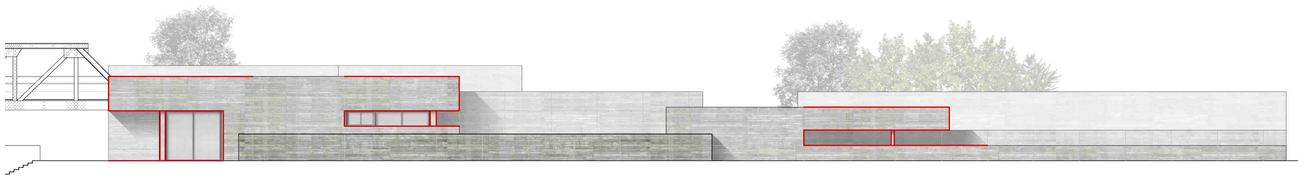
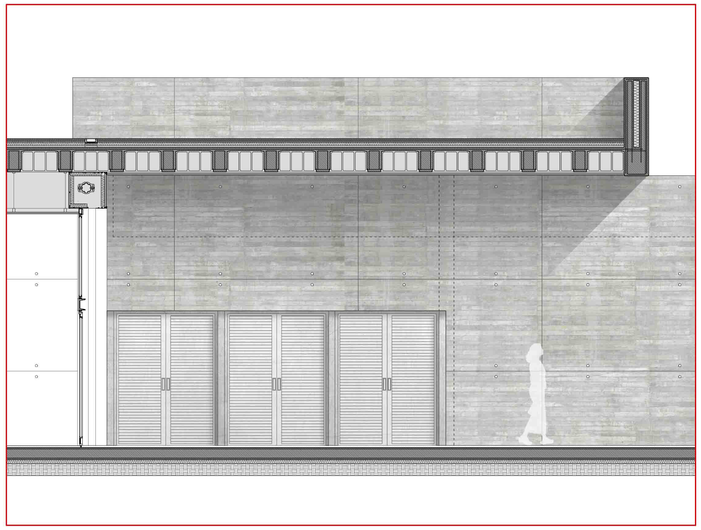
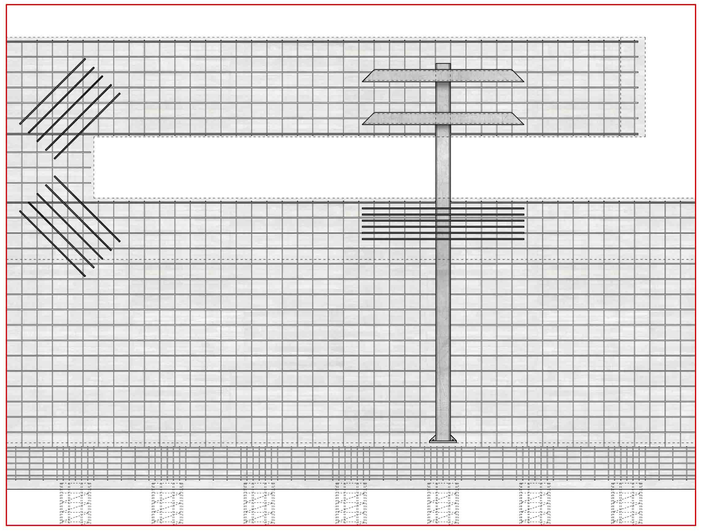
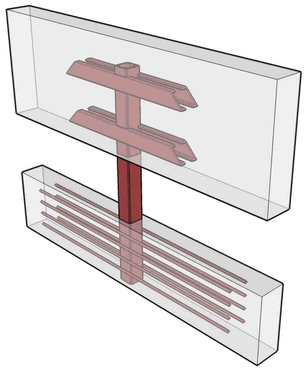


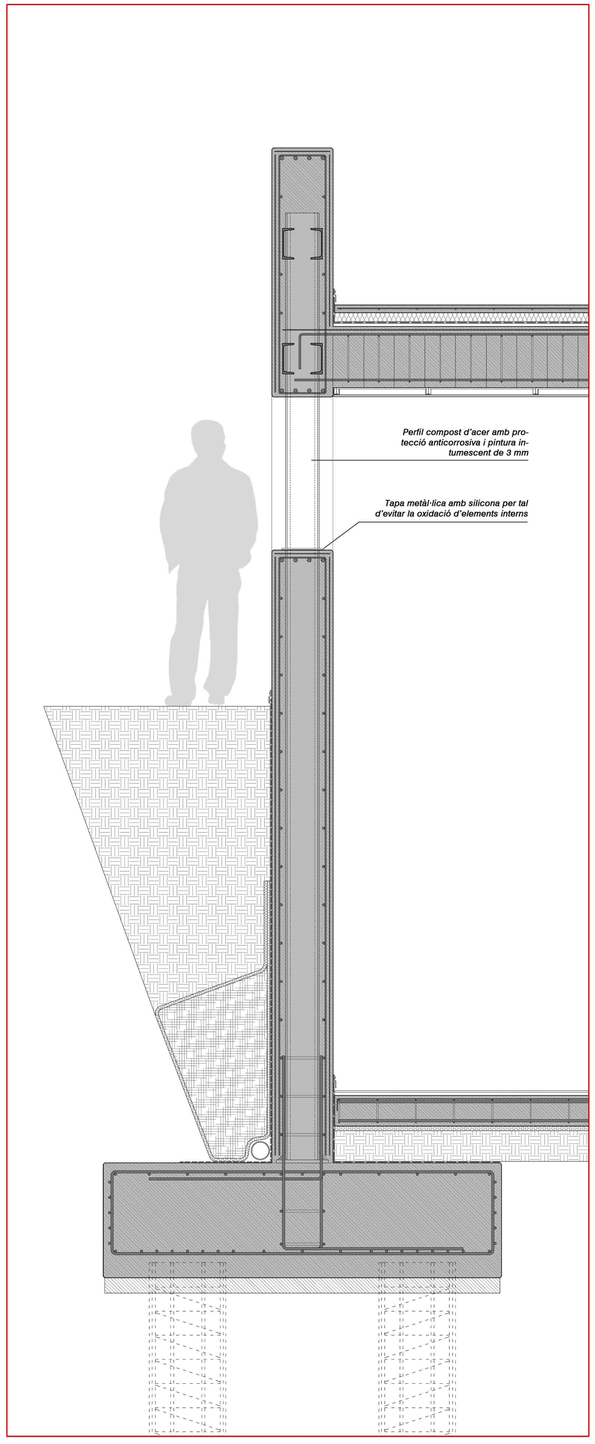


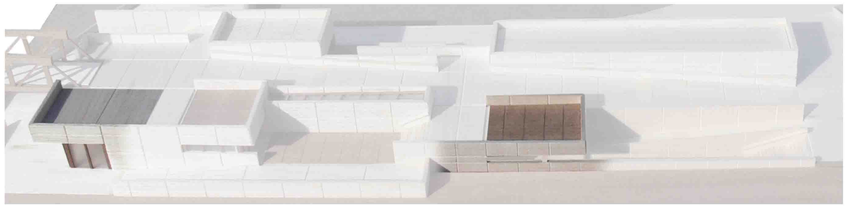


El pilar s'introdueix a la jàssera de formigó per tal d'actuar com a empotrament. a més uns perfils UPN 200 soldats als laterals del pilar permeten una correcta transmissió del moment. A més d'aquests elements, al mur inferior, el que actua de barana, estarà reforçat mitjançant rodons que evitin la fisuració del formigo per càrrega puntual.

També haurem de protegir el pilar contra les corrosions de manera pertinent, ja que la corrosió es podria adentrar a la jàssera i reventar els elements de formigó.







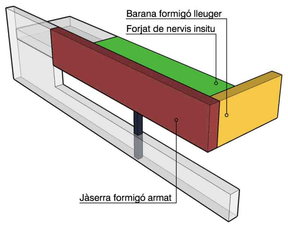
EL VOLADÍS

El recolzament dels voladissos son metàlics, a diferència de tota l'estructura del projecte. Aquest fets puntuals son per remarcar l'idea de l'horitzontalitat. El pilar s'amaga en un segon pla, ja que s'allunya 10 cm de la línea de façana es un element fosc i petit considerant les lineas generals del projecte.

A més, el major Moment de resistencia de les seccions metaliques en comparació amb les seccions de formigó, fan que pugui absorvir la reacció del moment del voladís amb facilitat. A continuació, els planols d'aquesta estructura mixta

CÀRREGUES

Esquema de pesos propis a l'area tributària



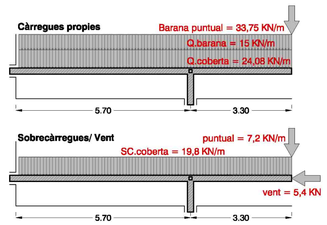
Estat de càrregues

Pes Propi.	
Pes coberta · area tributària (6,69 KN/m2 · 3,6 KN)	24,084 KN/m
Pes propi jàssera formigó armat (0,4m · 1,6m · 25 KN/m3)	15 KN/m
Càrrega puntual barana de formigó a l'extrem	33,75 KN
Sobrecàrrega.	
Sobrecàrrega d'us i neu · àrea tributària	19,8 KN/m
Sobrecàrrega puntual a la barana (2 KN/m)	7,2 KN/m
Vent	
Vent directe (acció sobre barana)	5,4 KN
Vent succió (acció sobre barana)	3,24 KN

L'únic vent que s'ha considerat ha sigut el que actua directament sobre la barana, ja que s'està analitzant un element puntual i es considera que el vent que actua a les altres parts queden diluïdes per la resistència dels murs de l'edifici. A més, al ser un edifici baix el vent no causarà grans problemes.

Per motius constructius i de projecte, la jàssera que aguanta el voladís fa 1,5 metres de cantell i 0,4 de gruix, així doncs, en lloc de dimensionar l'element, farem les comprovacions pertinents per veure que aguanta. S'han fet comprovacións de predimensionat de fletxa mitjançant les fòrmules de la làmina anterior i s'ha comprovat que aguantaria perfectament.

A l'hora d'entrar les dades de l'estructura, es considerarà que l'entrega del pilar metàlic amb la jàssera és un encastament, ja que la solició contructiva permet una correcta transmissió dels moments al pilar



DIMENSIONAT AMB WINEVA

	Pes propi	Sobrecàrrega	Vent 1	Vent 1
E.L.S	1	1	0	0
E.L.S 1 (activa)	2,2	1	0	0
E.L.S 2 (total)	3,2	2	0	0
E.L.U 1	1,35	1,5	0	0
E.L.U 2	1,35	1,35	1,35	0
E.L.U 3	1,35	1,35	0	1,35

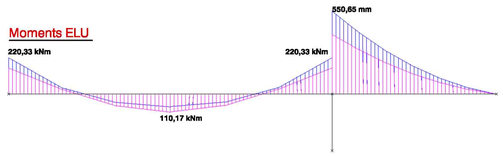
Per veure les deformacions de l'estructura, pendrem els valos dels **ELS**, on veurem tant la fletxa activa com la total. Les deformacions màximes admisibles seran les de L/500, la deformació que recomana el CTE per a paviments rígids sense juntes. És a dir, **330cm / 500 = 6,6mm**, per la cual cosa, les deformacions seran molt menors que les màximes.

D'altra banda, per calcular les armadures i el pilar, agafarem el valor dels moments i les reaccions dels **ELU.**

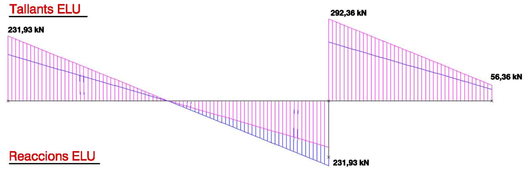
En el proper diagrama podem veure com les deformacions estan dintre de les deformacions admissibles

Flecha ELS 2

Moments ELU

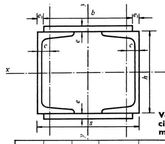


Tallants ELU



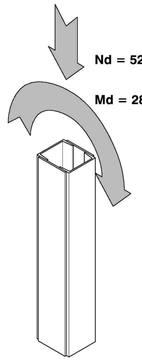
Reaccions ELU

COMPROVACIÓ DEL PILAR METÀLIC



Valores estáticos de 2 [con platabandas para distintas separaciones *s* de forma que los radios de giro i_x e i_y sean aproximadamente iguales.

Perfil [	h mm	s mm	Platabanda $b \cdot e$ mm · mm	e_1 mm	Sección A cm²	Peso P kg/m	Referido al eje x-x I_x cm⁴	W_x cm³	i_x cm	Referido al eje y-y I_y cm⁴	W_y cm³	i_y cm	u m²/m
8	80	110	90 · 8	10	36,4	28,6	492	102	1,16	497	90	1,17	0,412
10	100	130	110 · 8	10	44,6	35,0	925	160	4,55	897	138	4,49	0,492
12	120	150	130 · 8	10	54,8	43,0	1 580	232	5,37	1 560	209	5,34	0,572
14	140	180	160 · 10	10	72,8	57,1	3 010	376	6,43	2 950	328	6,37	0,680
16	160	200	180 · 10	10	84,0	65,9	4 450	495	7,28	4 340	434	7,19	0,760
18	180	220	200 · 10	10	96,0	75,4	6 310	631	8,11	6 180	562	8,02	0,840
20	200	240	220 · 10	10	108,0	85,1	8 670	788	8,94	8 500	708	8285	0,920
22	220	260	240 · 10	10	123,0	96,4	11 730	977	9,77	11 520	886	9,69	1,000
25/8	250	290	270 · 10	10	138,6	108,8	16 610	1 230	10,90	16 972	1 70	11,10	1,080
25/10	250	300	280 · 10	10	163,4	128,3	19 909	1 475	11,04	20 315	1 354	11,15	1,140
30	300	330	310 · 10	10	182,8	143,5	29 481	1 843	12,70	30 735	1 863	13,00	1,300



Dimensionat per compressió

El pilar escollit és un pilar de perfils conformats amb dues UPN de 20 cm i dues platabandes que els uneixen i li donen més inercia. Al prontuari d'aquesta secció podem mirar les dimensions així com les característiques mecàniques del pilar.

Abans de tot comprovarem la resistencia a compressió del pilar, mirant l'area que te i multiplicant-la per la resistencia unitària de l'acer.

Nmàx* = *A* · *fyd = 9600 mm · $\frac{500\ \text{N/mm}}{1,15}$ = **4800 KN > 524,28 KN (Nd)**

Així doncs, el pilar **aguantará sense cap mena de problemes a compressió**

Dimensionat per moment

En un nus rígid els moments s'han d'anular entre ells, així doncs, la diferencia entre el moment que genera el voladis i el que es genera abans d'ell s'haura d'absorbir mitjançant la reacció del pilar. a continuació tenim la comprovació.

La comprovació del moment màxim que pot admetre el pilar la farem multiplicant el moment resistem per la resistencia de l'acer.

Mmàx* = *Wx* · *fyd = 788000 mm · $\frac{500\ \text{N/mm}}{1,15}$ = **342,60 KN·m > 285,31 KN·m (Md)**

Així doncs, el pilar **aguantará sense cap mena de problemes a flexió**

ALTRES CÀLCULS

Armadura mínima a flexió i negatius màxims

Calcularem l'armadura mínima de la jassera a la cara traccionada mitjançant la fórmula 0,0028>As/Ac per posteriorment agafar els rodons que cumpleixin la fórmula (As·fyd)/(Ac·fcd)>0,04

As=0,0028·400mm·1500mm= 1680 mm → As real = **1963,5 mm, 4 Ø 25**

(As·fyd)/(Ac·fcd)>0,4 → (1885·fyd)/(1500·400·fcd) = **0,085 > 0,04**

Ara calcularem l'armadura que aguantará el gran negatiu que genera el voladís amb les fórmules que hem aplicat anteriorment. El moment majorat és de 505,65 KN·m

$\mu = \frac{505{,}65 \cdot 10^6}{400 \cdot 1450^2 \cdot fcd}$ = 0,04; en taules ω = 0,04

$As = \frac{0{,}04 \cdot 1450 \cdot 400 \cdot fcd}{fyd}$ = 889,3; amb l'armat mínim és suficient **1963,5 mm, 4 Ø 25**

A més, també haurem de considerar, donades les dimensions de l'element, que és un mur, així doncs, calcularem la armadura mínima longitudinal del mur (una cuantía de 0,0032).

As=0,0032·400mm·1500mm= 1920 mm → As real = **2011 mm, 10 Ø 16** a repartir a les dues cares.

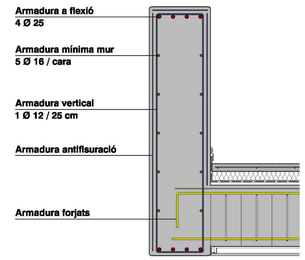
Armadura mínima a tallant

Avans de tot calcularem l'esgotament a compressió oblicua del formigó

Vu1 = 0,3·fcd·d·b = 0,3·fcd·400·1450 = 2900 KN

Vu1 és molt superior a Vdr (2900 KN > 185 KN), per tant, **no hi haurà esgotament del formigó per compressió oblicua**. Per calcular aquest valor, mirarem les següents condicions:

Si...
- Vdr < 1/5Vu1; St = 0,75·d < 600mm
- 1/5Vu1 < Vdr < 2/3Vu1; St = 0,6·d < 450mm
- Vdr>2/3Vu1; St = 0,3·d < 300mm

Com 185,6<$\frac{2900}{5}$; St = 0,75·1450=**1087 mm.** Segons això es suficient amb un estrep cada metre, no obstant, tal com hem fet anteriorment, tractarem aquest element també com un mur i recorrirem a la cuantia mínima vertical per murs de formigo de 0,9. Per tant, si prenem una secció de mur d'un metre, tindriem el seguent resultat.

As=0,009·400mm·1000mm= 360 mm → As real = **452,4 mm, 4 Ø 12** a la cara en tracció cada metre, o **1Ø12** cada 25 cm