2	795,2	AC	0	0,0	AC	0	0,0	AC	985,2	985,2
	2508	d	2599,3	2513	d	2642,3	2518	d	2118,7	2503	i	2077,6	2507	d	1480,0
	2509	i	2272,7	2514	i	2310,3	2519	i	1852,5	2025	i	38,2	2508	i	2599,3
			0,0			0,0			0,0			0,0	2025	d	38,2
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
	PP 2pnc12		116,3	PP 2pnc12		116,3	PP 1pnc12		58,2	PP 1pnc12 escalera		58,2 80,0	PP 2pnc12 escalera		116,3 860,0
pb	AC	5.783	4.988	AC	5.864	5.069	AC	4.029	4.029	AC	2.254	2.254	AC	6.079	5.094
	1508	d	2599,3	1513	d	2642,3	1517	d	2118,7	1503	i	2077,6	1507	d	4620,0
	1509	i	2272,7	1514	i	2310,3	1518	i	1852,5	1025	i	38,2	1508	i	2599,3
			0,0			0,0			0,0			0,0	1025	d	38,2
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
	PP 2pnc12		126,2	PP 2pnc12		126,2	PP 1pnc12		63,1	PP 1pnc12		63,1	PP 2pnc12 escalera		126,2 860,0
AC	10.782	4.998	AC	10.943	5.079	AC	8.064	4.034	AC	4.433	2.179	AC	14.323	8.244	

			10781,6				10942,9				8063,6				4432,8				14322,7
AREA			9334,8	AREA			9474,3	AREA			6981,5	AREA			3837,9	AREA			12400,6
	CUADRADO		96,6	CUADRADO		97,3	CUADRADO		83,6	CUADRADO		62,0	CUADRADO		111,4				
RECTANGULO		elegido	80,0	RECTANGULO		elegido	140,0	RECTANGULO		elegido	120,0	RECTANGULO		elegido	100,0	RECTANGULO		elegido	40,0
		calculado	116,7			calculado	67,7			calculado	58,2			calculado	38,4			calculado	310,0
EN "L" o "T"		lado 1	20,0	EN "L" o "T"		lado 1	20,0	EN "L" o "T"		lado 1	20,0	EN "L" o "T"		lado 1	20,0	EN "L" o "T"		lado 1	20,0
		lado 2	50,0			lado 2	50,0			lado 2	50,0			lado 2	50,0			lado 2	50,0
		ancho	#iNUM!			ancho	#iNUM!			ancho	#iNUM!			ancho	#iNUM!			ancho	#iNUM!

AREA		10781,6	AREA		10942,9	AREA		8063,6	AREA		4432,8	AREA		14322,7
		43126,6			43771,5			32254,4			17731,1			57290,8
CUADRADO		207,7	CUADRADO		209,2	CUADRADO		179,6	CUADRADO		133,2	CUADRADO		239,4
RECTANGULO	elegido	40,0	RECTANGULO	elegido	40,0	RECTANGULO	elegido	40,0	RECTANGULO	elegido	40,0	RECTANGULO	elegido	40,0
	calculado	1078,2		calculado	1094,3		calculado	806,4		calculado	443,3		calculado	1432,3

	P 11			P 12			P 12a			P 13			P 13a tensor			P 14		
	VIGA	EXT	PARCI AL	VIGA	EXT	PARCI AL	VIGA	EXT	PARCI AL	VIGA	EXT	PARCI AL	VIGA	EXT	PARCI AL	VIGA	EXT	PARCI AL
2do	3505	d	760,0			0,0			0,0			0,0			0,0	3501	d	110,0
	3506	i	110,0			0,0			0,0			0,0			0,0	3502	i	760,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
	PP 2pnc14		115,2	PP		0,0	PP		0,0	PP		0,0	PP		0,0	PP 2pnc14		115,2
1er	AC	985,2	985,2	AC	0	0,0	AC	0	0,0	AC	0	0,0	AC	0	0,0	AC	985,2	985,2
	2512	d	3483,0	2517	d	2792,8			0,0	2502	d	2077,6			0,0	2506	d	2599,3
	2513	i	2642,3	2518	i	2118,7			0,0			0,0			0,0	2507	i	1990,0
			0,0			0,0			0,0	2036	i	397,6			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0	2036	D	202,4
	PP 2pnc12		116,3	PP 1pnc12		58,2	PP 2pnc8		37,5	PP 1pnc12		58,2	PP 1pnc12		20,1	PP 2pnc12		116,3
							escalera		1660	escalera		80,0	escalera		6,0	escalera		260,0
													TENSOR					
													NO LLEGA A FUNDACION					
pb	AC	7.227	6.242	AC	4.970	4.970	AC	917	917	AC	2.613	2.613	AC	26	26	AC	6.153	5.168
	1512	d	3483,0	1517	i	2118,7			0,0	1502	d	2077,6			0,0	1506	d	2599,3
	1513	i	2642,3			0,0			0,0	1032	i	397,6			0,0	1507	i	4610,0
			0,0			0,0			0,0			0,0		1032,0	0,0	1032	d	202,4
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
	PP 2pnc12		126,2	PP 1pnc12		63,1	PP 29NC8+1PNC12		104,2	PP 1pnc12		63,1	PP 1pnc12		20,1	PP 2pnc12		126,2
							escalera		880,0	escalera		80,0	escalera		6,0	escalera		260,0
													TENSOR					
													NO LLEGA A FUNDACION					
	AC	13.478	6.252	AC	7.152	2.182	AC	1.902	984	AC	5.232	2.618	AC	1.084	1.058	AC	13.951	7.798

			13478,5			7151,5			1901,7			5231,6					13951,2																							
		AREA	11669,7		AREA	6191,8		AREA	1646,5		AREA	4529,5		AREA		AREA	12078,9																							
		CUADRADO		108,0		CUADRADO		78,7		CUADRADO		40,6		CUADRADO		67,3		CUADRADO		109,9																				
		RECTANGULO		elegido calculado		80,0		145,9		RECTANGULO		elegido calculado		120,0		51,6		RECTANGULO		elegido calculado		110,0		15,0		RECTANGULO		elegido calculado		100,0		45,3		RECTANGULO		elegido calculado		40,0		302,0
		EN "L" o "T"		lado 1		20,0		lado 2		50,0		EN "L" o "T"		lado 1		20,0		lado 2		50,0		EN "L" o "T"		lado 1		20,0		lado 2		50,0		EN "L" o "T"		lado 1		20,0		lado 2		50,0

	P15			P16			P17			P18			P19		
	VIGA	EXT	PARCIAL	VIGA	EXT	PARCIAL	VIGA	EXT	PARCIAL	VIGA	EXT	PARCIAL	VIGA	EXT	PARCIAL
2do	3504	d	110,0			0,0			0,0	3501	i	680,0	3504	i	680,0
	3505	i	760,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
	PP 2pnc14		115,2	PP			PP			PP 2pnc14		115,2	PP 2pnc14		115,2
1er	AC	985,2	985,2	AC	0	0,0	AC	0	0,0	AC	795,2	795,2	AC	795,2	795,2
	2511	d	2642,3	2516	d	2118,7	2501	d	1816,5	2505	d	2272,7	2510	d	2310,3
	2512	i	3483,0	2517	i	2792,8	2502	i	2077,6	2506	i	2599,3	2511	i	2642,3
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
	PP 2pnc12		116,3	PP 1pnc12		58,2	PP 1pnc12		58,2	PP 2pnc12		116,3	PP 2pnc12		116,3
pb	AC	7.227	6.242	AC	4.970	4.970	AC	3.952	3.952	AC	5.783	4.988	AC	5.864	5.069
	1511	d	2642,3	1516	d	2118,7	1501	d	1816,5	1505	d	2272,7	1510	d	2310,3
	1512	i	3483,0			0,0	1502	i	2077,6	1506	i	2599,3	1511	i	2642,3
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
	PP 2pnc12		126,2	PP 1pnc12		63,1	PP 1pnc12		63,1	PP 2pnc12		126,2	PP 2pnc12		126,2
	AC	13.478	6.252	AC	7.152	2.182	AC	7.909	3.957	AC	10.782	4.998	AC	10.943	5.079

			13478,5			7151,5			7909,4			10781,6			10942,9
	AREA		11669,7	AREA		6191,8	AREA		6847,9	AREA		9334,8	AREA		9474,3
	CUADRADO		108,0	CUADRADO		78,7	CUADRADO		82,8	CUADRADO		96,6	CUADRADO		97,3
	RECTANGULO	elegido	80,0	RECTANGULO	elegido	120,0	RECTANGULO	elegido	120,0	RECTANGULO	elegido	40,0	RECTANGULO	elegido	40,0
		calculado	145,9		calculado	51,6		calculado	57,1		calculado	233,4		calculado	236,9
	EN "L" o "T"	lado 1	20,0	EN "L" o "T"	lado 1	20,0	EN "L" o "T"	lado 1	20,0	EN "L" o "T"	lado 1	20,0	EN "L" o "T"	lado 1	20,0
		lado 2	50,0		lado 2	50,0		lado 2	50,0		lado 2	50,0		lado 2	50,0
		ancho	#¡NUM!		ancho	#¡NUM!		ancho	#¡NUM!		ancho	#¡NUM!		ancho	#¡NUM!

			13478,5			7151,5			7909,4			10781,6			10942,9
	AREA		53913,8	AREA		28606,1	AREA		31637,5	AREA		43126,6	AREA		43771,5
	CUADRADO		232,2	CUADRADO		169,1	CUADRADO		177,9	CUADRADO		207,7	CUADRADO		209,2
	RECTANGULO	elegido	40,0	RECTANGULO	elegido	40,0	RECTANGULO	elegido	40,0	RECTANGULO	elegido	40,0	RECTANGULO	elegido	40,0
		calculado	1347,8		calculado	715,2		calculado	790,9		calculado	1078,2		calculado	1094,3
	EN "L" o "T"	lado 1	20,0	EN "L" o "T"	lado 1	20,0	EN "L" o "T"	lado 1	20,0	EN "L" o "T"	lado 1	20,0	EN "L" o "T"	lado 1	20,0
		lado 2	50,0		lado 2	50,0		lado 2	50,0		lado 2	50,0		lado 2	50,0

	P 20			P 21			P 22			P 23			P 24		
	VIGA	EXT	PARCIAL	VIGA	EXT	PARCIAL	VIGA	EXT	PARCIAL	VIGA	EXT	PARCIAL	VIGA	EXT	PARCIAL
2do			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
	PP		0,0	PP		0,0	PP		0,0	PP		0,0	PP		0,0
1er	AC	0	0,0	AC	0	0,0	AC	0	0,0	AC	0	0,0	AC	0	0,0
	2515	d	1852,5	2501	i	1816,5	2505	i	2272,7	2510	i	2310,3	2515	i	1852,5
	2516	i	2118,7			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
	PP 1pnc12		58,2	PP 1pnc12 ménsula de borde		58,2 330,0	PP 1pnc12 ménsula de borde		58,2 417,0	PP 1pnc12 ménsula de borde		58,2 424,0	PP 1pnc12 ménsula de borde		58,2 340,0
pb	AC	4.029	4.029	AC	2.205	2.205	AC	2.748	2.748	AC	2.792	2.792	AC	2.251	2.251
	1515	d	1852,5	1501	i	1816,5	1505	i	2272,7	1510	i	2310,3	1515	i	1852,5
	1516	i	2118,7			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
			0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
	PP 1pnc12		63,1	PP 1pnc12 ménsula de borde		63,1 330,0	PP 1pnc12 ménsula de borde		63,1 417,0	PP 1pnc12 ménsula de borde		63,1 424,0	PP 1pnc12 ménsula de borde		63,1 340,0
	AC	8.064	4.034	AC	4.414	2.210	AC	5.501	2.753	AC	5.590	2.797	AC	4.506	2.256

	AREA		8063,6	AREA		4414,2	AREA		5500,6	AREA		5589,8	AREA		4506,2
			6981,5			3821,9			4762,4			4839,6			3901,5
	CUADRADO		83,6	CUADRADO		61,8	CUADRADO		69,0	CUADRADO		69,6	CUADRADO		62,5
	RECTANGULO	elegido	120,0	RECTANGULO	elegido	140,0	RECTANGULO	elegido	100,0	RECTANGULO	elegido	100,0	RECTANGULO	elegido	40,0
		calculado	58,2		calculado	27,3		calculado	47,6		calculado	48,4		calculado	97,5
	EN "L" o "T"	lado 1	20,0	EN "L" o "T"	lado 1	20,0	EN "L" o "T"	lado 1	20,0	EN "L" o "T"	lado 1	20,0	EN "L" o "T"	lado 1	20,0
		lado 2	50,0		lado 2	50,0		lado 2	50,0		lado 2	50,0		lado 2	50,0

3.13. FUNDACION

Considerando a 1,5 m un terreno de 1,5 kg/cm² de resistencia admisible a la compresión, y suponiendo dados de hormigón prismáticos hasta el nivel de piso, se obtienen las siguientes áreas de descarga (que se obtienen de las planillas de descarga de pilares con las cargas del proyecto y se resumen aquí) , que deberán verificarse in situ mediante cateos de terreno (se anexa especificación de cateos de terreno) y cateos de verificación geométrica de las bases de fundación (profundidad y área de descarga).

pilar	descarga en fundación (kg)	área de base (cm x cm)
1	4.414	60x60
2	5.501	100x50
3	5.590	100x50
4	4.506	60x60
5	7.909	60x120
6	10.782	100x100
7	10.943	100x100
8	8.064	60x120
9	4.433	50x100
10	14.323	110x110
11	13.478	110x110
12	7.152	60x120
12a	1.902	50x50
13	5.232	50x100
14	13.951	110x110
15	13.748	110x110
16	7.152	60x120
17	7.909	60x120
18	10.782	100x100
19	10.943	100x100
20	8.064	60x120
21	4.414	60x60
22	5.541	100x50
23	5.590	100x50
24	4.506	60x60

3.14. GRADAS

Sistema de losas apoyadas en vigas y ménsulas sobre pilares pantalla P1(200x13) y P4(200x13), y de losas plegadas apoyadas en pares de pilares P2(200x13) y P5(200x13) y en P3(200x13) y P6(200x13)

Peso propio losas horizontales=.13*25=3.25 kN/m²

Sobrecarga=5 kN/m²*1.5= 7.5 kN/m²

Carga total= 10.75 kN/m²

Peso propio contrahuellas=.13*.4*25=1.2 kN/m

V101-102-103

Cargas V101

q) Pp viga=.13*.4*25=1.3 kN/m

Losa= A1*10.75/1.49m= 1.15*10.75/1.49=8.3 kN/m

Total =9.6 kN/m

P) P1= A2*10.75=0.13*10.75=1.4 kN

Cargas V102

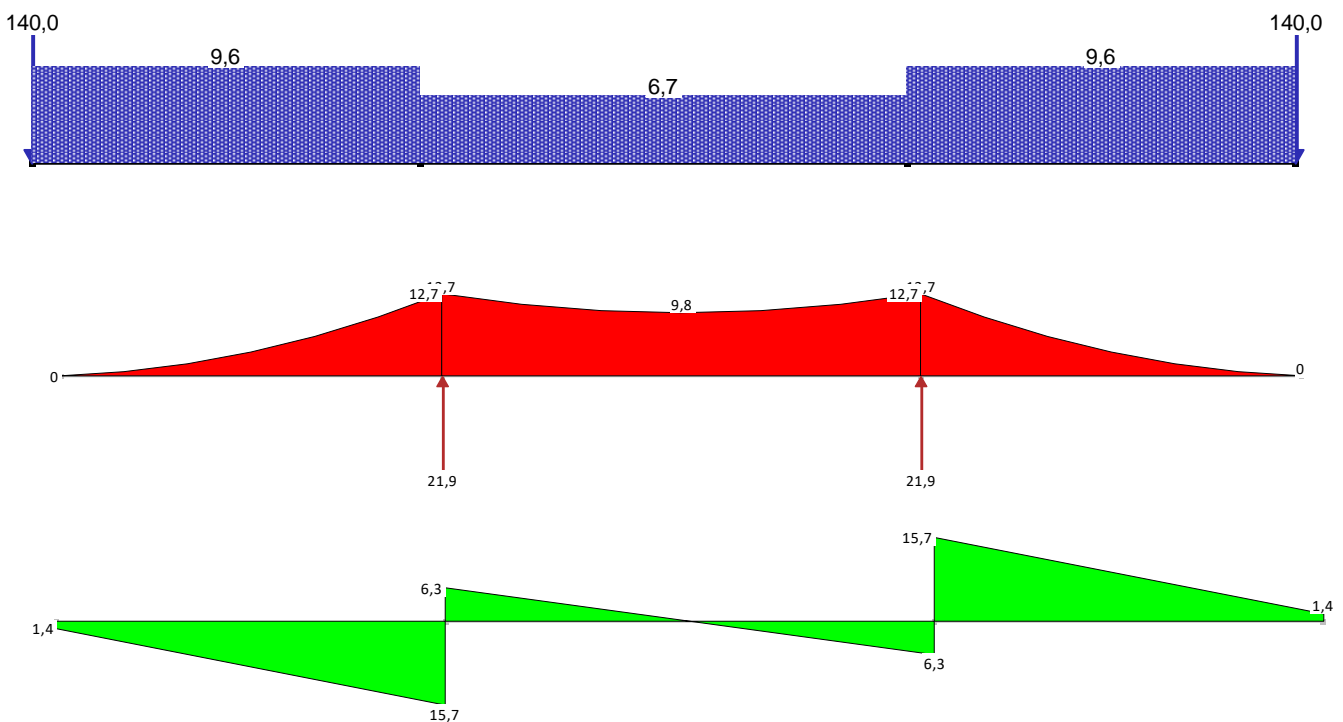
q) Pp viga=.13*.4*25=1.3 kN/m

Losa= A3*10.75/1.87m= 0.94*10.75/1.87=5.4 kN/m

Total =6.7 kN/m

Cargas V103

Ídem V101.



$M=12.7$ h=37 cm $F_e=1.32\text{cm}^2$ $2\phi 10=1.57\text{cm}^2$ **verifica**

$V=15.7\text{ kN } \phi 6/15$

V104-105-106

Cargas V104

q) $P_p \text{ viga} = .13 \cdot .4 \cdot 25 = 1.3\text{ kN/m}$

$Losa = A_4 \cdot 10.75 / 0.75\text{m} = 0.535 \cdot 10.75 / 0.75 = 7.67\text{ kN/m}$

Total = 8.97 kN/m

P) $P_1 = A_5 \cdot 10.75 = 0.793 \cdot 10.75 = 8.52\text{ kN}$

Cargas V105

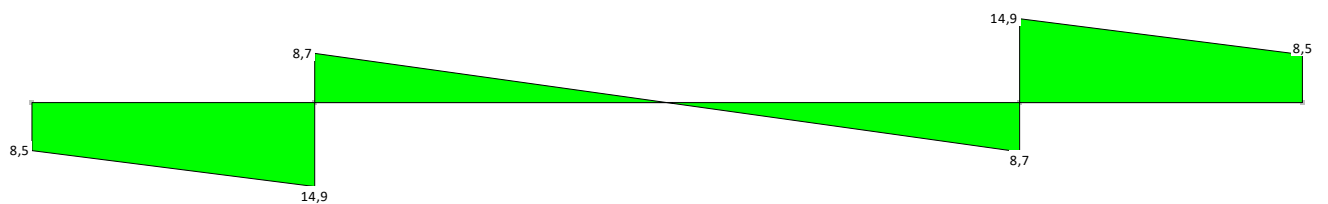
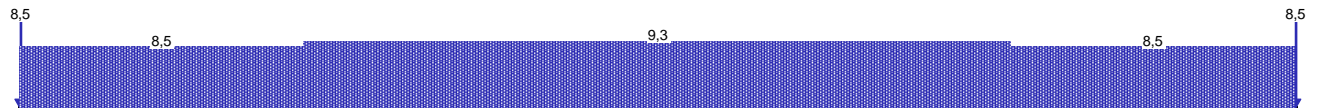
q) $P_p \text{ viga} = .13 \cdot .4 \cdot 25 = 1.3\text{ kN/m}$

$Losa = A_6 \cdot 10.75 / 1.87\text{m} = 1.4 \cdot 10.75 / 1.87 = 8.05\text{ kN/m}$

Total = 9.35 kN/m

Cargas V106

Ídem V104.



$M=8.8$ h=37 cm $F_e=0.9$ cm² $2\phi 10=1.57$ cm² **verifica**

$V=14.9$ kN $\phi 6/15$

V152

Cargas

q1) $P_p \text{ viga} = .13 * .99 * 25 = 3.22$ kN/m

$Losa = A7 * 10.75 / 0.28m = 0.065 * 10.75 / 0.28 = 2.5$ kN/m

Total = 5.72 kN/m

P1) $V_{101-V102} = 21.9$

q2) $P_p \text{ viga} = .13 * .7 * 25 = 2.3$ kN/m

$Losa = A8 * 10.75 / 1.05m = 0.5427 * 10.75 / 1.05 = 5.6$ kN/m

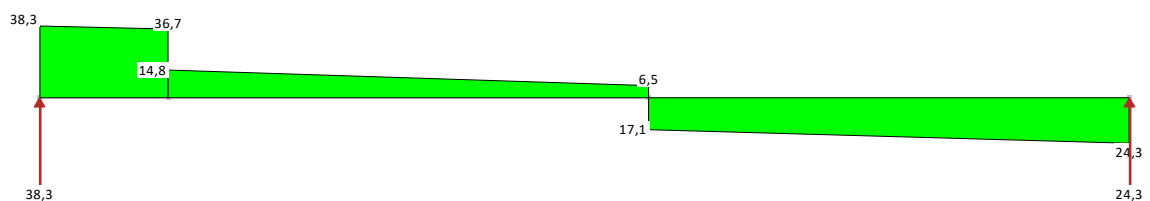
Total = 7.9 kN/m

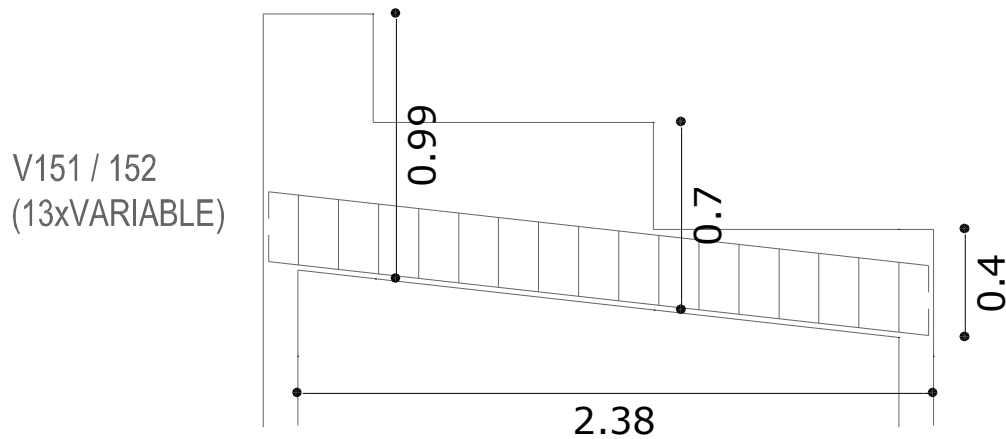
P2) $V_{104-V105} = 23.6$ kN

q3) $P_p \text{ viga} = .13 * .4 * 25 = 1.3$ kN/m

$Losa = A9 * 10.75 / 1.05m = 0.5427 * 10.75 / 1.05 = 5.6$ kN/m

Total = 6.9 kN/m





La seccion más exigida tiene $d=30\text{cm}$ de altura

$M=21.7$ $h=17$ cm $F_e= 3.56$ cm^2 $F_e=0.35$ A) $2\phi 16=4.02$ cm^2 E) $2\phi 10$ **verifica**

$V=17.1$ kN $\phi 6/15$

Hierros G bajo V101-102: $2\phi 6$

Hierros G bajo V104-105: $2\phi 6$

Losa 1

como apoyada en 2 lados

$q= 10.75$ kN/m

$L=1.05\text{m}$

$M_y=10.75*1.05^2/8=1.5$ kNm/m $F_e 1.5$ cm^2/m minima, $\phi 8/15 =3.33$ cm^2/m **verifica**

$V_y=10.75*1.05/2=5.64$ kN/m

$\tau_{\text{corte}}= V/(bz)=564$ $\text{kg}/(100$ $\text{cm}*.85*10)=0.66$ kg/cm^2

$k_1=0.2/d+.33=.2/.13+.33=1.868 \rightarrow k_1=1$

$\tau_{011}=3.5$ kg/cm^2

$\tau=0.66 < k_1*\tau_{011}=3.5$ kg/cm^2 no lleva armadura de corte. **verifica**

M_x armo ídem $\phi 8/15$

Losa 2

como apoyada en 2 lados

$$q = 10.75 \text{ kN/m}$$

$$L = 1.26 \text{ m}$$

$$M_x = 10.75 * 1.26^2 / 8 = 2.13 \text{ kNm/m} \text{ Fe } 1.5 \text{ mínima, } \phi 8/15 = 3.33 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ **verifica**}$$

$$V_x = 10.75 * 1.26 / 2 = 6.77 \text{ kN/m}$$

$$\tau_{\text{corte}} = V / (b_z) = 677 \text{ kg} / (100 \text{ cm} * .85 * 10) = 0.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_1 = 0.2 / d + .33 = .2 / .13 + .33 = 1.868 \rightarrow k_1 = 1$$

$$\tau_{011} = 3.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 0.8 < k_1 * \tau_{011} = 3.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ no lleva armadura de corte. **verifica**}$$

My armo idem $\phi 8/15$

Losa 3

como apoyada en 3 lados

Lado libre con descarga de losa 2

Descarga losa 2) $p = 6.77 \text{ kN/m}$

$$q = 10.75 \text{ kN/m}$$



$$L_x = 1.06 \text{ m}$$

$$L_y = 1.05 \text{ m}$$

Hahn uniforme $Q = 11.85 \text{ kN}$

$$M_{yr} = Q / 9.8 = 1.21$$

$$\text{Lineal } P = 6.77 * 1.05 = 7.1 \text{ kN } M_{yr} = P / 4.1 = 1.73$$

$$M_{yr} = 1.21 + 1.73 = 2.94 \text{ kNm/m} \text{ Fe } 1.5 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ mínima, } \phi 8/15 = 3.33 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ **verifica**}$$

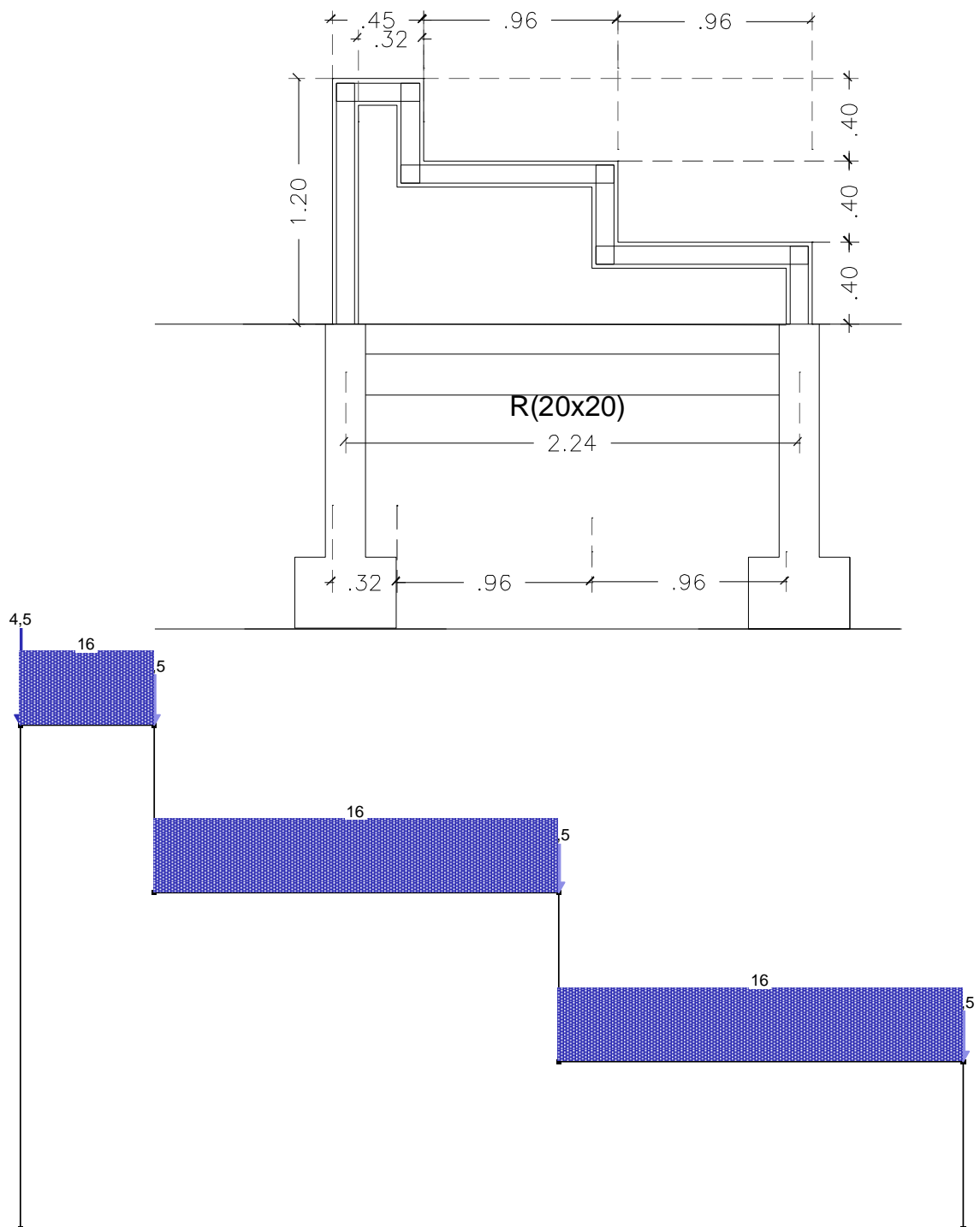
My armo ídem, $\phi 8/15$

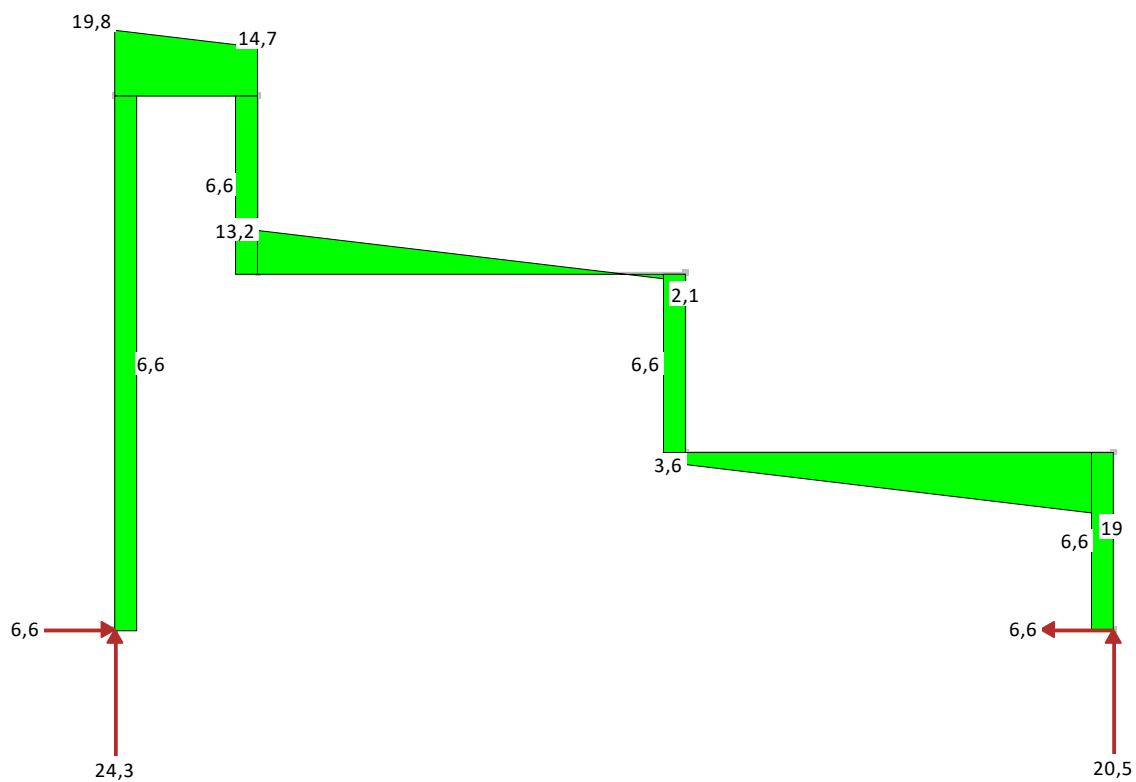
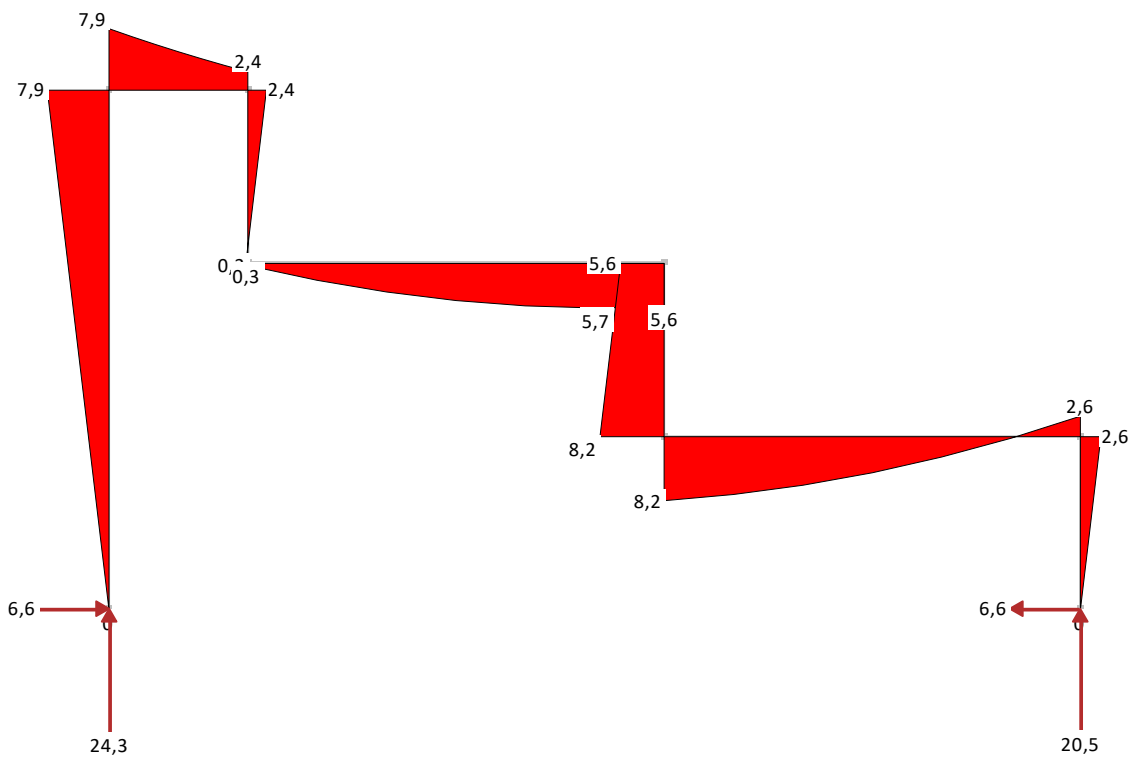
Losa 4

Plegado apoyado en P2 y P5

$$L_{\text{plegado}} = 2.24 \text{ m}$$

Carga losa) $q = 10.75$





$M_y=8.8 \text{ kNm/m}$, $d=13 \text{ h}=10\text{cm}$ $F_e=3.16 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\phi 8/15 = 3.33 \text{ cm}^2/\text{m}$ **verifica**

PILARES

Son pantallas de 13 cm de ancho y 2m de largo

P1

$$P_p = .13 * 2 * 1.2 * 25 = 7.8 \text{ kN}$$

$$\text{Descarga } V_{151+152} = 38.3 * 2 = 76.6 \text{ kN}$$

$$\text{Losas} = A_7 * 10.75 = 0.482 * 10.75 = 5.2 \text{ kN}$$

$$\text{Total} = 89.6 \text{ kN}$$

$$\text{Armadura mínima } 0.8/100 * 13 * 200 = 20.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Padmisible pilar} = 1/2.1 * (13 * 200 * 105 + 20 * 1.13 / 5000) = 1838 \text{ kN} \text{ **verifica**}$$

20 ϕ 12 : 4 ϕ 12 en cada esquina +1 ϕ 12 en cada lado corto +6 ϕ 10 en cada lado largo . Rec 2cm
20-2*2=106cm separación lado largo=106/7=15 cm

20 ϕ 12 Estribos ϕ 6/14, coloco ganchos /28 uniendo los 4 hierros internos del pilar.

P2, P3

$$P_p = .13 * 2 * 1.2 * 25 = 7.8 \text{ kN}$$

$$\text{Descarga de plegado} = 24.3 * 1.15 \text{ m} = 28 \text{ kN}$$

$$\text{Total} = 36 \text{ kN}$$

$$\text{Armadura mínima } 0.8/100 * 13 * 200 = 20.8 \text{ cm}^2, 20\phi 12$$

$$\text{Padmisible pilar} = 1/2.1 * (13 * 200 * 105 + 20 * 1.13 / 5000) = 1838 \text{ kN} \text{ **verifica**}$$

20 ϕ 12 Estribos ϕ 6/14, coloco ganchos /28 uniendo los 4 hierros internos del pilar.

P4

ϕ 12/15, estribos ϕ 6/14 ganchos /28 uniendo los hierros internos del pilar.

P5, P6

Ídem P2.

FUNDACION

pilar de fundación 20*200 profundidad 1.5 m Armado: ϕ 12/15, estribos ϕ 6/14 ganchos /28 uniendo los hierros internos del pilar. Rec 5 cm

σ_{adm} a 1,5 m = 1.5 kg/cm²

Pp PILAR=.2*1.5*2*25=15 kN

Pp base= .5*.35*2*25=8.75 kN

Carga pilar más cargado= 89.6 kN

Carga del terreno = .5*1.5*2*17=12.75

Total= 135 kN

Lado patín >13500/100/1.5=90 cm

ARMADO DE PATIN

P= 89.6 kN en L=2m

M= ((.90-.20)/2)/2*89.6/2=7. 84 kNm seccion 200x d=35, h=30 cm

Fe=9 cm² mínimo, $\phi 10/15$ (200-10=190/15 = 13) 13 $\phi 10/15$ =10.2 cm² **verifica**

Vx= 89.6/2= 45 kN

$\tau_{corte} = V/(bz)=4500 \text{ kg}/(200 \text{ cm}*.85*30)=00.88 \text{ kg/cm}^2$

$k_1=0.2/d+.33=.2/.35+.33=0.90 \rightarrow k_1=0.9$

$\tau_{011}=3.5 \text{ kg/cm}^2$

$\tau=2.23 < k_1*\tau_{011}=0.9*3.5=3.15 \text{ kg/cm}^2$ no lleva armadura de corte. **Verifica**

3.14.1. BARANDA GRADAS

Carga horizontal 100 kg/m en varilla superior.

Altura de empotramiento =30 cm

L de varilla =127 cm

VARILLA

Varilla $\phi 19$ bi empotrada a parante

Soldadura de varilla a parante b=5mm

Verifica para pareja V=64 kg , M= 1000 kgcm

Diam varilla	1,9
ancho soldadura	0,5
garganta soldadura	0,35

Área	2,47400421
Inercia	1,60346398
W	1,23343383
tx	25,8689939
ty	810,744747
$t = \sqrt{(tx^2 + ty^2)}$ kg/cm ²	811,157352

811,15 < 900 kg/cm² **verifica**

M elástico $\phi 19 = 942$ kgcm

M plástico $\phi 19 = 1600$ kgcm

Varilla en régimen plástico, topeo momento empotramiento en 1000 kg cm ,

entonces M tramo = 1055 kg cm < 1600 kgcm **verifica**

PARANTE

Planchuela 2"x5/8"

A= 8cm²

I= 16.67 cm⁴

W= 6.67 cm³

M admisible= 9338 kgcm

M existente = 127 kg*30 cm = 3810 < 9338 kgcm **verifica**

PLATINA DE AMARRE

3"x3" e=5/8" empotrada en el hormigón con horquilla soldada a platina

Brazo del par de arranque $3"/2 = 3.75$ cm

M empotramiento=3810 kgcm

F un hierro horquilla= $3810/2/3.75 = 508$ kg horquilla de 8 mm de diámetro, soldados a la platina y colocados al hormigonar.

SOLDADURA PLANCHUELA A PLATINA

Dos cordones laterales de 7,5 cm ancho de cordón 5mm

W soldadura = $.35 * 7.5^2 / 6 = 3.28 * 2 = 6.56$ cm³

T soldadura = $M/W = 3810/6.56 = 580$ kg/cm < 900kg/cm² **verifica**

3.15. PERGOLA

Media sombra tubulares aluminio 2.5cmx5cmx 1.5mm

$$P_p = 0.6 \text{ kg/m} \times 34 \text{ Varillas} / 2.65 = 7.5 \text{ kg/m}^2$$

Viento 100 kg/m² en media sombra

$$\text{Coeficiente de solidez} = 2.5^4 / 265 = .32$$

$$\text{Viento en media sombra} = 100 \times .32 = 32 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga total techo media sombra} = 32 + 7.5 = 40 \text{ kg/m}^2$$

CORREAS 7 CM X 7 CM E=2MM

$$A = 5.44 \text{ cm}^2, P_p = 4.3 \text{ kg/m}$$

$$I = 41.96 \text{ cm}^4$$

$$W = 11.99 \text{ cm}^3$$

$$\text{Carga } p_p = 4.3 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga Techo media sombra} = 40 \times .76 = 30.4$$

$$\text{Carga total} = 34.7 \text{ kg/m}$$

$$L = 2.65 \text{ m}$$

$$M = 3046 \text{ kgcm}$$

$$V = 46 \text{ kg}$$

$$\sigma = W/M = 3046 / 11.99 = 254 < 1400 \times 1.75 = 1750 \text{ kg/cm}^2 \text{ *verifica*}$$

$$\text{Flecha admisible} = L/200 = 1.325 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha existente} = 5/384 \times q \times L^4 / (EI) = 0.25 < f_{adm} \text{ *verifica*}$$

COSTILLA PPAL

Seccion ídem correas

$$L = 2.25 \text{ m}$$

Descarga de correas en costilla cargas puntuales $P = 2 \times V = 46 \times 2 = 96 \text{ kg}$ a los tercios de su luz

$$M = 6992 \text{ kgcm}$$

$$V = 92 \text{ kg}$$

$$\sigma = W/M = 6992 / 11.99 = 588 < 1400 \times 1.75 = 1750 \text{ kg/cm}^2 \text{ *verifica*}$$

Flecha admisible= $L/200=1.325$ cm

Flecha existente= $2*96*0.76*(3*2.28^2+4*0.76^2)/48/(EI)=0.44 < fadm$ **verifica**

PILARES

Seccion ídem correas

$\rho = 2.78$

$L = 2.5$ m

L pandeo= $2*2.5 = 5$ m

$\lambda = 250/2.78 = 179.8$

$W = 1.17 + 0.00014*\lambda^2 = 5.7$

$P_{adm} \text{ pilar} = 544*1750/5.7 = 1670$ kg

$P = V + 46 = 138$ kg < P_{adm} **verifica**

FUNDACION

Dados 60 cm x 60 cm x 60 cm, para apoyo y empotramiento y para levantamiento por viento supuesto succión de igual valor quela sobrepresión

$PP = .6^3*2500 = 540$ kg

Succión= 138 kg

$CS = 540/138 = 3.9 > 1.5$ **verifica**

Tensión de descarga

$PP \text{ dado} = 540$ kg

Descarga pilar=138

Carga total =678 kg

$\sigma = 678/(60*60) = 0.19$ kg/cm²

Empotramiento:

Supongo una carga de 100 kg aplicada a 1 m del pilar $M = 100$ kgm

Verifico base por Sulzberger :

DATOS DE LA BASE

A	60	cm
B	60	cm
T	60	cm
Ct	0,9	

$C_b = C_t \times 1,2$	1,08	
N	138	kg
μ	0,3	
ρ	2500	kg/m ³

CALCULOS

peso de la base	540	kg	
peso cuñas laterales	0		
G	678	kg	
MOMENTOS ESTABILIZANTES			
$tg \alpha_1$	0,00627778	<0.01	verifica ángulo
Ms calculado con $tg \alpha < 0.01$	6.102	kgcm	
$tg \alpha_2$	0,00581276	<0.01	verifica ángulo
Mb calculado con $tg \alpha < 0.01$	6.820	kgcm	
Ms/Mb	0,89		S ver tabla
S	1,02		
$M_{adm} = (M_s + M_b) / S$	127	kgm	
MOMENTO DE VUELCO (a $2/3 \cdot t$ de Prof.)	100	kgm	verifica

donde:

a - base de la cara que se opone al vuelco

t - altura del prisma de fundación

C_b - coeficiente de compresibilidad para el fondo a la prof del fondo

C_t - coeficiente de compresibilidad para la cara lateral a la prof del fondo

G - carga vertical total incluida la base

N - Carga vertical sobre la base

μ - coeficiente de fricción hormigón terreno en base

ρ - densidad del hormigón del prisma

α_1 - ángulo de giro para el momento antivuelco lateral

α_2 - ángulo de giro para el momento antivuelco basal

Ms - momento antivuelco lateral

Mb - momento antivuelco desde la base

S - coeficiente de seguridad

Fuente: Calculo de fundaciones para líneas de transmisión de energía eléctrica con el método de Sulzberger

Por el Ing. Tadeo Maciejewski AMIEE

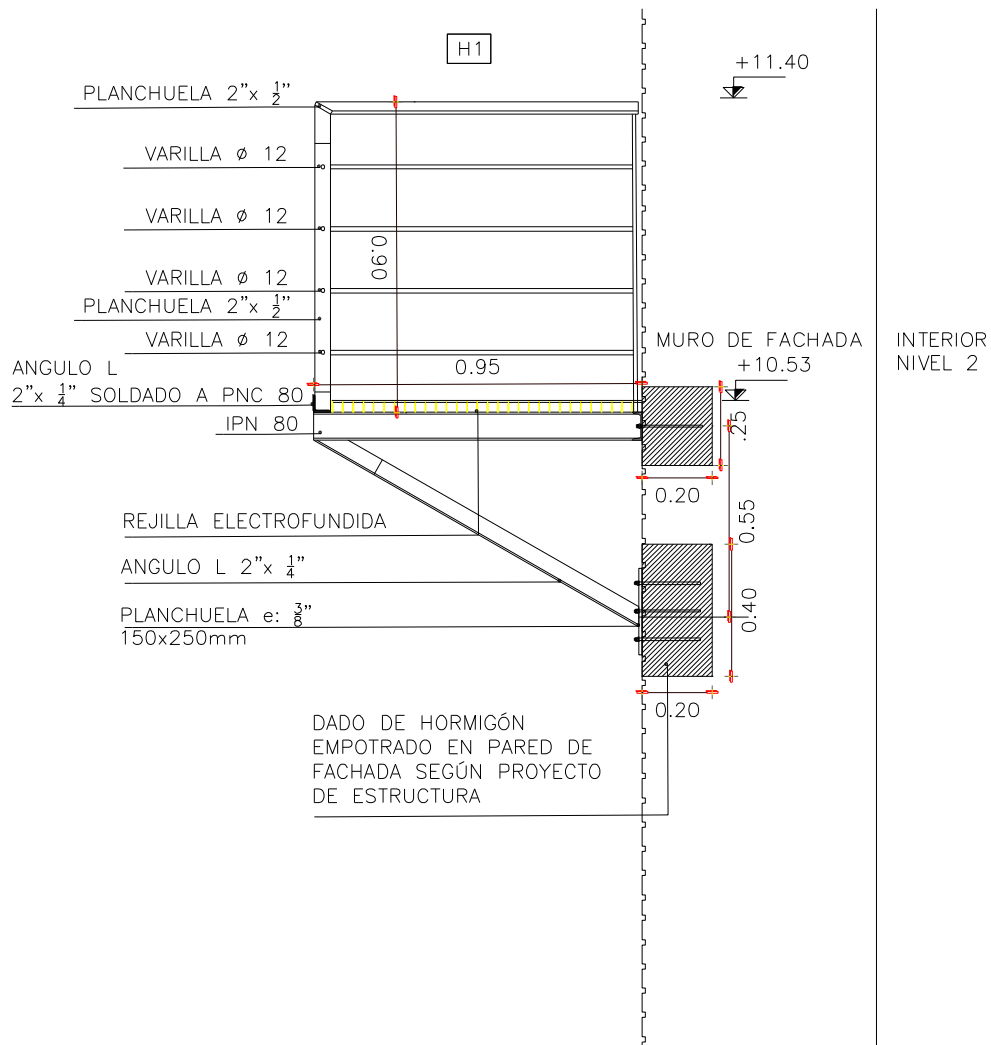
sociedad de estudios y proyectos de Electrificación SEPE.

Tubular del pilar se empotra 40 cm en dado, con 4 estribos horizontales de 40 cm de lado

Y varilla $\varnothing 8$.

Corte estribos= $4 \cdot 0.5 \cdot 800 = 1600$ kg **verifica**.

3.16. PLATAFORMA FACHADA POSTERIOR (H1)



ESCUADRAS SOPORTE DE PASARELA

Separación de escuadras=84 cm

Cargas en plataforma

PP plataforma 50 kg/m²

Sobrecarga plataforma =150 kg/m² (4 personas en la plataforma)

Total= 200 kg/m²

q sobre escuadra $= 200 \cdot 0.84 = 168 \text{ kg/m}$

Carga baranda =

$P_p = 30 \text{ kg/m}$

Carga NORMA UNIT $= 100 \text{ kg/m}$ en el pasamanos

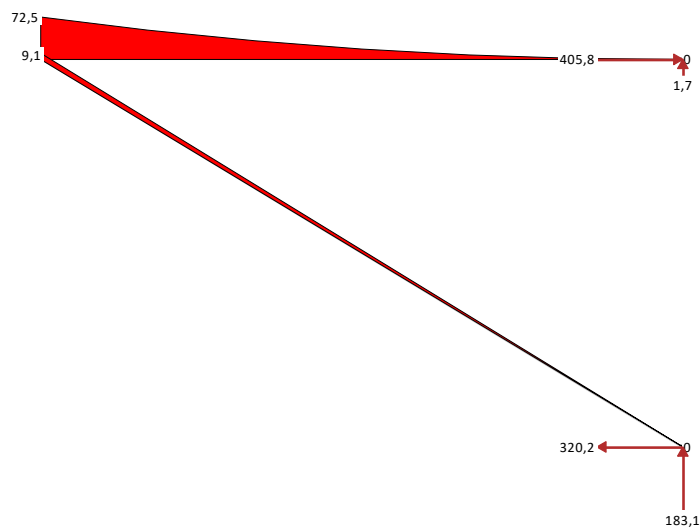
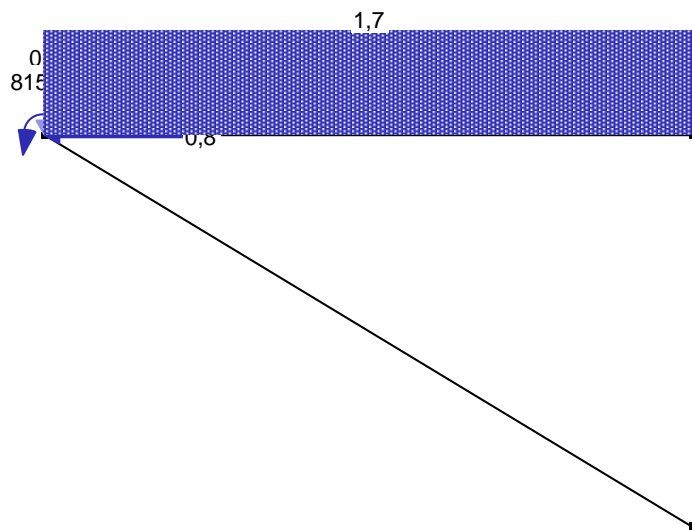
Cargas sobre escuadra

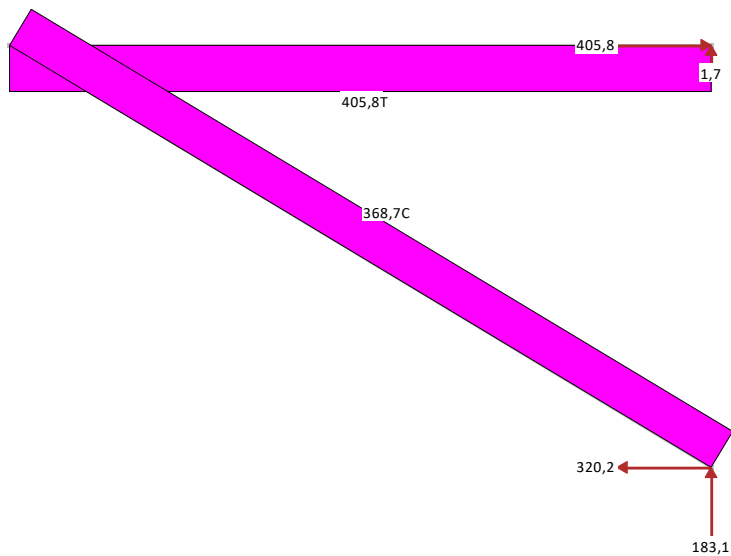
$P = 30 \cdot 0.84 = 25 \text{ kg}$ vertical en la punta

$H = 100 \cdot 0.84 = 84 \text{ kg}$ Horizontal en la punta

$M = 84 \cdot 0.95 = 80 \text{ kgm}$ momento en la punta de la escuadra

Resuelvo escuadra





Diagonal 2"x1/4"

$N=369 \text{ kg}$

$M=9.1 \text{ kgm}$

$L=1.08\text{m}$

Hierro ángulo 2"x1/4"

$\rho = 1.55$

$\lambda = 108/1.55=69.7$

$w=1.17+0.00014*\lambda^2=1.85$

$\sigma=Nw/A+M/W=369*1.85/6.06+910/4.07=336.2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$ **verifica**

Travesaño horizontal IPN8

$N=406 \text{ kg}$

$M=7250 \text{ kgcm}$

$\sigma=N/A+M/W=406/6.06+7250/19.5 =438 < 1400 \text{ kg/cm}^2$ **verifica**

Flecha en la punta de la escuadra

$F=.1 \text{ mm}$

$F_{adm} = 2*95/200= 9.5 \text{ mm}$, $.1 \text{ mm} < f_{adm}$ **verifica.**

Empotramiento macizo de tracción en muro

Carrera de 20x20 calado en 25 de espesor y con talon de 5x8 cm para apoyo de UPN8 y ocultar hormigon con mampuesto chorizo

Extracción: (longitud de influencia 84 cm)

Área de contacto por fricción= $84 \cdot (20 \cdot 3) = 5040 \text{ cm}^2$

$\tau = 400 \text{ kg} / 5040 \text{ cm}^2 = 0.08 \text{ kg/cm}^2$ tensión de adherencia que desarrolla es muy baja. **Verifica**

Bulones de anclaje

Extracción:

2 ϕ 16 L=18 cm

Área de contacto por fricción= $18 \cdot 5.026 = 90.47 \text{ cm}^2$

$\tau = 400 \text{ kg} / 2 / 90.47 \text{ cm}^2 = 2.2 \text{ kg/cm}^2 < 7 \text{ kg/cm}^2$ tensión de adherencia acero hormigón.

Verifica

PNC8 anclado por bulones

Ménsula de 5 cm con carga de 1 bulón =

$M = 5 \cdot 400 / 2 = 1000 \text{ kgcm}$

W PNC8 acostado=6.36 cm³

$\sigma = M / W = 1000 / 6.36 = 157.23 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$ **verifica**

Soldadura travesaño IPN8 a PNC8

Soldadura en todo el contorno

Suponiendo soldadura en alma ancho 5 mm $P_{adm} = 2 \cdot 6 \cdot .35 \cdot 900 = 3780 \text{ kg}$

400 kg < P_{adm} **verifica**

Empotramiento macizo de compresión en muro

H=320kg a compresion

Área de contacto por fricción= $20 \cdot (15 + 25) \cdot 2$ (prisma de 15x25 de lado)=1600 cm²

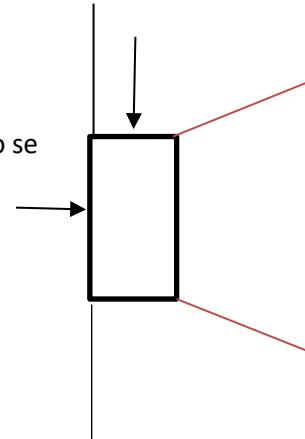
$\tau = 320 \text{ kg}/1600 \text{ cm}^2 = 0.13 \text{ kg}/\text{cm}^2$ la tensión de adherencia que desarrolla es muy baja.

Verifica

Punzonado muro

Área de corte = $(60-20) \cdot (15+25) \cdot 2$ (supongo punzonado en la proyección del área lateral del prisma supuesto, si bien el punzonado se produce en un plano inclinado de mayor área. (estoy del lado de la seguridad) = $3200 \text{ kg}/\text{cm}^2$

τ de corte = $320 \text{ kg}/3200 \text{ cm}^2 = 0.1 \text{ kg}/\text{cm}^2$ la tensión de corte que desarrolla es muy baja. **Verifica**



Comprensión en muro

$V = 183 \text{ kg}$

Area de descarga de $15 \cdot 20 \text{ cm}$ de base

Área = $15 \cdot 20 = 300 \text{ cm}^2$

$\sigma = N/A = 183/300 = 0.61 \text{ kg}/\text{cm}^2$ desarrolla un valor muy bajo de tensión de compresión.

verifica

3.17. ESCALERA MARINERA FACHADA POSTERIOR (H2)

VARILLA ESCALON

$\varnothing 16$

$L = 60 \text{ cm}$

Carga 100 kg por escalón en punto medio

Varilla $\varnothing 16$ bi empotrada a parante

Soldadura de varilla a parante $b = 5 \text{ mm}$

Verifica para pareja $V = 50 \text{ kg}$, $M = 800 \text{ kgcm}$

Diam varilla	1,6
ancho soldadura	0,5
garganta soldadura	0,35
Área	2,14413699
Inercia	1,05196721
W	0,91475409

tx	23,3194056
ty	874,551975
$t = \sqrt{(tx^2 + ty^2)}$ kg/cm ²	874,862819

875 < 900 kg/cm² **verifica**

M elástico ø16= 563 kgcm

M plástico ø16= 956 kgcm

Varilla en régimen plástico, topeo momento empotramiento en 800 kg cm (admisible para soldadura) ,

entonces M tramo = 700 kg cm < 956 kgcm **verifica**

SOPORTES ÁNGULO 1 ½"X3/16"

Pp escalera

7ø12) $1.13 * 0.785 * 7 * 6.5 = 40.4$ kg

Protección ø16) $2.01 * 0.785 * 21 * 1.9 = 63$ kg

Escalones ø16) $2.01 * 0.785 * 0.8 * 24 = 31$ kg

Ángulos) $6.5 * 2 * 3.42 * .785 = 35$ kg

IPN8) $6.5 * 2 * 5.84 = 77$ kg

Total=250 kg

Sumo dos personas subiendo en simultáneo= 200 kg

Total de cargas =200+250=450 kg

4 soportes

Carga /soporte=450/4=113 kg

Soporte como ménsula)

M=113*10cm=1130 kgcm

V=113 kg

W ángulo=1.7cm³

$\sigma = M/W = 1130/1.7 = 665$ kg/cm² <1400 kg/cm² **verifica**

Soldadura soporte

Soldadura perimetral ancho 4 mm

Considero para el cálculo de un solo lado estoy del lado de la seguridad:

$$B=4\text{mm } t=28\text{mm}$$

$$A_{\text{cordon}}=3.8 \cdot .28 \cdot 2=2.128 \text{ cm}^2$$

$$W_{\text{cordon}}=3.37 \text{ cm}^3$$

$$\sigma=M/W=1130/3.37=335.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau=V/A=113/2.128=53$$

$$\tau_{\text{total}}=339.5 \text{ kg/cm} < 900 \text{ kg/cm}^2 \text{ *verifica*}$$

PARANTES PNC8

Seccion de parantes sometida a carga de escalera y momento de su peso considerando baricentro a 45 cm del parante

$$V=450/2=225 \text{ kg}$$

$$M=225 \cdot 45=10125 \text{ kgcm}$$

$$WPNC8 = 26.5 \text{ cm}^3$$

$$A_{PNC8}=11\text{cm}^2$$

$$\rho=1.33$$

$$L_{\text{pandeo}}=220\text{cm}$$

$$\lambda=220/1.33=165.4$$

$$W=1.17+0.00014 \cdot \lambda^2=5$$

$$\sigma=Nw/A+M/W=225 \cdot 5/11+10125/26.5=484 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \text{ *verifica*}$$

SOLDADURA PNC8 A PLATINA

2 cordones de 5 mm de ancho L=25cm

$$P_{\text{adm}}=.35 \cdot 900 \cdot 25 \cdot 2=15750\text{kg}$$

$$P=225 \text{ kg} < P_{\text{adm}} \text{ *verifica*}$$

TORNILLOS DE ANCLAJE

verifico solo con 6 tornillos empotrados 15 cm en muerto de hormigón

$$\text{Platina } 15 \times 25 \text{ e}=1/4"=6\text{mm}$$

$225 \text{ kg}/6 = 37.5 \text{ kg}$

Corte tornillo $37.5 \text{ kg}/2.01 = 18.65 \text{ kg}/\text{cm}^2 < 800 \text{ kg}/\text{cm}^2$ **verifica**

Aplastamiento tornillo $= 37.5/1.6/.6 = 39 \text{ kg}/\text{cm}^2 < 1400$ **verifica**

MACIZOS DE HORMIGON

Macizo de hormigón 40x40x20cm de profundidad

σ compresión en mampostería $= 225/20/40 = 0.28 \text{ kg}/\text{cm}^2$ valor muy bajo **verifica**

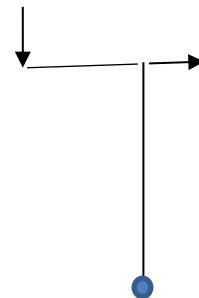
Extracción del macizo:

Excentricidad de la carga de escalera causa fuerza de extracción

F extracción $= 225 * 0.45/2.2 = 46 \text{ kg}$

Área de contacto por fricción $= 20 * (40 * 4)$ (prisma de 40 de lado) $= 3200 \text{ cm}^2$

$\tau = 46 \text{ kg}/3200 \text{ cm}^2 = 0.014 \text{ kg}/\text{cm}^2$ tensión de adherencia que desarrolla es muy baja. **Verifica**



Bulones de anclaje

Extracción:

$6\phi 16 \text{ L} = 15 \text{ cm}$

Área de contacto por fricción $= 15 * 5.026 = 75.4 \text{ cm}^2$ (1 perno)

$\tau = 46 \text{ kg}/6/75.4 \text{ cm}^2 = 0.1 \text{ kg}/\text{cm}^2 < 7 \text{ kg}/\text{cm}^2$ tensión de adherencia acero hormigón. **Verifica**

3.18. ESCALERAS MARINERAS FACHADA INTERNA (H3)

VARILLA ESCALON

$\phi 16$

L=60 cm

Carga 100 kg por escalón en punto medio

Varilla $\phi 16$ bi empotrada a parante

Soldadura de varilla a parante $b=5 \text{ mm}$

Verifica para pareja V=50 kg , M= 800 kgcm

Diam varilla	1,6
ancho soldadura	0,5
garganta soldadura	0,35
Área	2,14413699
Inercia	1,05196721
W	0,91475409
tx	23,3194056
ty	874,551975
$t = \sqrt{t_x^2 + t_y^2}$ kg/cm ²	874,862819

875 < 900 kg/cm² **verifica**

M elástico ø16= 563 kgcm

M plástico ø16= 956 kgcm

Varilla en régimen plástico, topeo momento empotramiento en 800 kg cm (admisible para soldadura) ,

entonces M tramo =700 kg cm < 956 kgcm **verifica**

SOPORTES ÁNGULO 1 ½"X3/16"

Pp escalera

Escalones ø16) 2.01*0.785*0.8*24=31 kg

Ángulos) 6.5*2*3.42*.785=35 kg

Total=66 kg

Sumo dos personas subiendo en simultáneo= 200 kg

Total de cargas =200+66=266 kg

4 soportes (todo cargado en uno de los lados)

Carga /soporte=266/4=66.5 kg

Soporte como ménsula)

M=66.5*15cm=998 kgcm

V=66.5 kg

W ángulo=1.7cm³

$$\sigma = M/W = 998/1.7 = 587 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \text{ **verifica**}$$

Soldadura soporte

Soldadura perimetral ancho 4 mm

Considero para el cálculo de un solo lado estoy del lado de la seguridad:

$$B = 4 \text{ mm } t = 28 \text{ mm}$$

$$A_{\text{cordon}} = 3.8 \cdot .28 \cdot 2 = 2.128 \text{ cm}^2$$

$$W_{\text{cordon}} = 3.37 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = M/W = 998/3.37 = 296.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = V/A = 66.5/2.128 = 31.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{\text{total}} = 297.8 \text{ kg/cm}^2 < 900 \text{ kg/cm}^2 \text{ **verifica**}$$

MACIZOS DE HORMIGON

Macizo de hormigón 20x20x20cm de profundidad

$$\sigma_{\text{compresión en mampostería}} = 66.5/20/20 = 0.17 \text{ kg/cm}^2 \text{ valor muy bajo **verifica**}$$

Extracción del macizo:

Excentricidad de la carga de escalera causa fuerza de extracción

$$\text{Excentricidad} = 0.50 \text{ cm}$$

$$F_{\text{extracción}} = 266 \cdot 0.5/1.2 = 111 \text{ kg}$$

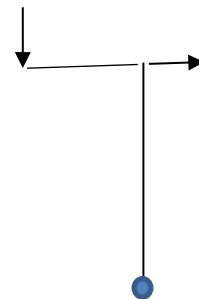
$$\text{Área de contacto por fricción} = 20 \cdot (20 \cdot 4) \text{ (prisma de 20 de lado)} = 1600 \text{ cm}^2$$

$$\tau = 111 \text{ kg}/1600 \text{ cm}^2 = 0.07 \text{ kg/cm}^2 \text{ tensión de adherencia que desarrolla es muy baja. **Verifica**}$$

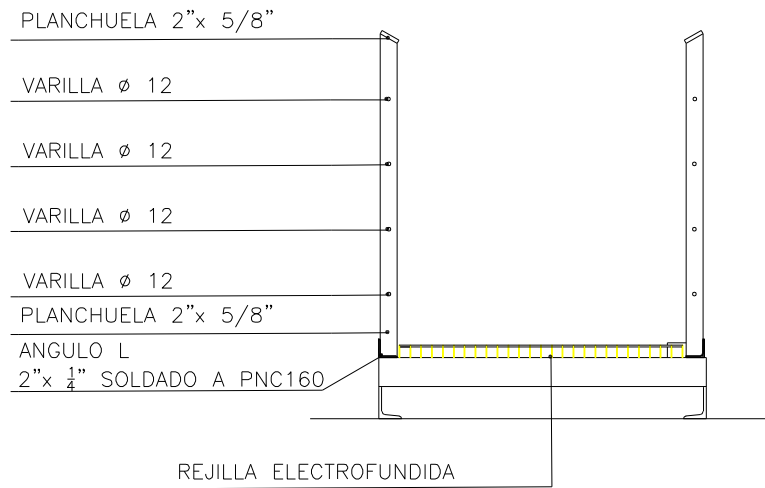
Extracción del soporte ángulo

$$\text{Área de contacto por fricción} = 15 \cdot (4 \cdot 3.8) = 228 \text{ cm}^2 \text{ (1 perno)}$$

$$\tau = 111 \text{ kg}/228 \text{ cm}^2 = 0.49 \text{ kg/cm}^2 < 7 \text{ kg/cm}^2 \text{ tensión de adherencia acero hormigón. **Verifica**}$$



3.19. PASARELA SOBRE TECHO (H4)



TRANSVERSALES PNC8

Carga=200 kg en su punto medio

$L=0.9 \text{ m}$

$M=PL/4=200 \cdot .9/4=45 \text{ kgm}$

$WPNC8=19.5 \text{ cm}^3$

$\sigma=M/W=4500/19.5=231 \text{ kg/cm}^2$ **verifica**

LARGUEROS PASARELA

Pp pasarela

2PNC16) $9 \cdot 2 \cdot 18.8=338.4 \text{ kg}$

PNC8) $10 \cdot .9 \cdot 5.94=54 \text{ kg}$

Rejilla) $26 \cdot .9 \cdot 9=211$

Baranda varillas) $4\phi 12=1.13 \cdot .785 \cdot 4 \cdot 9=36$

Baranda pasamanos) planchuela $2 \cdot 1/2 \cdot 9=9 \cdot 5=45$

Baranda parantes) planchuela $2 \cdot 1/2 \cdot 5 \cdot 0.9 \cdot 10 = 45$

Total= 900 kg

$Q=900/9=100 \text{ kg/m}$

Sobrecarga 200 kg en punto medio de pasarela=200kg

$L=8.9 \text{ m}$

$M=1435 \text{ kgm}$

$V=545 \text{ kg}$

En cada larguero PNC16) $M=717.5 \text{ kgm}$

$WPNC16=116 \text{ cm}^3$

$\sigma=M/W=71750/116=618 \text{ kg/cm}^2$ **verifica**

$F_{adm}=L/200= 890/200=4.45 \text{ cm}$

$I \text{ PNC16}=925 \text{ cm}^4$

$F=5/384qL^4/(EI)+PL^3/(48EI)= 2.85 \text{ cm} < f_{adm}$ **verifica**

BARANDA

[kg-cm]

configuración básica

altura m	0,88
q (NORMA UNIT) kg/m	100
sep m	1,05

parantes cálculos

corte en base kg	105
Momento en base kgcm	9240

barra rectangular maciza

base	1,6
altura	5
Área	8
Inercia	16,6666667
W	6,6666667
Tx	13,125
S	1386
$t = \sqrt{3tx^2+s^2}$	
kg/cm ²	1386,18642

$1386 < 1400 \text{ kg/cm}^2$ **verifica**

SOLDADURA A HIERRO ANGULO

Cordones 6 mm de ancho ambos lados del parante

Garganta $6 \cdot 0.7 = 42 \text{ mm}$

Los cordones de soldadura forman una L de alas iguales de 5 cm de largo de baricentro 2.5

$M_{adm} = 5 \cdot .42 \cdot 900 \cdot 2 \cdot 2.5 \cdot 2 \text{ cordones} = 18900 \text{ kgcm}$

$M_{parante} = 9240 \text{ kgcm} < M_{adm}$ **verifica**



APOYO

$V = 545 / 2 = 275 \text{ kg}$ en cada larguero

PNC100 como pilar

$A = 13.5 \text{ cm}^2$

$\rho = 1.47$

$L = 50 \text{ cm}$

$L_{pandeo} = 2 \cdot 50 = 100 \text{ cm}$

$\lambda = 100 / 1.47 = 68$

$W = 1.17 + 0.00014 \cdot \lambda^2 = 1.817$

$P_{adm \text{ pilar}} = 13.5 \cdot 1400 / 1.817 = 10400 \text{ kg}$

$P = 275 \text{ kg} < P_{adm}$ **verifica**

SOLDADURA PNC100 A PLATINA

2 cordones de 5 mm de ancho $L = 16 \text{ cm}$

$P_{adm} = .35 \cdot 900 \cdot 16 \cdot 2 = 10080 \text{ kg}$

$P = 275 \text{ kg} < P_{adm}$ **verifica**

TORNILLOS DE ANCLAJE

verifico solo con 6 tornillos empotrados 15 cm en muerto de hormigón

Platina 16x13 e=1/4" =6mm

275 kg/6= 46 kg

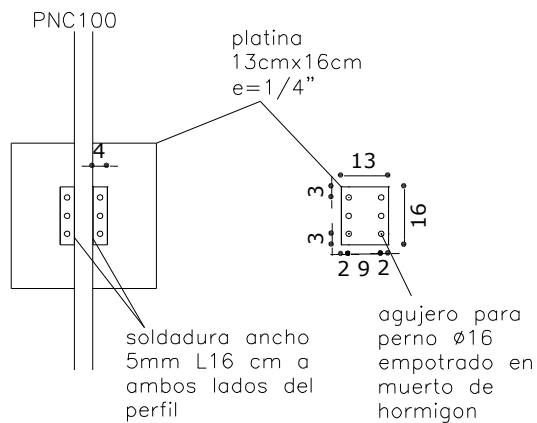
Corte tornillo $46\text{kg}/2.01 = 23 \text{ kg/cm}^2 < 800 \text{ kg/cm}^2$ **verifica**

Aplastamiento tornillo= $46/1.6/.6=48 \text{ kg/cm}^2 < 1400$ **verifica**

MACIZOS DE HORMIGON

Macizo de hormigón 40x40x20cm de profundidad

σ compresión en mampostería= $275/20/40=0.34 \text{ kg/cm}^2$ valor muy bajo **verifica**



3.20. RAMPAS DE ACCESO (H7 Y H9)

VERIFICO BARANDA

Verifico baranda para la máxima separación de parantes= 174 cm

Alto parante $H=0.74-0.025=0.72\text{m}$

Parante 2" e=6mm

Solicitaciones en base de parante:

$M=1.74*100*0.72\text{m}=174\text{ kg} *0.72\text{m} =125.28\text{ kgm}$

$V=174\text{ kg}$

PARANTE flector

Barra tubo

Diam ext	5,08
espesor	0,6
Área	8,44460105
Inercia	21,5658222
W	8,49048117
tx	20,1312056
s	1441,61441
$t = \sqrt{(3tx^2 + s^2)}$ kg/cm2	1442,03603

Verifica

PARANTE FLECHA

$f_{adm} = 2*H/200 = 2*72/200 = 0.72\text{cm}$

$f = PH^3/(3EI) = 125.28*72^3/(3*E*21.566) = 0.344\text{ cm} < f_{adm}$ **Verifica**

SOLDADURA PARANTE

Soldadura perimetral ancho 1 cm

configuración básica

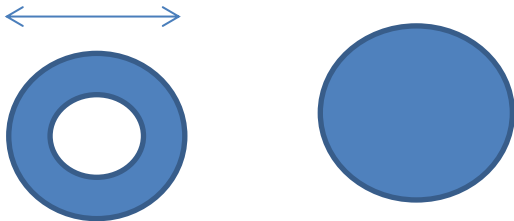
altura m	0,72
q (norma Unit33-91) kg/m	100
sep m	1,74

parantes cálculos

corte en base kg	174
Momento en base kgcm	12528

excepto indicación en contrario unidades ((kg-cm))

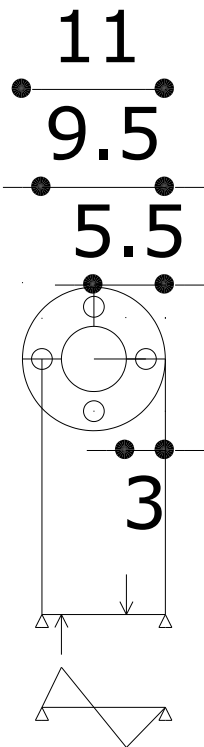
SOLDADURA



verifico soldadura circular

Diam tubo	5,08
ancho soldadura	1
garganta soldadura	0,7
Área	12,7108839
Inercia	53,8598282
W	16,6234038
tx	13,6890559
ty	753,636269
t =√(tx²+ty²) kg/cm2	753,760583

837.48 < 900 kg/cm2 *verifica*



PLATINA DE AMARRE

Diámetro 11 cm

4 pernos en cruz ortogonal a la baranda.

Verifico pernos

Perno $\varnothing 20$ empotrado 18 cm en hormigón

F arranque admisible = $\pi * 2 * 18 * 7 \text{ kg/cm}^2 = 790 \text{ kg}$

Brazo del par del perno más alejado = $11 - 1.5 = 9.5 \text{ cm}$

Brazo del par del perno intermedio = 5.5 cm (2 pernos)

Madmisible = $790 * (9.5 + 2 * 5.5) = 16195 \text{ kgcm} < M \text{ parante} = 12528 \text{ kgcm}$ **verifica**

Verifico espesor platina

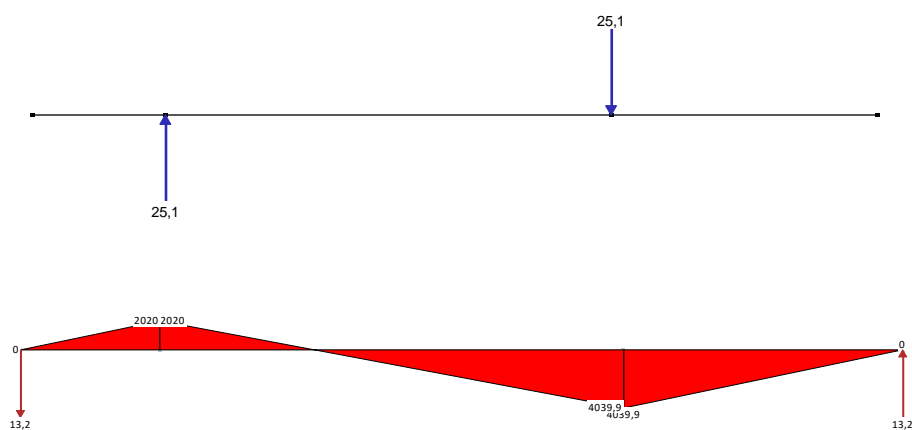
Viga apoyada en punto de vuelco y en perno mas alejado, momento actuante par de fuerzas igual al momento del parante

Ancho viga = $\pi * 11 / 4 = 8.5 \text{ cm}$

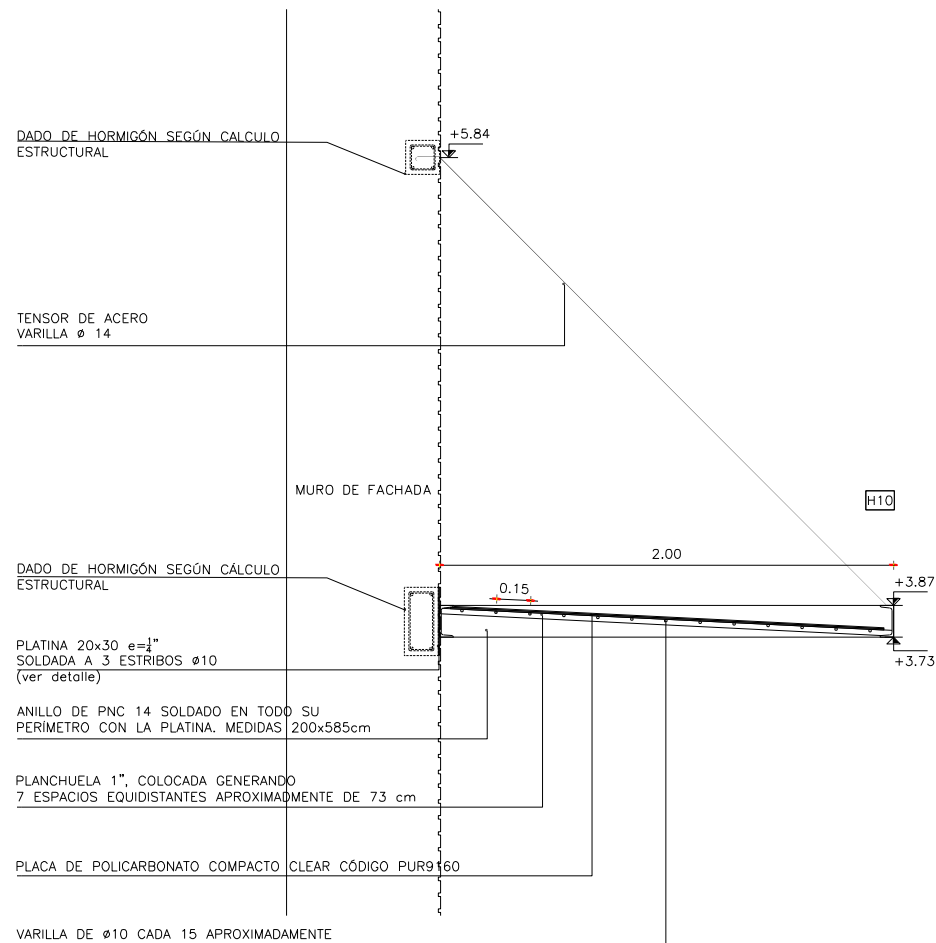
Para de fuerzas = $12528 / 5 = 2506 \text{ kg}$

Momento en viga = 4040 kgcm

$e > \sqrt{(6M / (b * 1400))} = \sqrt{(6 * \frac{4040}{8.5 * 1400})} = 1.43 \text{ cm platina } 5/8''$ **verifica**



3.21. ALERO DE FACHADA (H10)



CARGA DE VIENTO EN ALERO

UNIT 50-84 2da revisión:

Zona no costera $v_k=37.5$ m/s

viento								
v_k m/s	k_t	K_d	k_k	z	μ_{rug}	k_z	v_c m/s	q_c kg/m ²
37,5	1	1	1	2	3	0,667	25,0125	38,38

$q_c=38.38$ kg/m²

Coeficiente de forma:

$$L = 5.33 \text{ m}$$

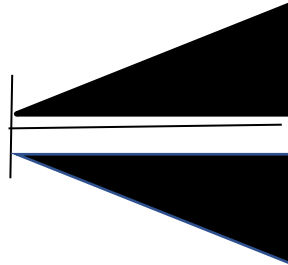
$$l = h_a/L = 2/5.33 = 0.375 > 0.2$$

$$a = 0 < 25^\circ$$

$$g_a = 1$$

$$C = +0.7$$

$$P_c = +0.7 * 38.38 = +27 \text{ kg/m}^2$$



COSTILLAS 1"x1/2" / 73 cm

$$A = 1.27 * 2.5 = 3.175 \text{ cm}^2$$

$$W = 1.27 * 2.5^2 / 6 = 1.323 \text{ cm}^3$$

$$I = 1.653 \text{ cm}^4$$

$$q = 27 * 0.73 = 19.71 \text{ kg/m triangular}$$

$$p_p = 2.5 \text{ kg/m}$$

$$M = 661 \text{ kgcm}$$

$$s = M/W = 661/1.323 = 500 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \text{ **verifica**}$$

$$f_{adm} = 200/200 = 10 \text{ mm}$$

$$f_{existente} = 9.4 \text{ mm} < f_{adm} \text{ **verifica**}$$

PERFIL PERIMETRAL

PP alero

$$\text{PP costillas) } 1.27 * 2.5 * .785 * 6 = 15 \text{ kg}$$

$$\text{Varillas } \varnothing 12) 13 * 1.13 * .785 * 5.33 = 62 \text{ kg}$$

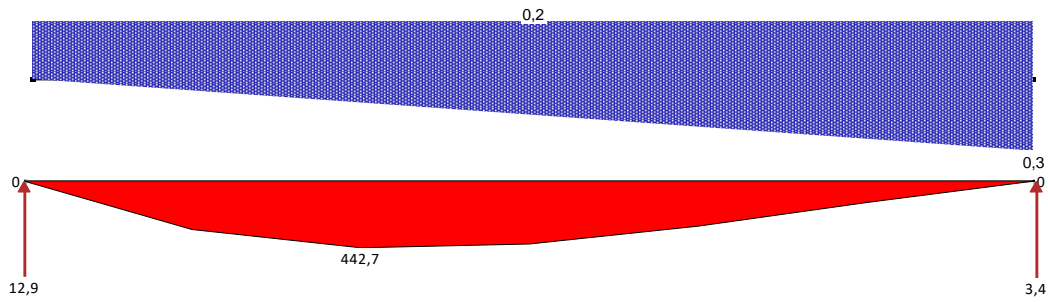
$$\text{PNC14) } (2 * 2 + 5.33) * 16 = 150 \text{ kg}$$

$$\text{Total} = 227 \text{ kg}$$

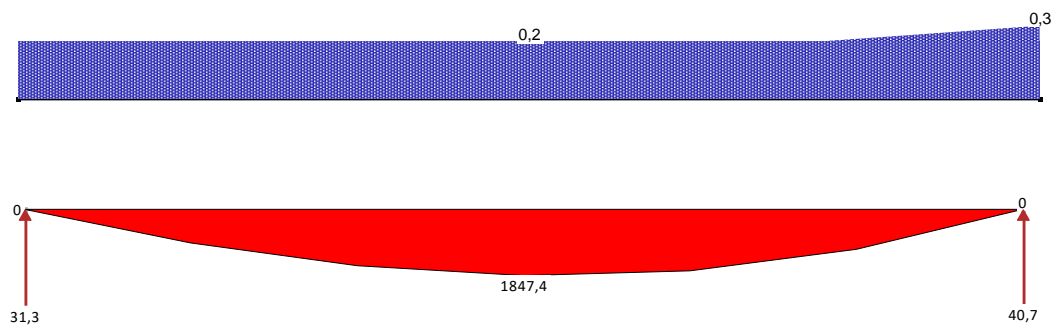
$$Q = 227 / (2.05 * 5.33) = 21 \text{ kg/m}^2$$

Viento +- 27kg/m²

Viento succión



Viento sobrepresión



Para el perfil de borde de ataque dimensiona viento de sobrepresión

$L = 5.33$ m supongo apoyado en 2 tensores solamente

$$M = 40.7 * 5.33^2 / 8 = 144.5 \text{ kgm}$$

$$V = 40.7 * 5.33 / 2 = 108.5 \text{ kg}$$

$$WPNC14 = 86.4 \text{ cm}^3$$

$$IPNC14 = 605 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = M/W = 14450/86.4 = 167.25 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \text{ *verifica*}$$

$$F_{adm} = 533/200 = 26.65 \text{ mm}$$

$$F_{existente} = 5/384 * 0.407 * (533)^4 / (EI) = 33 \text{ mm} < f_{adm} \text{ *verifica*}$$

TENSORES

4 tensores, supongo apoyado en los dos de la punta

$$V = 108.5 \text{ kg}$$

Angulo tensor 45°

$$T = V \cdot \sqrt{2} = 153.4 \text{ kg}$$

Varilla $\phi 14$

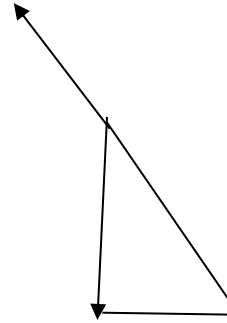
$$\text{Area} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = 153.4 / 1.54 = 99.6 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \text{ **verifica**}$$

deformacion

$$L = 2.9 \text{ m (largo del tensor)}$$

$$DL = \sigma L / E = 99.6 \text{ kg/cm}^2 \cdot 290 \text{ cm} / 2100000 \text{ kg/cm}^2 = 0.137 \text{ mm valor muy pequeño **verifica**}$$



MACIZO DE ANCLAJE DEL TENSOR

Macizo de hormigón 30x30x20cm de profundidad

$$\sigma \text{ compresión en mampostería} = 108.5 / (20 \times 20) = 0.27 \text{ kg/cm}^2 \text{ valor muy bajo **verifica**}$$

Extracción del macizo:

$$F \text{ extracción} = 108.5 \text{ kg}$$

$$\text{Área de contacto por fricción} = 20 \cdot (30 \cdot 4) \text{ (prisma de 30 de lado)} = 2400 \text{ cm}^2$$

$$\tau = 108.5 \text{ kg} / 2400 \text{ cm}^2 = 0.045 \text{ kg/cm}^2 \text{ tensión de adherencia que desarrolla es muy baja.}$$

Verifica

MACIZO DE APOYO DEL MARCO PERIMETREAL

$$\text{descarga del marco} = V = 31.3 \cdot 5.33 / 2 = 84 \text{ kg}$$

Macizo de hormigón 30x30x20cm de profundidad

$$\sigma \text{ compresión en mampostería} = 84 / (20 \times 30) = 0.14 \text{ kg/cm}^2 \text{ valor muy bajo **verifica**}$$

Soldadura del marco a platina anclada en macizo

platina 20x30 e=1/4" 0.6mm

2 cordones 5 mm L=20

$$P_{adm} \text{ soldadura} = 2 \cdot 0.35 \cdot 20 \cdot 900 = 12600 \text{ kg}$$

$$V = 84 \text{ kg} < 12600 \text{ kg **verifica**}$$
