

Treball final de grau

Estudi: Grau en Enginyeria Mecànica

Títol: PROJECTE D'UNA NAU DE GRAN SUPERFÍCIE AMB ESTRUCTURA METÀL·LICA

Document: 1. MEMÒRIA I ANNEXES

Alumne: Grau Sánchez Fernández

Tutor: Xavier Cahís Carola

Departament: Enginyeria Mecànica i de la Construcció Industrial

Àrea: Enginyeria de la Construcció

Convocatòria (mes/any) Curs 2022/2023

ÍNDEX

MEMÒRIA.....	5
1. INTRODUCCIÓ.....	6
1.1. Antecedents	6
1.1.1. Peticionari	6
1.1.2. Exposició del problema	6
1.2. Objecte del projecte.....	6
1.3. Requeriments i abast del projecte	7
1.4. Metodologia	7
2. ASPECTES GENERALS.....	8
2.1. Situació i emplaçament	8
2.2. Descripció de l'emplaçament	9
2.3. Instruccions i normes considerades.....	9
3. SOFTWARE UTILITZAT	10
3.1. Programari d'intercanvi BIM	10
3.2. Programa de càlcul.....	10
3.3. Programa de disseny	11
4. ESTRUCTURA	11
4.1. Estructura principal	13
4.1.1. Pòrtic de façana.....	13
4.1.2. Pòrtic central	15
4.2. Elements estabilitzadors	19
4.2.1. Travat caps de pilar	19
4.2.2. Travat coberta	19
4.2.3. Travat façana.....	21
4.3. Tancaments.....	22
4.3.1. Corretges de coberta.....	22
4.3.2. Corretges de façana	24
4.3.3. Tancament de coberta	25
4.3.4. Tancament de façana	25
4.4. Unions	25
4.5. Fonamentació.....	29
4.5.1. Consideracions geotècniques.....	29
4.5.2. Fonaments.....	29
5. CONCLUSIONS	31
6. RESUM DEL PRESSUPOST	31

7. RELACIÓ DE DOCUMENTS	32
8. BIBLIOGRAFIA	32
ANNEX A: CÀLCULS.....	33
A.1. INTRODUCCIÓ	34
A.1.1. Objecte.....	34
A.2. ACCIONS.....	34
A.2.1. Accions o càrregues permanents.....	34
A.2.1.1. Pes propi	35
A.2.2. Accions o càrregues variables.....	40
A.2.2.1. Sobrecàrrega d'ús	40
A.2.2.2. Vent.....	42
A.2.2.1. Neu.....	59
A.2.2.1. Accions tèrmiques.....	62
A.3. COMBINACIÓ D'ACCIONS.....	63
A.3.1. Mètode dels estats límit	64
A.3.1.2. Estats límit últim (ELU).....	66
A.3.1.3. Estats límit de servei (ELS)	68
A.4. DIMENSIONAMENT ESTRUCTURA PRINCIPAL.....	69
A.4.1. Pòrtic central.....	69
A.4.1. Pòrtic de façana	74
A.5. DIMENSIONAMENT ELEMENTS ESTABILITZADORS.....	78
A.5.1. Travat caps de pilar	78
A.5.2. Travat coberta.....	81
A.5.3. Travat façana.....	85
A.5.3.1. Creus de Sant Andreu	85
A.5.3.2. Diagonals façana	87
A.6. DIMENSIONAMENT CORRETGES.....	88
A.6.1. Corretges de coberta	88
A.6.2. Corretges de façana	90
A.7. DIMENSIONAMENT UNIONS.....	91
A.8. DIMENSIONAMENT FONAMENTACIÓ.....	110
ANNEX B: INFORMACIÓ TÈCNICA.....	122
B.1. INTRODUCCIÓ	123
B.1.1. Objecte	123
B.1.2. Abast	123
B.2. FITXES TÈCNIQUES	124

B.2.1. Tubs circulars metàl·lics CHS (Circular Hollow Section)	124
B.2.2. Tancament coberta	125
B.2.3. Tancament façana	128
B.2.4. Corretges	131
B.2.5. Cables tensors	133
B.2.6. Armadures fonaments	135
B.3. MODELS DIAMONDS DIAGRAMES I RESULTATS	137
B.3.1. Model Diamonds pòrtic tester de façana	137
B.3.1.1. Paràmetres dels elements del model	137
B.3.1.2. Resultats de resistència i estabilitat jàssera esquerra primera aigua de la coberta	160
B.3.1.3. Resultats de resistència i estabilitat jàssera dreta primera aigua de la coberta	160
B.3.1.4. Resultats de resistència i estabilitat pilar HEB 240	161
B.3.1.5. Resultats de resistència i estabilitat pilar HEB 300	161
B.3.1.6. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 330.....	162
B.3.1.7. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 360.....	162
B.3.1.8. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 330 (segon pilar).....	163
B.3.1.9. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 330 (tercer pilar)	163
B.3.1.10. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 400.....	164
B.3.2. Model Diamonds pòrtic central	165
B.3.2.1. Paràmetres dels elements del model	165
B.3.2.2. Resultats de resistència i estabilitat jàssera esquerra primera aigua de la coberta	178
B.3.2.3. Resultats de resistència i estabilitat jàssera dreta primera aigua de la coberta	178
B.3.2.4. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 500.....	179
B.3.2.5. Resultats de resistència i estabilitat pilar HEB 300	179
B.3.3. Model Diamonds pòrtic façana – pòrtic central	180
B.3.3.1. Paràmetres dels elements del model	180
B.3.3.2. Resultats de resistència i estabilitat jàssera esquerra primera aigua de la coberta (façana)	221
B.3.3.3. Resultats de resistència i estabilitat jàssera dreta primera aigua de la coberta (façana).....	221
B.3.3.4. Resultats de resistència i estabilitat pilar HEB 240	222
B.3.3.5. Resultats de resistència i estabilitat pilar HEB 300 (façana)	222
B.3.3.6. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 330.....	223
B.3.3.7. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 360.....	223

B.3.3.8. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 330 (segon).....	224
B.3.3.9. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 330 (tercer).....	224
B.3.3.10. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 400.....	225
B.3.3.11. Resultats de resistència i estabilitat jàssera esquerra primera aigua de la coberta (central).....	225
B.3.3.12. Resultats de resistència i estabilitat jàssera dreta primera aigua de la coberta (central).....	226
B.3.3.4. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 500.....	226
B.3.3.5. Resultats de resistència i estabilitat pilar HEB 300 (central)	227
B.4. FULLS DE CàLCUL	227
B.4.1. Unions	227
B.4.1.1. Unió pilar – fonament HEB 240.....	227
B.4.1.2. Unió pilar – fonament HEB 300 (façana).....	228
B.4.1.2. Unió pilar – fonament HEB 300 (central)	229
B.4.1.1. Unió pilar – fonament IPE 330	230
B.4.1.1. Unió pilar – fonament IPE 360	231
B.4.1.1. Unió pilar – fonament IPE 400	231
B.4.1.1. Unió pilar – fonament IPE 500	232
B.4.2. Fonamentació	233
B.4.2.1. Fonamentació HEB 240.....	233
B.4.2.1. Fonamentació HEB 300 (façana).....	233
B.4.2.1. Fonamentació HEB 300 (central)	234
B.4.2.1. Fonamentació IPE 330.....	234
B.4.2.1. Fonamentació IPE 360.....	235
B.4.2.1. Fonamentació IPE 400.....	235
B.4.2.1. Fonamentació IPE 500.....	236
ANNEX C: COMUNICACIÓ.....	237
C.1. INTRODUCCIÓ	238
C.1.1. Objecte	238
C.1.2. Abast	238
C.2. CORREUS	239
C.2.1. CECAM.....	239
C.2.2. Brausa.....	241
C.2.3. Construsoft.....	246
C.2.3.1. Dubte Diamonds	246
C.2.3.2. Dubte Tekla	251
C.2.3. Ajuntament Avinyonet de Puigventós	255

MEMÒRIA

1. INTRODUCCIÓ

1.1. Antecedents

1.1.1. Peticionari

El peticionari del projecte és l'empresa Obertanc S.L.. L'activitat que desenvolupa actualment l'empresa consisteix en la fabricació i muntatge de tancaments metàl·lics d'alumini i PVC. Les instal·lacions actuals es troben ubicades en el Carrer Pirineus 1, Sant Pere Pescador, Girona, 17470. Adreça fiscal de l'empresa és al Carrer Josep Romanach 30-34, 1r C, Roses, Girona, 17480. El CIF de la companyia és B17743683 i el telèfon de contacte és el 670245091.

1.1.2. Exposició del problema

L'empresa en qüestió, es dedica a la fabricació i muntatge dins l'àmbit de la metal·lúrgia. L'empresa té en ment un projecte per augmentar la seva producció i estendes en l'àmbit metal·lúrgic amb diferents línies de materials, com son el ferro, l'alumini, PVC ... El projecte, e qüestió, es tracta d'obrir més d'una línia de producció, per satisfer la demanda que tenen, on cada vegada necessiten major maquinària de grans dimensions i més material. Alhora, poder interconnectar les diferents seccions que conformarien l'espai en un mateixa línia de fabricació. Per tant, l'empresa necessita d'un gran espai per a poder ubicar la maquinària necessària i expandir-se dins el sector realitzant una gran producció.

Partint de les bases de les assignatures d'Estructures Metàl·liques i d'Estructures de Formigó, juntament amb els rerefons d'altres matèries d'estructures, s'ha volgut aplicar els coneixements adquirits i poder obtenir nocions de la metodologia que s'utilitza per al dimensionament d'estructures. A més a més, es poden veure reflectides les aptituds que s'han après durant els cursos d'universitat, amb un projecte que s'aproxima a la realitat.

Per altra banda, la localització de l'estructura del projecte, s'ha fet ús, anteriorment, en petits treballs d'assignatures d'instal·lacions industrials de la universitat. Així doncs, s'ha recuperat el mateix emplaçament per a la nau del projecte.

Tanmateix, s'ha contactat amb l'ajuntament d'Avinyonet de Puigventós, municipi on es troba la parcel·la plantejada per l'estructura del projecte (aquest intercanvi de correus es pot trobar dins l'Annex C). Segons els Serveis Tècnics Municipals-Urbanisme, el polígon industrial utilitzat en el treball és Clau 5, industrial, segons les Normes Subsidiàries de Planejament (NNSS) del municipi. Aquest polígon també està pendent de recepcionar, per part de l'Ajuntament, un projecte de reurbanització i que, per tant, no poden atorgar llicències d'obres de nova construcció.

1.2. Objecte del projecte

L'objecte d'aquest projecte és el dimensionament d'un edifici industrial i fer els càlculs necessaris per al disseny constructiu de l'estructura metàl·lica de la que està formada. Tanmateix, dimensionar els fonaments i les unions d'aquests amb l'estructura de la nau situada en el polígon industrial La Timba, a Avinyonet de Puigventós (Girona).

Alhora, l'objectiu personal d'aquest projecte és comprendre la metodologia per portar a terme un dimensionament estructural, així com aplicar els coneixements adquirits al projecte.

1.3. Requeriments i abast del projecte

Els requeriments del projecte són que l'estructura portant de la nau, pugui suportar totes les càrregues que s'han considerat i que marca la normativa, complint així amb els requisits mínims d'estabilitat i resistència. En aquest projecte, no es buscarà la solució més òptima possible per al disseny d'una nau industrial en les condicions que s'esmenten, sinó una solució que compleixi amb els requeriments.

Les tasques a realitzar al llarg del projecte són les de dimensionar correctament l'estructura metàl·lica de la nau industrial i plasmar, de forma entenedora, els càlculs realitzats per arribar a la solució.

A més de l'estructura principal i dels elements estabilitzadors, també s'entrarà en detall en la unió entre els pilars de l'edifici industrial i els fonaments, dissenyant per a cada pilar una unió diferent. Per últim, aquest projecte també avarca tot el disseny i càlcul de la fonamentació de a nau, objecte del projecte.

1.4. Metodologia

Per a la realització del present projecte, s'ha seguit un mètode, per al dimensionament dels elements estructurals i per arribar al resultat final, que segueix el següent esquema:

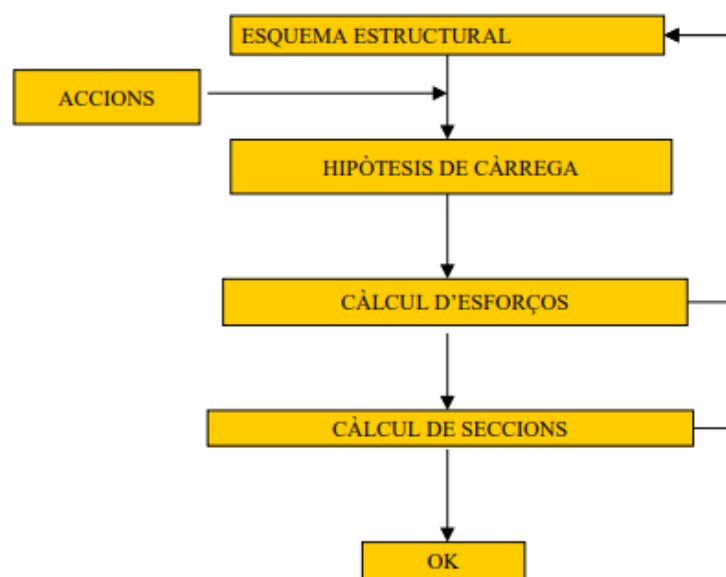


Figura 1. Esquema de la metodologia utilitzada pe realitzar un projecte estructural

Tal i com s'observa a la **Figura 1.**, es parteix d'un esquema estructural de la nau, on es plasma una idea, més o menys, exacte de la forma de la nau i l'estructura real, adoptant un seguit de suposicions, tals com els comportament dels nusos, els recolzaments ...). Tot seguit, es defineixen unes accions i unes hipòtesis de càrrega relatives a la possible combinació d'accions. Per últim es realitza el càlcul d'esforços i de seccions, en el qual es comprova la viabilitat del model en qüestió. En cas de que no compleixi, es torna a replantejar un esquema estructural, es defineixen unes noves accions i es torna a comprovar l'estructura. Es segueix aquest cicle fins arribar a la solució final.

2. ASPECTES GENERALS

2.1. Situació i emplaçament

La nau industrial a dissenyar i dimensionar, es troba ubicada dins el polígon industrial La Timba, a Avinyonet de Puigventós (Girona), amb codi postal 17742, per ser més exactes i tenir una bona referència de la parcel·la, on s'edificaria la nau objecte del projecte, està situada al costat de l'empresa "Okm Química Ortopèdica", situada a la Ctra.N-260, Km 41, 17742 a Avinyonet de Puigventós, Girona. Aquest terreny, es disposa de forma adossada lateralment a l'empresa veïna Okm Química Ortopèdica, tal i com es pot veure il·lustrat a la **Figura 2.**



Figura 2. Vista de satèl·lit de la situació de la nau industrial (Font: Google Maps)

L'espai que es pretén ocupar amb aquesta construcció, està format per una sola parcel·la, amb referència cadastral 3969101DG9736N0000TA. Tal i com es pot veure a la **Figura 3.**, la nau industrial a dimensionar ocupa la parcel·la 01, numerada segons el cadastre.

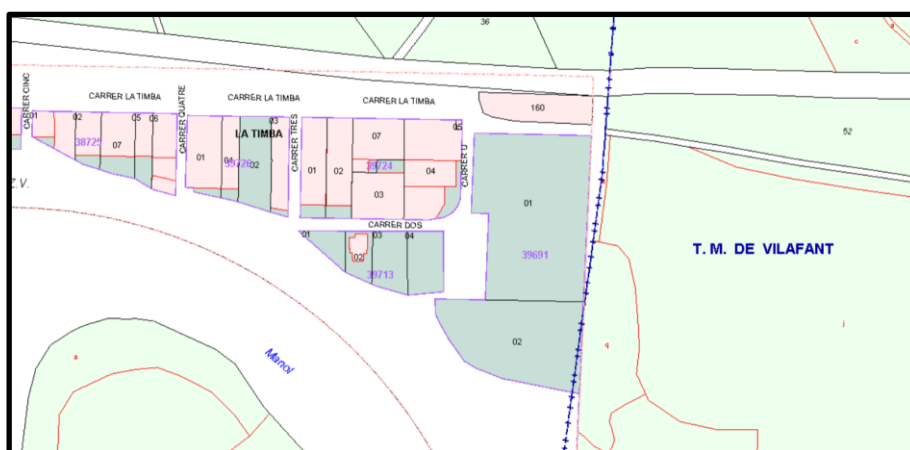


Figura 3. Imatge de l'emplaçament de la nau industrial del projecte (Font: Seu Electrònica del Cadastre)

2.2. Descripció de l'emplaçament

Tal i com s'ha esmentat anteriorment, la parcel·la que s'utilitza com a terreny per edificar la nau objecte del projecte es troba situada dins el polígon industrial La Timba, a Avinyonet de Puigventós (Girona), aquesta es defineix per les següents característiques, extrems del cadastre:

- Superfície total de la parcel·la: 5.994 m²
- Classificació del sòl: urbà
- Ús principal: actualment és terreny sense edificar i per tant no té cap ús principal

2.3. Instruccions i normes considerades

La normativa aplicable, que s'ha utilitzat per projectar el disseny i el dimensionament d'una nau industrial, tant de l'estructura principal metàl·lica i els elements secundaris i estabilitzadors, com dels fonaments i tots els elements que els formen, es mostra a continuació:

- Real Decret 314/2006, de 17 de març, per el que s'aprova el Codi Tècnic de l'Edificació (CTE)
 - CTE DB-SE, Document Bàsic de Seguretat Estructural
 - CTE DB-SE-AE, Document Bàsic de Seguretat Estructural. Accions en la Edificació
 - CTE DB-SE-C, Document Bàsic de Seguretat Estructural. Fonaments
 - CTE DB-SE-A, Document Bàsic de Seguretat Estructural. Acer
- Real Decret 1247/2008, de 18 de juliol, per el que s'aprova la instrucció de formigó estructural (EHE-08)
- Real Decret 470/2021, de 29 de juny, per el que s'aprova el Codi Estructural
- Real Decret 751/2011, de 27 de maig, per el que s'aprova la Instrucció d'Acer Estructural (EAE)

Tant el Real Decret 1247/2008, com el Real Decret 751/2011, tot i estar derogades aquestes normes des del 10 de novembre de 2021, per el Real Decret 470/2021, de 29 de juny, per el que s'aprova el Codi Estructural, s'ha utilitzat principalment la normativa derogada per dimensionar tots els elements de formigó i la actual pel que fa als elements d'acer. Tot i això, s'ha fet consultes a la normativa vigent per comparar certs valors, fórmules i procediments de càlcul.

- UNE-EN ISO 898-1:2015, Características mecánicas de los elementos de fijación de acero al carbono y de acero aleado. Parte 1: Pernos, tornillos y bulones con clases de calidad especificadas. Rosca de paso grueso y rosca de paso fino. (ISO 898-1:2013)

Entre d'altres normatives i reglamentacions que s'han fet ús i/o s'han tingut en compte en algun aspecte durant la realització del projecte.

3. SOFTWARE UTILITZAT

3.1. Programari d'intercanvi BIM

El software BIM (Building Information Modeling) és un sistema de gestió d'obres de construcció, o de forma més senzilla, un mètode de treball, basat en l'ús d'un model tridimensional virtual relacionat amb base de dades. Els models BIM són obtinguts a partir de la creació d'objectes que representen els elements constructius físics a gestionar o controlar. Els objectes BIM de les maquetes virtuals poden estar connectats a un o diferents registres de bases de dades i permet emmagatzemar informació dels espais construïts, elements, materials, mesures i recursos implicats en la seva gestió. L'objectiu del sistema BIM, és centralitzar tota la informació del projecte en un model de informació digital.

BIM Expert és un software de la casa BuildSoft, utilitzat per a l'intercanvi de models entre els programes Diamonds, Tekla Structures, PowerConnect i IDEA Statica. Aquests dos últims programes estan especialitzats en el càlcul d'unions d'acer.

El BIM Expert, facilita l'intercanvi dels arxius BIM entre els diferents programes de disseny, modelat, anàlisi i detall estructural, tal i com es veu representat a la **Figura 4.**



Figura 4. Esquema de les capacitats del software BIM Expert de BuildSoft (Font: BuildSoft)

3.2. Programa de càlcul

Per al dimensionament de la nau industrial, s'ha fet ús del software de càlcul Diamonds de BuildSoft. Aquest programa permet resoldre models d'anàlisi estructural a nivell 2D i 3D en un temps relativament baix. Permet el càlcul i disseny d'estructures d'acer, formigó i fins i tot de fusta, basant-se en els respectius Eurcodis de cada material per trobar la solució més òptima.

Amb aquest programa especialitzat en el anàlisi estructural, s'ha fet ús per comprovar, tant a resistència, com a estabilitat, tots els elements d'acer que avarca el projecte. Tot i que, tal i com s'ha esmentat, es capaç de calcular elements estructurals de formigó, com son els fonaments, aquest s'han calculat sense utilitzar softwares de càlcul.

3.3. Programa de disseny

Per al disseny i l'aixecament de la nau de forma digital, s'ha fet ús de del programari Tekla Structures. Tanmateix s'ha fet ús del software BIM Expert, de la casa BuildSoft, per poder passar el "predisseny", utilitzat en el anàlisis estructural en el Diamonds, al Tekla, per tal de poder dissenyar amb més exactitud la nau industrial del projecte. Això es gràcies a la bidireccionalitat de l'intercanvi d'arxius del software BIM Expert, que permet passar models de Diamonds a Tekla Structures i viceversa, tal i com es veu representat a la **Figura 5.**



Figura 5. Esquema de la bidireccionalitat per l'intercanvi d'arxius BIM entre els dos programes Diamonds i Tekla Structures que disposa el software BIM Expert de BuildSoft (Font: BuildSoft)

El programa Tekla Structures s'ha utilitzat per dissenyar tots els elements que s'han comprovat en el càlcul estructural, a més, de tot el predimensionat dels elements, unions i detalls de la resta d'elements que conformen una nau industrial. Així doncs, s'ha realitzat un disseny detallat de tots els elements, principals i secundaris, que comporta una estructura metàl·lica d'una nau industrial, com són tant jàsseres i pilars, com platines d'acer, cargols de les unions, entre d'altres. També s'han plasmat en el programa, seguint el dimensionament realitzat, els fonaments, juntament amb el corresponent armat, i les unions pilar-fonaments.

4. ESTRUCTURA

En aspectes generals, la nau industrial objecte del projecte, té unes dimensions en planta rectangulars de 88 m de llargada per 50 m d'amplada. L'alçada ve determinada pels pòrtics que conformen l'estructura, per tant, l'alçada màxima de la nau és de 10,25 m.

La part principal de l'estructura, consta d'un total de 12 pòrtics rígids metàl·lics, separats una distància de 8 m entre ells, formant així la longitud de la nau, alhora que estan units per corretges de façana no continues. Es poden diferenciar dos tipus de pòrtics diferents, els pòrtics testers, de les façanes anteriors i posteriors, i els pòrtics centrals. Aquests pòrtics es troben units entre ells principalment pels travats de coberta i façana, juntament amb els tancaments laterals. Aquesta distribució es pot observar en la **Figura 6.**, on es diferencien els diferents pòrtics esmenats i els elements d'unió i travat.

La coberta de la nau, objecte del projecte, té una forma de doble coberta a dos aigües, doncs cada pòrtic està format per dos llums de càlcul de 25 m, corresponent cada un, a una coberta a dos aigües. Aquesta s'ha considerat amb un pendent del 10%.

La nau també s'ha dimensionat tenint en compte uns elements secundaris, que serien el conjunt dels travats que es troben repartits al llarg i a l'ample de la nau, exposats a continuació:

- Travat caps de pilar
- Travat de coberta
- Creus de Sant Andreu
- Diagonals de façana

- Tornapunts
- Tancaments de coberta
- Tancaments de façana

Per altre banda es troba la fonamentació de la nau, formada per sabates aïllades. Més endavant s'especifica amb més detall les dimensions i el material d'aquest element estructural.

De forma genèrica, totes les corretges, tant les que es troben a la façana de la nau, com els de la coberta, estan fabricats seguint el procés industrial per conformació en fred. Aquests perfils es fabriquen seguint aquest sistema de producció degut a que les corretges, al igual que els rails o biguetes, són elements estructurals lleugers, que necessiten un ràpid muntatge a obra amb unions senzilles. Així mateix, el procés de laminat en fred, permet millorar les propietats mecàniques de l'acer, la seva duresa ... mentre s'aconsegueix un perfil amb un gruix reduït.

Per altre banda, la perfilaria que conforma l'estructura principal de la nau, és a dir, jàsseres i pilars, juntament amb la resta d'elements secundaris, estan fabricats seguint la tecnologia de laminat en calent, degut a la seva major perfilaria, en comparació amb els perfils de les corretges. Aquest sistema de fabricació, per norma general, s'utilitza per als perfils metàl·lics estructurals, que no necessiten d'una perfilaria complexa, i per donar especial èmfasis en el pandeig de les columnes i el pandeig lateral torsional de les bigues. Alhora, com es necessiten perfils amb dimensions més grans en aquests elements estructurals esmenats, en el cas que es volgués realitzar mitjançant la conformació en fred, aquest seria un procés de fabricació molt costós.

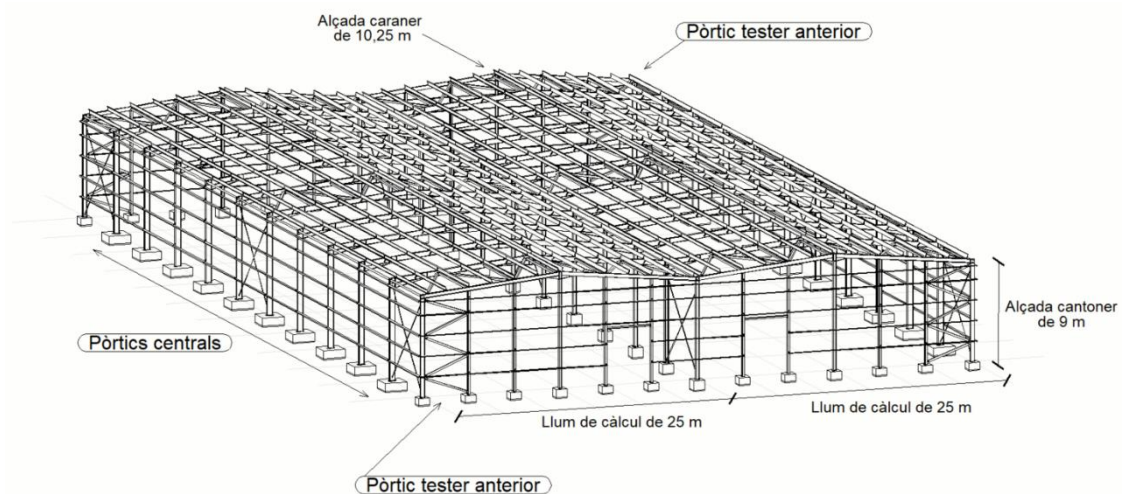


Figura 6. Detall general de l'estructura principal de la nau industrial (Font: Tekla Structures)

Cal ressaltar que, s'ha dissenyat l'estructura de la nau sense aplicar-hi les juntes de dilatació corresponents. Normalment, per evitar o reduir aquest efecte de dilatació tèrmica és necessària l'aplicació de dites juntes, ja que sinó es generen grans tensions a l'estructura.

Degut a això, no ha fet falta duplicar tot el travat central de l'estructura, però en conseqüència, les dimensions dels tensors, que conformen les Creus de Sant Andreu, són considerablement majors de les que es col·loquen habitualment.

Aquesta és una característica peculiar que diferencia la nau, objecte del projecte, amb altres tipus més convencionals que disposen de juntes de dilatació.

4.1. Estructura principal

Com s'ha esmentat anteriorment, l'estructura principal del pòrtic està formada per dos tipus de pòrtics diferents, els testers de façana, l'anterior i el posterior, i els centrals, que es disposen d'un total de 10 d'aquests pòrtics.

4.1.1. Pòrtic de façana

Els pòrtics testers de façana, tant l'anterior com la posterior, es troben distribuïts en dos trams de 25 m de llum de càlcul.

Cada tram està format pel conjunt de 7 pilars metàl·lics, incloent dins aquest grup els pilars cantoners i el central, tal i com es pot veure a la **Figura 7.**, totes les columnes estan separades una distància equidistant, per tant, hi ha una separació de 4,17 m entre ells, formant un total de 50 m.

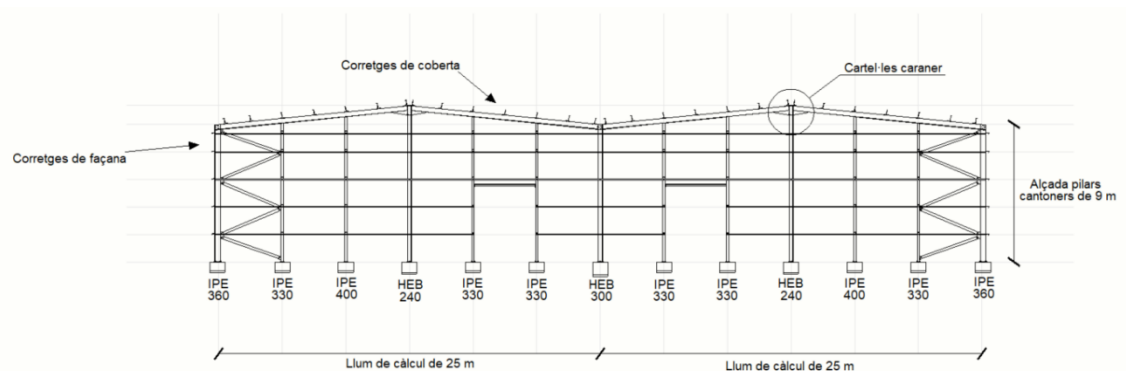


Figura 7. Detall general de l'estructura del pòrtic tester. També s'observen les corretges de façana i coberta, i el travat de façana (Font: Tekla Structures)

Agafant de referència la **Figura 7.**, es descriuen a continuació els pilars metàl·lics que conformen aquest pòrtic, des de els extrems laterals fins al centre:

- IPE 360, aquest perfil es trobaria en els extrems, conformant els pilars cantoners, i aquests tenen una alçada de 9 m.
- IPE 330, aquests pilars tenen una alçada aproximada d'uns 9,50 m, aproximadament, doncs, com s'ha mencionat anteriorment, la coberta té una pendent d'una 10%.
- IPE 400, aquest pilar té una alçada d'uns 9,80 m.
- HEB 240, aquest perfil es troba en el centre dels trams de 25 m, essent aquest el pilar del carener. Així doncs, aquesta columna té una alçada de 10,25 m.
- IPE 330, aquest pilar té una alçada de 9,83 m, al igual que el IPE 400.
- IPE 330, té les mateixes característiques que el primer perfil IPE 330 descrit.
- HEB 300, aquest perfil constitueix el pilar central del pòrtic, on es troben les dues jàsseres dels dos trams de pòrtic de forma descendent, és a dir, a la vall que conformen les bigues de coberta.

Amb aquesta perfilaria descrita es constitueix un dels dos trams descrits del pòrtic, corresponent a un llum de 25 m. L'estructura del pòrtic tester, al ser simètrica, ja queden per definits tots els elements verticals d'aquest cos metàl·lic.

Les jàsseres que defineixen la forma de la coberta estan formades per perfils metàl·lics IPE 330. Cada biga de coberta té una longitud d'uns 12,50 m, aproximadament, i tenen un pendent del 10%, tal i com s'ha esmenat anteriorment.

Les unions entre els pilars testers i les jàsseres, es conformen mitjançant una platina, que es troba soldada a l'ànima de les columnes metàl·liques, unida a les ales de les bigues mitjançant cargols predimensionats.

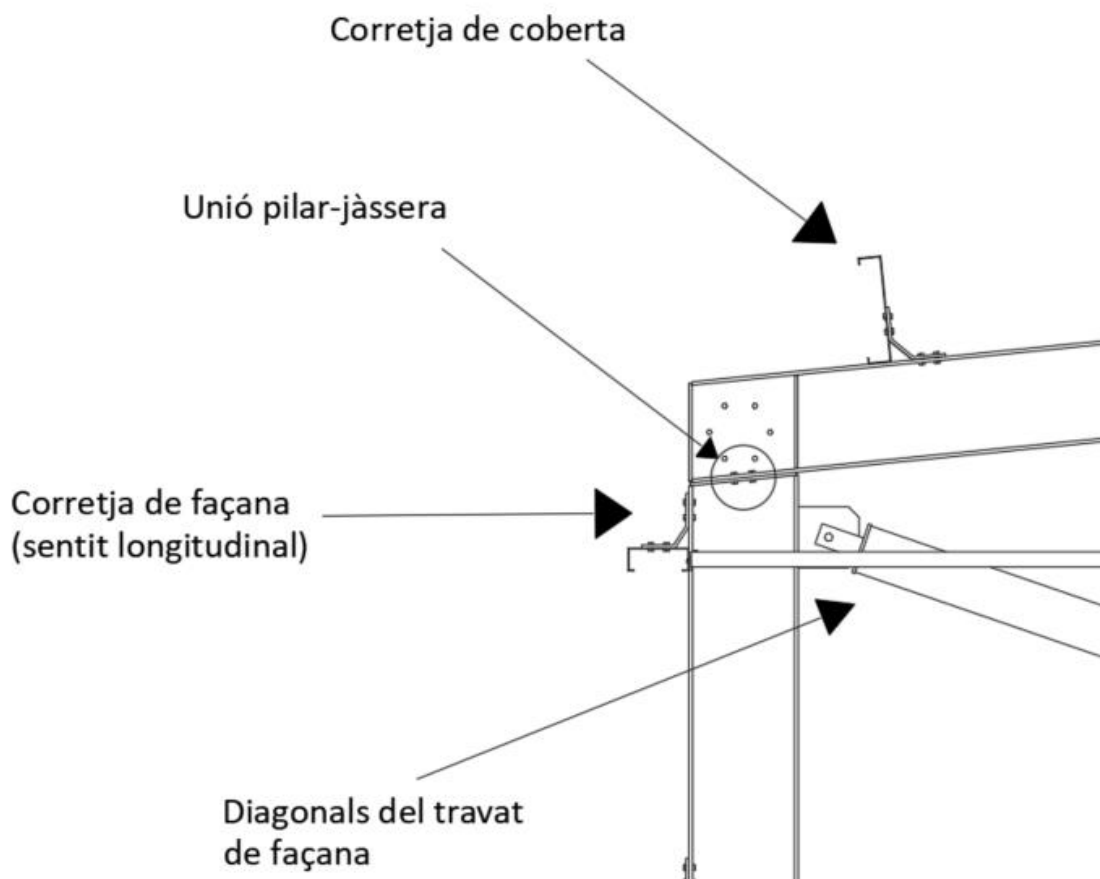


Figura 8. Detall de la unió entre el pilar tester IPE 360 i la jàssera (Font: Tekla Structures)

En es pilars cantoners d'aquest pòrtic, al ser una de les seccions més crítiques de l'estructura, s'han reforçat les bigues amb cartel·les en la seva entrega amb els pilars, en forma de prolongació de les ales dels perfils d'aquests. L'ànima del pilar s'ha rigiditzat per transmetre millor les forces de les ales de la biga a l'ànima del pilar es disposa, com a element de reforç al nus de l'aler, ja que són aquests perfils els que arriben a l'ala inferior de les jàsseres.

En els nusos dels dos careners que es troben en el pòrtic de façana, es disposen, de forma simètrica i en ambdós costats, de cartel·les, tal i com s'ha esmenat anteriorment i s'observa a la **Figura 9.** Aquestes estan formades per una perfilaria IPE 330, excloent la part de l'ala superior.

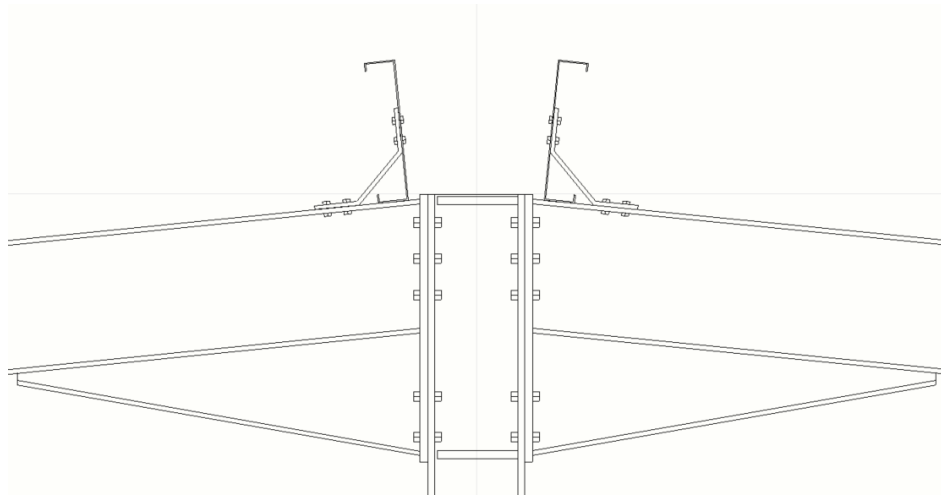


Figura 9. Detall de la unió del carener. També s'observa les cartel·les del carener (Font: Tekla Structures)

Tant les bigues que arriben als careners, com les cartel·les d'aquests, estan unides al pilar que ho conforma, la columna HEB 240, mitjançant una placa rígida i unions cargolades. Per altre banda, les cartel·les estan soldades per la seva part superior a les jàsseres IPE 330 que ressegueixen la coberta.

En els nusos amb cartel·les, construïdes a partir d'un perfil de igual secció al de la biga tallat per l'ànima en diagonal, cada meitat soldada a una banda del nus. El perfil reforçat, es solda a una placa de testa degudament foradada, per permetre la unió cargolada entre bigues i ales de pilar a banda i banda. Tant els pilars testers, com les jàsseres i les cartel·les dels careners, estan fabricats en acer S355.

Com a element secundari, dins el cos del pòrtic tester, es troba un perfil HEA 140, disposat de forma horitzontal entre els dos pilars IPE 330, tenint una distància horitzontal d'uns 4 m, coincidint amb les distàncies entre pilars prèviament comentades, i estan situades a una alçada respecte el terra de l'emplaçament de 5 m. Disposada en horitzontal, s'uneix a les ànimes de ambdós pilars testers mitjançant un angle d'unió, en cada extrem. Aquest perfil s'ha dimensionat amb l'objectiu de marcar les entrades més gran que disposa la nau industrial, al seu interior, doncs s'ha considerat que aquestes subjectaran una porta basculant. El material d'aquest, al igual que la resta dels principals elements del pòrtic, és acer S355.

4.1.2. Pòrtic central

Els pòrtics centrals de la nau, al igual que els pòrtics testers, es troben distribuïts en dos trams de 25 m de llum de càlcul, cada un, delimitats pels principals recolzaments, tal i com s'observa en la **Figura 10.**

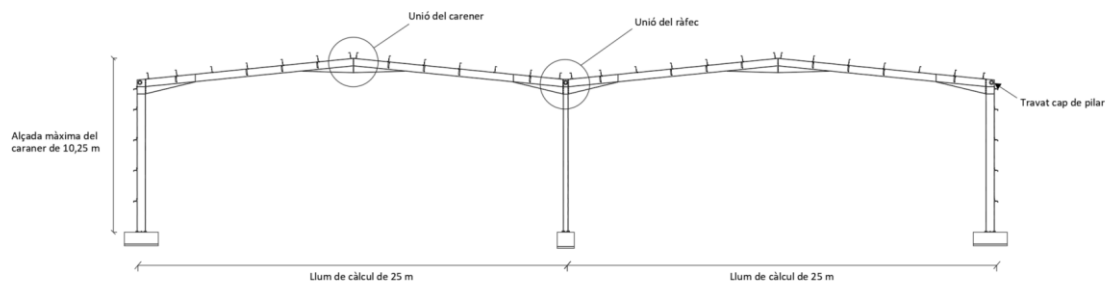


Figura 10. Detall general de l'estructura del pòrtic central (Font: Tekla Structures)

El cos principal d'aquest pòrtic està subjectat per el conjunt de dos pilars cantoners IPE 500 i el pilar central que és un HEB 300. Entre cada un dels pilars es troba una distància de càlcul de 25 m.

A diferència del pòrtic tester, on els pilars que conformen l'estructura tenen una alçada variable entre ells, en aquests pòrtics, les alçades de totes les columnes metàl·liques tenen una altura de 9 m.

Les jàsseres que defineixen la forma de la coberta estan formades per perfils metàl·lics IPE 450. Tenen una longitud total de 12,56 m cada biga i tenen un pendent del 10%, al igual que les bigues que conformen el pòrtic de façana.

En els dos careners que es troben en el pòrtic de façana, es disposen, de forma simètrica i en ambdós costats, de cartel·les. Aquestes estan formades per la meitat d'una perfilaria IPE 450. Les cartel·les dels ràfecs tenen una longitud de 3 m. Al final de la biga reforçada hi ha una placa de testa soldada i foradada convenientment per unir la ala del pilar amb cargols pretesats d'alta resistència.

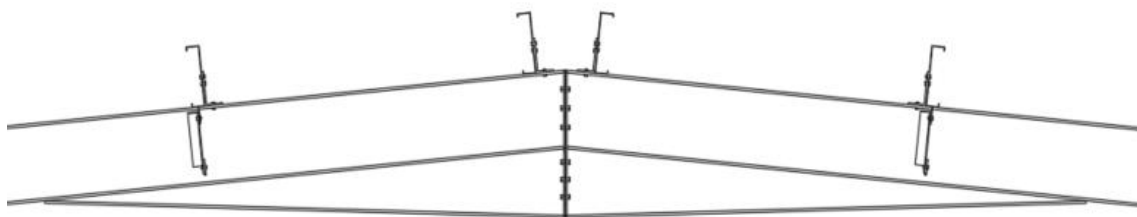


Figura 11. Detall de la unió del carener (Font: Tekla Structures)

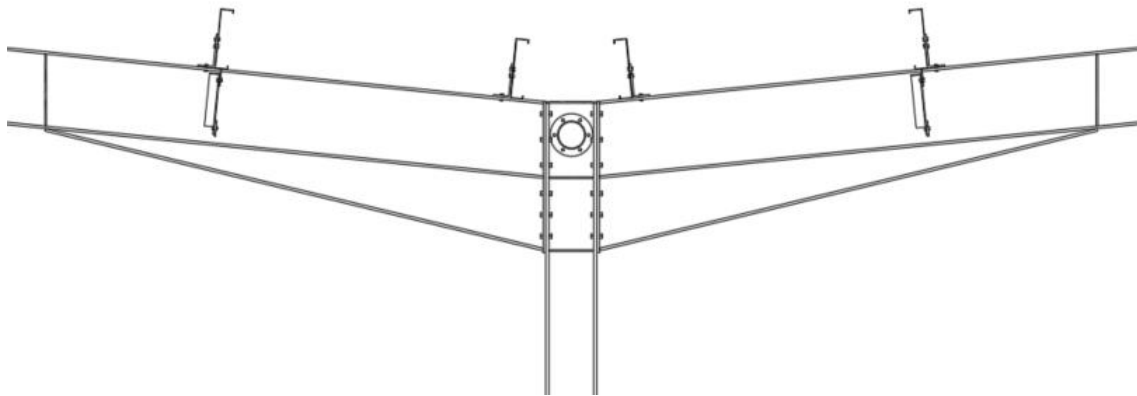


Figura 12. Detall de la unió del ràfec (Font: Tekla Structures)

En els pilars centrals del pòrtic també es disposa de cartel·les en ambdós costats. D'igual forma, aquest sistema de reforç de nusos es troba en els pilars cantoners. Tant les cartel·les del pilar central com les de les columnes cantoneres es disposen amb les mateixes dimensions que les dels careners i la mateixa perfilaria utilitzada, és a dir, un IPE 450, sense l'ala superior.

Tant les jàsseres que arriben als careners, com les cartel·les d'aquests, estan unides al pilar que ho conforme, la columna HEB 300, mitjançant una placa rígida i unions cargolades. Per altre banda, les cartel·les estan soldades per la seva part superior a les jàsseres IPE 330 que ressegueixen la coberta.

Les combinacions d'accions on predominen les d'origen gravitatori generen moments negatius a les entregues de les bigues amb els pilars (connexió de ràfec), que provoquen compressions a l'ala inferior de la biga. Les combinacions on la pressió inferior i la succió del vent a coberta són predominants el diagrama de moments al pòrtic és pot invertir. En aquest última cas la zona central del pòrtic serà on es generin moments negatius i l'ala inferior rebi compressions. Per evitar la inestabilitat i el vinclament lateral de l'ala comprimida, en ambdós casos, les ales s'estabilitzen amb dos tornapunts, amb perfils en "L". Aquests elements, tal i com s'observa en la **Figura 12.**, uneixen l'ala comprimida de les jàsseres amb les corretges de coberta. Hi ha un tornapunta a cada costat de les bigues i s'han repartit de tal forma que, amb el menor nombre d'aquests elements, s'evitin els efectes provocats pels moments negatius.

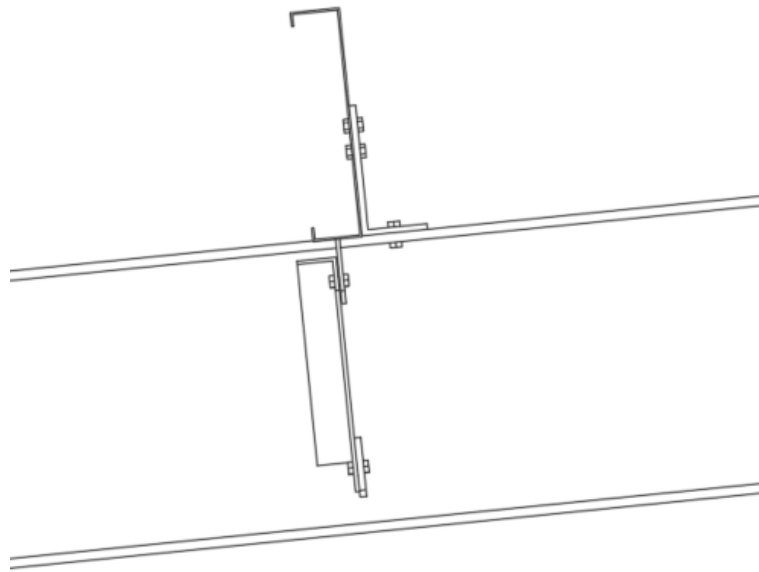


Figura 13. Detall dels tornapunts de la nau industrial (Font: Tekla Structures)

En els pilars cantoners es disposa de rigiditzadors de l'ànima del pilar, de forma que existeix una prolongació de la jàssera que hi arriba, en forma de plaques rígides d'acer, disposades de forma que donen continuïtat a aquestes jàsseres, i també es disposa d'una prolongació a la part inferior de la cartel·la que es troba en el les columnes laterals.

Pel que fa a carener, es troba la unió de les dos jàsseres, que arriben a aquesta part, mitjançant dos plaques de tancament d'acer cargolades entre elles, cada una soldada a la jàssera que li pertoca. Aquestes plaques d'acer, s'estenen des de la part superior de les bigues mestre, fins la part inferior de les cartel·les del carener.

Per últim, com a reforç del nus que es troba en la part superior del pilar central d'aquest pòrtic, on convergeixen les dos jàsseres, es disposa de prolongacions d'aquestes en forma de platines d'acer per tal de donar continuïtat, identificant-ne tres: una a la part superior i a la part inferior de les bigues de l'encavallada i una última a la part inferior de les cartel·les que arriben a la columna central.

En general, els perfils utilitzats en els pòrtics centrals tenen unes dimensions més grans degut a que les càrregues que suporten seran més gran, ja que la llum entre pilars és major i, per tant, la càrrega a suportar és més elevades que les dels pòrtics testers.

Al igual que tots els elements principals metàl·lics dels pòrtics testers, el material en el que s'han fabricat les columnes i les jàsseres són acer S355.

4.2. Elements estabilitzadors

4.2.1. Travat caps de pilar

Aquest element estabilitzador, consisteix en una unió en els caps de pilar dels pòrtics de la nau, situats a uns 15 cm, aproximadament, de les bigues en gelosia. Aquest element, tal i com es pot veure a la **Figura 14.**, uneix els pòrtics testers i els centrals.

S'ha considerat aquest travat en el disseny de l'estructura, doncs aquest element s'utilitza per donar estabilitat a l'estructura en la seva fase de construcció, on primer s'enlairen els pilars per posteriorment acollar-hi les bigues. Alhora, per tal d'ajudar a transferir les càrregues horitzontals degudes al vent, des de les columnes dels pòrtics testers, fins els plans de travat vertical, que garanteixen una resistència a les forces horitzontals. Així doncs, es proporciona més estabilitat enfront les càrregues degudes al vent, desplaçaments en la direcció longitudinal de la nau.

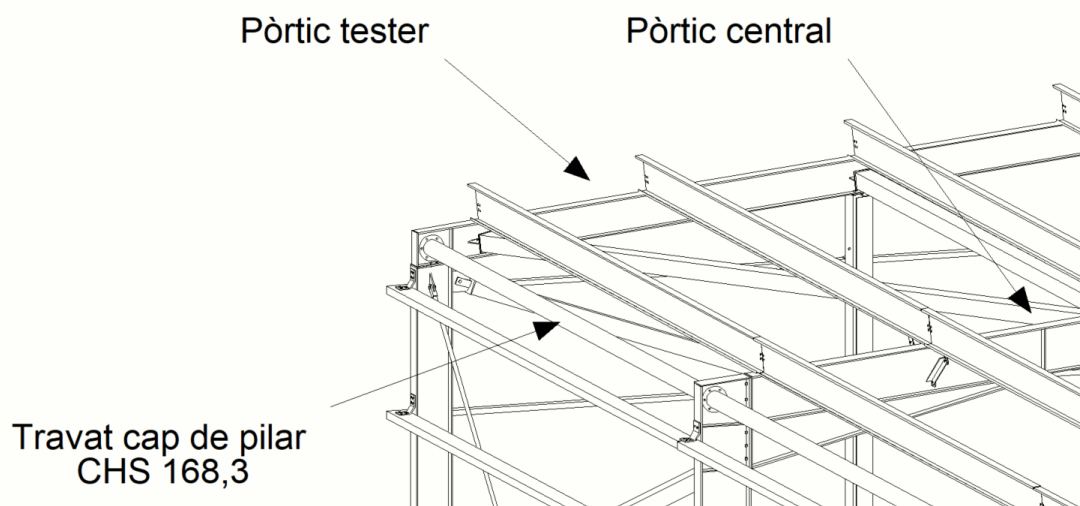


Figura 14. Detall del travat de caps de pilar, entre el pòrtic tester posterior i un dels pòrtics centrals
(Font: Tekla Structures)

La perfilaria escollida per aquest element estabilitzador, és tracta d'una secció tubular CHS 168,3 amb 4,8 mm de gruix (aproximat a 5 mm en el càlcul realitzar per al dimensionament de la nau) de la casa AustubeMills.

El material, amb el que s'ha fabricat aquest tub, és acer galvanitzat amb protecció de zinc S 275 GD + Z, per tal de garantir una major estabilitat, resistència mecànica i durabilitat al perfil.

Les unions entre el travat i els caps dels pilars, es realitzen mitjançant plaques de testa circulars, foradades per allotjar cargols pretesats disposats perimetralment, que es trobarien cada una a un costat dels pilars cantoners, juntament amb la pròpia columna.

4.2.2. Travat coberta

Aquest travat es troba ubicat entre els pòrtics testers i els següents pòrtic que es disposen, tant de la part anterior com de la posterior (entre els pòrtics 1-2 i entre els pòrtics 11-12), i en el centre de l'estructura de la nau (entre els pòrtics 6-7), de la forma que es representa a la **Figura 15.**

El conjunt del travat de coberta, està format per perfils tubulars de secció quadrada SHS (Square LHollow Section) 160x160x8 mm.

Les unions consisteixen en dos parts, una cartel·la i un perfil en "T". La cartel·la es troba soldada a les bigues de l'encavallada i les bigues de travat de la coberta es troben unides a la cartel·la a través del perfil en "T". En els punts on convergeixen diferents perfils del travat, la cartel·la és més gran.

Els perfils utilitzats per a aquest travat, estan fabricats amb acer S355, per tal de garantir una bona resistència a tracció, ja que aquestes s'han col·locat de forma que treballin traccionats i per tant de forma més eficient. Tot i això, sempre hi haurà alguns que estan més comprimits, una altre raó per considerar com a millor opció en aquests elements perfils tubulars.

4.2.3. Travat façana

Creus de Sant Andreu

Al igual que la distribució de les bigues contravent, les creus es troben entre els mateixos pòrtics: entre els pòrtics testers i els següents pòrtic que es disposen, tant de la part anterior com de la posterior (entre els pòrtics 1-2 i entre els pòrtics 11-12), i en el centre de l'estructura de la nau (entre els pòrtics 6-7).

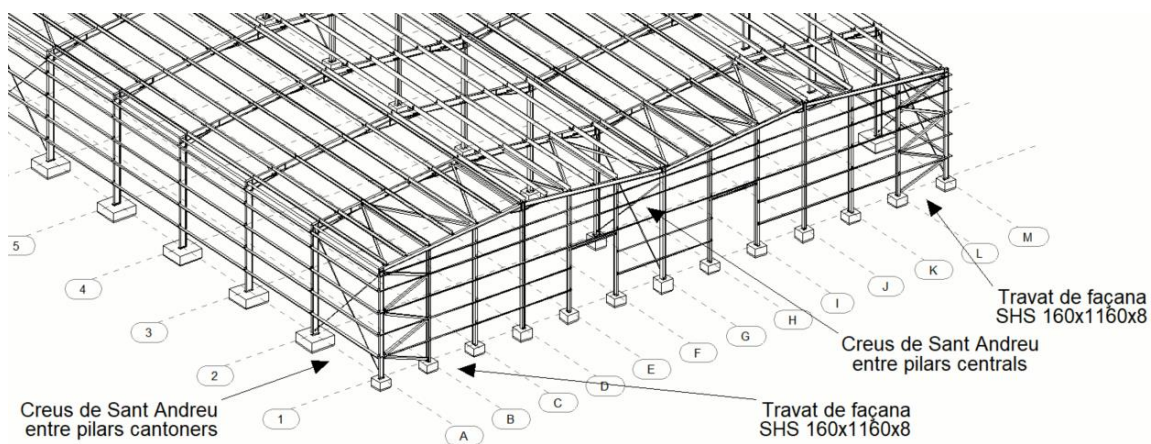


Figura 16. Detall general dels diferents travats de façana que s'han considerat a la nau del projecte
(Font: Tekla Structures)

Les creus, a més de trobar-se entre columnes cantoneres, també es disposa entre ens pilars centrals. Els perfils dels tensors que es troben en els pilars cantoners són diferents dels que es troben en els pilars centrals del cos metàl·lic. Els centrals estan fabricats en acer S355 i tenen un diàmetre de càlcul de 58 mm. Pel que fa als testers, s'ha tingut en compte que els cables tensors tenen un diàmetre de càlcul de 38 mm fabricats en acer S355.

Les dimensions tant grans dels tensors de les Creus de Sant Andreu son degudes a la disposició d'aquests elements al llarg de la nau. Així mateix, també és responsable la longitud de l'estructura.

La distància dels cables d'acer és d'uns 12 m, aproximadament, ja que aquests han de cobrir una separació entre pòrtics de 8 m i una diferència d'alçada d'uns 9 m, que correspon a l'altura de l'aler.

La unió entre els tensors de les Creus amb els pilars dels dos pòrtics que conformen aquest element estabilitzador, estan conformats per cartel·les, una forquilla i la unió cargolada entre aquests elements. La forquilla es troba soldada als tensors, al igual que la cartel·la es troba soldada als pilars dels pòrtics (a la part superior o inferior, tal i com es veu representat en els plànols). Per últim la unió cargolada és entre la forquilla del tensor i la cartel·la que es troba unida a les columnes.

Diagonals façana

Aquests elements es disposen en els pòrtics testers, entre els pilars cantoners i els que es disposen a continuació (entre els pilars A-B i entre els pilars L-M), tal i com es representa a la **Figura 16.**

Les diagonals de façana, tenen una funció similar a les bigues contravent. A diferència d'aquestes, les diagonals de façana, ajuden a estabilitzar l'estructura, en el sentit transversal de la nau i restringir el desplaçament perpendicular al sentit longitudinal de la nau, degut a les càrregues que hi arriben. Per altre banda, funció d'aquests elements serà poder redirigir les càrregues que es suporten a través del travat de coberta fins al terra de la nau.

Cada biga que conforma el travat de façana es disposa de forma diagonal, on guarden una distància horitzontal corresponent a la separació entre pilars i una alçada de 1,80 m, partint des de la part inferior dels pilars testers. El travat arriba fins a una alçada d'uns 9 m, entre els pòrtics cantoners i els que es disposen a continuació.

La perfilaria utilitzada per a les diagonals del travat de façana, està conformada per perfils tubulars quadrats SHS (Square Hollow Section) 160x160x8 i estan fabricades en acer S355.

Les unions que hi ha entre els perfils tubulars de les diagonals amb els pilars testers, estan conformats per cartel·les, plaques d'unió i de tancament i unions cargolades i de soldadura. La cartel·la, situada en el punt d'unió entre els perfils tubulars, es troba soldada a les ales dels pilars cantoners i a l'ànima del les columnes més interiors. El travat es cargola a la cartel·la mitjançant plaques d'unió amb xamfrans.

4.3. Tancaments

4.3.1. Corretges de coberta

Les corretges de coberta són els elements estructurals que subjecten principalment la coberta. A més de transmetre les forces verticals als elements principals, a través dels tascons, i de subjectar el cos de la coberta. També ajuden a reduir els desplaçaments, en el sentit longitudinal de la nau, de les jàsseres dels pòrtics, ja que és l'element encarregat d'unir els pòrtics.

Aquests elements secundaris de la nau es troben situats a la part superior de les jàsseres dels pòrtics que conformen l'esquelet de la nau. Per cada tram inclinat que conforma la coberta, es disposen de 7 corretges, que van des de l'aler dels pilars cantoners i centrals dels pòrtics, fins al carener. Disposant una corretja a cada una de les parts nombrades, i 5 més separats una distància d'uns 2 m, aproximadament, entre ells. Així doncs, els perfils estan disposats de tal forma que coincideixen amb la situació dels pilars testers, més els que resten, que corresponen a la meitat dels trams entre columnes. Aquests elements es troben units a la coberta amb una inclinació de 5,7º, corresponent a la inclinació de la coberta, en sentit ascendent o descendent, depenent de la jàssera que s'estigui tenint en compte.

Els perfils utilitzats per a les corretges de coberta són els extrets del catàleg comercial de la casa Brausa, CEBRAU C350x3, fabricats en acer galvanitzat amb un recobert de zinc S250GD+Z.

En el cas de les corretges de coberta, aquestes s'han dimensionat de forma que es disposen com a elements d'un sol va de 8 m. Això es degut a que s'ha modelitzat aquest element, posant els pitjors dels casos, que és el que es disposa, en comptes de disposar de bigues contínues de dos vans de 16 m de longitud. Tanmateix, la màxima llum de transport per a bigues o perfils metàl·lics, sense demanar permisos especials, és de 12 m, cosa que no s'ha contemplat amb vans de 16 m de llargària.

Al ser un element que s'ha dimensionat tenint en compte una longitud de 8 m, per a cada una de les corretges, s'ha dissenyat tenint en compte perfils en "C". Per a cobertes amb una inclinació inferior a 20º es recomana aquests tipus de perfils, envers altres perfilaries com podrien ser els que tenen forma de "Z".

Aquestes corretges en "C" que s'han col·locat a coberta, estan orientades de forma que la part oberta del perfil sempre està en el sentit descendent de la coberta.

Les unions que es disposen per unir corretges amb les jàsseres dels pòrtics són mitjançant tascons. Segons el departament tècnic de Brausa, per a petites construccions, normalment aquests elements es solden directament a l'estructura portant. Tot i això, el predimensionament d'aquestes unions s'ha fet mitjançant unions cargolades, ja que l'estructura de la nau té una dimensió considerable.

A través d'intercanvi de missatges via correu electrònic amb la casa Brausa, d'acord que s'han dimensionat les corretges de la coberta amb perfils seus, els tascons que s'utilitzen per a les unions de les diferents corretges amb les jàsseres, també seran proveïts per la mateixa casa, d'acord amb la modelització que s'ha realitzat.

Remarcar també que, de les converses que es van poder mantenir amb el departament tècnic de Brausa, els tècnics van recomanar la implementació de tirants a les corretges, tot i això, el dimensionament d'aquestes s'ha realitzat sense tenir en compte aquest elements secundaris. Per últim, de les converses mantingudes, es va extreure que tant els tascons, com els tapajuntes, els proporciona la mateixa casa, en funció del projecte que es tingui en compte.

4.3.2. Corretges de façana

Les corretges de façana són els elements estructurals que subjecten principalment el tancament de façana. També ajuden a reduir els desplaçaments, en el cas de les corretges laterals, en el sentit el longitudinal de la nau; en el cas de les corretges dels pòrtics testers, en el sentit transversal de la nau. Al igual que les corretges de coberta, realitzen funcions similars, doncs son els elements encarregats d'unir els pòrtics.

Pel que respecte a les corretges de façana, es distingeixen dos tipus de perfils diferents: els que es disposen als laterals de la nau industrial que, al igual que les corretges de coberta, uneixen els diferents pòrtics de l'estructura ; els perfils de les corretges que es disposen a la part frontal dels pòrtics testers.

Per les corretges que estan als laterals s'ha escollit una perfilaria en "C", al igual que les corretges de coberta, de la casa Brausa, C200x3 i està fabricat en acer S250GD+Z. Pel que fa a l'altre tipus de perfilaria, aquests són C100x2,5 i també estan fabricats en acer galvanitzat amb recobriment de zinc S250GD+Z.

En el cas de les corretges de façana que es troben en els laterals de la nau, aquestes s'han dimensionat de forma que es disposen com a elements d'un sol va de 8 m. Al igual que les corretges de coberta, això es degut a que s'ha modelitzat aquest element, posant els pitjors dels casos, que és el que es disposa, en comptes de disposar de bigues continues de dos vans de 16 m de longitud. Tanmateix, la màxima llum de transport per a bigues o perfils metàl·lics, sense demanar permisos especials, és de 12 m, cosa que no s'ha contemplat amb vans de 16 m de llargària.

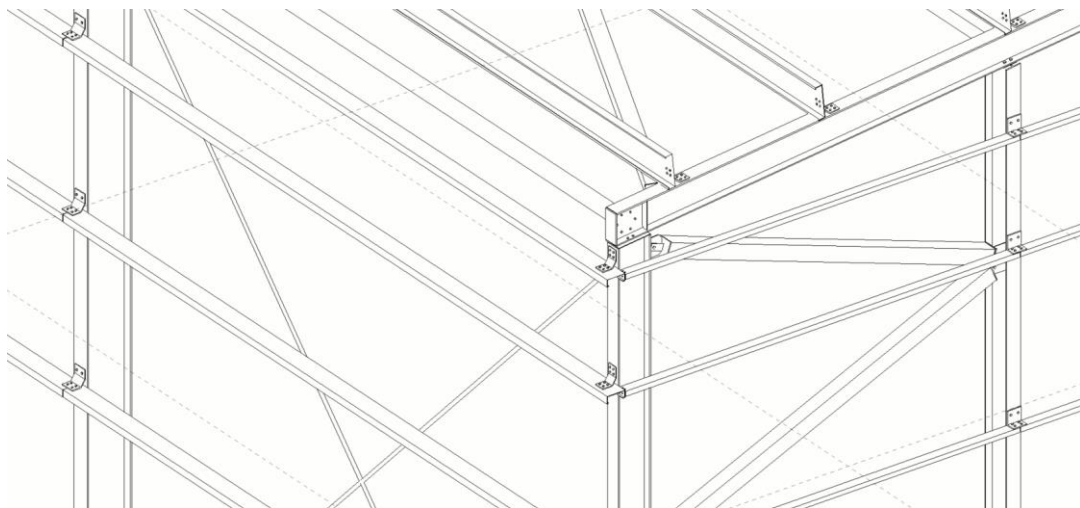


Figura 17. Detall de les diferents unions de les corretges de façana i les unions entre elles (Font: Tekla Structures)

Aquests perfils estan col·locats de forma que la cara oberta del perfil està orientada el terra, doncs, en cas de filtració d'aigua per pluja, aquesta no es quedaria estancada a l'interior del perfil, provocant danys a les corretges per corrosió, deformacions per tot el pes de l'aigua que suporten, entre d'altres, aquest detall es pot observar a la **Figura 17.**

Pel que fa a les altres corretges de façana, seguint amb la modelització més desfavorable, aquests es disposen com a elements d'un sol va, en aquest cas d'uns 4,20 m, aproximadament, que equival a la distància entre els pilars del pòrtic tester. Pel que fa a les unions de les corretges dels laterals, aquestes s'uneixen a les ales dels pilars cantoners dels pòrtics amb el mateix tipus d'unió que es disposa entre corretges de coberta i jàsseres.

4.3.3. Tancament de coberta

Aquest element estructural secundari, tal i com diu el seu nom, cobreix tota la superfície que comporta la coberta de l'estructura de la nau. Així doncs, la superfície total comptabilitzada per col·locar aquests panells Sandwich és d'uns 4425 m², aproximadament.

La coberta té una inclinació del 10%. Per a la coberta, s'ha considerat un tancament conformat per dos perfils MT-42, de la casa Hiansa, com a perfils interiors i exteriors de la coberta Sandwich que s'ha tingut en compte, més un interior de doble capa de fibra de vidre.

Dins el catàleg comercial del perfil MT-42 de la casa Hiansa, s'ha escollit el perfil que té un espessor de 0,75 mm. Pel que fa a la fibra de vidre, s'ha escollit un gruix recomanat de 0,05 mm. D'aquesta forma, el gruix total de la coberta de la nau és de 1,6 mm.

Aquests perfils, tal i com s'especifica en el catàleg comercial de l'empresa proveïdora d'aquesta perfilaria, poden disposar de perforacions per les solucions de muntatge que es requereixi.

4.3.4. Tancament de façana

Aquest element cobreix tota la superfície que comporta la façana de l'estructura, tant els laterals, com les façanes anterior i posterior. Això comporta, tenint en compta la superfície dels altres tancaments verticals (portes i finestres), una superfície total a cobrir de 1536 m², pel que fa els laterals, i uns 878 m² la resta.

Pel que respecta a altres tancaments de façana, s'ha dimensionat l'estructura considerant 2 portes a cada pòrtic tester d'unes dimensions aproximades de 4x5 m, i, tot i que no s'ha dimensionat, s'han considerat en el càlcul 8 finestres, a cada lateral, repartides al llarg de l'eix longitudinal de la nau d'unes dimensions 1x3 m.

A diferència del tancament de coberta, per a la façana s'ha escollit un tipus de panell més adient per als tancaments exteriors de façana. Aquest, també de la casa Hiansa, és el Panell de Façana – HF. Es tracta d'un tancament de façana compost per 2 xapes d'acer galvanitzat i prelacat amb nucli aïllant PIR.

Les unions entre panells es mitjançant juntes encadellades amb un sistema de fixació oculta mitjançant 2 cargols i clip de suport.

4.4. Unions

Les unions en las que s'ha entrat en detall en aquest projecte consisteixen en les que enllacen l'estructura metàl·lica principal de la nau amb els fonaments on es sustenta, és a dir, unes unions dels pilars amb els fonaments mitjançant plaques d'ancoratge.

En el projecte, al centrar-se al voltant de l'estructura d'una nau industrial i els seus fonaments, s'ha entrat en detall, únicament, en les unions que ajusten aquestes dos parts estructurals. D'aquesta forma, s'unifica tot el projecte des de el sòl, fins l'estructura.

Els ancoratges són els elements que es dimensionen per assegurar la transmissió mútua d'esforços entre el formigó dels fonaments i l'acer de l'estructura, de tal forma que es garanteixi que aquest és capaç de mobilitzar tota la seva capacitat mecànica sense perill per el formigó.

La unió entre els pilars de l'estructura de la nau, amb els fonaments dimensionats, en termes generals, està conformat per una placa base i els pern, el nombre dels quals varia depenent de les forces a les que estan sotmesos. La placa en qüestió es troba soldada a la base de cada pilar, alhora que es troba unit al sòl amb els pern.

Les unions entre pilars i fonaments s'han dimensionat de forma individual, és a dir, s'han dissenyat les unions tenint en compte les càrregues més grans que arriben a cada pilar. D'aquesta forma, tots els pilars que tenen la mateixa perfilaria, comparteixen el mateix tipus d'unió amb els fonaments, dimensionats amb les càrregues més grans a la que estan sotmesos.

Dins aquest tipus d'unió, s'han dimensionat dos elements de forma conjunta. Per una banda s'han dissenyat les plaques d'ancoratge i la situació de cada pern a sobre la placa, i per altre banda les dimensions dels propis pern.

A continuació s'exposen les diferents dimensions de les plaques d'ancoratge, per a les diferents perfilaries dels pilars que es disposen a l'estructura de la nau:

- Per als pilars IPE 360, les plaques d'ancoratge tenen unes dimensions de 496x220 mm i un gruix de 16 mm. Els pern exteriors es troben separats 72 mm entre ells, a 32 mm de les ales dels perfils, a 36 mm de l'extrem de la placa, en l'eix longitudinal, i a 74 mm en l'eix transversal, tal i com es mostra a la Figura 8.. Pel que fa als interiors cantoners, es troben separats 32 mm de les ales, a 74 mm de l'extrem de la placa i a 32 mm de l'ànima del perfil. Aquests es troben separats entre sí uns 271 mm.
- Per als pilars IPE 330, les plaques d'ancoratge tenen unes dimensions de 380x254 mm i un gruix de 16 mm. Els pern interiors es troben separats entre ells 55,5 mm, en l'eix longitudinal del perfil, i 200 mm, en l'eix transversal. Es troben a una distància de 27 mm dels extrem de la placa, a uns 96 mm de l'ànima del perfil i a uns 126 mm de les ales.
- Per als pilars IPE 400, les plaques d'ancoratge tenen unes dimensions de 450x254 mm i un gruix de 16 mm. Els pern interiors es troben separats entre ells 123 mm, en l'eix longitudinal del perfil, i 200 mm, en l'eix transversal. Es troben a una distància de 27 mm dels extrem de la placa, a uns 96 mm de l'ànima del perfil i a 125 mm de les ales.
- Per als pilars HEB 240, les plaques d'ancoratge tenen unes dimensions de 300x300 mm i un gruix de 20 mm. Els pern interiors es troben separats entre ells 66 mm, en l'eix longitudinal del perfil, i 200 mm, en l'eix transversal. Es troben a una distància de 50 mm dels extrem de la placa, a uns 96 mm de l'ànima del perfil i a 125 mm de les ales.
- Per als pilars HEB 300 dels pòrtics testers, les plaques d'ancoratge tenen unes dimensions de 300x300 mm i un gruix de 24 mm. Els pern interiors es troben separats entre ells 78 mm, en l'eix longitudinal del perfil, i 195 mm, en l'eix transversal. Es troben a una distància de 87,5 mm dels extrem de la placa, a uns 92 mm de l'ànima del perfil i a 92 mm de les ales.

- Per als pilars IPE 500, les plaques d'ancoratge tenen unes dimensions de 496x220 mm i un gruix de 22 mm. Els perns exteriors es troben separats uns 90 mm entre ells, a 40 mm de les ales dels perfils, a 44 mm de l'extrem de la placa, en l'eix longitudinal, i a uns 85 mm en l'eix transversal, tal i com es mostra a la Figura 8.. Pel que fa als interiors cantoners, es troben separats 40 mm de les ales, a uns 85 mm de l'extrem de la placa i a 40 mm de l'ànima del perfil. Aquests es troben separats entre sí 388 mm. En aquests perfils es troben un parell de perns més, situats centrats, en l'eix longitudinal, a una distància de 194 mm dels cantoners i a 40 mm de l'ànima.
- Per als pilars HEB 300 dels pòrtics mitjos, les plaques d'ancoratge tenen unes dimensions de 500x370 mm i un gruix de 24 mm. Els perns exteriors es troben separats 107 mm entre ells, a 48 mm de les ales dels perfils, a 52 mm de l'extrem de la placa, en l'eix longitudinal, i a 131,5 mm en l'eix transversal, tal i com es mostra a la Figura 8.. Pel que fa als interiors cantoners, es troben separats 48 mm de les ales, a 131,5 mm de l'extrem de la placa i a 48 mm de l'ànima del perfil. Aquests es troben separats entre sí 166 mm.

Totes les plaques d'ancoratge es troben centrades amb el centre del perfil del pilar, tal i com es mostren a les imatges. Alhora, totes les plaques s'han considerat que estan fabricades en acer S275.

Com es pot observar, de forma general, pels pilars que s'han considerat com a encastats en la seva base, tenen un total de 8 forats per els perns: dos als exteriors de les ales dels perfils de les columnes i dos més als cantoners de les ales interiors. En els casos d'aquests pilars, en cas de no haver sigut suficient amb aquest número de cargols, s'han col·locat més a l'interior, centrats. Tanmateix s'observa que els pilars que s'han considerat articulats, de forma general es disposen de només 4 perns, a l'interior de les ales i més centrats i allunyats de l'ànima del perfil del pilar.

A continuació, s'exposa les dimensions dels perns que es troben a cada placa d'ancoratge mencionada i, per tant, a cada tipus de pilar:

- Per als pilars IPE 360, els perns que s'hi disposen tenen a la placa d'ancoratge en aquest pilar, tenen un diàmetre de 16 mm, i el forat té una tolerància entre 1-2 mm, per tant el forat de la placa d'ancoratge és de 18 mm. Pel que fa a la longitud d'aquest element, segons el llibre Jimenez Montoya, 2011, la longitud neta és de 731,95 mm, i la longitud neta tenint en compte les patilles dels perns, aquesta es redueix a 512,37 mm. Per altre banda, seguint la normativa, actualment derogada, EHE 08, la longitud neta és de 512,37 mm, i la longitud neta tenint en compte les patilles dels perns, aquesta es redueix a 358,66 mm.
- Per als pilars IPE 330, els perns que s'hi disposen tenen a la placa d'ancoratge en aquest pilar, tenen un diàmetre de 16 mm, i el forat té una tolerància entre 1-2 mm, per tant el forat de la placa d'ancoratge és de 18 mm. Pel que fa a la longitud d'aquest element, segons el llibre Jimenez Montoya, 2011, la longitud neta és de 731,95 mm, i la longitud neta tenint en compte les patilles dels perns, aquesta es redueix a 512,37 mm. Per altre banda, seguint la normativa, actualment derogada, EHE 08, la longitud neta és de 512,37 mm, i la longitud neta tenint en compte les patilles dels perns, aquesta es redueix a 358,66 mm.

- Per als pilars IPE 400, els perns que s'hi disposen tenen a la placa d'ancoratge en aquest pilar, tenen un diàmetre de 16 mm, i el forat té una tolerància entre 1-2 mm, per tant el forat de la placa d'ancoratge és de 18 mm. Pel que fa a la longitud d'aquest element, segons el llibre Jimenez Montoya, 2011, la longitud neta és de 731,95 mm, i la longitud neta tenint en compte les patilles dels perns, aquesta es redueix a 512,37 mm. Per altre banda, seguint la normativa, actualment derogada, EHE 08, la longitud neta és de 512,37 mm, i la longitud neta tenint en compte les patilles dels perns, aquesta es redueix a 358,66 mm.
- Per als pilars HEB 240, els perns que s'hi disposen tenen a la placa d'ancoratge en aquest pilar, tenen un diàmetre de 20 mm, i el forat té una tolerància entre 1-2 mm, per tant el forat de la placa d'ancoratge és de 22 mm. Pel que fa a la longitud d'aquest element, segons el llibre Jimenez Montoya, 2011, la longitud neta és de 914,94 mm, i la longitud neta tenint en compte les patilles dels perns, aquesta es redueix a 640,46 mm. Per altre banda, seguint la normativa, actualment derogada, EHE 08, la longitud neta és de 640,46 mm, i la longitud neta tenint en compte les patilles dels perns, aquesta es redueix a 448,32 mm.
- Per als pilars HEB 300 dels pòrtics testers, els perns que s'hi disposen tenen a la placa d'ancoratge en aquest pilar, tenen un diàmetre de 24 mm, i el forat té una tolerància entre 1-2 mm, per tant el forat de la placa d'ancoratge és de 26 mm. Pel que fa a la longitud d'aquest element, segons el llibre Jimenez Montoya, 2011, la longitud neta és de 1097,93 mm, i la longitud neta tenint en compte les patilles dels perns, aquesta es redueix a 768,55 mm. Per altre banda, seguint la normativa, actualment derogada, EHE 08, la longitud neta és de 768,55 mm, i la longitud neta tenint en compte les patilles dels perns, aquesta es redueix a 537,98 mm.
- Per als pilars IPE 500, els perns que s'hi disposen tenen a la placa d'ancoratge en aquest pilar, tenen un diàmetre de 20 mm, i el forat té una tolerància entre 1-2 mm, per tant el forat de la placa d'ancoratge és de 22 mm. Pel que fa a la longitud d'aquest element, segons el llibre Jimenez Montoya, 2011, la longitud neta és de 914,94 mm, i la longitud neta tenint en compte les patilles dels perns, aquesta es redueix a 640,46 mm. Per altre banda, seguint la normativa, actualment derogada, EHE 08, la longitud neta és de 640,46 mm, i la longitud neta tenint en compte les patilles dels perns, aquesta es redueix a 448,32 mm.
- Per als pilars HEB 300, els perns que s'hi disposen tenen a la placa d'ancoratge en aquest pilar, tenen un diàmetre de 24 mm, i el forat té una tolerància entre 1-2 mm, per tant el forat de la placa d'ancoratge és de 26 mm. Pel que fa a la longitud d'aquest element, segons el Jimenez Montoya, 2011, la longitud neta és de 1097,93 mm, i la longitud neta tenint en compte les patilles dels perns, aquesta es redueix a 768,55 mm. Per altre banda, seguint la normativa, actualment derogada, EHE 08, la longitud neta és de 768,55 mm, i la longitud neta tenint en compte les patilles dels perns, aquesta es redueix a 537,98 mm.

Tots els perns utilitzats s'han considerat com a cargols d'alta resistència 8.8, segons els graus establerts en la norma ISO 898.

Pel que respecte als extrems de les patilles dels ancoratges, aquestes acaben totes en forma de ganxo, formant, la corba d'aquesta part, un angle igual o superior a 150°.

També cal esmenar, que dels resultats obtinguts de la longitud dels perns, s'ha escollit les longituds, tenint en compte les patilles d'aquests elements, del llibre Jimenez Montoya, 2011.

4.5. Fonamentació

4.5.1. Consideracions geotècniques

El Codi Tècnic de l'Edificació CTE, dins el Document Bàsic de Seguretat Estructural Fonaments (CTE DB-SE C), exigeix la necessitat d'un estudi geotècnic per poder portar a terme un correcte anàlisi i dimensionament de la fonamentació de l'edifici previst. Malgrat no es disposa d'un estudi geotècnic, s'han realitzat les pertinents aproximacions de les dades necessàries per fer el dimensionat de la fonamentació.

En tots els casos, en el dimensionament dels fonaments, s'ha tingut en compte una tensió admissible del terreny de 2 kg/cm^2 o 200 kN/m^2 .

4.5.2. Fonaments

La fonamentació és la part de l'estructura que transmet al terreny les forces corresponents al pes propi de l'estructura i tots els elements constructius, a més de les càrregues externes que hagi de suportar. La fonamentació d'una estructura ha de garantir una estabilitat i una resistència de la obra, per tal de garantir una seguretat a l'estructura al llarg de la seva vida útil.

Per simplificar el dimensionament dels fonaments de la nau, s'han dimensionat els fonaments dels pilars de pòrtics de façana i del pòrtic entremig de la nau. Així doncs, tot i que és recomanable estudiar cada fonament per separat i dimensionar-los individualment, alguns dels pòrtics entremitjos quedaran sobredimensionats, ja que la majoria no suporten el pes propi dels elements estabilitzadors ni suporten les mateixes càrregues.

Els fonaments de cada pilar estan formats per sabates, les quals són aïllades. Aquestes tenen una forma de planta quadrada, per tal de simplificar el disseny.

L'armadura de la sabata només es disposa a la cara inferior, sotmesa a tracció. A la cara superior no és necessari, excepte en casos on l'excentricitat és molt elevada.

Aquestes armadures s'han de disposar sense reducció de secció al llarg de la sabata i ancorar-se amb especial cura, doncs el mètode utilitzat de bieles i tirants, utilitzat per dimensionar aquests elements, exigeix el funcionament eficaç dels tirants en tota la seva longitud.

Les armadures inferiors de la sabata formaran un engraellat que s'estendrà fins les vores de la sabata. A l'hora d'ancorar-les, aquestes s'han de doblar i allargar-se una longitud d'ancoratge. En els casos de sabates rígides, segons la Instrucció Espanyola, es recomana l'ancoratge mitjançant barres transversals soldades.

També cal esmenar, que aquestes armadures s'han considerat en posició I, de bona adherència, d'acord amb la Taula 9.5 del llibre Jimenez Montoya, 2011, sobre les posicions de les barres a efectes d'ancoratge, segons la Instrucció Espanyola. Les barres en posició I, són les que durant el formigonat, formen amb la horitzontal un angle comprés entre 90° i 45° ; i barres que, formant un angle menor de 45° , estan situades a la meitat inferior de l'element o a una distància igual o major de 30 cm de la cara superior d'una capa de formigonat. Tanmateix, aquestes barres s'han considerat com a barres corrugades.

A continuació, s'exposen les dimensions de cada una les sabates que hi ha als diferents tipus de pilars que subjecten l'estructura de la nau, juntament amb les mides de la malla que formen les armadures inferiors:

- Per als fonaments dels pilars IPE 360, la planta de la sabata té unes dimensions de 1x1 m i una alçada de 0,6 m. L'armadura inferior està formada per 7 barres de 10 mm de diàmetre, en cada direcció (sentits longitudinal i transversal de la nau), aquestes aniran soldades entre elles. La separació entre cada una de les barres és de 150 mm i la longitud neta, comptant que les barres acaben en patilla, és de 250 mm.
- Per als fonaments dels pilars IPE 330, la planta de la sabata té unes dimensions de 1x1 m i una alçada de 0,6 m. L'armadura inferior està formada per 7 barres de 10 mm de diàmetre, en cada direcció (sentits longitudinal i transversal de la nau), aquestes aniran soldades entre elles. La separació entre cada una de les barres és de 150 mm i la longitud neta, comptant que les barres acaben en patilla, és de 250 mm.
- Per als fonaments dels pilars IPE 400, la planta de la sabata té unes dimensions de 1x1 m i una alçada de 0,6 m. L'armadura inferior està formada per 7 barres de 10 mm de diàmetre, en cada direcció (sentits longitudinal i transversal de la nau), aquestes aniran soldades entre elles. La separació entre cada una de les barres és de 150 mm i la longitud neta, comptant que les barres acaben en patilla, és de 250 mm.
- Per als fonaments dels pilars HEB 240, la planta de la sabata té unes dimensions de 1x1 m i una alçada de 0,6 m. L'armadura inferior està formada per 8 barres de 10 mm de diàmetre, en cada direcció (sentits longitudinal i transversal de la nau), aquestes aniran soldades entre elles. La separació entre cada una de les barres és de 150 mm i la longitud neta, comptant que les barres acaben en patilla, és de 250 mm.
- Per als fonaments dels pilars HEB 300 dels pòrtics testers, la planta de la sabata té unes dimensions de 1x1 m i una alçada de 0,85 m. L'armadura inferior està formada per 7 barres de 12 mm de diàmetre, en cada direcció (sentits longitudinal i transversal de la nau), aquestes aniran soldades entre elles. La separació entre cada una de les barres és de 150 mm i la longitud neta, comptant que les barres acaben en patilla, és de 300 mm.
- Per als fonaments dels pilars IPE 500, la planta de la sabata té unes dimensions de 2x2 m i una alçada de 0,7 m. L'armadura inferior està formada per 7 barres de 16 mm de diàmetre, en cada direcció (sentits longitudinal i transversal de la nau), aquestes aniran soldades entre elles. La separació entre cada una de les barres és de 320 mm i la longitud neta, comptant que les barres acaben en patilla, és de 400 mm.
- Per als fonaments dels pilars HEB 300 dels pòrtics entremitjos, la planta de la sabata té unes dimensions de 1x1 m i una alçada de 0,85 m. L'armadura inferior està formada per 7 barres de 12 mm de diàmetre, en cada direcció (sentits longitudinal i transversal de la nau), aquestes aniran soldades entre elles. La separació entre cada una de les barres és de 150 mm i la longitud neta, comptant que les barres acaben en patilla, és de 300 mm.

Les sabates estaran formades per formigó armat HA-30/F/12/IIa, segons la tipificació establerta en l'apartat 33.6 del vigent Codi Estructural, i armadures d'acer B 500 S. Aquestes sabates es troben sobre un ciment de neteja o solera d'assentament de 10 cm d'espessor, espessor mínim que ha de tenir segons l'apartat 4.5.1.2 del CTE-DB-SE C. Aquest últim, al no ser un element estructural regulat, s'utilitzarà un formigó HL-150 i tindrà un gruix mínim de 10 cm, segons l'apartat 4.5.1.2 del CTE DB-SE C.

5. CONCLUSIONS

Es pot concloure, que s'ha aconseguit l'objectiu d'aquest projecte i satisfer les necessitats del client, que era dimensionar els elements principals i de travat que formen el conjunt d'una estructura industrial, amb l'espai suficient per poder introduir maquinària de grans dimensions per a l'expansió dins l'àmbit de la metal·lúrgia, per part del client. Alhora que s'han dimensionat els fonaments i les unions, entre els principals pilars i aquests, de forma que compleixen amb els requisits mínims establerts per la normativa. Cal remarcar que s'ha aconseguit una estructura metàl·lica per a una nau de grans dimensions sense la implementació de juntes de dilatació, doncs s'ha tingut en compte unes majors dimensions dels sistemes de travat per fer front a la gran dilatació tèrmica del cos metàl·lic que conforme l'estructura. Tot i això, al llarg del procés de fer aquest projecte, han anat sorgint dificultats que han endarrerit la finalització d'aquest treball, correccions de disseny i elements a tenir en compte, que no s'havien considerat en un principi.

A nivell personal, aquest projecte m'ha servit per poder ampliar els meus coneixements en l'àmbit del disseny i el dimensionament dels elements estructurals que conformen una nau industrial. Al mateix temps, també m'ha servit per aprofundir més en el món del càlcul estructural i poder veure de forma aplicada tots els conceptes que s'han anat explicant al llarg del grau. Com s'ha esmenat, han anat sorgint dificultats i problemes al llarg del projecte, els quals m'han servit per poder créixer personalment i trobar sempre una solució. Per altre banda també s'ha pogut aprofundir en els coneixements referents als softwares utilitzats per a la realització d'aquest projecte.

Per últim, aquest treball m'ha servit per iniciar la meua trajectòria laboral dins el sector de la consultoria en estructures.

6. RESUM DEL PRESSUPOST

El cost de la nau, objecte d'aquest projecte, és de VUIT-CENTS TRENTA MIL VUIT-CENTS CATORZE EUROS AMB SEIXANTA-NOU CÈNTIMS 830.814,69 €. Aquesta xifra es troba detallada al Document 5. Pressupost.

7. RELACIÓ DE DOCUMENTS

El projecte està compost pel conjunt de 5 documents, que donen forma a l'objecte del projecte, exposats a continuació:

Doc 1. MEMÒRIA I ANNEXES

ANNEX A: CÀLCULS

ANNEX B: INFORMACIÓ TÈCNICA

ANNEX C: COMUNICACIÓ

Doc 2. PLÀNOLS

Doc 2. PLEC DE CONDICIONS

Doc 2. ESTAT D'AMIDAMENTS

Doc 5. PRESSUPOST

8. BIBLIOGRAFIA

- Brausa. <https://brausa.es/>

- BuildSoft. <https://www.buildsoft.eu/en/product/bim-expert/possibilities>

- García, Á., Morán, F., i Arroyo, J.C. (2011). *Jimenez Montoya: Hormigon armado* (15ª edición basada en la EHE-2008. Ajustada al Código Modelo y al Eurocódigo EC-2). Gustavo Gili, SL.

- Google Maps. (Juliol 2021). Polígon industrial La Timba [Mapa]. <https://www.google.es/maps/@42.2446847,2.9248791,468m/data=!3m1!1e3>

- Hiansa. <https://www.hiansa.com/>

- ITEA – Instituto Técnico de la Estructura en Acero (2000). *DEANIL Guía para el Diseño Estructural en Acero de Naves Industriales Ligeras* (Tomo 1)

- ITEA – Instituto Técnico de la Estructura en Acero (2000). *DEANIL Guía para el Diseño Estructural en Acero de Naves Industriales Ligeras* (Tomo 2)

- Sede Electrónica del Catastre. Polígon industrial La Timba [Mapa]. <https://www1.sedecatastro.gob.es/Cartografia/mapa.aspx?refcat=3969101DG9736N&from=OVBusqueda&pest=rc&final=&RCCompleta=3969101DG9736N0000TA&ZV=NO&ZR=NO&anyoZV=&tematicos=&anyotem=&del=17&mun=12>

- Tekla. <https://www.tekla.com/la/productos/tekla-structures>

-

ANNEX A: CÀLCULS

A.1. INTRODUCCIÓ

A.1.1. Objecte

Aquest annex té com a objectiu mostrar amb detall el procés de càlcul que s'ha dut a terme per el dimensionament, i el posterior disseny, dels elements estructurals de la nau industrial del projecte.

Per a la realització dels càlculs estructurals en aquest projecte s'ha partit dos models diferents: el pòrtic tester de façana i el pòrtic central. D'aquesta forma, el temps computacional per resoldre els càlculs i obtenir els resultats de resistència i estabilitat és menor, ja que, si es disposés del model complet de la nau del projecte, juntament amb totes les càrregues que es tenen en compte i totes les combinacions de càrregues, el temps per poder fer el càlcul estructural de la nau seria molt gran i suposaria una pèrdua de temps rellevant si cada cop que s'haguessin de realitzar modificacions s'hagués que comprovar el càlcul. Com a conjunt també s'ha utilitzat un model unit dels dos pòrtics, simulant el conjunt del primer pòrtic tester de façana i el central que es situa a continuació, d'aquesta forma es poden trobar elements estabilitzadors de l'estructura.

Dins el càlcul estructural, s'entrarà en detall en la determinació de totes les accions que s'han considerat durant el procés de dimensionament i els mètodes de càlcul utilitzats per a cada element.

Cal remarcar que durant el càlcul, es justificarà l'ús del càlcul de 1^o ordre, en comptes d'utilitzar de 2^o ordre.

A.2. ACCIONS

Segons el Codi Tècnic de l'Edificació (CTE), en el Document Bàsic de Seguretat Estructural, Accions en la Edificació (CTE DB-SE-AE), les accions es classifiquen en tres grups o categories: accions permanents, accions variables i accions accidentals. La correcta determinació de les accions, segons el mateix document de la normativa, serveix per verificar el compliment dels requisits de seguretat estructural (capacitat portant i estabilitat) i requisits d'aptitud durant el servei.

Així doncs, s'exposen a continuació, dins a cada categoria, les accions utilitzades en el càlcul estructural de la nau i la justificació de cada una.

A.2.1. Accions o càrregues permanents

Tal i com s'indica en el Document Bàsic de Seguretat Estructural del Codi Tècnic de l'Edificació (CTE DB-SE), les accions permanents són aquelles que actuen en tot moment sobre l'estructura de l'edifici en una posició constant. La seva magnitud pot ser constant o no, però amb variacions d'aquesta menyspreables o tenint monòtonament fins un valor límit.

Aquestes accions dins el càlcul es troben representades amb la lletra "G".

Les accions permanents, alhora, es troben dividides en tres grups: pes propi, pretesat i accions sobre el terreny.

A.2.1.1. Pes propi

En aquest grup de les accions permanents es tenen en compte el pes propi dels elements estructurals, tancaments i elements separadors, envans, tot tipus de fusteria, revestiments (tals com paviments, guarnicions, enguixats, falsos sostres), farciments (com els de terres) i equips fixes.

El valor característic del pes propi dels elements constructius es determina, en general, com el valor mig obtingut a partir de les dimensions nominals i dels pesos específics mitjans.

En aquest projecte, les càrregues corresponents al pes propi venen determinades de forma automàtica per el software de càlcul Diamonds de BuildSoft. El propi programa, al determinar el perfil utilitzat en els diferents elements estructurals i introduir dins el programa totes les propietats físiques de l'objecte metàl·lic que es desitgi, genera un conjunt de càrregues permanents.

Tal i com es mostra a continuació a la **Figura A.1.**, **Figura A.2.**, **Figura A.3.** i **Figura A.4.**, les accions corresponents als pes propi de l'estructura són el següents en els pòrtics testers de façana i els pòrtics centrals, distingint els travats de façana dels pòrtics testers. També s'adjunten les imatges dels conjunts estructurals on es situen els travats de coberta i les Creus de Sant Andreu. Aquests elements estan comptabilitzats en el programa, de la mateixa forma que els travats de façana.

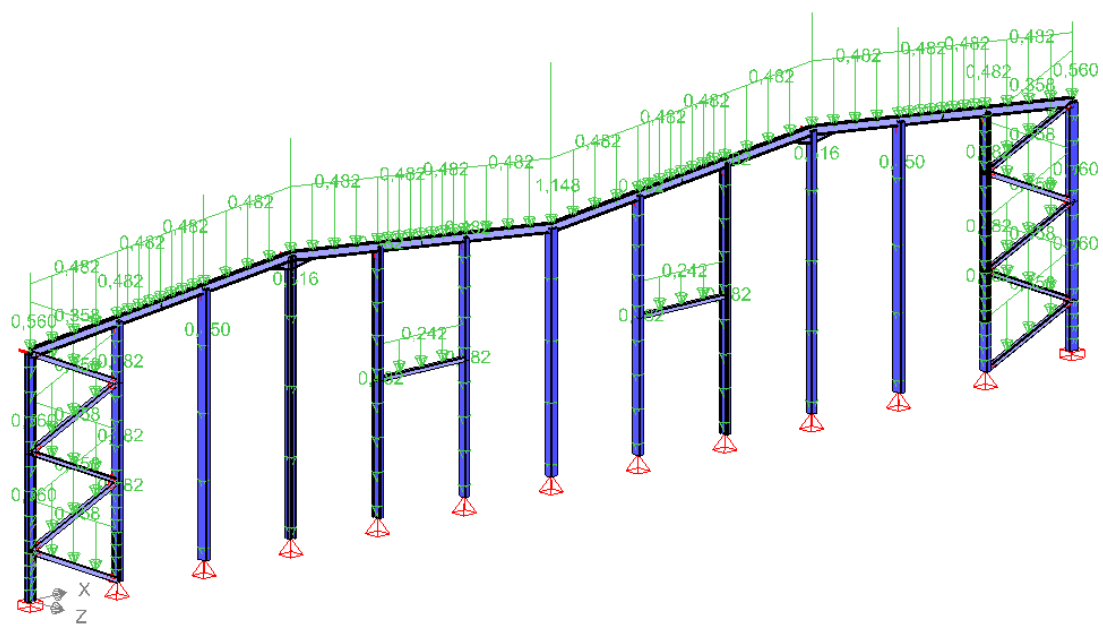


Figura A.1. Imatge, extreta del Software Diamonds de BuildSoft, del pòrtic tester, on es contempla el pes propi del elements que conformen el cos del pòrtic (Font: Dimamonds BuildSoft)

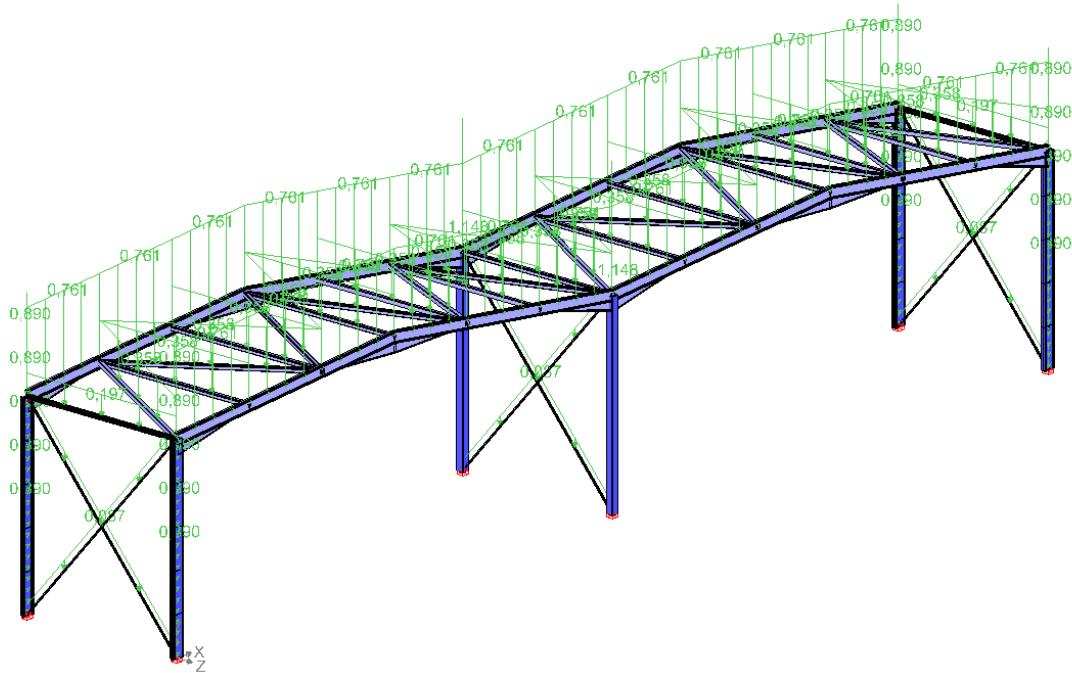


Figura A.4. Imatge, extreta del Software Diamonds de BuildSoft, del conjunt dels dos pòrtics centrals, on es contempla el pes propi del elements que ho conformen (Font: Dimiamonds BuildSoft)

Dins un mateix tram, diferents elements estructurals que en el disseny de la nau es troben al voltant del mateix punt, a efectes de càlcul, es centralitzen tots al voltant d'aquest. Tot i això, en aquest projecte, degut a la impossibilitat de poder introduir tots els elements que es troben en un tram en el programa de càlcul, el software s'ha encarregat de determinar les càrregues dels elements estructurals que s'han introduït i s'han determinat a mà, les càrregues del pes propi de la resta d'elements, que són les corresponents a les corretges de coberta i les corresponents al pes propi de la coberta lleugera.

Així doncs, els pesos propis calculats a mà i entrats manualment al programa han sigut el conjunt del tancament i les corretges de coberta.

Per la coberta s'ha tingut en compte el conjunt de dos perfils MT-42 de la casa Hiansa, un interior i l'altre exterior, d'un gruix de 0,75 mm juntament amb doble capa de fibra de vidre d'un gruix de 0,05 mm cada capa, formant així una coberta *sandwich*.

$$q_{pes\ propi\ perfils\ coberta} = 7,36 \frac{kg}{m^2} \times 2\ perfils \times 10 \frac{N}{kg} = \mathbf{0,1472 \frac{kN}{m^2}} \quad (1)$$

Realitzant el seguiment de les fórmules (1), s'ha multiplicat el pes propi de 7,36 kg/m² d'un perfil MT-42 de la casa Hiansa de 0,75 mm de gruix per 2, ja que es disposa de 2 perfils, per la gravetat, arrodonida a 10 per facilitar el càlcul, donant com a resultat una càrrega repartida de 0,1472 kN/m² corresponent als dos perfils metàl·lics de la coberta.

$$q_{pes\ propi\ fibra\ de\ vidre} = 2,53 \frac{kg}{m^3} \times 2\ capes \times 50 \cdot 10^{-3} m \times 10 \frac{N}{kg} = \mathbf{0,00253 \frac{kN}{m^2}} \quad (2)$$

Tal com es mostra a la fórmula (2), el pes propi de la doble capa és de 0,00253 kN/m², que provenen de multiplicar la densitat de la fibra de vidre per 2, ja que hi ha dos capes, per el gruix de cada una d'elles, que és de 50 mm, per la gravetat.

Així doncs, sumant els resultats de les fórmules (1) i (2), s'obté la càrrega repartida equivalent de la coberta *sandwich* considerada en el projecte, obtenint un valor de **0,14973 kN/m²**.

Per altre banda, el pes propi de les corretges de coberta, s'obté de la fórmula (3) següent:

$$q_{\text{pes propi corretges coberta}} = 12,32 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 7 \text{ corretges} \times 10 \frac{\text{N}}{\text{kg}} \times \frac{1}{12,56\text{m}} = \mathbf{0,0686 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \quad (3)$$

El pes propi de 12,32 kg/m, correspon al perfil 350x3 del catàleg comercial de la casa BRAUSA dels perfils en "C". Seguint la fórmula (3), es troben un total de set corretges repartides al llarg d'una de jàsseres que conformen les cobertes a dos aigües i es divideix per la longitud de la biga, 12,56 m. Obtenint així, la càrrega de 0,0686 kN/m² corresponent a les corretges de coberta.

La justificació de la perfilaria escollida per a les corretges, s'exposa més endavant, a l'apartat A.6..

Pel que respecte al pes propi de les corretges de façana, aquests s'han menyspreat en el càlcul. Això és degut a que s'ha comprovat, mitjançant un model Diamonds del pòrtic intermig, l'impacte sobre l'estructura l'acció de les càrregues que impliquen les corretges de coberta.

$$N_{\text{pes propi corretges façana}} = 8,784 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 5 \text{ corretges} \times 10 \frac{\text{N}}{\text{kg}} \times 8\text{m} = \mathbf{3,51 \text{ kN}} \quad (4)$$

Seguint la fórmula (4), s'obté l'acció vertical del pes propi de les corretges, amb un valor de 3,51 kN. Per a arribar a aquest valor, s'ha multiplicat el pes propi de les corretges, corresponents al perfil 200x3 del catàleg comercial de la casa BRAUSA dels perfils en "C", per el número de corretges que es troben a cada lateral, 5, per la gravetat i per la longitud de corretja que suporta cada punt del pòrtic, és a dir 4 m per cada costat.

La justificació de la perfilaria escollida per a les corretges, s'exposa més endavant, a l'apartat A.6..

Cal remarcar que, aquest valor del pes de les corretges de façana, no es troba centrat en el mateix eix vertical que el pilar. Per tant, la càrrega de les corretges es troba amb una excentricitat respecte la vertical de les columnes, això implica que es generarà un moment flector.

Tal com es pot veure a la **Figura A.5.**, tenint en compte la posició en la que es troben els perfils dels pilars i les corretges, la excentricitat és de 0,3 m. Per tant, el moment serà la multiplicació de la excentricitat per la vertical, obtenint així un moment de **1,053 kNm**.

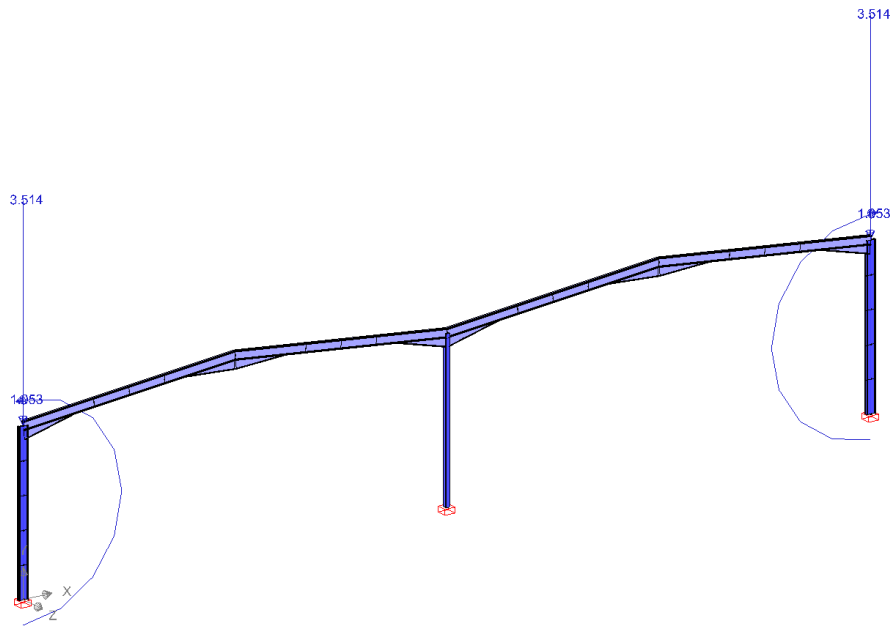


Figura A.5. Imatge de les càrregues corresponents a les corretges laterals (Font: Dimamonds BuildSoft)

Així doncs, observant la **Figura A.6.** i la **Figura A.7.**, es determina que l'acció de les càrregues a les corretges laterals de façana, són menyspreables degut al poc impacte que generen sobre l'estructura del pòrtic central.

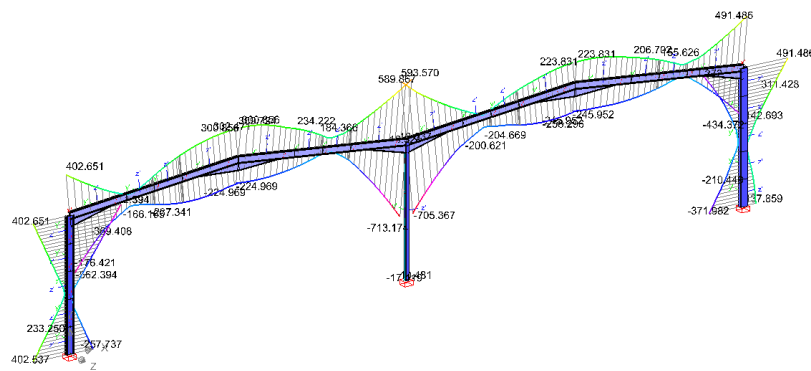


Figura A.6. Imatge dels moments el cos del pòrtic està sotmès sense tenir en compte les càrregues degudes a les corretges laterals de façana (Font: Dimamonds BuildSoft)

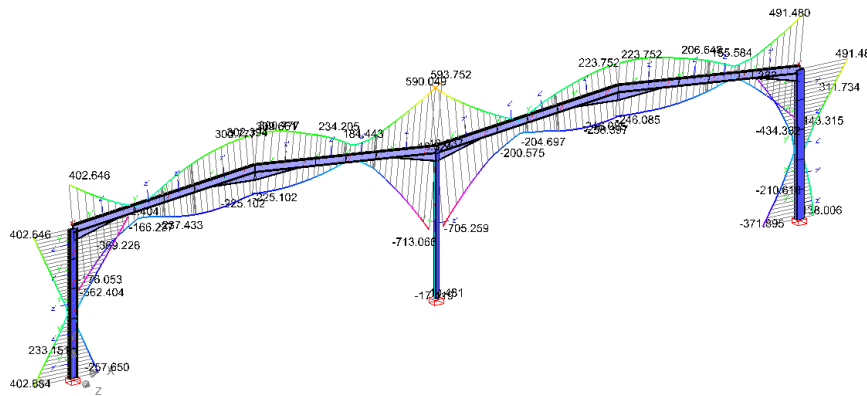


Figura A.7. Imatge dels moments el cos del pòrtic està sotmès tenint en compte les càrregues degudes a les corretges laterals de façana (Font: Dimamonds BuildSoft)

A.2.2. Accions o càrregues variables

Les accions variables són aquelles que poden actuar o no sobre l'edifici, com les degudes a l'ús o les accions climàtiques, tal com defineix en el Document Bàsic de Seguretat Estructural del Codi Tècnic de l'Edificació (CTE DB-SE).

Aquestes accions dins el càlcul es troben representades amb la lletra "Q".

A.2.2.1. Sobrecàrrega d'ús

La sobrecàrrega d'ús és el pes de tot el que pot gravitar sobre l'edifici per raons d'ús.

Els efectes de la sobrecàrrega d'ús poden equivaldre a l'aplicació d'una càrrega distribuïda uniformement. Tal com diu la normativa, d'acord amb l'ús que sigui fonamental en cada zona, s'agafa com valors característics els que apareixen a la Taula 3.1 del Document Bàsic de Seguretat Estructural del Codi Tècnic de l'Edificació (CTE DB-SE), mostrada a la **Taula A.1.**

Aquests valors inclouen tant, els efectes derivats de l'ús normal, persones, mobiliari, estris, mercaderies habituals, contingut de conductes, maquinaria i en el seu cas vehicles, així com les derivades de la utilització poc habitual, com acumulació de persones, o de mobiliari amb ocasió de trasllat.

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
		G2	Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Taula A.1. Taula extreta de normativa amb els valors característics de les sobrecarregues d'ús (Font: CTE DB-SE-AE)

En el present projecte s'ha considerat una càrrega uniforme, per a la acció variable de la sobrecàrrega d'ús, de 0,4 kN/m². Aquest valor li correspon, tal com s'assenyala a la **Taula A.1.**, a les cobertes lleugeres que es troben sobre corretges, sense forjat, que és el cas d'aquest projecte.

El cas que pertoca, al no trobar-se dins els grups A, B, C o D, sinó al G, no s'aplica la reducció de càrregues que apareix a la normativa vigent.

A continuació, a la **Figura A.9.** es mostra la sobrecarrega d'ús aplicada sobre el model del pòrtic tester de façana. D'igual forma, a la **Figura A.10.**, es mostra aquesta acció variable aplicada en el pòrtic central.

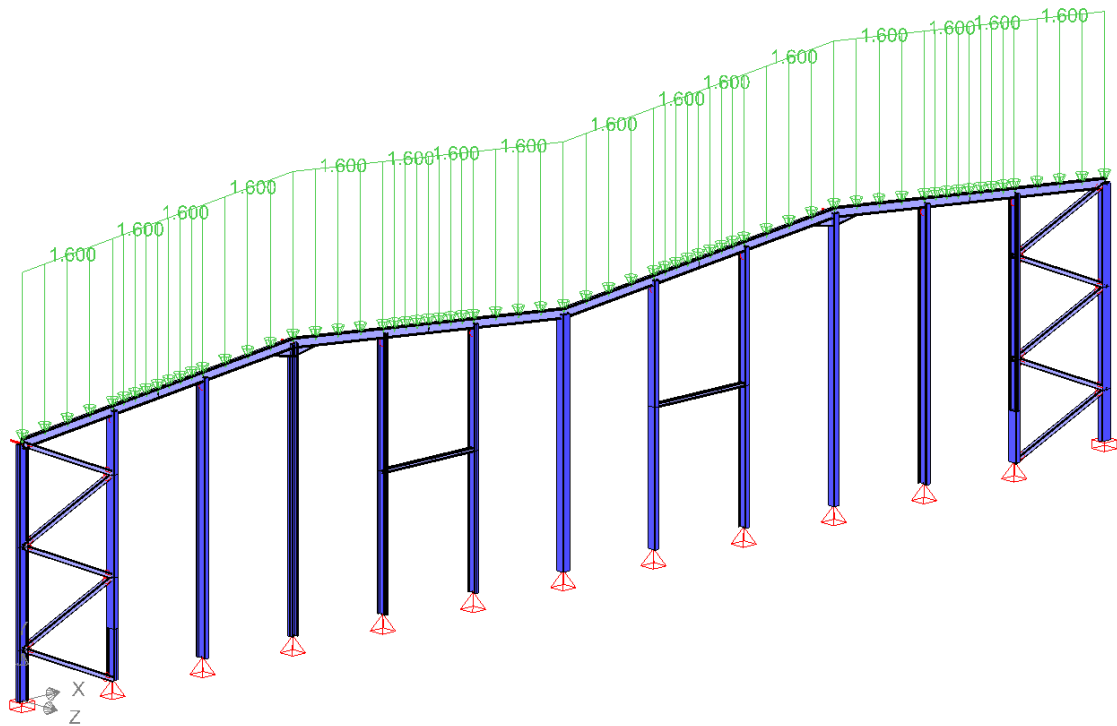


Figura A.9. Imatge, extreta del Software Diamonds de BuildSoft, del pòrtic tester, on es contempla la sobrecàrrega d'ús aplicada el cos del pòrtic (Font: Dimamonds BuildSoft)

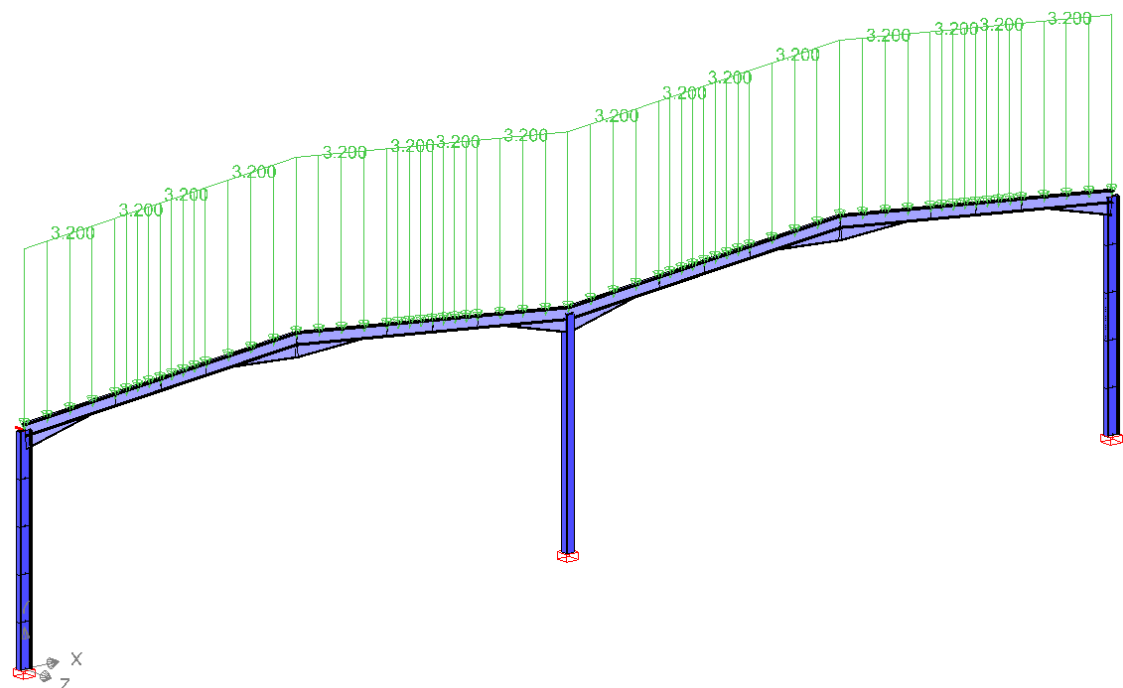


Figura A.10. Imatge, extreta del Software Diamonds de BuildSoft, del pòrtic central, on es contempla la sobrecàrrega d'ús aplicada el cos del pòrtic (Font: Dimamonds BuildSoft)

A.2.2.2. Vent

La distribució i el valor de les pressions que exerceix el vent sobre un edifici i les forces resultants depenen de la forma i de les dimensions de la construcció, de les característiques i de la permeabilitat de la seva superfície, així com de la direcció i de la intensitat i de les ratxes de vent.

Per al càlcul de la càrrega de vent, s'ha volgut comparar els valors d'un cas en específic, obtinguts per el software de càlcul Diamonds de BuildSoft, amb els càlculs realitzats a mà, basant-se en el Codi Tècnic de l'Edificació.

Pel que respecte al càlcul realitzar sobre paper, l'acció del vent, en general, es considera com una força perpendicular a la superfície de cada punt exposat, o una pressió estàtica, que s'expressa de la següent forma:

$$q_e = q_b \times c_e \times c_p \quad (5)$$

On:

- q_b , és la pressió dinàmica del vent
- c_e , és el coeficient d'exposició
- c_p , és el coeficient eòlic o de pressió

Segons el Document Bàsic de Seguretat Estructural, Accions en la Edificació (CTE DB-SE-AE), per a obtenir el valor de la pressió dinàmica del vent, q_b , de forma simplificada es pot agafar com a valor en qualsevol punt del territori espanyol, $0,5 \text{ kN/m}^2$. En cas de ser més precís, es pot anar a l'annex D d'aquest document. En aquest annex s'observa la fórmula (6) per tal de calcular, de forma més exacte, aquest valor de pressió dinàmica del vent:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2 \quad (6)$$

On:

- δ , és la densitat de l'aire
- v_b , és el valor bàsic de la velocitat del vent

La densitat de l'aire depèn, entre altres factors, de l'altitud, la temperatura ambiental i de la fracció d'aigua en suspensió. De forma general es pot adoptar el valor de **$1,25 \text{ kg/m}^3$** . En casos més propers al mar, aquesta densitat pot augmentar, però no és el cas d'aquest projecte.

El valor bàsic de la velocitat del vent correspon al valor característic de la velocitat mitjana al llarg d'un període de 10 minuts, en una zona plana i desprotegida del vent, a una altura de 10 m sobre el sòl. Per obtenir aquest valor de bàsic de velocitat del vent, es pot obtenir del mapa de la figura D.1. de l'annex D del Document Bàsic esmenat. La pressió dinàmica es de $0,42 \text{ kN/m}^2$, $0,45 \text{ kN/m}^2$ i $0,52 \text{ kN/m}^2$ per a les zones A, B i C, respectivament, del mapa d'aquesta figura, tal com es pot veure a la **Figura A.11.** El cas que es troba la nau del projecte és la zona C, que li correspon, per tant, un valor bàsic de velocitat del vent de **$0,52 \text{ kN/m}^2$** .



Figura D.1 Valor básico de la velocidad del viento, v_b

Figura A.11. Distinció dels diferents valor de la velocitat del vent, depenent de la zona del territori (Font: CTE DB-SE-AE)

Així doncs, substituint els valors comentats a la fórmula (6), s'obté un valor de pressió dinàmica de **0,525 kN/m²**.

Pel que fa al coeficient d'exposició, aquest varia en funció de l'altura del punt considerat, depenent del grau d'aspror de l'entorn on es troba ubicada la construcció. Per obtenir el valor d'aquest coeficient s'ha fet ús de la Taula 3.4. del Document Bàsic de Seguretat Estructural del Codi Tècnic de l'Edificació (CTE DB-SE), mostrada a la **Taula A.2.**

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_s

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Taula A.2. Valors dels coeficients d'exposició en funció de l'altura del punt considerat i l'entorn (Font CTE DB-SE-AE)

En conseqüència, considerant un grau d'aspror del terreny de IV i l'altura del punt considerat a una alçada de 10,25 m, corresponent al punt més elevat de la construcció, i interpolant entre els valors corresponents a altures de 9 m i 12 m, s'obté un coeficient de **1,783**.

Tot i això, amb l'objectiu de comparar els valors obtinguts mitjançant dos metodologies diferents, també s'ha realitzat el càlcul d'aquest coeficient, a través de la següent fórmula que es troba en l'annex D, de la normativa utilitzada. Aquest mètode de càlcul del coeficient d'exposició és obligatori per a edificacions amb alçades superiors a 30 m, tot i que també es pot utilitzar per a edificacions de menor alçada.

$$C_e = F \cdot (F + 7 k) \quad (7)$$

On:

- F, s'obté de la següent fórmula:

$$F = k \ln (\max (z,Z) / L) \quad (8)$$

On:

- k, és un paràmetre que s'obté de la taula D.2. de l'annex D del Document Bàsic esmenat, tal i com es pot veure a la **Taula A.3.**
- z, és l'alçada màxima de l'edificació respecte el terra
- L, és un paràmetre que s'obté de la taula D.2. de l'annex D del Document Bàsic esmenat, tal i com es pot veure a la **Taula A.3.**
- Z, és un paràmetre que s'obté de la taula D.2. de l'annex D del Document Bàsic esmenat, tal i com es pot veure a la **Taula A.3.**

Tabla D.2 Coeficientes para tipo de entorno

Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
	k	L (m)	Z (m)
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,156	0,003	1,0
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

Taula A.3. Valors dels diferents paràmetres pel càlcul del coeficient d'exposició (Font: CTE DB-SE-AE)

De la **Taula A.3.**, considerant un grau d'aspror del terreny tipus IV, s'obtenen uns valors de **0,22**, **0,3** i **5,0** per als paràmetres k, L i Z, respectivament.

Substituint aquests valors a la fórmula (8), i tenint en compte un valor de z, de **10,25 m**, s'obté que el paràmetre F és de **0,7768**.

De nou, substituint els valors obtinguts a la fórmula (7), s'obté un coeficient d'exposició de **1,79969**.

En aquest projecte, tot i que els valors obtinguts en les dos metodologies diferents per obtenir el coeficient d'exposició són similars, s'utilitzarà el valor de 1,79969 per al coeficient d'exposició. S'ha considerat aquest darrer com el més precís en comparació a la interpolació de dos valors de la taula mostrada la **Taula A.2.**

Així doncs, de la fórmula (5), l'últim factor que falta per definir és el coeficient eòlic, que depèn de la direcció relativa del vent, de la forma del edifici, de la posició de element considerat i de la seva àrea d'influència.

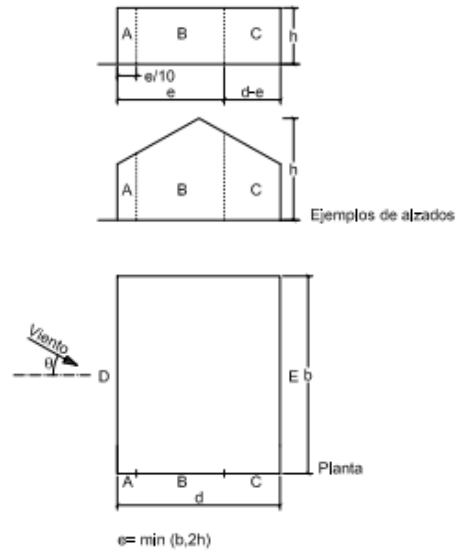
Tal i com es descriu a l'apartat 3.3.5. Coeficient eòlic de naus i construccions diàfanos del Document Bàsic de Seguretat Estructural, Accions en la Edificació (CTE DB-SE-AE), a l'efecte del càlcul de l'estructura, del costat de la seguretat, es podrà utilitzar la resultant en cada pla de façana o coberta dels valors de l'Annex D.3 de la normativa, que recullen el pèssim en cada punt degut a diverses direccions de vent.

Als efectes locals, com ara corretges, panells de tancament, o ancoratges, han d'utilitzar-se els valors corresponents a la zona o zones en què està situat aquest element. A l'annex esmenat, es troben els valors dels coeficients de pressió de diverses formes simples de construccions, obtinguts com el pèssim d'entre les diferents direccions del vent definit en cada cas. Esmenar, que la normativa permet l'ús de les taules de coeficients de pressió de la norma EN 199-1-4, tant per les formes canòniques no incloses en el Document Bàsic de Seguretat Estructural, Accions en la Edificació (CTE DB-SE-AE), com per als coeficients globals de força de les que sí estan incloses.

Cal remarcar, que per obtenir els valors dels coeficients de pressió exterior que es mostren a continuació, s'ha considerat el vent lateral en direcció d'esquerra a dreta, agafant de referència la part frontal de la nau.

Pel que respecte als coeficients que s'aplica a les façanes i als elements verticals, aquests es troben a la Taula D.3. de la normativa, mostrada a la **Taula A.4.**

Tabla D.3 Paramentos verticales



A (m ²)	h/d	Zona (según figura), -45° < θ < 45°				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	"	-0,3

Taula A.4. Coeficients de pressió exterior de paràmetres verticals (Font: CTE DB-SE-AE)

De la taula que es pot observar a la **Taula A.4.**, la columna amb la lletra "A", fa referència a l'àrea tributària, l'àrea que li correspon a un perfil, en el cas del pòrtic del projecte, cada pòrtic cobreix 4 m per cada costat, per l'alçada, obtenint un àrea superior a 10 m². Pel que fa a la columna "h/d", fa referència a l'esveltesa, s'obté dividint l'alçada total de la nau, 10,25 m, entre la llum total d'aquesta, és a dir, 50 m. D'aquesta forma s'obté una esveltesa de **0,205**. Per últim, el valor "e" necessari s'obté del valor mínim entre la fondària de la nau "b", 88m, i el doble de l'alçada màxima, és a dir **20,50 m**. Amb els valors obtinguts, s'extreu de la taula uns valors de coeficients de pressió exterior següents per a les zones pertinents:

- A → -1,2
- B → -0,8
- C → -0,5
- D → 0,7
- E → -0,3

Cal remarcar que, quan en algunes de les caselles, que es troben a les taules que es presenten a continuació, apareixen dos valors -un positiu i un negatiu-, significa que l'acció del vent a la zona considerada pot variar de pressió (valor positiu) a succió (valor negatiu), i s'han de considerar les dos possibilitats.

A la Taula D.9. Cobertes múltiples que es mostra a la **Figura A.12.**, es pot observar la forma de considerar la nau objecte del projecte. Els coeficients de pressió per cada parell de faldons, s'escull de la taula relativa a coberta a dos aigües i els mòduls corresponents als extrems s'escullen de la taula relativa a coberta a un aigua. A més, també es contempla que, en el cas de la coberta que pertoca en el projecte, s'haurà de tenir en compte el 60,38% del coeficient de pressió exterior de l'últim tram de coberta a un aigua.

Tabla D.9 Cubiertas múltiples

Dirección del viento $-45^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$

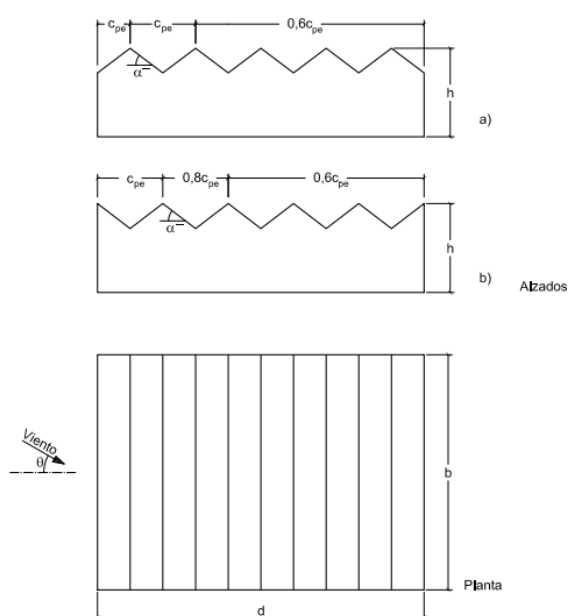


Figura A.12. Consideracions dels coeficients de pressió exterior per a cobertes múltiples (Font: CTE DB-SE-AE)

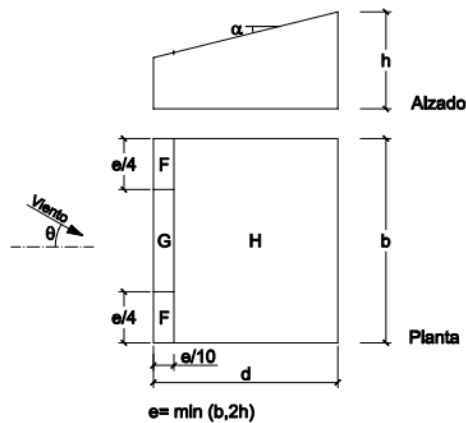
Per obtenir els coeficients de pressió exterior del primer tram de coberta, aquests s'extreuen de la Taula D.5. Cobertes a un aigua, la taula a), que es mostra a la **Taula A.5.** El valor "e" continua essent el mateix valor que s'ha obtingut anteriorment.

Com que la pendent considerada en el projecte és de 10%, l'angle d'inclinació és d'uns $5,7^\circ$. Així doncs, s'obtenen els següents valors per a les diferents zones senyalades a l'esquema de la **Figura 15.:**

- F \rightarrow -1,7 / +0,0
- G \rightarrow -1,2 / +0,0
- H \rightarrow -0,6 / +0,0

Tabla D.5 Cubiertas a un agua.

a) Dirección del viento $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45$		
		F	G	H
5°	≥ 10	-1,7 +0,0	-1,2 +0,0	-0,6 +0,0
	≤ 1	-2,5 +0,0	-2,0 +0,0	-1,2 +0,0
15°	≥ 10	-0,9 0,2	-0,8 0,2	-0,3 0,2
	≤ 1	-2,0 0,2	-1,5 0,2	-0,3 0,2
30°	≥ 10	-0,5 0,7	-0,5 0,7	-0,2 0,4
	≤ 1	-1,5 0,7	-1,5 0,7	-0,2 0,4
45°	≥ 10	-0,0 0,7	-0,0 0,7	-0,0 0,6
	≤ 1	-0,0 0,7	-0,0 0,7	-0,0 0,6
60°	≥ 10	0,7	0,7	0,7
	≤ 1	0,7	0,7	0,7
75°	≥ 10	0,8	0,8	0,8
	≤ 1	0,8	0,8	0,8

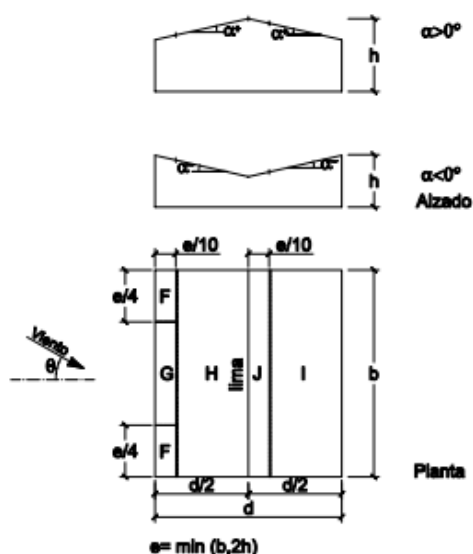
Taula A.5. Coeficients de pressió exterior de cobertes a un aigua (vent d'esquerra a dreta) (Font: CTE DB-SE-AE)

Pel següent tram de la coberta, s'han d'obtenir els valors dels coeficients de pressió exterior de la Taula D.6. de l'annex D de la normativa. Aquesta taula es mostra a la **Taula A.6.**

Per poder fer ús de la següent taula, es segueix el mateix procediment que amb les anteriorment esmenades, és a dir, considerant una inclinació de 5° (truncat de 5,7°).

Tabla D.6 Cubiertas a dos aguas

a) Dirección del viento $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura)				
		F	G	H	I	J
-45°	≥ 10	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1
	≤ 1	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1,5
-30°	≥ 10	-1,1	-0,8	-0,8	-0,6	-0,8
	≤ 1	-2	-1,5	-0,8	-0,6	-1,4
-15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7
	≤ 1	-2,8	-2	-1,2	-0,5	-1,2
-5°	≥ 10	-2,3	-1,2	-0,8	0,2	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	-0,6	-0,6
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,2
	≤ 1	+0,0	+0,0	+0,0	-0,6	-0,6
15°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1
	≤ 1	0,2	0,2	0,2	+0,0	+0,0
30°	≥ 10	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
	≤ 1	0,7	0,7	0,4	0	0
45°	≥ 10	-0,0	-0,0	-0,0	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,6	+0,0	+0,0
60°	≥ 10	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
75°	≥ 10	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3

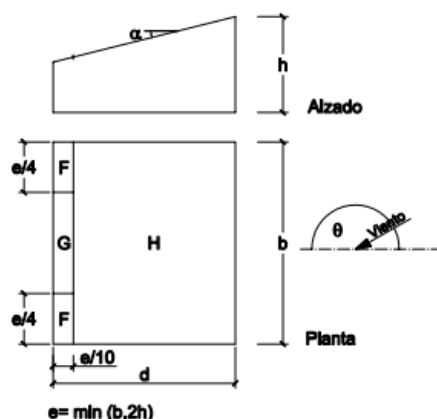
Taula A.6. Coeficients de pressió exterior de cobertes a dos aigües (Font: CTE DB-SE-AE)

Així doncs, de la **Figura 16.**, s'obtenen els següents resultats:

- F → -1,7 / +0,0
- G → -1,2 / +0,0
- H → -0,6 / +0,0
- I → -0,6
- J → 0,2 / -0,6

Per últim, seguint la mateixa metodologia per als coeficients de pressió exterior dels dos primers trams de coberta, de la **Taula A.7.**, s'obtenen els valors corresponents dels coeficients de l'últim tram de coberta. Així doncs, per obtenir els coeficients de pressió exterior de l'últim tram de coberta, aquests s'extreuen de la Taula D.5. Cobertes a un aigua, la taula b), que es mostra a la **Taula A.7.**

b) Direcció del viento $135^\circ \leq \theta \leq 225^\circ$



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura), $135^\circ \leq \theta \leq 225^\circ$		
		F	G	H
5°	≥ 10	-2,3	-1,3	-0,8
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2
15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9
	≤ 1	-2,8	-2,0	-1,2
30°	≥ 10	-1,1	-0,8	-0,8
	≤ 1	-2,3	-1,5	-0,8
45°	≥ 10	-0,6	-0,5	-0,7
	≤ 1	-1,3	-0,5	-0,7
60°	≥ 10	-0,5	-0,5	-0,5
	≤ 1	-1,0	-0,5	-0,5
75°	≥ 10	-0,5	-0,5	-0,5
	≤ 1	-1,0	-0,5	-0,5

Taula A.7. Coeficients de pressió exterior de cobertes a un aiguà (vent de dreta a esquerra) (Font: CTE DB-SE-AE)

De la taula anterior s'obtenen els següents valors assenyalats:

- F → -2,3
- G → -1,3
- H → -0,8

A més dels coeficients de pressió exterior, en el càlcul de la carrega de vent s'ha considerat l'actuació del coeficient eòlic de pressió interior, encara que a la normativa només s'esmeni el seu ús en cas de disposar de grans obertures. En el cas de la nau, objecte del projecte, s'han considerat, a cada lateral, 8 finestres de 3 m d'amplada per 1 m d'alçada, això correspon a un àrea total d'obertures de 24 m².

Per a la determinació de la pressió interna, tal com s'explica a la normativa, es considera com a coeficient d'exposició el corresponent a la altura del punt mitjà del forat, excepte en casos que existeixi un forat dominant, que en aquest cas s'haurà de comptabilitzar l'alçada mitjana d'aquesta obertura.

Per consegüent, per considerar el coeficient de pressió interior, c_{pi} , s'han de calcular de nou els valors de les fórmules (7) i (8).

Començant per els valors de la fórmula (8), considerant una zona IV, s'obtenen de la **Taula A.3.** uns valors de **0,22**, **0,3** i **5,0** per als paràmetres k, L i Z, respectivament. Per últim, per al valor z, corresponent al punt mig de les obertures, s'ha considerat que aquestes estan situades a 4,5 m, doncs aquestes no s'han dimensionat. D'aquesta forma, de la fórmula (8), s'obté un valor de **0,62** per al terme F. Tot seguit, de la fórmula (7), substituint els valors coneguts, s'obté el coeficient eòlic de **1,34**.

Per obtenir el coeficient de pressió interna, en sí, aquest s'obté de la **Taula A.8.** a continuació:

Tabla 3.6 Coeficientes de presión interior

Esbeltez en el plano paralelo al viento	Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
≤1	0,7	0,7	0,6	0,4	0,3	0,1	0,0	-0,1	-0,3	-0,4	-0,5
≥4	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3

Taula A.8. Coeficients de pressió interna en funció de l'àrea dels orificis i l'esveltesa Font: CTE DB-SE-AE)

L'esveltesa del pla paral·lel al vent, necessari per poder fer ús de la taula de la **Taula A.8.**, s'obté de la divisió de l'alçada màxima de la nau, 10,25 m, entre la seva llum total, 50 m, obtenint un resultat de **0,205**.

Per altre banda, l'àrea de les obertures en succió respecte l'àrea total de les obertures de l'edifici, seguint l'esquema mostrat a la **Figura A.13.** que facilita la normativa, s'obté dividint l'àrea de les finestres d'un dels laterals, 24 m², entre l'àrea total de les finestres dels laterals i les portes dels pòrtics testers de façana, 128 m², obtenint així un valor de **0,1875**.

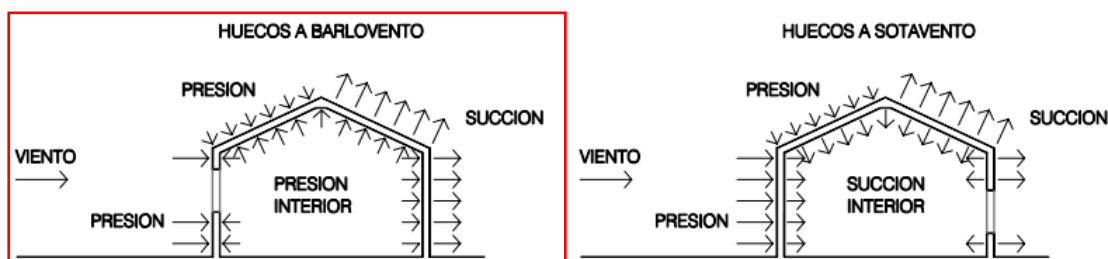


Figura A.13. Esquema de la direcció de les forces degudes al vent, en funció de si es tracta de succió o pressió (Font: CTE DB-SE-AE)

Mitjançant una interpolació a la taula que es mostra a la **Taula A.8.**, s'obté el coeficient de pressió interior **0,6125**.

Un cop definit tots els paràmetres necessaris per calcular la càrrega de vent, es procedeix a unir tots els resultats per superposició.

Dels primers coeficients extrets, deguts als paràmetres verticals o façanes, s'obtenen els resultats següents d'aplicar els valors coneguts a la fórmula (5) multiplicant, a més, per la distància que cobreix cada pòrtic, és a dir, 8 m, ja que és un dels pòrtics centrals. Els resultats es poden veure representats a la **Figura A.14.**, de forma esquematitzada per poder il·lustrat la direcció de la càrrega.

$$q_{ef1} = 0,52 \times 1,799 \times (-1,2) \times 8 = \mathbf{8,98 \text{ kN/m}} \quad (9)$$

$$q_{ef2} = 0,52 \times 1,799 \times (-0,8) \times 8 = \mathbf{5,989 \text{ kN/m}} \quad (10)$$

$$q_{ef3} = 0,52 \times 1,799 \times (-0,5) \times 8 = \mathbf{3,743 \text{ kN/m}} \quad (11)$$

$$q_{ef4} = 0,52 \times 1,799 \times 0,7 \times 8 = \mathbf{5,24 \text{ kN/m}} \quad (12)$$

$$q_{ef5} = 0,52 \times 1,799 \times (-0,3) \times 8 = \mathbf{2,246 \text{ kN/m}} \quad (13)$$

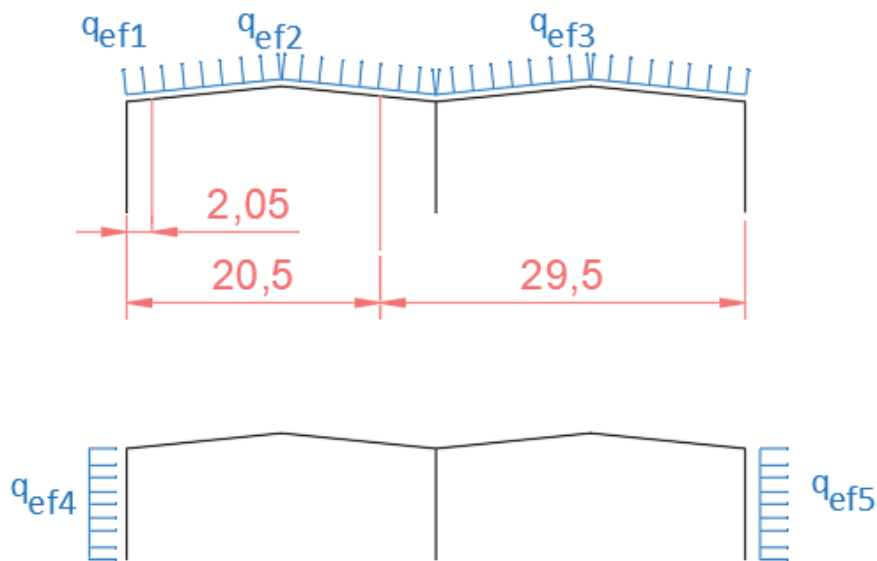


Figura A.14. Resultats dels càlculs esquematitzats sobre l'esquelet de la nau

Les distàncies que s'observen a la **Figura A.14.**, s'extreuen de la **Taula A.4.**, les quals depenen del valor de "e", especificat anteriorment.

Ressaltar que els resultats obtinguts anteriorment, tot i estar multiplicats per un nombre negatiu, els valors finals s'han representat en positiu, doncs els símbol només indica si les càrregues són de pressió, positiu, o de succió, negatiu. En aquest cas, tots els valors de les càrregues de vent són de succió, excepte els resultat obtingut a la fórmula (12), que és de pressió.

Pel que fa a la càrrega de vent deguda a la pressió interna, els resultats són els següents. De la mateixa manera que en el cas anterior, aquests resultats es troben esquematitzada a la **Figura A.15.**

$$q_{int} = 0,52 \times 1,34 \times (0,6125) \times 8 = 3,4143 \text{ kN/m} \quad (14)$$

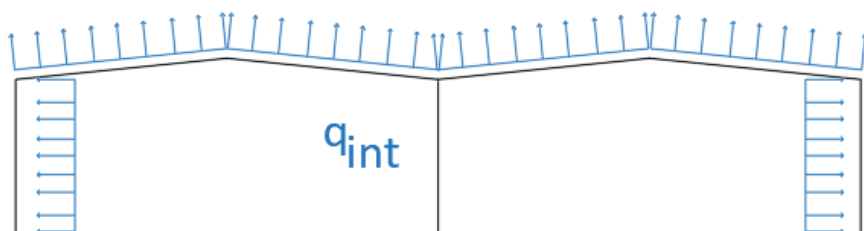


Figura A.15. Resultat del càlcul de la càrrega de vent deguda a la pressió interior esquematitzat sobre l'esquelet de la nau

Pel que respecte als trams de coberta, s'han dividit en 3, tal i com s'ha esmenat anteriorment i es pot veure representat a la **Figura A.16.** Seguint els coeficients extrets de les taules respectives a les cobertes a un aigua i a dos aigües, s'obtenen les següents càrregues de vent als diferents trams:

$$q_{ec1} = 0,52 \times 1,799 \times (-1,2) \times 8 = 8,98 \text{ kN/m} \quad (15)$$

$$q_{ec2} = 0,52 \times 1,799 \times (-0,6) \times 8 = 4,49 \text{ kN/m} \quad (16)$$

$$q_{ec3} = 0,52 \times 1,799 \times (-1,2) \times 8 = 8,98 \text{ kN/m} \quad (17)$$

$$q_{ec4} = 0,52 \times 1,799 \times (-0,6) \times 8 = 4,49 \text{ kN/m} \quad (18)$$

$$q_{ec5.1} = 0,52 \times 1,799 \times (-0,6) \times 8 = 4,49 \text{ kN/m} \quad (19)$$

$$q_{ec5.2} = 0,52 \times 1,799 \times (0,2) \times 8 = 1,49 \text{ kN/m} \quad (20)$$

$$q_{ec6} = 0,52 \times 1,799 \times (-0,6) \times 8 = 4,49 \text{ kN/m} \quad (21)$$

$$q_{ec7} = 0,52 \times 1,799 \times (-1,3) \times 0,60 \times 8 = 5,837 \text{ kN/m} \quad (22)$$

$$q_{ec8} = 0,52 \times 1,799 \times (-0,8) \times 0,60 \times 8 = 3,59 \text{ kN/m} \quad (23)$$

Els valors de les fórmules (22) i (23), es multipliquen per un factor de 0,60, tal i com s'indica a la **Figura A.12.**, doncs correspon a l'últim tram de l'esquema mostrat a la figura.

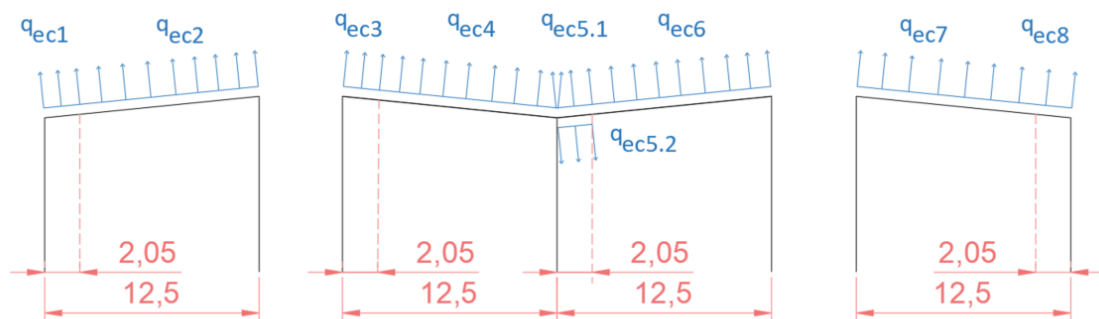


Figura A.16. Resultats dels càlculs, diferenciats per parts, esquematitzats sobre l'esquelet de la nau

Destacar que els resultats obtinguts anteriorment, tot i estar multiplicats per un nombre negatiu, els valors finals s'han representat en positiu, doncs el símbol només indica si les càrregues són de pressió, positiu, o de succió, negatiu. En aquest cas, tots els valors de les càrregues de vent són de succió, excepte el resultat obtingut a la fórmula (20), que és de pressió.

Així doncs, realitzant superposició de tots els resultats obtinguts, s'obté el següent esquema, amb els pertinents valors, de la càrrega de vent lateral que actua sobre el pòrtic central de la nau:

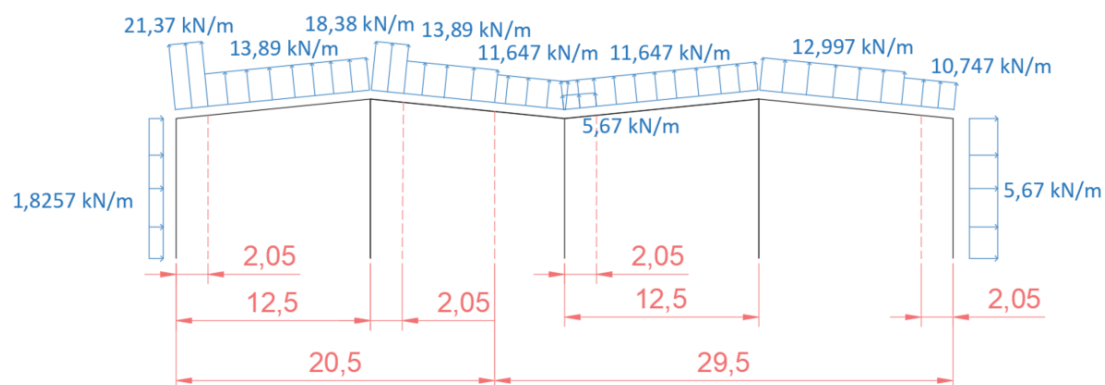


Figura A.17. Resultat final de la càrrega del vent que actua a l'esquelet de la nau

Per altre banda, el programa de càlcul, permet generar les càrregues de vent, de forma semi automàtica. Per a això, s'ha de definir els paràmetres generals del terreny a la pestanya que es mostra a la **Figura A.18.**

Figura A.18. Pestanya dels paràmetres pel càlcul de la càrrega de vent (Font: Diamonds BuildSoft)

A la part superior de la **Figura A.18.**, el programa et permet escollir la norma en la que es basen els càlculs de la càrrega del vent que realitza el programa. Dins aquesta casella, es troben les diferents normes estàndard:

- EN 1991-1-4 (estàndard europeu)
- ENV 1991-2-4 (antic estàndard europeu)
- SE-AE (estàndard espanyol)
- NEN 6702 (antic estàndard del Països Baixos)
- ASCE 7-10 (estàndard americà)
- NSR-10 (estàndard colombià)
- SI 414 (estàndard israelià)
- SIA 261 (estàndard suís)

En aquest projecte, al programa de càlcul, s'ha realitzat amb la normativa estàndard europea EN 1991-1-4. Per a aquesta norma, a l'hora de tenir en compte la carrega de vent sobre les façanes, aquest es multiplica per el factor 0,85. A més, el valor de factor estructural te en compte la no simultaneïtat de l'empenta a la superfície sencera, així com les vibracions degut a turbulències.

Ressaltar, que la densitat de l'aire s'arrodoneix de 1,25 kg/m³ a 1,3 kg/m³. El valor q_b, s'ha obtingut partint de la fórmula (6), extreta del Document Bàsic de Seguretat Estructural, Accions en la Edificació (CTE DB-SE-AE), el procés per obtenir aquest valor s'exposa més endavant.

Per últim, s'ha tingut en compte un tipus de terreny tipus III, corresponent a un àrea amb una població regular de vegetació, o edificis, o obstacles aïllats amb separacions màximes de 20 vegades l'altura de l'obstacle.

Un cop definides les propietats del terreny, la següent acció a realitzar dins el software és aplicar les càrregues de vent a la pròpia estructura, a través de la pestanya del programa que es mostra a la **Figura A.19.**

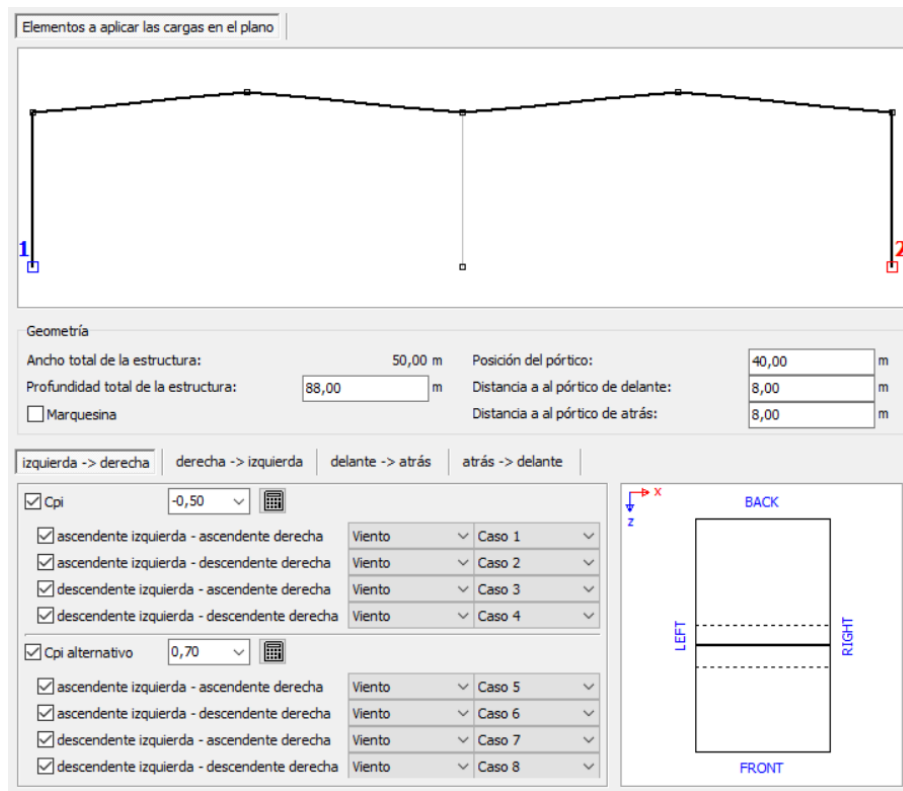


Figura A.19. Pestanya de les diferents opcions per als casos de càrrega de vent (Font: Diamonds BuildSoft)

A la part superior, apareix un croquis de l'estructura objecte, on es marca en blau i vermell els punts extrems d'aquest.

A la pestanya que es mostra a la **Figura A.19.**, permet definir una geometria per tal d'ubicar el pòrtic dins el conjunt de la nau. Com s'observa, un cop definit el perímetre de la nau, introduint la profunditat de la construcció, es pot introduir la posició del pòrtic que s'ha escollit, el qual es troba al centre de la nau, a 40 m de la part posterior de la nau, separat 8 m dels pòrtics anterior i posterior. La càrrega de vent que interactua amb el pòrtic considerat, té en compte les distàncies que s'han introduït, tant les distàncies entre pòrtics com la seva posició a la nau. D'aquesta forma, el programa pot calcular correctament el coeficient de pressió externa.

El programa et permet generar la càrrega de vent entre les 4 direccions del vent possibles: de dreta a esquerra, de esquerra a dreta, de davant a darrera i de darrera a davant. De les dos primeres direccions, el programa et permet obtenir 4 casos diferents, distingint entre càrregues d'avall cap amunt i a la inversa. De les dos últimes direccions del vent esmenades, et permet generar 2 casos cada un. Alhora, es pot definir un coeficient de pressió interna alternatiu. Així doncs, en total, el software et pot arribar a produir 24 casos diferents per a la càrrega de vent, tot i que alguns dels casos apareixeran més d'un cop, és a dir, estan repetits.

En aquest projecte, per tal de que el model sigui menys pesat i el temps de càlcul es redueixi, s'ha tingut en compte tots els casos que el programa et permet generar de dos direccions del vent, d'esquerra a dreta i de davant a darrera, al igual que s'ha considerat dos coeficients de pressió interna diferents, per tant, un total de 12 casos.

El programa de càlcul, de forma predeterminada, en cas de que no es pugui determinar la repartició i la mesura de les obertures, considera dos coeficients de pressió interna: un valor positiu de 0,2 i un valor negatiu de -0,3. Aquestes valors venen determinats a partir de les dimensions de la repartició de les obertures, les quals es defineixen a la icona en forma de calculadora que apareix al costat dels valors del coeficient, obrint-se d'aquesta forma la pestanya que es mostra a la **Figura A.20.**

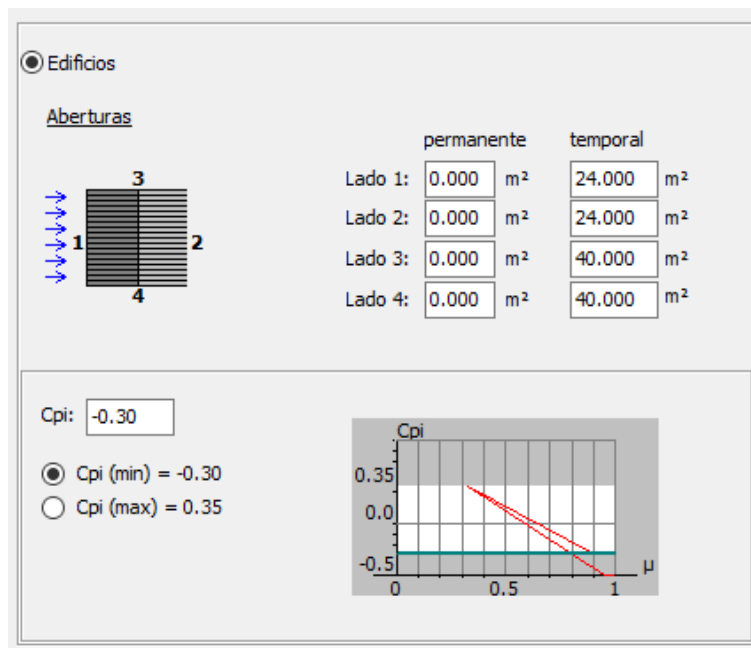


Figura A.20. Pestanya del càlcul del programa pel coeficient de pressió interior (Font: Diamonds BuildSoft)

A la finestra que es mostra a la **Figura A.20.**, s'han considerat les obertures de la nau com a temporal, doncs aquestes no sempre es mantindran obertes, tenint en compte que no s'han dissenyat cap de les obertures, sinó que s'ha considerat aquesta superfície, de forma orientativa, per a cada costat de la nau.

De totes formes, amb l'objectiu de recolzar-se en el costat de la seguretat, s'ha escollit els valors més desfavorables dels coeficients de pressió interna que es poden trobar a la Taula 3.6 de l'apartat 3.3.5 Coeficient eòlic de naus i construccions diàfanies del Document Bàsic de Seguretat Estructural, Accions en la Edificació (CTE DB-SE-AE), que es mostra a la **Taula A.8.** Aquests valors són de 0,7 i -0,5 per a pressió i succió, respectivament.

Tot i això, s'ha decidit comparar els resultats obtinguts de les càrregues de vent sobre el pòrtic, considerant els coeficients predeterminats pel programa (0,2 i -0,3), amb els més desfavorables que s'obtenen de la normativa, esmenats en el paràgraf anterior (0,7 i -0,5). Aquests es poden veure a la **Figura A.21.** i a la **Figura A.22.**, els resultats de les càrregues de vent d'un dels casos que el programa genera.

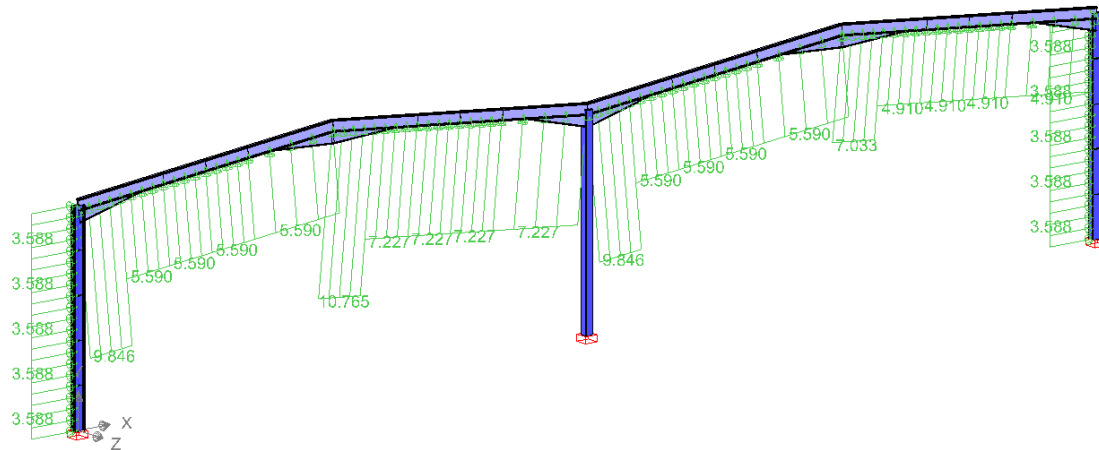


Figura A.21. Càrrega deguda al vent tenint en compte els coeficients de 0,2 i -0,3 (Font: Dimamonds BuildSoft)

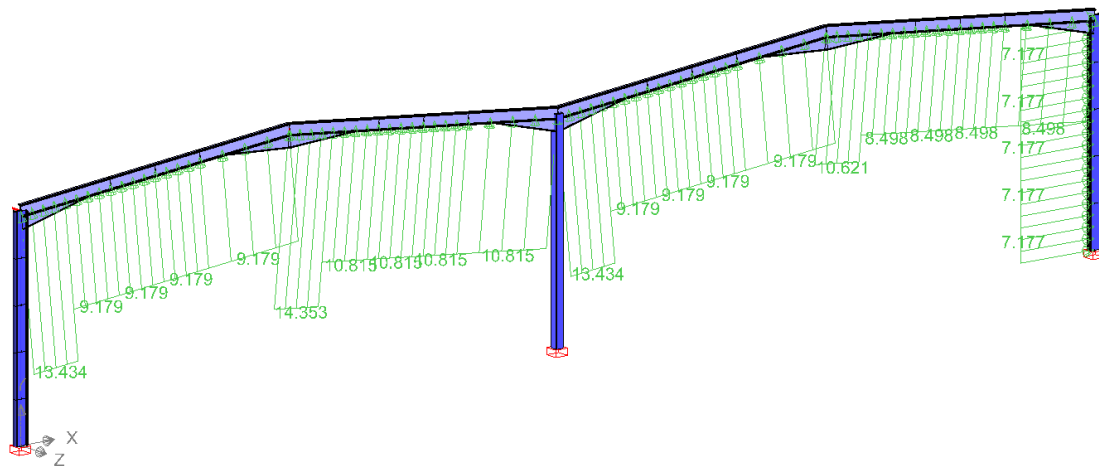


Figura A.22. Càrrega deguda al vent tenint en compte els coeficients de 0,7 i -0,5 (Font: Dimamonds BuildSoft)

De la comparació dels diferents casos que genera el programa, s'ha extret de la comparació que es farà ús dels coeficients extrets de la normativa, és a dir, els utilitzats a la **Figura A.22.**

Per altre banda, s'ha realitzat una comparació dels valors obtinguts a través del càlcul de la càrrega de vent a mà, on es poden veure representats els resultats a la **Figura A.17.**, amb els que s'extreuen del programa de càlcul Dimamonds de BuildSoft, que es poden veure a la **Figura A.23.**

Així doncs, s'ha considerat el cas de vent lateral, d'esquerra a dreta, amb vent ascendent en tot el pòrtic i el coeficient de pressió interna de 0,6125. D'aquesta forma el programa utilitza els mateixos coeficients i factors utilitzats en el càlcul a mà. Aquesta comparació es realitza per comprovar, de forma personal, la fiabilitat i l'exactitud del programa amb la realitat, seguint la mateixa normativa, doncs en ambdós casos s'ha utilitzat la normativa del Codi Tècnic de l'Edificació (CTE).

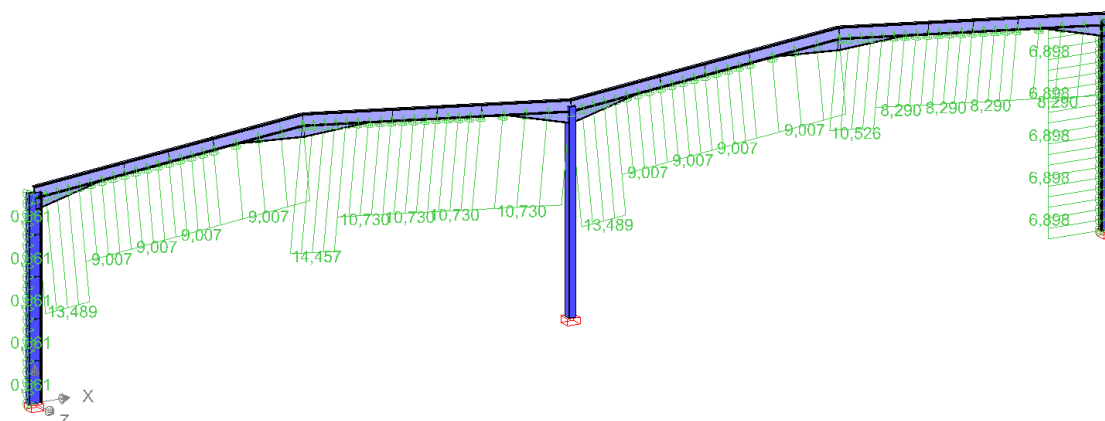


Figura A.23. Càrrega deguda al vent tenint en compte els coeficients de 0,6125 (Font: Dimamonds BuildSoft)

La comparació ha servit per veure que els valors són aproximats, de la mateixa forma que la forma dels diagrames de les forces repartides, corresponents a l'acció del vent. Aquesta diferència, pot venir donada per factors que no s'han considerat en el programa de càlcul o al revés, que no s'han tingut en compte durant el càlcul a mà.

Pel que respecta al model del pòrtic tester de façana, el procediment i la metodologia realitzada és la mateixa que per el model del pòrtic central. La única diferència que hi ha, durant la implementació de tots el paràmetres és que, a la pestanya de la **Figura A.19.**, apareix una ranura nova, on s'ha de seleccionar els elements a aplicar les càrregues fora del pla, doncs aquest al estar situat a la part frontal de la nau, apareix aquesta opció. Per a aquest pòrtic, s'han seleccionat tots els pilars i les jàsseres del pòrtic.

A.2.2.1. Neu

Segons el Document Bàsic de Seguretat Estructural, Accions en la Edificació (CTE DB-SE-AE), la distribució i la intensitat de la càrrega de la neu sobre un edifici en particular, sobre una coberta, depèn del clima del lloc, el tipus de precipitació, rel relleu de l'entorn, de la forma de l'edifici o de la coberta, dels efectes del vent, i dels intercanvis tèrmics en els paràmetres exteriors.

Dins el programa de càlcul, al igual que amb l'acció del vent, es possible generar les accions de neu, entrant certs paràmetres.

Norm:	EN 1991-1-3	Zona:	Península Ibérica
Región:	2		
Altitud:	67.00	m	
Carga de nieve a nivel de suelo (Sk):	0.400	kN/m ²	
<input type="checkbox"/> Devolver el ajuste de período	V = 1.010	: Sn/Sk = 1.001	
Ce: coeficiente de exposición	1		
Ct: coeficiente térmico	1		
<input type="checkbox"/> Tener en cuenta el peso de la nieve colgando en borde			
?		Cancelar	OK

Figura A.24. Pestanya dels paràmetres pel càlcul de la càrrega de vent (Font: Dimamonds BuildSoft)

Alhora d'introduir els paràmetres, primer de tot, s'ha de seleccionar l'estàndard i l'annex nacional d'acord amb el que es vol generar l'acció de la neu. Aquesta pestanya et permet escollir les següents normatives:

- EN 1991-1-3, més l'annex nacional (estàndard europeu)
- ENV 1991-1-2-3 (antic estàndard europeu)
- SE-AE (estàndard espanyol)
- NEN 6702 (antic estàndard dels Països Baixos)
- SI 412 (estàndard israelià)
- SIA 261 (estàndard suís)

Per al present projecte, s'ha considerat la norma EN 1991-1-3.

Seguint dins la pestanya, tal com es pot veure a la **Figura A.24.**, s'ha introduït l'altitud de l'emplaçament respecte el mar, que serien d'uns 67 m, segons recerca. Pel que respecte a la càrrega de neu del sòl, aquest valor s'extreu de la Taula 3.8. de l'apartat 3.5.2. Càrrega de neu sobre terreny horitzontal, del Document Bàsic de Seguretat Estructural, Accions en la Edificació (CTE DB-SE-AE), el qual es mostra a la **taula A.9.**

Tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas

Capital	Altitud m	s _k kN/m ²	Capital	Altitud m	s _k kN/m ²	Capital	Altitud m	s _k kN/m ²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas- tián/Donostia	0	0,3
Àvila	1.130	1,0	Jaén	820	0,4	Santander	1.000	0,7
Badajoz	180	0,2	León	150	1,2	Segovia	10	0,2
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	380	0,5	Sevilla	1.090	0,9
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	470	0,6	Soria	0	0,4
Burgos	860	0,6	Lugo	660	0,7	Tarragona	0	0,2
Cáceres	440	0,4	Madrid	0	0,6	Tenerife	950	0,9
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Teruel	550	0,5
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	0	0,2
Ciudad Real	640	0,6	Orense / Ourense	130	0,4	Valencia/València	690	0,4
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valladolid	520	0,7
Coruña / A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Vitoria / Gasteiz	650	0,4
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	210	0,5
Gerona / Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	0	0,5
Granada	690	0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7	Ceuta y Melilla		0,2

Taula A.9. Valor de la sobrecàrrega de neu en funció de la capital del territori (Font: CTE DB-SE-AE)

Així doncs, el valor s_k, introduït als paràmetres del programa, ha sigut de 0,40 kN/m². La resta de paràmetres, venen per defecte i s'han utilitzat per la càrrega de neu.

Un cop definit els paràmetres, al seleccionar l'estructura a la que se li vol aplicar la càrrega de neu, el programa busca automàticament el perímetre del pòrtic seleccionat, que apareix a la finestra que es veu a la **Figura A.25.**. En base al contorn seleccionat, el software calcula la càrrega de neu en totes les barres horitzontals i inclinades. S'introdueix a continuació l'amplada que suporta cada pòrtic, és a dir, en el cas dels pòrtics centrals seran 8 m, i en els pòrtics testers de façana, seran 4 m, la meitat.

Per últim s'han seleccionat tots els possibles casos que permet el programa alhora de les diferents possibilitats de la càrrega de neu a la coberta, en total 6 casos diferents.

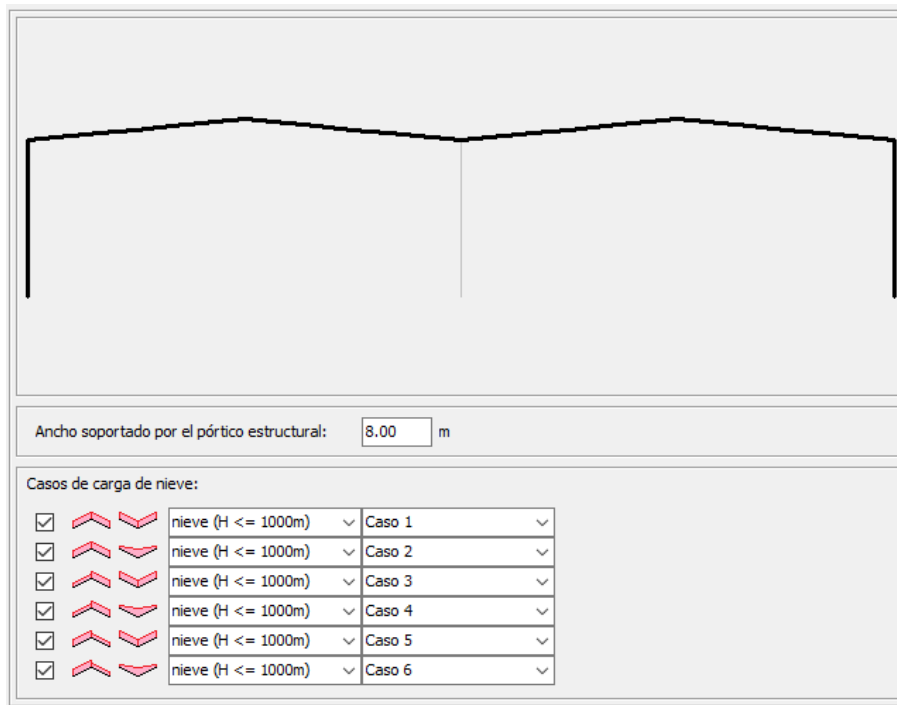


Figura A.25. Pestanya de les diferents opcions per als casos de càrrega de neu (Font: Diamonds BuildSoft)

D'aquesta forma, un cop introduït tots els paràmetres i els casos que es volen, s'obtenen les càrregues de neu a la coberta. A la **Figura A.26.**, a continuació, es mostra únicament el cas 2, dels 6 possibles que existeixen.

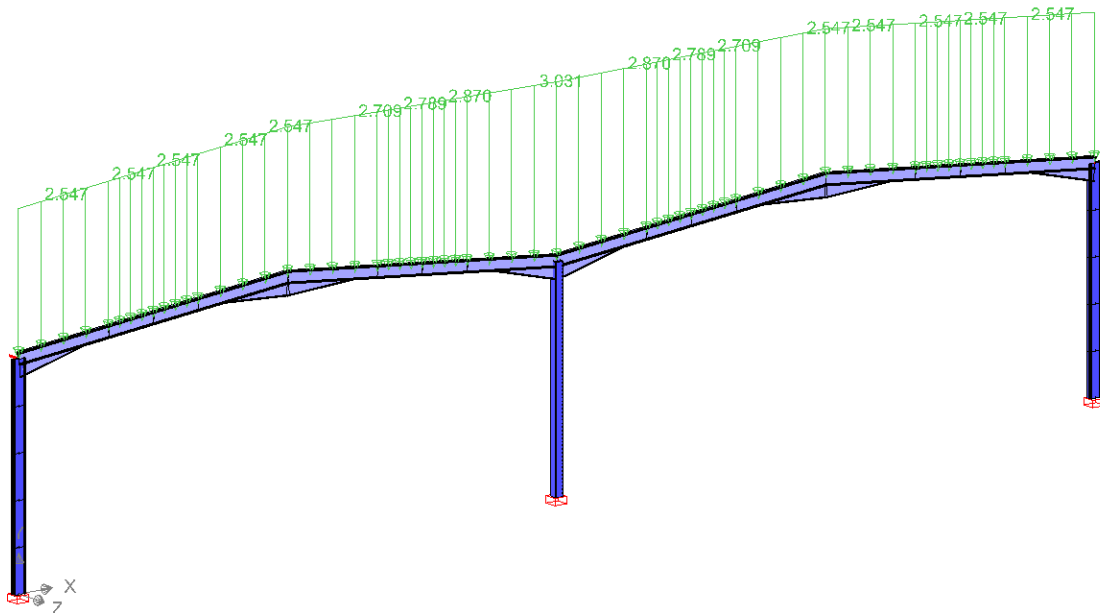


Figura A.26. Càrrega deguda a la neu que actua al pòrtic central (Font: Dimamonds BuildSoft)

A.2.2.1. Accions tèrmiques

Els edificis i els seus elements estan sotmesos a deformacions i canvis geomètrics deguts a les variacions de la temperatura ambient exterior. La magnitud d'aquestes depenen de les condicions climàtiques del lloc, la orientació i de l'exposició de l'edifici, les característiques dels materials constructius i els acabats o revestiments, i del règim de calefacció i ventilació interior, així com l'aïllament tèrmic.

Les variacions de la temperatura en un edifici condueixen a deformacions de tots les elements constructius, en particular, les estructures que, en els casos on es restringeixi aquest desplaçament, es generen tensions elevades.

Tal com marca la normativa, la disposició de juntes de dilatació poden contribuir a disminuir els efectes de les variacions de la temperatura. En els edificis de construcció d'acer o formigó, pot no considerar-se les accions tèrmiques quan es disposin de juntes de dilatació de forma que no existeixin elements continus de més de 40 m de longitud.

Una de les peculiaritats de la nau, objecte del projecte, es que no s'han col·locat juntes de dilatació, doncs s'ha dimensionat els elements de l'estructura, tenint en compte l'acció de la dilatació tèrmica deguda als canvis de temperatura.

Ahora d'entrar la càrrega tèrmica dins el programa de càlcul, a diferència de la resta d'accions, s'ha tingut en compte un model complet de la nau, en comptes de agafar per separat els models del pòrtic central i el pòrtic tester de façana. El programa permet tenir en compte les tensions degudes a la variació de temperatura. L'expansió i la contracció tèrmica són calculades amb l'ús de coeficients d'expansió tèrmica, els quals depenen del material.

Així doncs, ahora d'aplicar les càrregues tèrmiques, el programa et permet aplicar-les en forma de un canvi global de temperatura, en forma de gradient de temperatura en l'eix axial perpendicular al terra o en forma de gradient de temperatura en l'eix axial paral·lel al sòl. Tanmateix, el Diamonds, pren com a valor de la temperatura ambient, 20°C, per defecte.

Per tant, tenint en compte un bon aïllament de l'estructura metàl·lica de la nau enfront les variacions de temperatura, de forma que redueix o augmenta depenent de si es estiu o hivern, una temperatura de 10°C a l'interior de la nau. Per consegüent, s'ha considerat que no hi ha gradient de temperatura, doncs l'estructura es deforma i es comporta per igual davant de canvis de temperatura.

Un cop entrat la diferència de temperatura global de $\pm 10^\circ\text{C}$, s'obtenen els resultats que es poden veure a la **Figura A.27.**, on les fletxes indiquen el sentit de la deformació per la càrrega tèrmica (si apunten cap a l'interior de l'element, significa que hi ha una contracció i, al revés, si les fletxes apuntes cap a fora, significa que hi ha una dilatació).

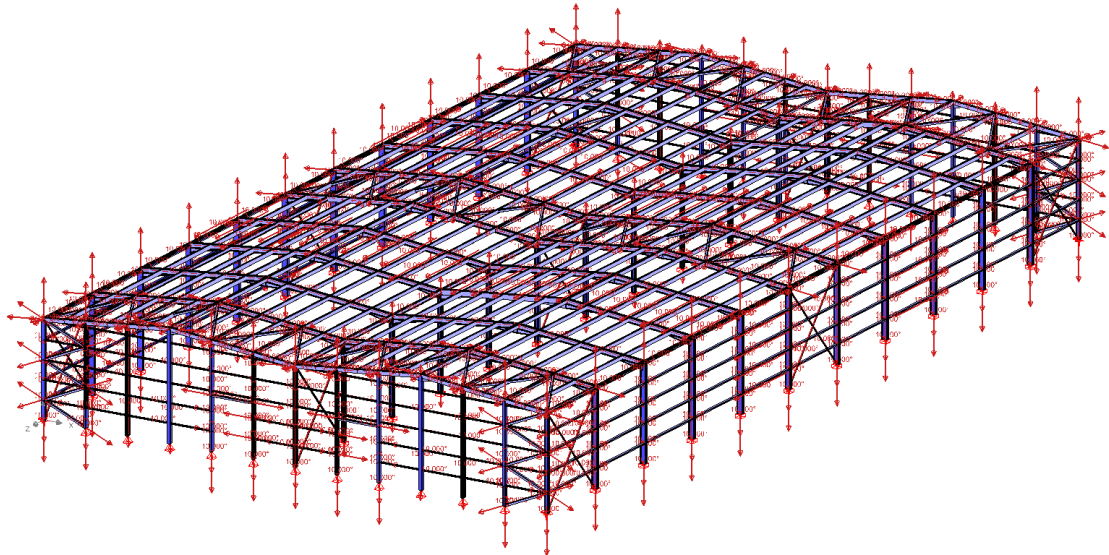


Figura A.27. Direcció de les accions degudes a la dilatació tèrmica a tots els elements de la nau (Font: Dimamonds BuildSoft)

A.2.3. Accions o càrregues accidentals

Per a aquest projecte, no s'han considerat cap de les accions accidentals considerades en el Document Bàsic de Seguretat Estructural, Accions en la Edificació (CTE DB-SE-AE), que són les següents:

- Sísmica
- Incendi
- Impacte
- Altres accions accidentals

A.3. COMBINACIÓ D'ACCIONS

Durant la primera meitat del segle XX, es va utilitzar el mètode clàssic, plantejament per al càlcul estructural en el qual s'adopten els valors de les accions i les resistències desvinculats de la seva probabilitat. En aquest mètode, s'establí un sumatori de càrregues, sense matisar la seva procedència, i es calcularà les tensions a partir de la teoria de resistència de materials. Aquesta tensió havia de ser inferior que una tensió admissible, obtinguda dividint el límit elàstic per un coeficient de seguretat.

Per altre banda, el mètode actual i el que utilitzen els actuals codis moderns, és el qual obeeix al coneixement de les funcions probabilistes, associades a les variables que intervenen en el càlcul estructural (per exemple, el límit elàstic del acer, o el pes màxim de la nau en la vida útil de la estructura).

De forma resumida, es pot apreciar a la **Figura A.28.**, l'esquema dels diferents mètodes de càlcul esmenats.

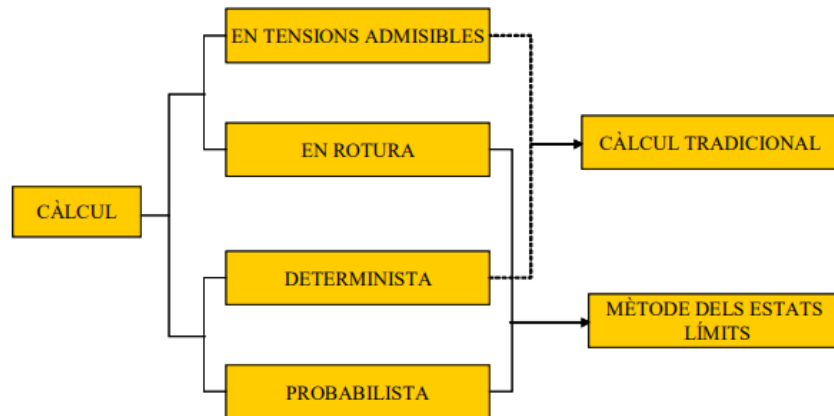


Figura A.28. Esquema dels diferents mètodes de càlcul estructural

A.3.1. Mètode dels estats límit

Es denominen estats límits aquelles situacions en les quals, al ser superades, es pot considerar que l'estructura incompleix alguna de les funcions per les quals ha estat projectada.

Es pot establir que una estructura excedeix les condicions d'utilització de varies formes:

- Quan supera una tensió admissible del material
- Es poden definir estats propers a situacions límit, com pot ser l'esgotament del material o la pèrdua de funcionalitat de l'estructura

L'anàlisi probabilístic complet exigiria el coneixement de les funcions de distribució de totes les variables involucrades. Els nous codis, introdueixen les següents simplificacions:

- Atribueix les causes d'incertesa només a la resistència dels materials i al valor de les accions. No té en compte altres factors com són el procés de càlcul, les característiques geomètriques i mecàniques de l'estructura real, entre d'altres.
- En comptes d'introduir en el càlcul es funcions de distribució de les variables, s'introdueixen els valors associats a un determinat nivell de probabilitat, anomenats valors característics.
- Quan es combinen diferents accions, afecten els seus valors característics dels coeficients de simultaneïtat, Ψ , obtenint-ne així el que s'anomena valors representatius i d'uns coeficients de seguretat, que porten als valors de càlcul

Els valors corresponents dels coeficients de seguretat, γ , s'estableixen a la Taula 4.1. del Document Bàsic de Seguretat Estructural (CTE DB-SE), que es mostra a continuació:

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
		desestabilizadora	estabilizadora
Estabilidad	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

Taula A.10. Valors dels coeficients parcials de seguretat per a les accions (Font: CTE DB-SE)

Pel que respecte als valors de simultaneïtat, Ψ , aquests es mostren a la Taula 4.2. del Document Bàsic de Seguretat Estructural (CTE DB-SE), que es mostra a continuació:

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes \leq 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

Taula A.11. Valors dels coeficients de simultaneïtat (Font: CTE DB-SE)

Aquests valors s'han considerat alhora d'entrar en el programa de càlcul tots els paràmetres per poder realitzar les pertinents combinacions d'accions.

Dins el programa de càlcul, per als grups de càrrega, s'han introduït els anteriorment exposats:

- Pesos propis (tant de tota l'estructura del model en qüestió, com de les corretges i la coberta lleugera considerades)
- Sobrecàrrega d'ús
- Neu
- Vent

La càrrega deguda a les dilatacions tèrmiques, tal i com s'ha esmenat anteriorment, s'ha comptabilitzat en un model apart, on apareix tota la nau al complet.

Així doncs, dins el programa apareix la següent pestanya:

Nombre grupo de carga	#	Tipo	Nombre caso de car.	$\gamma_{el,u-}$	$\gamma_{el,u+}$	γ_{els-}	γ_{els+}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	φ	t_0	Combinación para fisuración	k_{mod}	Carga	Acción
✓ Peso propio	1			1.35	0.80	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0		permanente	—	↓↓↓
✓ Pes propi corretges	1			1.35	0.80	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0		permanente	—	↓↓↓
✓ Pes propi coberta lleugera	1			1.35	0.80	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0		permanente	—	↓↓↓
✓ sobre carga H: cubiertas	1			1.50	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0		media duración	—	↓↓↓
✓ nieve (H <= 1000m)	6	☑	Caso 1	1.50	0.00	1.00	0.00	0.50	0.20	0.00	0.00	0		corta duración	☑	↓↓↓
			Caso 2													
			Caso 3													
			Caso 4													
			Caso 5													
			Caso 6													
✓ Viento	24	☑	Caso 1	1.50	0.00	1.00	0.00	0.60	0.50	0.00	0.00	0		corta duración	☑	↓↓↓
			Caso 2													
			Caso 3													
			Caso 4													
			Caso 5													
			Caso 6													
			Caso 7													
			Caso 8													
			Caso 9													

Figura A.29. Pestanya de les accions considerades en el càlcul (Font: Diamonds BuildSoft)

A la **Figura A.29.**, es contemplan tots els grups de càrrega considerats en el càlcul. A la columna “Tipo” es defineixen si els diferents casos dels grups de càrrega són compatibles o no entre ells. En el cas del projecte, s’ha definit que, tant el vent com la neu, no són compatibles entre els diferents casos de cada grup.

També es contemplen les diferents columnes dels coeficients parcials de seguretat considerats segons normativa del Codi Tècnic d’Edificació (CTE) i els coeficients de simultaneïtat. Per últim, es pot ressaltar la columna k_{mod} , corresponent al tipus de càrrega que es considera: permanent, mitja duració i curta duració.

A.3.1.2. Estats límit últim (ELU)

Els estats límit últim (ELU), són els que, de ser superats, constitueixen un risc per a les persones, ja sigui perquè produeixen una posada fora de servei de l’edificació o el col·lapse total o parcial del mateix, tal com s’indica a la normativa del Codi Tècnic de l’Edificació.

En els estats límit últim s’han de considerar:

- Les pèrdues de l’equilibri de l’edifici, o d’una part estructuralment independent, considerat com un cos rígid
- Fallo per deformació excessiva, transformació de l’estructura o de part d’ella en un mecanisme, ruptura dels elements estructurals (inclosos els suports i la fonamentació) o de les seves unions, o inestabilitat d’elements estructurals inclosos els originats per defectes pendents del temps (corrosió, fatiga)

Dins aquest estat, es disposen de diverses combinacions d’accions en funció de la situació que es disposi:

- El valor de càlcul dels efectes de les accions corresponents a una situació persistent o transitòria, es determina mitjançant combinacions d’accions a partir de l’expressió següent:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (24)$$

On:

- El valor de càlcul “ $\gamma_G \cdot G_k$ ” corresponen a totes les accions permanents
- El valor de càlcul “ $\gamma_Q \cdot Q_k$ ” corresponen a una acció variable qualsevol, on s’han d’adoptar com a tal, una acció variable després de l’altre, successivament en els diferents anàlisis
- La resta d’accions variables, prenen el valor de càlcul de combinació “ $\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k$ ”

- El valor de càlcul dels efectes de les accions corresponents a una situació extraordinària, es determina mitjançant la combinació d’accions següent

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (25)$$

On:

- El valor de càlcul “ $\gamma_G \cdot G_k$ ” corresponen a totes les accions permanents
- El valor de càlcul “ A_d ” corresponent a una acció accidental qualsevol
- El valor de càlcul “ $\gamma_Q \cdot \psi_1 \cdot Q_k$ ” corresponen a una acció variable qualsevol, en valor de càlcul freqüent, on s’han d’adoptar com a tal, una acció variable després de l’altre, successivament en els diferents anàlisis
- La resta d’accions variables, en valor de càlcul quasi-permanent “ $\gamma_Q \cdot \psi_2 \cdot Q_k$ ”

En aquesta situació extraordinària, tots els coeficients de seguretat “ $\gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$ ”, són iguals a 0 si el seu efecte es favorable, o a la unitat si és desfavorable.

Ahora de fer el càlcul dins el programa, tot i permetre realitzar varies situacions com a estats límit últim, s’ha tingut en compte únicament la combinació fonamental (ELU CF), corresponents a una situació persistent o transitòria. A la pestanya que es mostra a la **Figura A.30.**, es pot veure els diferents combinacions de càrrega que el programa permet generar, i les que s’han seleccionat pel càlcul.

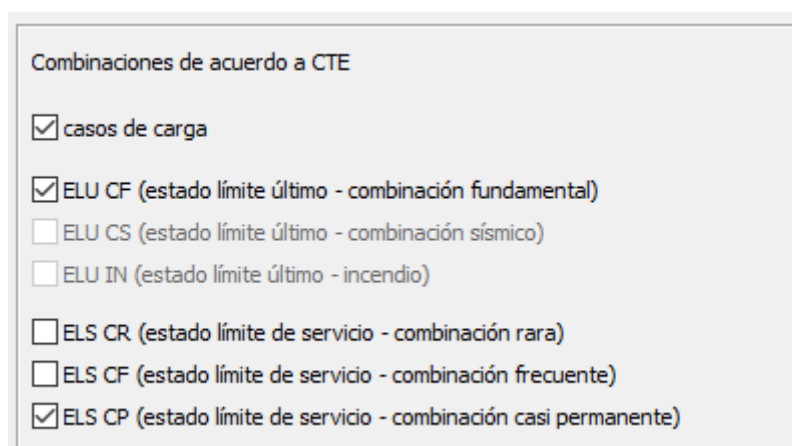


Figura A.30. Combinacions seleccionades per que el programa generi (Font: Diamonds BuildSoft)

Al seleccionar la opció que el propi software generi tots els possibles casos seleccionats amb els diferents grups de càrrega considerats, s’obté un total de 72 combinacions per al ELU CF.

S'han tingut els mateixos grups de càrrega i els mateixos casos obtinguts, tant pel model del pòrtic central com el pòrtic tester de façana.

A.3.1.3. Estats límit de servei (ELS)

Els estats límit de servei (ELS) són els que es considera que hi ha un comportament adequat en relació amb les deformacions, les vibracions o el deteriorament, si es compleixen, per a les situacions de dimensionat pertinents, que l'efecte de les accions no aconsegueix el valor límit admissible establert per dir efecte. Per tant, es valoren aspectes d'ús, estètica i manteniment de l'estructura.

Dins aquest estat, es disposen de diverses combinacions d'accions, en funció de la duració i els efectes que poden provocar:

- Els efectes deguts a les accions de curta duració que poden ser irreversibles, es determinen mitjançant la combinació d'accions del tipus denominat com a característica a partir de l'expressió següent:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (26)$$

On:

- G_k , és el valor característic de totes les accions permanents
 - Q_k , és el valor característic d'una acció variable qualsevol, on s'han d'adoptar com a tal, una acció variable després de l'altre, successivament en els diferents anàlisis
 - $\psi_0 \cdot Q_k$, és la resta d'accions variables
-
- Els efectes deguts a les accions de curta duració que poden resultar reversibles, es determinen mitjançant combinacions d'accions, denominades tipus freqüent, a partir de l'expressió següent:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (27)$$

On:

- G_k , és el valor característic de totes les accions permanents
 - $\psi_1 \cdot Q_k$, és el valor freqüent d'una acció variable qualsevol, on s'han d'adoptar com a tal, una després de l'altre, successivament en els diferents anàlisis
 - $\psi_2 \cdot Q_k$, és el valor quasi permanent de la resta de les accions variables
-
- Els efectes deguts a les accions de llarga duració es determinen mitjançant combinacions d'accions, denominats quasi permanents, a partir de la següent expressió:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (28)$$

On:

- G_k , és el valor característic de totes les accions permanents
- $\psi_2 \cdot Q_k$, és el valor quasi permanent de totes les accions variables

Tal com es pot veure a la **Figura A.30.**, s'ha seleccionat la opció de les situacions quasi permanents (ELS CP).

Al seleccionar la opció que el propi software generi tots els possibles casos seleccionats amb els diferents grups de càrrega considerats, únicament es disposa d'una sola combinació per al ELS CP, tal i com es pot veure representat a la **Figura A.30.**

Nombre	Peso propi	Pes propi corretges	Pes propi coberta lleugera	sobrecarga H: cubertes	nieve (H <= 1000m)	Viento
1	ELS CP 1	1,00 x 1,00	1,00 x 1,00	1,00 x 1,00	0,00	0,00

Figura A.30. Combinació d'accions generada en Estat Límit de Servei (ELS) (Font: Diamonds BuildSoft)

Aquest resultat és degut al fet de que si les accions variables són favorables per a la estabilitat, es comptabilitzen com a 0.

S'han tingut els mateixos grups de càrrega i el mateix cas obtingut, tant pel model del pòrtic central com el pòrtic tester de façana.

A.4. DIMENSIONAMENT ESTRUCTURA PRINCIPAL

A.4.1. Pòrtic central

Un cop introduïdes dins el programa de càlcul totes les accions i combinacions considerades, dins el model del pòrtic central, s'obtenen els següents valors màxims, per a la baixada de càrregues en aquest pòrtic, tenint en compte el model 2D i les accions en els pertinents eixos.

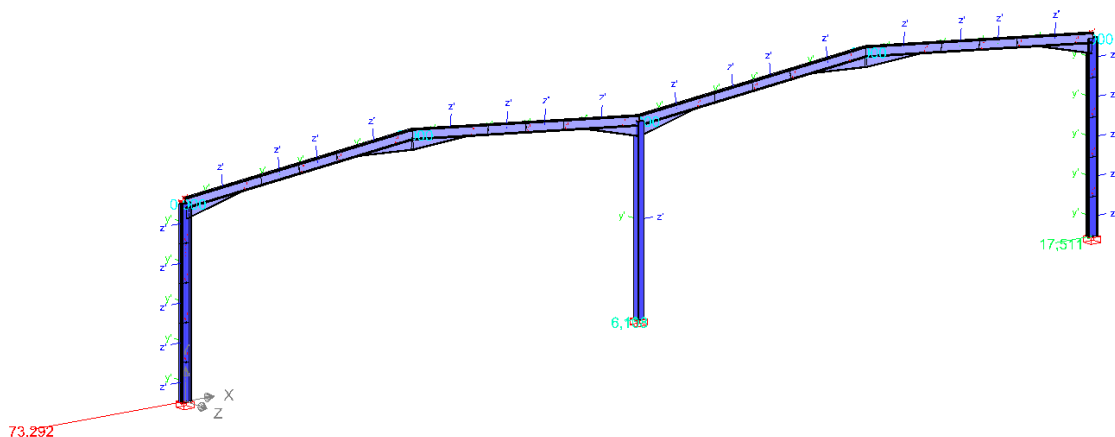


Figura A.31. Reaccions horitzontals (en l'eix transversal de la nau) (Font: Dimamonds BuildSoft)

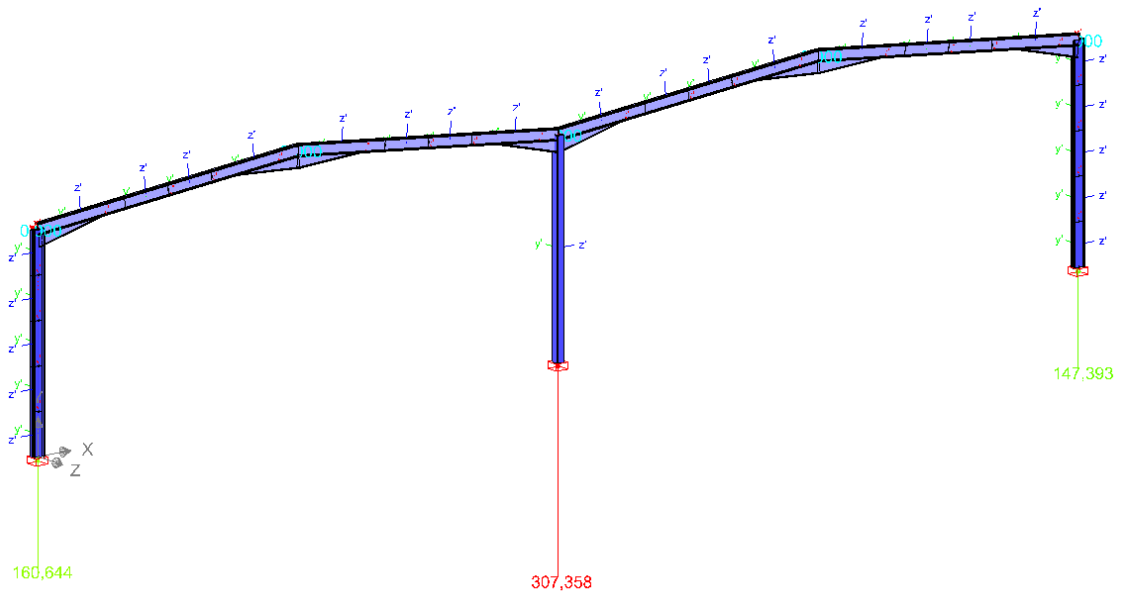


Figura A.32. Reaccions verticals (Font: Dimamonds BuildSoft)

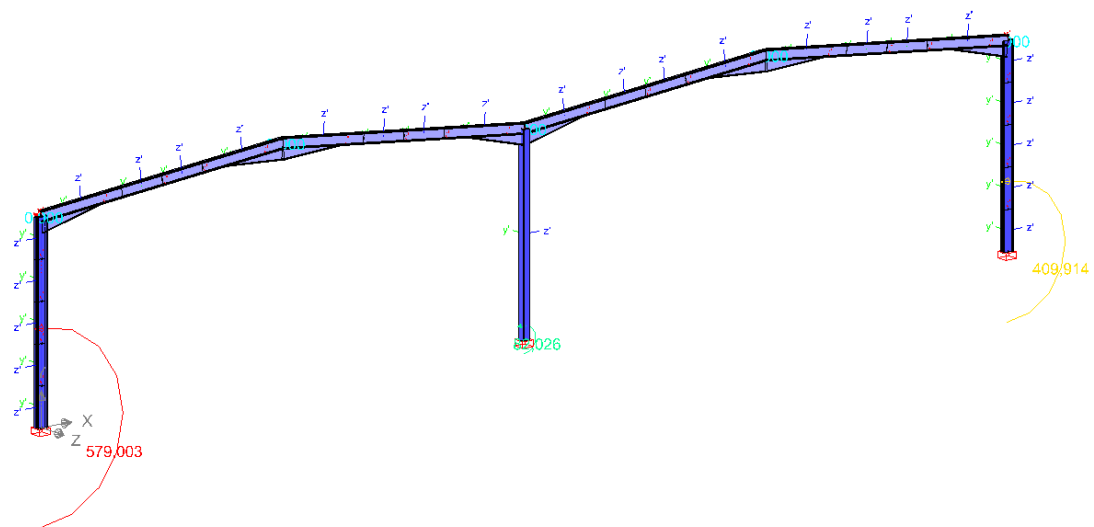


Figura A.33. Moments al voltant de l'eix "Z", que apareixen als peus dels pilars del pòrtic central (Font: Dimamonds BuildSoft)

Per al dimensionament de l'estructura principal del pòrtic central, s'ha tingut en compte un anàlisi de primer ordre doncs, s'ha dissenyat aquest cos de tal forma que sigui interestacional, és a dir, que l'increment de les sol·licitacions degut a les deformacions de l'estructura són menyspreables.

Per poder justificar que el pòrtic central es calcula segons un anàlisi de primer ordre, s'han dissenyat els elements principals que conformen aquest pòrtic, de forma que els moments resultants que actuen sobre aquest en segon ordre, no superen en més d'un 10% als moments que apareixen en un primer anàlisi en primer ordre.

Així doncs, s'ha realitzat aquesta comprovació tenint en compte dos combinacions diferents, corresponents a una combinació fonamental (ELU CF), és a dir, a una situació persistent o transitòria segons el Codi Tècnic de l'Edificació. Aquestes combinacions es mostren a la **Figura A.34.**, on la primera es pren com a càrrega variable determinant la neu, i en la segona combinació es pren el vent com a determinant.

Nombre	Peso propio	Pes propi correctes	Pes propi coberta lleugera	sobrecarga H: cubiertas	nieve (H <= 1000m)	Viento
1	ELU CF 1	1,00 x 1,35	1,00 x 1,35	1,00 x 1,35	0,00	1,00 x 1,50
2	ELU CF 2	1,00 x 0,80	1,00 x 0,80	1,00 x 0,80	0,00	1,00 x 1,50

Figura A.34. Combinacions per a la comprovació de la intrasaccionalitat del pòrtic (Font: Diamonds BuildSoft)

D'aquesta forma, s'ha realitzat el càlcul en primer ordre que permet realitzar el programa de càlcul, obtenint els resultats de l'evolvent, que es poden observar a la **Figura A.35.**. Pel que fa als resultats obtinguts de l'evolvent en la anàlisi en segon ordre, aquests es poden trobar a la **Figura A.36.**, a continuació.

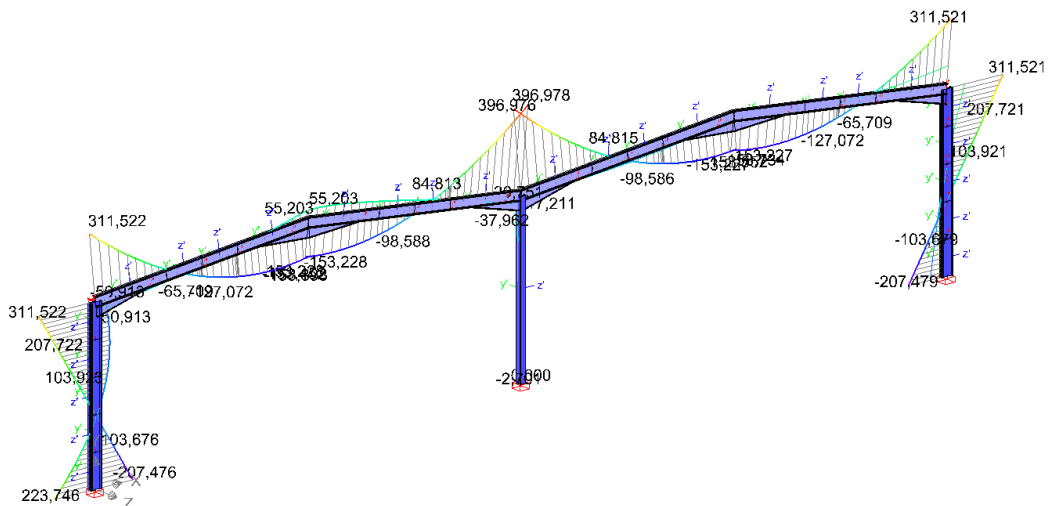


Figura A.35. Moments que apareixen a l'estructura, en el càlcul de primer ordre (Font: Dimamonds BuildSoft)

Pel que respecte al pilar central de l'estructura, s'ha decidit escollir un perfil HEB 300 d'acer S355, doncs aquest suporta més càrrega vertical. De caràcter general, aquest tipus de perfilaria treballa millor envers altres perfils en "I". Així mateix, s'ha disposat el perfil en aquest sentit per poder suportat correctament les càrregues que arriben al pòrtic.

Per últim, pel que fa a les jàsseres, s'ha decantat per un perfil tipus IPE 450, d'acer S355. Es disposen d'aquests perfils, i la orientació que s'aprecia en les diferents figures del model del pòrtic central, perquè els perfils IPE disposen d'una major inèrcia en el seu eix fort, i aquests suporten millor les càrregues que reben, en el cas de les jàsseres forces verticals i moments flectors.

Cal remarcar, que pels paràmetres de pandeig de les jàsseres, aquests es troben fixats per la part superior, en tota la seva longitud, doncs es disposen de les corretges de coberta repartides cada 2,09 m, aproximadament. Pel que fa a la part inferior, s'ha considerat, a la gran majoria de la longitud de la jàssera, que es troba fixat, doncs es disposen de tornapunts que limiten el desplaçament de les ales inferiors quan estan sotmeses a compressió. Es detallen aquests elements en els plànols del projecte.

Les cartel·les que es disposen en el model del pòrtic, estan col·locades en els colzes dels pòrtics i en els ràfecs, doncs aquest són punts on es concentren la càrrega de moments flectors. D'aquesta forma, amb la implementació de les cartel·les, s'augmenta l'àrea útil del perfil de la jàssera, d'igual forma que la inèrcia, reforçant la unió entre jàsseres i entre pilar i jàssera. Les cartel·les s'han dissenyat de forma que puguin suportar els moments flectors que arriben als nusos del pòrtic. Per a la longitud d'aquests elements, s'ha tingut en compte que tinguessin, aproximadament, entre el 10% i el 15% de la llum del pòrtic, per tal de que pugui suportar els moments flectors que reben.

De forma matemàtica, seguint la fórmula (29) a continuació, al augmentar la inèrcia d'un perfil, tenint en compte un moment constant, la tensió a la que està sotmesa la secció, serà menor.

$$\sigma_{M(x)} = \frac{M(x)}{W_u} \quad (29)$$

On:

- $M(x)$, és el moment flector que actua sobre el perfil
- W_u , és el mòdul resistent de cada perfil, el qual es calcula dividint la inèrcia del perfil entre la distància al seu centre de gravetat

A l'Annex B: Informació tècnica, s'adjunten els diferents resultats, expressats en forma de diagrames, dels diferents elements que conformen el pòrtic central, és a dir, els pilars cantoners, el pilar central i les jàsseres.

A la **Figura A.37.**, es mostra el diagrama de les comprovacions a resistència del pòrtic central. Per altre banda, a la **Figura A.38.**, es mostra el diagrama a estabilitat. En ambdós casos, l'estructura esta verificada segons la normativa anteriorment esmenada.

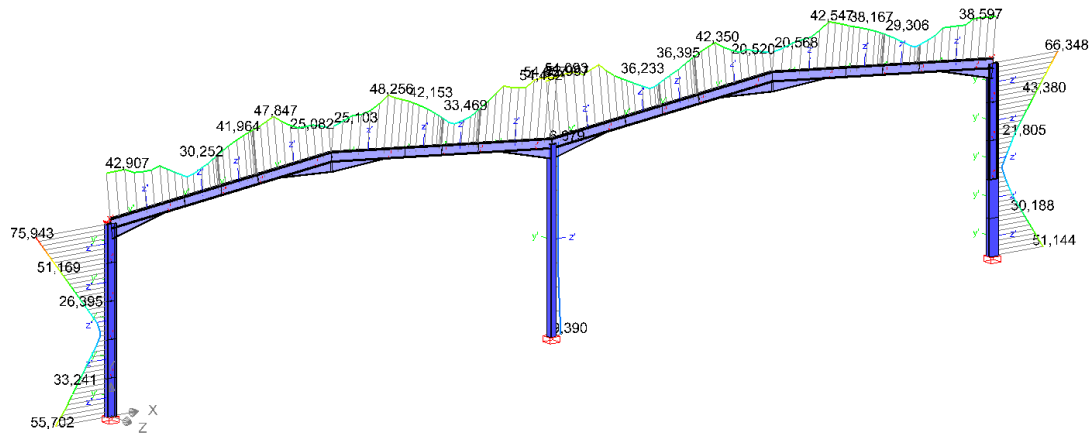


Figura A.37. Resultats de la comprovació a resistència de l'estructura (Font: Dimamonds BuildSoft)

De la **Figura A.37.**, s'observa que em cap cas, els valors de resistència superen el 80% de la seva capacitat. D'aquests valors es pot extreure que, pel que fa a resistència es podria resoldre aquesta estructura amb una perfilaria més petita. De totes formes, per a seguretat, s'ha procurat dimensionar els perfils de l'estructura, per tal de que no treballin a més d'un 80%, que equivaldria a tenir en compte un factor de seguretat de 1,25.

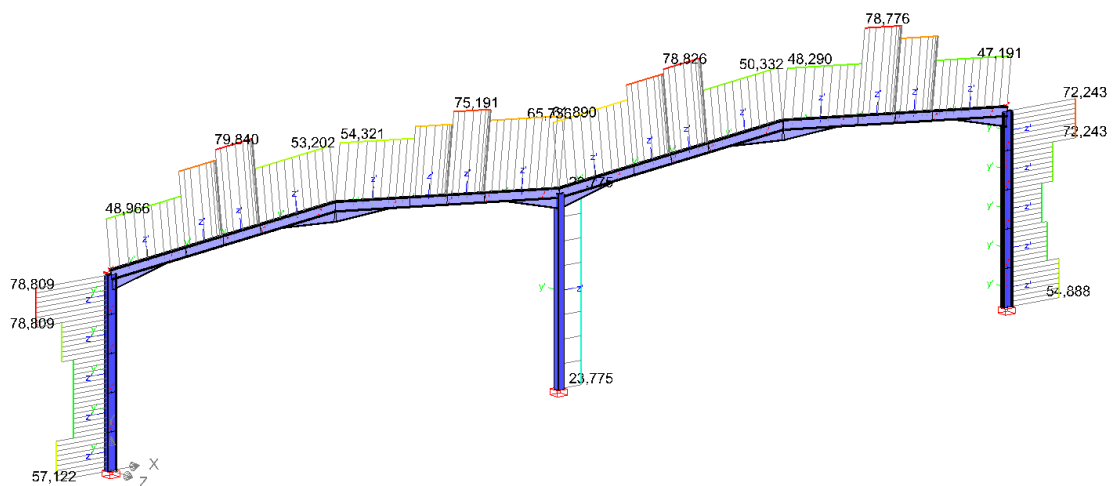


Figura A.38. Resultats de la comprovació a estabilitat de l'estructura (Font: Dimamonds BuildSoft)

A la **Figura A.38.**, al igual que en la comprovació a resistència, a estabilitat no hi ha cap valor que superi el 80% de la seva capacitat.

A.4.1. Pòrtic de façana

Per al dimensionament del pòrtic tester de façana, s'ha utilitzat un model de càlcul on es disposa de dels pòrtics conjunts, degut a que el model sol del pòrtic de façana durant el càlcul ha presentat diferents problemes i errors. Aquests problemes, son deguts per la càrrega de vent, doncs alhora de generar-les, al ser el pòrtic tester, també s'apliquen càrregues fora del pla, que fan que l'estructura del pòrtic treballi en un eix per el que el model 2D no s'ha dissenyat. Tot i així si es restringeix les accions dins el pla, els resultats obtinguts són poc coherents.

Així mateix, el nou model del conjunt del pòrtic tester de façana amb el següent pòrtic, pòrtic central, també s'ha utilitzat per dimensionar altres elements estructurals de la nau.

De totes formes, un cop introduïdes dins el programa de càlcul totes les accions i combinacions considerades, dins el model del pòrtic de façana, s'obtenen els següents valors màxims, per a la baixada de càrregues en aquest pòrtic, tenint en compte el model 2D i les accions en els pertinents eixos.

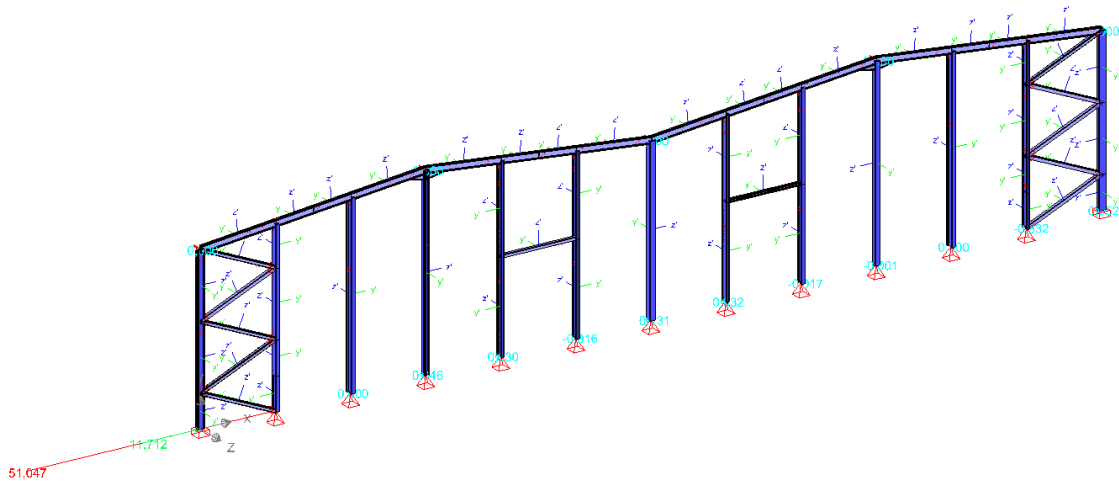


Figura A.39. Reaccions horitzontals (en l'eix transversal de la nau) (Font: Dimamonds BuildSoft)

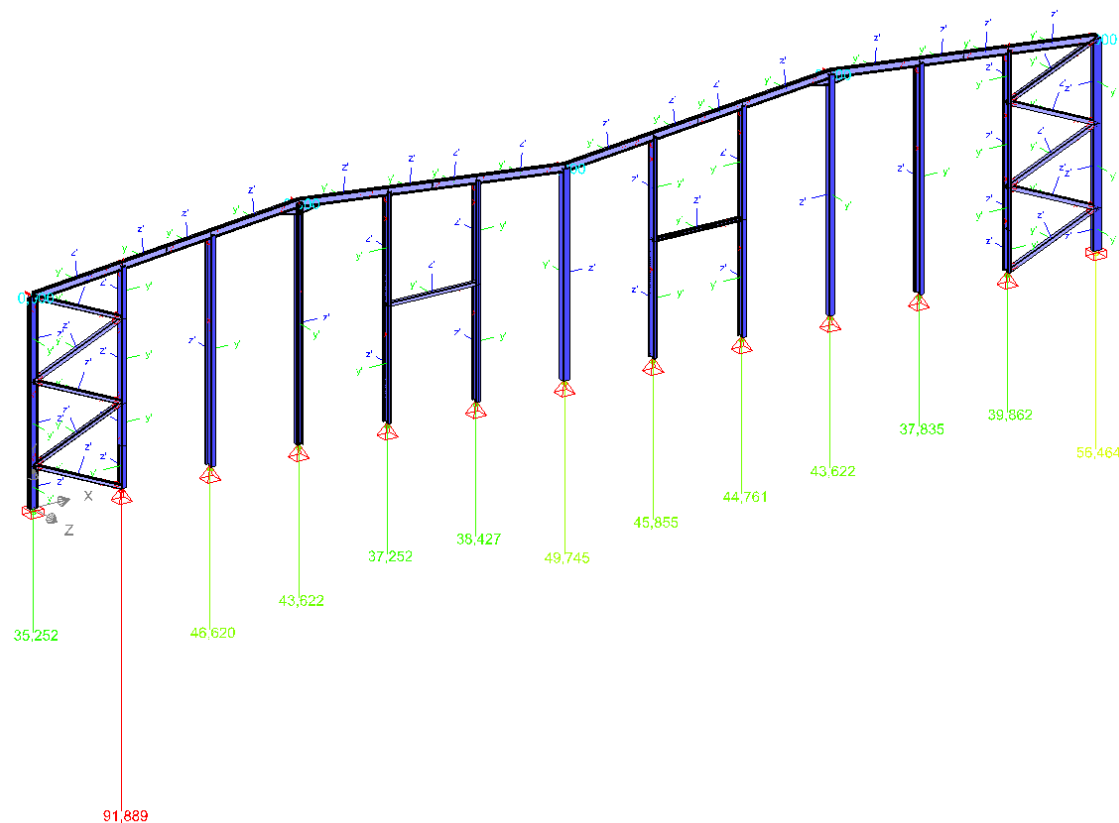


Figura A.40. Reaccions verticals (Font: Dimamonds BuildSoft)

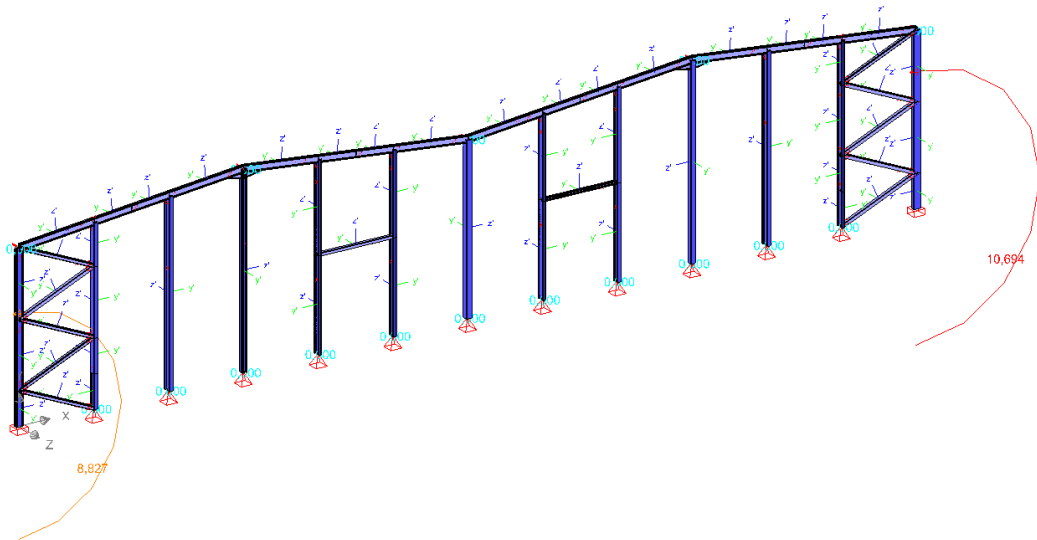


Figura A.41. Moments al voltant de l'eix "Z", que apareixen als peus dels pilars del pòrtic de façana
(Font: Dimamonds BuildSoft)

No es tenen en compte, a l'hora de considerar la baixada de càrregues, a les reaccions degudes a les accions fora del pla de treball del model 2D del pòrtic tester de façana.

Per al dimensionament de l'estructura principal del pòrtic de façana, s'ha tingut en compte un anàlisi de primer ordre doncs, s'ha dissenyat aquest cos de tal forma que sigui intraslacional, és a dir, que l'increment de les sol·licitacions degut a les deformacions de l'estructura són menyspreables. La justificació de la intraslacionalitat del pòrtic, es disposa més endavant, a l'apartat A.5.3. Travat de façana.

Al igual que en el pòrtic central, s'ha verificat, l'estructura del pòrtic, seguint la normativa Eurocodi 3: ENV 19931-1, amb l'objectiu de determinar la resistència i l'estabilitat del cos metàl·lic. En els dos casos, els valors obtinguts es disposen de forma percentual, indicant la capacitat total a la que treballa l'estructura, considerant la hipòtesis de càrrega més desfavorable. El 100% seria la màxima capacitat a la que pot treballar l'element, per tant, de forma general, no s'acceptaran els perfils i el material que sobrepassi aquest valor.

A l'Annex B: Informació tècnica, s'adjunten els diferents resultats, expressats en forma de diagrames, dels diferents elements que conformen el pòrtic central, és a dir, els pilars cantoners, el pilar central i les jàsseres.

A la **Figura A.42.**, es mostra el diagrama de les comprovacions a resistència del pòrtic de façana. Per altre banda, a la **Figura A.43.**, es mostra el diagrama a estabilitat. En ambdós casos, l'estructura està verificada segons la normativa anteriorment esmenada.

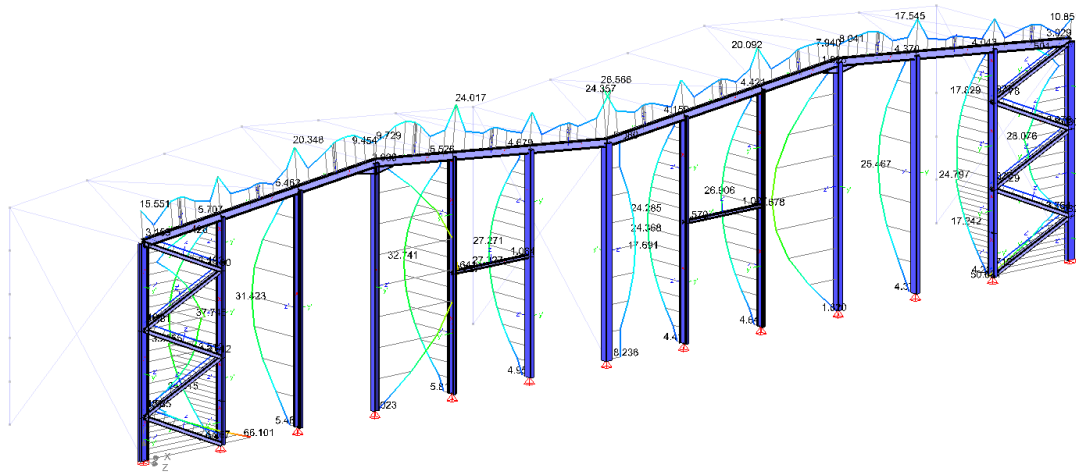


Figura A.42. Resultats de la comprovació a resistència de l'estructura (Font: Dimamonds BuildSoft)

De la **Figura A.42.**, s'observa que em cap cas, els valors de resistència superen el 80% de la seva capacitat. D'aquests valors es pot extreure que, pel que fa a resistència es podria resoldre aquesta estructura amb una perfilaria més petita. De totes formes, per a seguretat, s'ha procurat dimensionar els perfils de l'estructura, per tal de que no treballin a més d'un 80%, que equivaldria a tenir en compte un factor de seguretat de 1,25.

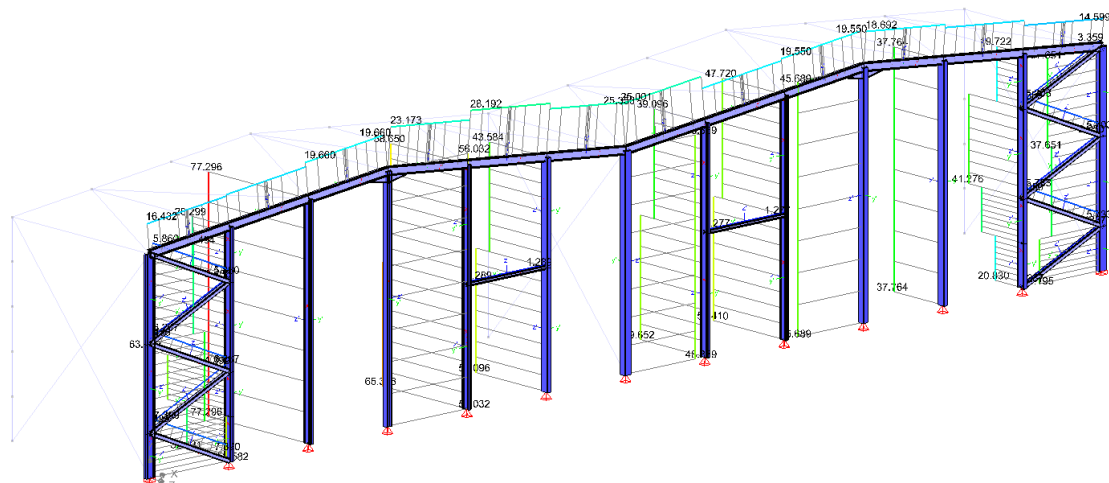


Figura A.43. Resultats de la comprovació a estabilitat de l'estructura (Font: Dimamonds BuildSoft)

A la **Figura A.43.**, al igual que en la comprovació a resistència, a estabilitat no hi ha cap valor que superi el 80% de la seva capacitat.

Un cop analitzada l'estructura per a diversos tipus de perfils, i per les comprovacions d'estabilitat i resistència, s'ha conclòs amb diferents tipus de perfils per als pilars, que s'exposen a continuació, des de les cantonades fins al pilar centra, doncs la resta de pilars es disposen de forma simètrica a l'altre banda:

- IPE 360
- IPE 330
- IPE 330
- HEB 240
- IPE 330

- IPE 330
- HEB 300

Pel que fa a les jàsseres, es disposa de perfils IPE 330 d'acer S355, alhora que s'han disposat en la mateixa orientació que els pilars del pòrtic central, per les mateixes raons justificatives que s'han explicat anteriorment.

Aquest pòrtic, al rebre càrregues de menor valor que les que apareixen en el pòrtic central, les dimensions dels perfils utilitzats és menor.

En el cas d'aquest pòrtic, degut a que en els extrems cantoners, es disposa del sistema triangulat, no es disposa de cartel·les. Únicament es disposa en el ràfec on s'uneixen les jàsseres. Tot i això les dimensions d'aquest no són inferiors al 10% o 15% abans esmenat, doncs els moments als que l'estructura està sotmesa són menors als del pòrtic central i, per tant, no necessiten tanta longitud.

El raonament de la triangulació del travat de façana es disposa a l'apartat corresponent a aquest element, més endavant.

A.5. DIMENSIONAMENT ELEMENTS ESTABILITZADORS

A.5.1. Travat caps de pilar

Les bigues de lligat s'han dimensionat de tal forma que puguin treballar correctament a compressió, tenint en compte les càrregues i la seva combinació en Estat Límit Últim (ELU). Per tant, s'han comprovat únicament la seva resistència al vinclament lateral.

Tal i com s'especifica a l'apartat 6.3.2. Compressió del Document Bàsic de Seguretat Estructural Acer (CTE DB-SE-A), la resistència de les barres a compressió, $N_{c,Rd}$, no superarà la resistència plàstica de la secció bruta, $N_{pl,Rd}$, i serà alhora menor que la resistència última de la barra a vinclament, $N_{b,Rd}$.

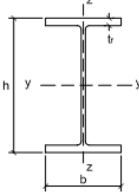
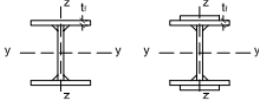


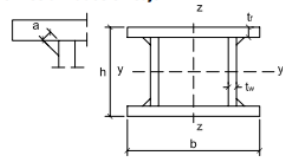
Per calcular la capacitat a vinclament per flexió, en compressió centrada, de la barra amb secció constant, es segueix la següent expressió que es troba a la normativa esmenada:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} \quad (30)$$

On:

- A, és l'àrea de la secció transversal, en el cas del projecte, s'ha considerat un perfil CHS (Circular Hollow Section) 168,3 x 4,8, de la casa AustubeMills. Aquest té una secció útil de 2470 mm², segons el catàleg comercial, i de **2465,52 mm²** reals, calculats a mà. A més aquest perfil, segons la Taula 6.2. Corba de vinclament en funció de la secció transversal de la normativa, adjuntada a continuació, al ser un tub conformat en fred, aquest perfil s'agrupa dins el tipus "c".

Tabla 6.2 Curva de pandeo en función de la sección transversal

Tipo de sección	Tipo de acero		S235 a S355		S450	
	Eje de pandeo ⁽¹⁾		y	z	y	z
Perfiles laminados en I 	h/b > 1,2	t ≤ 40 mm	a	b	a ₀	a ₀
		40 mm < t ≤ 100 mm	b	c	a	a
	h/b ≤ 1,2	t ≤ 100 mm	b	c	a	a
		t > 100 mm	d	d	c	c
Perfiles armados en I 	t ≤ 40 mm	b	c	b	c	
	t > 40 mm	c	d	c	d	
Agrupación de perfiles laminados soldados 			c	c	c	c
Tubos de chapa simples o agrupados 	laminados en caliente		a	a	a ₀	a ₀
	conformados en frío		c	c	c	c
Perfiles armados en cajón ⁽²⁾ 	soldadura gruesa: a/t > 0,5 b/t < 30 h/t _w < 30		c	c	c	c
	en otro caso		b	b	b	b

Taula A.12. Taula dels tipus de perfils, corresponent a la corba de vinclament (Font: CTE DB-SE-A)

- f_{yd} , és la resistència de càlcul de l'acer, la qual s'obté de la següent fórmula:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (31)$$

On:

- f_y , és el límit de fluència de l'acer, en aquest cas, segons catàleg comercial del perfil seleccionat, es tracta d'un acer S350GD+Z, per tant, el valor és de **350 MPa**
- γ_{M1} , és el coeficient parcial de seguretat relatiu als fenòmens d'inestabilitat, pren el valor de **1,05**

De la fórmula (31) s'obté com a resultat, **333,3 MPa**.

- χ , és el coeficient de reducció de vinclament

El coeficient de reducció del vinclament es troba amb el gràfic, que es mostra a continuació, extret de la normativa, que depèn del tipus de perfil que es disposi i de l'esveltesa reduïda.

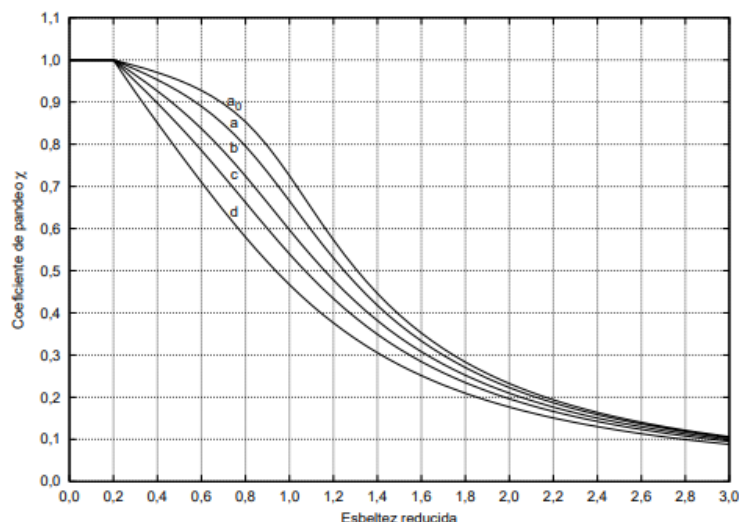


Figura 6.3 Curvas de pandeo

Figura A.44. Figura on es mostra la corba de vinclament (Font: CTE DB-SE-A)

L'esveltesa reduïda s'obté de la següent expressió:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (32)$$

On:

- N_{cr} , és la compressió crítica de vinclament, la qual s'obté de la següent expressió:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I \quad (33)$$

On:

- E, és el mòdul d'elasticitat, que pren el valor de **2·10⁵ MPa**
- I, és el moment d'inèrcia de l'àrea de la secció considerada, de **8,25·10⁶ mm⁴**, segons catàleg
- L_k , és la longitud de vinclament, equivalent a la distància entre punts de inflexió de la deformació de vinclament més gran. Aquesta longitud, s'obté l'expressió per calcular-la de la següent taula, en funció de les condicions d'extrem:

Tabla 6.1 Longitud de pandeo de barras canónicas

Condiciones de extremo	biarticulada	biempotrada	empotrada articulada	biempotrada desplazable	en ménsula
Longitud L_k	1,0 L	0,5 L	0,7 L	1,0 L	2,0 L

Taula A.13. Taula de la longitud de vinclament, en funció de les condicions dels extrems (Font: CTE DB-SE-A)

Al considerar-se que aquest element està bienccat, considerant la forma d'unió que s'ha predimensionat, i que la longitud de l'element és la distància entre pòrtics, 8 m, s'obté un valor de **4 m**, com a longitud de vinclament.

Substituint els valors coneguts a la fórmula (33), s'obté un resultat de **1017,8 kN**.

On:

- m , és el número d'elements estabilitzats per al sistema de travat considerat. Al haver-se dissenyat l'estructura de la nau, considerant 3 sistemes de travats iguals, un a cada extrem i el restant situat al centre de la nau, cada conjunt estabilitza un total de **3** pòrtics cada un (serien realment 4, però hi ha 1 pòrtic que no es considera, doncs es parteix que el sistema de travat es situa en aquest)

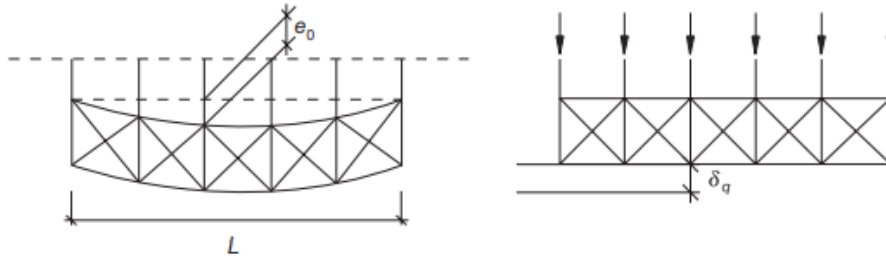


Figura A.47. Representació de la curvatura inicial equivalent dels elements (Font: EAE)

Per tant, el coeficient reductor, és de **0,8165**. Un cop es té aquest valor, substituint-lo a la fórmula (34), i considerant el llum de **12,56 m**, s'obté una curvatura inicial de **20,51 mm**.

Els efectes de les imperfeccions geomètriques degudes a les curvatures inicials que s'han determinat, es substitueixen en el model de càlcul per un sistema de forces equivalent que prenen el valor extret de la següent fórmula:

$$q = \sum N_{ed} \cdot 8 \cdot \frac{e_0 + \delta_q}{L^2} \quad (36)$$

On:

- N_{ed} , és el valor màxim de l'esforç normal sol·licitat a l'element a estabilitzar
- δ_q , és la fletxa del sistema a travar en el pla d'estabilització, estimat a partir d'un càlcul elàstic en primer ordre sota les accions de la força "q", incloent aquí les accions exteriors sol·licitants del sistema de travat. Per tant, es realitza mitjançant un procés iteratiu.

Aquesta càrrega repartida "q", es repartirà en cada punt de la jàssera on actua el travat, tal com es mostra a la figura de la dreta de la **Figura 5.**

Al tenir els models que del travat central (conformat per dos pòrtics centrals i el travat) i el de façana (conformat per el pòrtic tester de façana i el següent pòrtic central, juntament amb el sistema de travat), i tenir tant desplaçaments positius i negatius, s'ha determinat el més desfavorable dels possibles casos per obtenir la càrrega equivalent. Aquest cas, consisteix en el model de façana amb els desplaçaments en el sentit +Z, dels eixos globals que s'observen a la **Figura 6.**

La fletxa del sistema a travar, s'obté agafant el desplaçament més gran que apareixen a les jàsseres que conformen el model, restant el desplaçament que hi ha a l'extrem d'aquest element, doncs és una fletxa relativa al del extrem, i el que es busca és la distància total respecte la posició de repòs inicial. Així doncs, el valor que es pren per aplicar a la fórmula (36), és de **36,756 mm**. Els valors per obtenir aquest resultat es poden veure representats a la **Figura 6.**

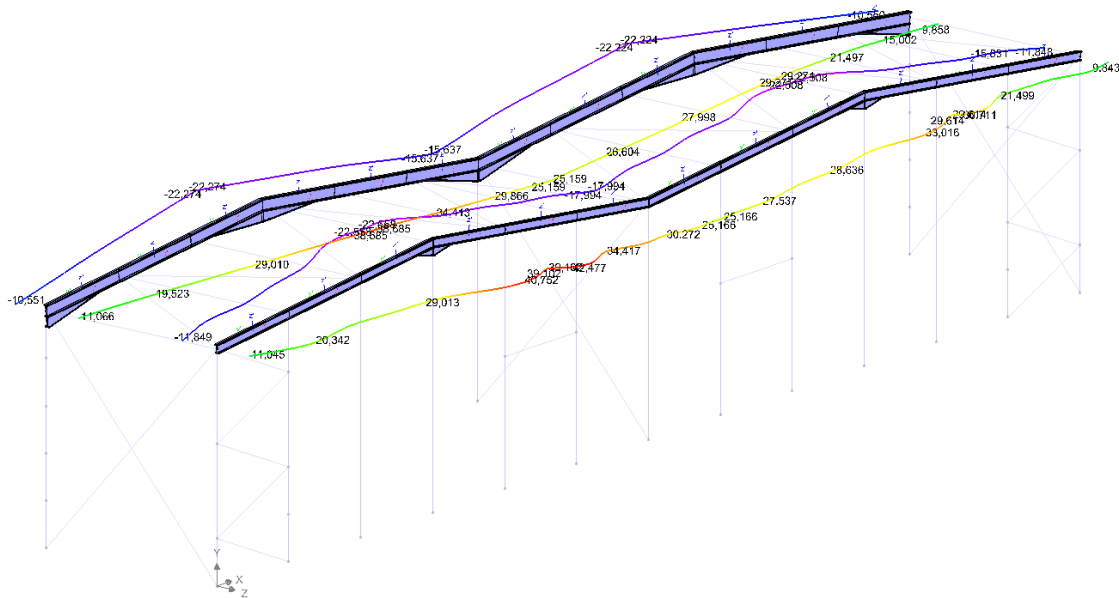


Figura A.48. Desplaçament horitzontal dels elements horitzontals de la coberta de l'estructura (Font: Dimamonds BuildSoft)

Tenint en compte les càrregues a compressió més desfavorables que apareixen en les jàsseres dels dos pòrtics, en la mateixa barra on hi ha la deformació més gran, considerant que pel càlcul es té en compte un total de 3 pòrtics central i 1 tester de façana, substituint els valors a la fórmula (36) s'obté la següent expressió:

$$q = \frac{3 \times 102,95 \cdot 10^3 \times 8 \times (20,51 + 36,756) + 133,608 \cdot 10^3 \times 8 \times (20,51 + 36,756)}{(12,56 \cdot 10^3)^2} = \mathbf{0,839 \frac{kN}{m}} \quad (37)$$

D'aquesta càrrega repartida de 0,839 kN/m, multiplicant per la llum de càlcul que rep cada punt de la jàssera on actua el travat, s'obté una càrrega puntual de **3,51 kN** als punts central i de **1,75 kN** als dos punts dels extrems, corresponent a un llum de càlcul de 4,186 m i 2,093 m, respectivament. Aquestes càrregues es veuen representades en el model de càlcul a la **Figura A.49.**, a continuació.

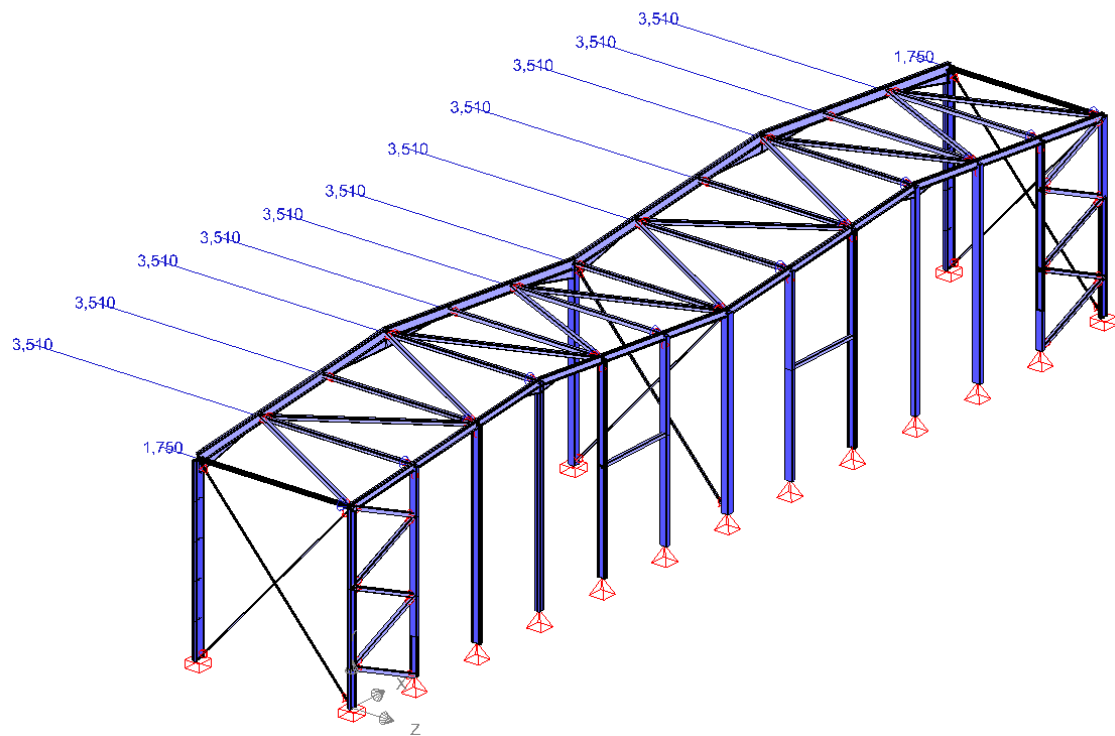


Figura A.49. Representació de les càrregues equivalents en el model (Font: Dimamonds BuildSoft)

Tal com s'ha mencionat a la memòria, s'ha considerat un acer S355, per a aquests elements de travat.

Així doncs, la perfilaria SHS (Square Hollow Section) 160x160x8 utilitzada per al travat de coberta, és apta per a aquest element.

A.5.3. Travat façana

A.5.3.1. Creus de Sant Andreu

Per al dimensionament de les Creus de Sant Andreu que es disposen a façana i al centre, entre pòrtics, s'han considerat que puguin suportar les accions i deformacions degudes a la temperatura, en superposició a les degudes a la resta d'accions considerades en el càlcul. Això es degut a que, tal com s'ha esmenat a la memòria, al no posar juntes de dilatació per contrarestar les accions de la dilatació tèrmica, les creus hauran de fer tota la feina per absorbir les reaccions de la temperatura.

S'ha considerat per a les creus un material acer S355. Les dimensions d'aquests elements varien, depenent si es troben a façana o entre pilars centrals dels pòrtics. S'han dimensionat els central amb una secció circular diàmetre de 58 mm, i els laterals amb una secció circular de diàmetre de 38 mm. Per a aquests cables, s'ha tingut en consideració el producte que ofereix la casa Cables y Eslingas S.L.U., aquest catàleg s'adjunta més endavant en l'Annex B.

Per tal d'evitar temps i capacitat computacional, s'ha realitzat un model complet de la nau, per poder generar de forma, el més aproximat possible a la realitat, les càrregues i deformacions degudes a la temperatura, on només s'ha tingut en compte l'acció de la dilatació tèrmica.

A la **Figura A.50.**, es mostren es traccions que suporten les creus en el model 3D de tota la nau, degudes a la dilatació tèrmica.

Així doncs, es compleix amb les resistències de les seccions a tracció de l'apartat 6.2.3. Resistència de les seccions a tracció del Document Bàsic de Seguretat Estructural Acer (CTE DB-SE-A). Si es divideix el valor de la resistència de càlcul de l'acer a tracció, entre el valor obtingut de tensió a tracció de les creus, es pot extreure que aquestes treballen al voltant del seu 90% de capacitat.

A.5.3.2. Diagonals façana

El travat de façana s'ha dimensionat de tal forma, que garanteixi la intranslacionalitat del pòrtic tester de façana. Per a aquests elements, s'ha fet ús de la mateixa perfilaria i el mateix material per a les diagonals de coberta, és a dir, una perfilaria SHS (Square Hollow Section) 160x160x8 i un material acer S355.

Segons el punt 5 de l'apartat 5.3. Estabilitat lateral global del Document Bàsic de Seguretat Estructural Acer (CTE DB-SE-A), si l'esquema resistent enfront les accions horitzontals es basa en un sistema triangulat, tal i com es disposa a la nau del projecte, que aporten al menys un 80% de la rigidesa envers el desplaçament horitzontal en una direcció, es considera que l'estructura esta travada en aquella direcció. Per tant, s'ha realitzat la comprovació d'aquest requeriment per poder considerar l'estructura del pòrtic de façana com a travat i, per conseqüent, intraslacional.

Per a la comprovació, s'han tingut en compte les mateixes combinacions d'accions en Estat Límit Últim (ELU), que en la justificació de la intranslacionalitat del pòrtic central.

S'ha considerat els diferents nusos de l'estructura del pòrtic central com a rígids. En el pòrtic tester de façana, s'han tingut en compte els pilars cantoners com a encastats i la resta com a articulats.

A la **Figura A.52.**, es pot observar els desplaçaments laterals que rep l'estructura del pòrtic en qüestió, sense disposar de sistema de travat en forma de triangulació.

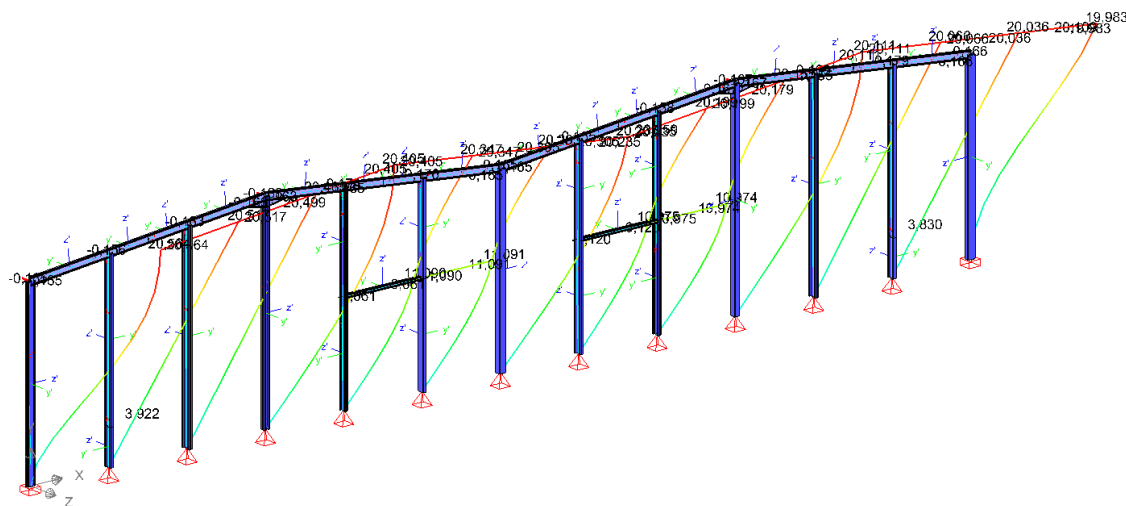


Figura A.52. Desplaçaments del pòrtic de façana sense elements de travat (Font: Dimamonds BuildSoft)

Per altre banda a la **Figura 6.**, s'observa els desplaçaments reduïts, un cop incorporat el sistema triangulat que conforma el travat de façana.

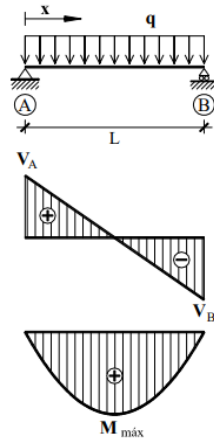


Figura A.54. Esquema dels diagrames de moments i tallant degut a una càrrega repartida en una barra bicolzada

Per a la càrrega repartida, s'ha tingut en compte, el pes propi de la coberta (les dos xapes metàl·liques corresponents al tancament de coberta més la doble capa de l'aïllament). Partint dels valors extrets de les fórmules (1) i (2), corresponents al càlcul de la pressió exercida per la coberta, es multiplica per la distància, que suporta cada una de les 7 corretges, repartides al llarg de cada una de les jàsseres dels pòrtics.

$$q_{coberta} = \left(0,1472 \frac{kN}{m^2} + 0,00253 \frac{kN}{m^2}\right) \times (2 \times 2,093 m) = 4,3158 \frac{kN}{m} \quad (40)$$

Seguint la fórmula (40), s'ha sumat els valors esmenats anteriorment i s'han multiplicat per la distància que suporta cada corretges, és a dir, 2,093 m, per cada costat, obtenint així la càrrega repartida de la coberta amb un valor de **4,3158 kN/m**.

També s'ha tingut en compte la càrrega de vent més desfavorable que actua en conjunt amb el pes propi de la coberta, és a dir, el valor del vent més gran en el mateix sentit que el pes propi. Aquesta càrrega correspon a un valor de **3,689 kN/m**, extrets del model del pòrtic central.

Aplicant els valors coneguts, a la fórmula (39), sumant els anteriors valors obtinguts de càrregues repartides, s'obté un moment màxim de **34,526 kNm**.

Com s'ha esmenat a la memòria, al ser una coberta amb una inclinació inferior a 20º, s'ha escollit buscar perfils en "C". Per tal de saber quina perfilaria escollir, s'aïlla el mòdul resistent, W, de la fórmula (41) a continuació:

$$\frac{\sigma_{adm}}{1,05} \geq \frac{M_{ed}}{W} \quad (41)$$

On:

- σ_{adm} , és el valor de la tensió admissible de l'acer, en aquest cas, al escollir el catàleg comercial de la casa Brausa, adjunt a l'annex de Documentació Tècnica, els perfils que faciliten són d'acer S250GD+Z. Per tant, la tensió admissible serà de 250 MPa
- El valor de 1,05, prové del valor del coeficient parcial de seguretat relatiu a la plastificació del material, γ_{M0} , a l'apartat 2.3.3. Coeficients parcials de seguretat per determinar la resistència del Document Bàsic de Seguretat Estructural Accions en la Edificació (CTE DB-SE-AE)

Així doncs, resolent amb els valors coneguts, s'obté un mòdul resistent, W, de 145009,2 mm³, que seria el mateix que 145 cm³.

Observant al catàleg comercial de Brausa, per als perfils en forma de "C", s'escull el perfil CBRAUSA 350x3, doncs el seu mòdul resistent, de 148,16 cm³, és proper al valor obtingut anteriorment, però superior.

A.6.2. Corretges de façana

Pel que fa a les corretges de façana, es diferencien de dos tipus, els que van en el sentit longitudinal de la nau, al igual que les corretges de coberta, unint tots els pòrtics, i els que es disposen en els pòrtics testers de façana.

Per ambdós casos s'ha realitzat el mateix tipus de càlcul per al seu dimensionament, que en el cas de les corretges de de coberta. Per tant, s'ha fet ús de les formules (39), (40) i (41), exposades anteriorment.

Pel que fa a la càrrega repartida, q, de la fórmula (40), s'ha tingut en compte la càrrega de vent més desfavorable, és a dir, el cas en el que el vent tingués un valor més gran. Aquest cas es troba en el model del pòrtic central i pren un valor de **8,612 kN/m**, en sentit vertical. Per al dimensionat de les corretges es necessita el valor de la càrrega del vent repartida en sentit horitzontal. Això s'aconsegueix de la següent fórmula:

$$q_{façana} = \frac{8,612 \frac{kN}{m} \times 1,8 m}{8 m} = \mathbf{1,9377 \frac{kN}{m}} \quad (42)$$

Els 1,8 m, surten de dividir l'alçada dels pilars cantoners de la nau, de 9 m, en 5 trams, corresponents la nombre de corretges que es disposen a les façanes.

Després, a la fórmula (39), tenint en compte una longitud, L, de 8 m, i la càrrega repartida obtinguda, el moment màxim resultant és de **15,5016 kNm**.

Per a aquests perfils, tal i com s'ha dit a la memòria, s'ha decidit agafar perfils del mateix catàleg comercial de Brausa, per als perfils en forma de "C".

Aplicant el valor màxim del moment obtingut a la fórmula (41), amb els mateixos valors de tensió admissible i coeficient parcial de seguretat, doncs es tracta del mateix tipus de catàleg que en les corretges de coberta, s'obté un mòdul resistent de **65,106 cm³**. Per a aquest mòdul, el perfil corresponent del catàleg comercial Brausa dels perfils en "C", és el CBRAUSA 200x3.

Pel que fa a les corretges que es troben en els pòrtics testers de façana, en el sentit transversal de la nau, s'han dimensionat seguint el mateix mètode.

S'ha partit de la càrrega de vent més desfavorable en el sentit longitudinal de la nau, que rep el pòrtic tester de façana, que pren un valor de **4,076 kN/m**. Al igual que en el cas anterior i realitzant el mateix càlcul que a la fórmula (42), però en comptes de dividir entre 8 m, es divideix entre 4,17 m, que és la distància aproximada entre pilars en el pòrtic tester, obtenint així una càrrega repartida de **1,76 kN/m**. Tot seguit, aplicant la fórmula (39), prenent com a longitud, L, 4,17 m, s'obté un moment màxim de **3,825 kNm**. Per acabar aplicant-hi la fórmula (41), per tal d'obtenir el mòdul resistent, s'obté aquest amb un valor de **16,065 cm³**.

Per a aquests perfils, tal com s'ha dit a la memòria, s'ha decidit agafar perfils del mateix catàleg comercial de Brausa, per als perfils en forma de "C".

Així doncs, per a aquest mòdul, el perfil corresponent del catàleg comercial Brausa dels perfils en "C", és el CBRAUSA 100x2,5.

A.7. DIMENSIONAMENT UNIONS

En aquest projecte, només s'han dimensionat les unions cargolades entre fonaments i base dels pilars, no s'ha entrat en detall en la part de soldadura de la unió, sinó en el càlcul dels cargols i la placa d'ancoratge. Tal com s'esmena en la memòria, s'ha dissenyat un tipus d'unió, per a cada pilar que es disposa, tenint en compte les càrregues més desfavorables que arriben a cada un.

Com a exemple del càlcul realitzat per a les unions pilar-fonamentació, es mostra el càlcul pel pòrtic tester de façana, amb el pilar cantoner IPE360.

Les càrregues que arriben a aquest pilar són les següents:

- M_x , moment al voltant de l'eix global X (eix transversal de la nau) de **25,823 kNm**
- M_z , moment al voltant de l'eix global Z (eix longitudinal de la nau) de **14,7 kNm**
- N, axial de **98,327 kN**
- V_z , tallant en l'eix global Z (eix longitudinal de la nau) de **102,6 kN**
- V_x , tallant en l'eix global X (eix transversal de la nau) de **12,314 kN**

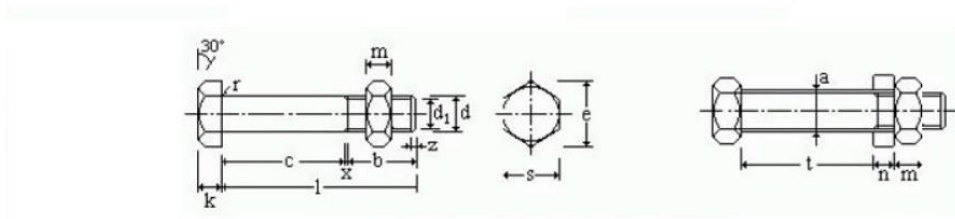
Els cargols que es disposen per unir la placa d'ancoratge amb el pilar, s'han considerat que tindran les característiques mecàniques establertes segons normativa ISO. Per tant, s'ha escollit una classe 8 per als cargols, segons la Taula 4.3 de Document Bàsic de Seguretat Estructural Acer (CTE DB-SE-A), representada a la **Taula A.14.** a continuació:

Clase	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Tensión de límite elástico f_y (N/mm ²)	240	300	480	640	900
Tensión de rotura f_u (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

Taula A.14. Característiques mecàniques dels acers dels cargols (Font: CTE DB-SE-A)

Per tant, la tensió de límit elàstic, f_y o f_{yb} , segons document referent, és de **640 MPa** i la tensió última de ruptura, f_u o f_{ub} , segons document referent, és de **800 MPa**.

Al considerar-se una base encastada, s'han considerat un nombre de 8 cargols disposats sobre la placa d'ancoratge. Aquests cargols s'han considerat que tindran les característiques geomètriques normalitzades d'un mètric **M16**, extrets de la **Taula A.15.**



Tornillo tipo	Vástago					Cabeza				Diámetro del agujero a mm	Area neta del núcleo An cm ²	Area resistente Ar cm ²
	Diámetro de la caña d mm	Diámetro interior d ₁ mm	Longitud roscada b mm	Longitud de la salida x mm	Longitud del chaflán z mm	Medida entre caras s mm	Medida entre aristas e mm	Radio del acuerdo r mm	Espesor k mm			
T 10	10	8.160	17.5	2.5	1.7	7	17	19.6	0.5	11	0.523	0.580
T 12	12	9.853	19.5	2.5	2.0	8	19	21.9	1.0	13	0.762	0.843
T 16	16	13.546	23.0	3.0	2.5	10	24	27.7	1.0	17	1.440	1.570
T 20	20	16.933	25.0	4.0	3.0	13	30	34.6	1.0	21	2.250	2.750
(T 22)	22	18.933	28.0	4.0	3.3	14	32	36.9	1.0	23	2.820	3.030
T 24	24	20.319	29.5	4.5	4.0	15	36	41.6	1.0	25	3.240	3.530
(T 27)	27	23.319	32.5	4.5	4.0	17	41	47.3	1.0	28	4.270	4.560
T 30	30	25.706	35.0	5.0	5.0	19	46	53.1	1.0	31	5.190	5.610
(T 33)	33	28.706	38.0	5.0	5.0	21	50	57.7	1.0	34	6.470	6.940
T 36	36	31.093	40.0	6.0	6.0	23	55	63.5	1.0	37	7.590	8.170

Se recomienda no utilizar los tornillos cuyo tipo figura entre paréntesis.

Taula A.15. Taula estandarditzada de les mides dels cargols

Pel que respecte a les dimensions dels forats per als cargols, tal com s'esmena a la Instrucció d'Acer Estructural (EAE), els diàmetres estàndard d'aquests seran igual al valor de la tija més:

- 1 mm, per a cargols de 12 a 14 mm de diàmetre
- 1-2 mm, per a cargols de 16 a 24 mm de diàmetre
- 2-3 mm, per a cargols de 27 mm o més grans

Així doncs, el diàmetre estàndard dels forats per als cargols d'aquesta unió serà de **18 mm**.

Les disposicions dels forats que pertanyen als cargols, s'han dissenyat tenint en compte les distàncies establertes a la Taula 58.4.a. de la Instrucció d'Acer Estructural (EAE), expressades a continuació, a la Taula A.16..

Tabla 58.4.a
Disposiciones constructivas

Distancias y separaciones	Mínimo obligatorio	Mínimo recomendado	Máximo, ambiente normal	Máximo, intemperie o ambiente corrosivo
e_1	$1,2 d_0$	$2 d_0$	125 mm ó 8 t	40 mm + 4t
e_2	$1,2 d_0$	$1,5 d_0$	125 mm ó 8 t	40 mm + 4t
p_1	$2,2 d_0$	$3 d_0$	Piezas comprimidas: 14t ó 200 mm Piezas traccionadas: 28t ó 400 mm	
p_2	$2,4 d_0$	$3 d_0$	14t ó 200 mm	
m		$3 d$		

d_0 : Diámetro del agujero.
 d : Diámetro del tornillo.
 t : Espesor de la pieza más delgada a unir.

Taula A.16. Taula de les disposicions constructives dels cargols

On les distàncies i separacions venen donades a la imatge de la **Figura A.55.** i de la **Figura A.56.**,
extreta de la mateixa norma.

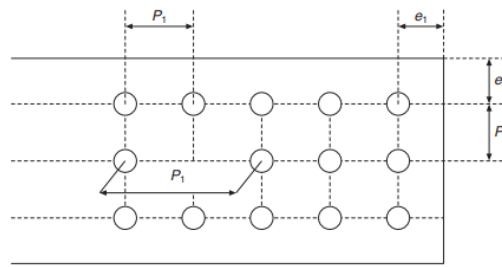


Figura A.55. Representació de les disposicions constructives dels cargols (Font: EAE)

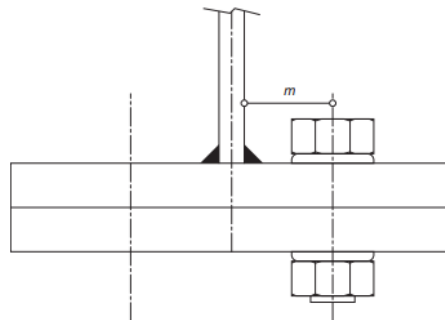


Figura A.56. Representació de les disposicions constructives dels cargols (Font: EAE)

D'aquesta forma s'obté la següent taula de resultats de les distàncies i separacions constructives dels forats dels cargols d'aquesta unió, expressades en mm:

$e_{1, \min}$	36	$e_{2, \min}$	27	$p_{1, \min}$	54	$p_{2, \min}$	54		
$e_{1, \max}$	125	$e_{2, \max}$	125	$p_{1, \max}$	400	$p_{2, \max}$	200		
	128		128		448		224		
e_1	36	e_2	74	p_1	270,6	p_2	72		

La última fila de la taula anterior, és la distància que s'ha escollit finalment per a aquests paràmetres.

A més de les disposicions constructives calculades anteriorment, també s'han calculat els següents paràmetres geomètrics, que es mostren representats a la **Figura A.57.**

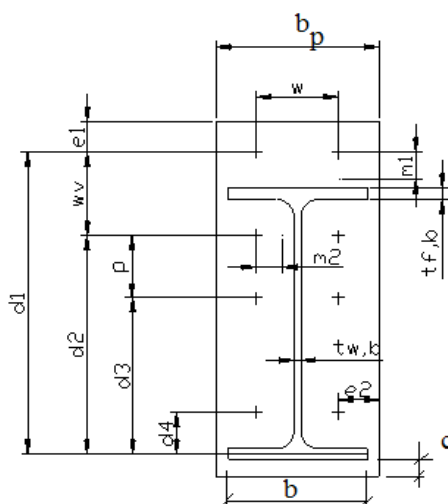


Figura A.57. Representació de les disposicions constructives dels cargols

Els factors de les diferents disposicions geomètriques, que apareixen a la Figura 10., s'extreuen de les següents fórmules a continuació:

$$m_1 = \frac{w - t_w}{2} - 0,8 \times a_f \times \sqrt{2} \quad (43)$$

On:

- w, és la suma de l'ànima del perfil del pilar, t_w , més dos cops el factor m, de la taula anterior
- t_w , és el gruix de l'ànima del perfil del pilar
- a_f , es l'espessor de la gorja de soldadura

L'espessor de la gorja de soldadura, segons la Instrucció d'Acer Estructural (EAE), no serà superior a 0,7 el gruix del perfil a soldar, tampoc serà inferior a 3 mm. D'aquesta forma, s'ha pres com a valor de gruix 70% del gruix de l'ànima del perfil normalitzat IPE 330, que correspon un valor de **8,89 mm**. Pel gruix de la gorja de soldadura de les ales del perfil, pren un valor de **5,6 mm**.

El valor m_2 , es calcula igual que m_1 , però amb el valor de gruix de de l'ala del perfil metàl·lic, en comptes del gruix de l'ànima.

De la fórmula (43), s'extreu que el valor m_1 i m_2 , realitzant els canvis esmenats, que són de **21,94 mm** i **25,66 mm**, respectivament.

Els components d_1 , d_2 , d_3 i d_4 , corresponen a les distàncies des de el centre de l'ala inferior de l'ala del perfil del pilar, fins el centre dels possibles forats que pot haver per als cargols de la unió. Aquests valors, estan especificats en les fulles de càlcul que s'exposen al seu annex corresponent.

Pel que respecte a la placa d'ancoratge, s'ha escollit un material acer S275, amb les seves principals característiques comuns per a tots els acers, on els valors de les tensions de límit elàstic i de ruptura, s'extreuen de la a la Taula 4.1 de del Document Bàsic de Seguretat Estructural Acer (CTE DB-SE-A), tal com es mostra a la **Taula A.16.**

Tabla 4.1 Características mecánicas mínimas de los aceros UNE EN 10025

DESIGNACIÓN	Espesor nominal t (mm)				Temperatura del ensayo Charpy °C
	Tensión de límite elástico f _y (N/mm ²)			Tensión de rotura f _u (N/mm ²)	
	t ≤ 16	16 < t ≤ 40	40 < t ≤ 63	3 ≤ t ≤ 100	
S235JR					20
S235J0	235	225	215	360	0
S235J2					-20
S275JR					20
S275J0	275	265	255	410	0
S275J2					-20
S355JR					20
S355J0	355	345	335	470	0
S355J2					-20
S355K2					-20 ⁽¹⁾
S450J0	450	430	410	550	0

⁽¹⁾ Se le exige una energía mínima de 40J.

Taula A.16. Taula de les característiques mecàniques dels acers (Font: CTE DB-SE-A)

S'estableix que l'espessor màxim de la placa d'ancoratge és 2,33 vegades el gruix de l'ànima del perfil que es col·locarà a la placa. Així doncs, el gruix de la placa coma molt serà de 18,64 mm. Tot i així, s'escull un gruix de placa de **16 mm**.

Així doncs, els valors de la tensió del límit elàstic i de ruptura, tenint l'espessor escollit per a aquesta placa, tot i que es permet fins al màxim esmentat anteriorment, són de **265 MPa** i **410 MPa**, respectivament.

Per les dimensions de la placa, s'ha escollit unes dimensions de **220 mm** de base, per **496 mm** d'altura.

Per poder dimensionar correctament la placa, s'ha de comprovar la resistència a compressió del formigó sota la pròpia placa d'ancoratge. De forma esquematitzada, la zona de compressió queda definida per la **Figura A.58.**, a continuació, extreta de l'apartat 8.8.1. Bases de suports del Document Bàsic de Seguretat Estructural Accions en la Edificació (CTE DB-SE-AE).

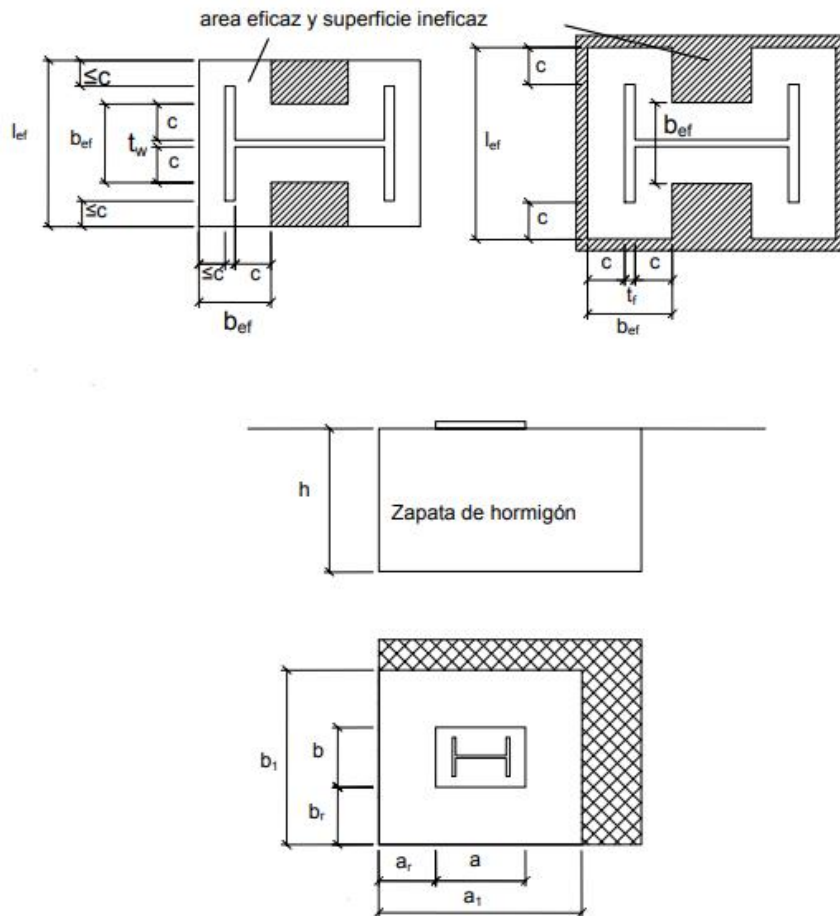


Figura A.58. Esquema de les disposicions geomètriques de la zona de compressió sota la placa d'ancoratge (Font: CTE DB-SE-A)

Quan hi ha una forta component a flexió que predomina sobre l'esforç axial, es pot arribar a tenir una zona comprimida rectangular sota l'ala del perfil de la columna. Per el càlcul d'aquesta àrea es disposa de la següent fórmula:

$$c \leq t \sqrt{\frac{f_{yd}}{3f_{jd}}} \quad (44)$$

On:

- t , és el gruix de la base o de la placa
- f_{yd} , és la resistència de càlcul de l'acer, tenint en compte un coeficient parcial de seguretat de $\gamma_M=1,1$, segons normativa
- f_{jd} , és la resistència portant de la superfície on s'assenta la placa. Aquest valor s'obté de la següent fórmula

$$f_{jd} = \beta_j k_j f_{ck} \leq 3,3 f_{cd} \quad (45)$$

On:

- β_j , és el coeficient de la unió, aquest valor es pot prendre com a **2/3**, sempre que la resistència característica del morter d'anivellació no sigui inferior a 0,2 vegades la resistència característica del formigó, i que el seu gruix no sigui superior a 0,2 vegades l'amplada menor de la base
- f_{ck} , és la resistència característica del formigó, s'ha pres com a valor habitual d'aquest paràmetre, **30 MPa**.
- f_{cd} , és el valor de càlcul de la resistència a compressió del formigó sobre proveta cilíndrica, s'ha pres com a valor d'aquest paràmetre el resultat de dividir la resistència característica del formigó per el coeficient parcial de seguretat del formigó corresponent a situacions persistents o transitòries, és a dir, **1,5**, obtenint així **20 MPa**
- k_j , és el factor de concentració, depenent de l'àrea portant del formigó. Aquest factor es calcula amb la següent fórmula:

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 b_1}{ab}} \leq 5 \quad (46)$$

On:

- a i b, són es dimensions de la placa d'ancoratge
- a_1 i b_1 , son les dimensions de l'àrea portant, venen determinats pel valor més petit de la Taula 8.2. Dimensions de l'àrea portant equivalent, que es troba en la normativa esmenada. Aquesta taula es mostra a la **Taula A.17.**, a continuació:

Tabla 8.2 Dimensiones del área portante equivalente	
a_1	b_1
$a_1 = a + 2 a_r$	$b_1 = b + 2 b_r$
$a_1 = 5 a$	$b_1 = 5 b$
$a_1 = a + h$	$b_1 = b + h$
$a_1 = 5 b_1$ pero $a_1 \geq a$	$b_1 = 5 a_1$ pero $b_1 \geq b$

Taula A.17. Dimensions de l'àrea portant equivalent (Font: CTE DB-SE-A)

Els paràmetres de la **Taula A.17.**, es poden trobar representats a la **Figura A.58.**

De la taula anterior s'obtenen els següents resultats, en l'ordre corresponent en el que es presenten, on l'última fila correspon al valor mínim escollit per a les dimensions de l'àrea portant:

a_1	1000	b_1	1000
	2480		1100
	1096		820
	4100		5000
	1000		820

S'ha tingut en compte que les dimensions de la sabata són de **1000 mm** de base, per **1000 mm** d'amplada, per **600 mm** d'alçada. Les dimensions de la sabata es justifiquen en el seu corresponent apartat.

De la fórmula (46), substituint els valors coneguts, s'extreu un valor del factor de concentració, k_j , de **2,74**, que és més petit de 5.

De la fórmula (45), s'obtenen els valors **54,825 MPa**, el qual és menor que **66 MPa**.

Substituint els valors coneguts a la fórmula (44), s'obté el valor de la distància, c. Aquest és de **20,19 mm**.

D'aquesta forma, la resistència a compressió, sota estat de tensions uniformes a l'àrea de compressió seria la següent:

$$F_{c,Rd} = f_{jd} b_{ef} l_{ef} \quad (47)$$

On:

- b_{ef} , és la base del perfil, més 2 cops el valor c
- l_{ef} , és l'amplada del perfil, més dos cops el valor c

De la fórmula (47), s'obté un valor de la resistència a compressió que es pot suportar sota l'àrea de compressió de **612,24 kN**.

A continuació, s'exposen totes les resistències, dels cargols, que s'han realitzat per a la determinació final de les unions pilar-fonamentació.

Primer de tot s'han calculat la resistència a tallant dels cargols:

$$F_{v,Rd} = n \frac{0,5 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (48)$$

On:

- n, és el número de cargols que es disposen
- A_s , és l'àrea resistent de cada cargol
- F_{ub} , és la tensió última a ruptura de cada cargol
- γ_{M2} , és el coeficient parcial de seguretat relatiu a la resistència última del material o secció, i de la resistència dels mitjans d'unió, com els cargols, que apareixen a l'apartat 2.3.3. Coeficients parcials de seguretat per determinar la resistència del Document Bàsic de Seguretat Estructural Accions en la Edificació (CTE DB-SE-AE)

El resultat de la fórmula (48), per a aquesta unió, és de **401,92 kN**.

A continuació la resistència de la placa aixafament donat per la següent fórmula:

$$F_{d,Rd} = \frac{\alpha \beta f_u d t}{\gamma_{M2}} \quad (49)$$

On:

- f_u , és la resistència a tracció de la placa
- β , és el valor mínim de la següent expressió:

$$\beta = \min \left(\frac{2,8e_2}{d_0} - 1,7; \frac{1,4p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) \quad (50)$$

- α , és el valor mínim de la següent expressió:

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0\right) \quad (51)$$

Dels factors α i β , s'extreuen els següents valors, mostrats a la taula a continuació, on la última fila correspon al valor mínim i escollit per a aquests termes:

α	0,667	β	9,811
	4,76		3,9
	1,95		2,5
	1		
	0,667		2,5

De la fórmula (49), substituint els valors coneguts i obtinguts anteriorment, s'obté la resistència de la placa a aixafament de **139,95 kN**.

Tot seguit, la resistència de la placa a tracció, resultant del mínim valor entre la capacitat a tracció de l'àrea transversal neta o foradada i la capacitat a tracció de la secció transversal sense perforar:

$$F_{Ed} \leq \min\left(\frac{A f_y}{\gamma_{m0}}; 0,9 \frac{A_{nt} f_u}{\gamma_{m2}}\right) \quad (51)$$

On els coeficients de seguretat que apareixen es poden extreure de l'apartat 2.3.3. Coeficients parcials de seguretat per determinar la resistència del Document Bàsic de Seguretat Estructural Accions en la Edificació (CTE DB-SE-AE), que són de **1,05** i **1,25**, pels factors γ_{m0} i γ_{m2} , respectivament.

Per tant, el mínim dels dos termes pren un valor és de **2078,5 kN**, corresponent al primer, doncs l'altre factor pren un valor de 2267,1 kN.

La següent resistència, és la de la placa sotmesa a esquinçament o tallant pur, que s'extreu de la següent fórmula:

$$F_{Ed} \leq \frac{f_y A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} \quad (52)$$

On:

- A_{nv} , correspon a l'àrea entre el cargol i l'exterior de la placa, tal i com es representa a la **Figura A.59**.

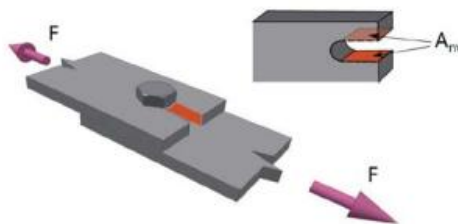


Figura A.59. Representació de l'acció de l'esquinçament del cargol en una placa d'ancoratge

De la fórmula (52), s'obté un resultat de **179,03 kN**, pel que fa a la resistència de la placa a tallant o esquinçament pur per un cargol.

La següent comprovació, és l'esgotament d'un cargol a tracció, que ve donat per la següent fórmula:

$$F_{t,Rd} = 0.9 \frac{A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} \quad (53)$$

Tots els valors de la fórmula (53) són coneguts, doncs substituint-los dins la fórmula s'obté una resistència a tracció d'un sol cargol de **90,43 kN**.

El punxonament no s'ha de comprovar, sempre que compleixi amb el següent requisit, que ve donat per la formula a continuació:

$$t_p \geq \frac{d f_{ub}}{6 f_u} \quad (54)$$

Tenint en compte que t_p , és el gruix real de la placa que s'ha escollit, és a dir, **16 mm**, aquest valor és superior a **5,203**. Complint amb aquesta condició, no es comprova la resistència a punxonament de la placa.

La resistència a tallant de cada pern, ve donat la següent fórmula:

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_b f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (55)$$

On:

- α_b , es troba realitzant la formula que ve a continuació:

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 f_{yb} \quad (56)$$

Substituint valors a les fórmules anteriors, s'obté un valor per a α_b de **0,248** i una resistència a tallant de **24,919 kN** per a cada pern que hi ha a la placa.

Per altre banda, en els càlculs dels mecanismes plàstics, es suposa que la força de palanca, Q, està aplicada a l'extrem de la placa. La distància entre els cargols i el punt on s'aplica la força de palanca, s, vindrà donada per la següent expressió:

$$\begin{aligned} s &= e \\ s &\leq 1,25m \end{aligned} \quad (57)$$

On:

- e, és el paràmetre geomètric definit anteriorment, on es diferenciarà entre la distancia horitzontal i vertical (e_1 i e_2 , respectivament)
- m, és la distància horitzontal o vertical (depenent si es tracta del valor m_1 o m_2 , respectivament) entre el perfil i el centre del forat del cargol

Així doncs, de la fórmula (57), s'obtenen els següents resultats, en mm, expressats en la taula a continuació, on la última fila correspon al valor mínim escollit:

S ₁	36	S ₂	74
	27,427		32,08
	27,427		32,08

El moment plàstic que pot desenvolupar una ròtula plàstica per unitat de longitud de una secció rectangular, ve donada per la següent fórmula,

$$M_p = \frac{f_y \times t_f^2}{4} \quad (58)$$

On els paràmetres que conformen l'expressió (58) també es poden veure representats en el següent esquema:

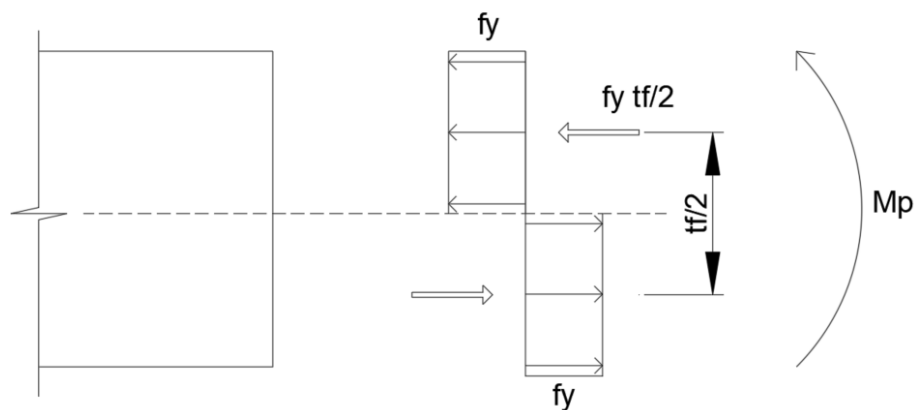


Figura A.60. Representació de l'acció del moment plàstic en una secció rectangular

De la unió en qüestió, s'obté un moment plàstic de **16,762 kN**.

En l'avaluació de les traccions degudes al efecte palanca, Q, es consideraran les rigideses relatives a les xapes de la unió i la geometria de la pròpia. L'efecte palanca es pot evitar augmentant la rigidesa dels elements de la unió.

Tal com s'observa a la **Figura A.61.**, a l'esquerra de la imatge es contempla l'efecte palanca sobre una unió en "T" a tracció, on apareix l'efecte palanca esmenat. Per altre banda, a la dreta, s'observa una placa rígida, la qual implica que no apareix l'efecte palanca, alhora que augmenta la càrrega en els cargols.

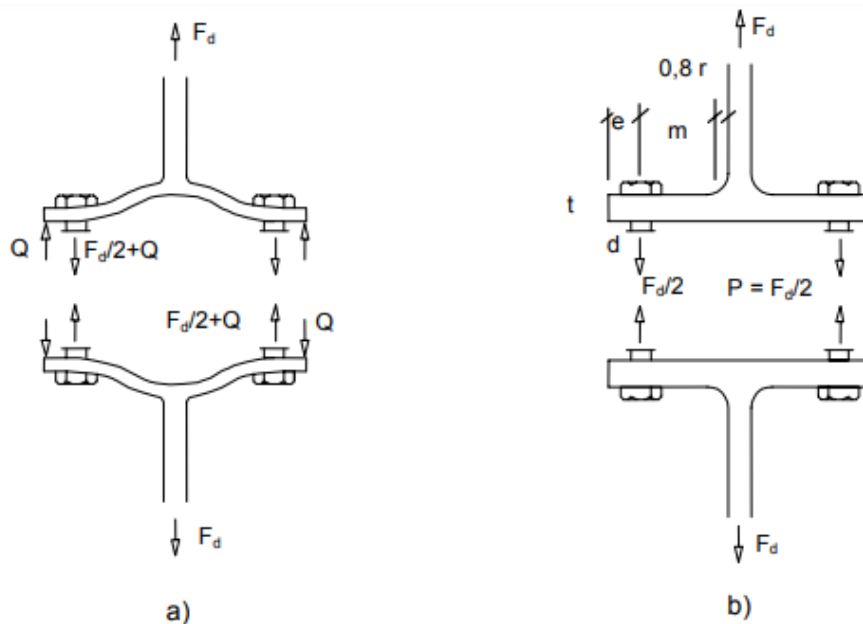


Figura A.61. Imatges de mecanismes plàstics i rígids

Al no poder determinar correctament quin tipus de mecanisme es forma a la unió, en aquest projecte s'ha calculat els tres tipus de mecanismes en el qual pot treballar la unió en "T" a tracció:

- Mecanisme amb "T" rígida, no es produeix plastificació de la placa ni apareixen forces de palanca
- Mecanisme plàstic parcial, on hi ha esgotament per part dels cargols i es formen ròtules plàstiques a la placa
- Mecanisme plàstic complet, es formen ròtules plàstiques a la placa sense esgotar el cargol

Per calcular la capacitat de la unió a moment flector per part dels cargols, es calcula la contribució dels cargols. Per fer-ho es contempla només el cas que hi hagi dos cargols per fila. Cada aparell de cargols es calcula assimilant el seu comportament al de una unió en "T" a tracció. Per a cada parell s'ha de determinar la Força màxima a partir dels models en "T" a tracció. Aquesta força és la més petita dels valors obtinguts dels tres possibles mecanismes esmenats. Cal buscar el moment de les forces respecte el centre de compressió, considerant aquest al centre de l'ala comprimida. En cas de que hi hagi un esforç axial de compressió, aquest implica un augment en la força de compressió i una reducció del moment flector, tal i com es contempla a la **Figura A.62.**

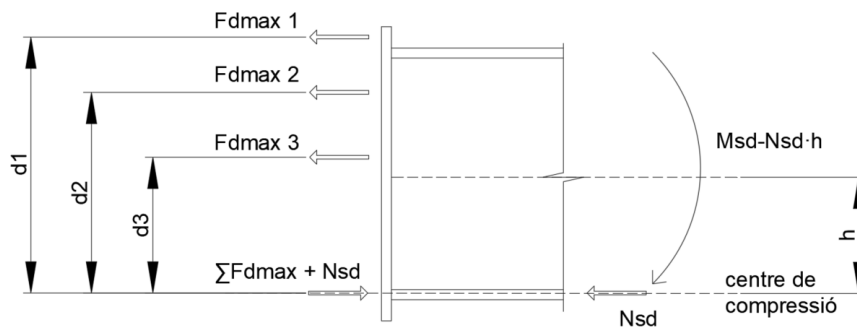


Figura A.62. Esquema de les forces que apareixen en una placa d'ancoratge

Per assimilar cada parella de cargols a la unió en "T", es té en compte les distàncies anteriorment esmenades, d_1 , d_2 , d_3 i d_4 , corresponent a les distàncies des del centre de l'ala inferior de l'ala del perfil del pilar, fins el centre dels possibles forats que pot haver per als cargols de la unió.

Alhora de comptabilitzar els cargols exteriors, aquests es consideren només una meitat, doncs l'altre és virtual, per tal de poder aconseguir un model en forma de unió en "T". La zona dels cargols cantoners, es substitueix per un model amb comportament simètric als dels cargols exteriors, seguint el model que es representa a la figura a continuació:

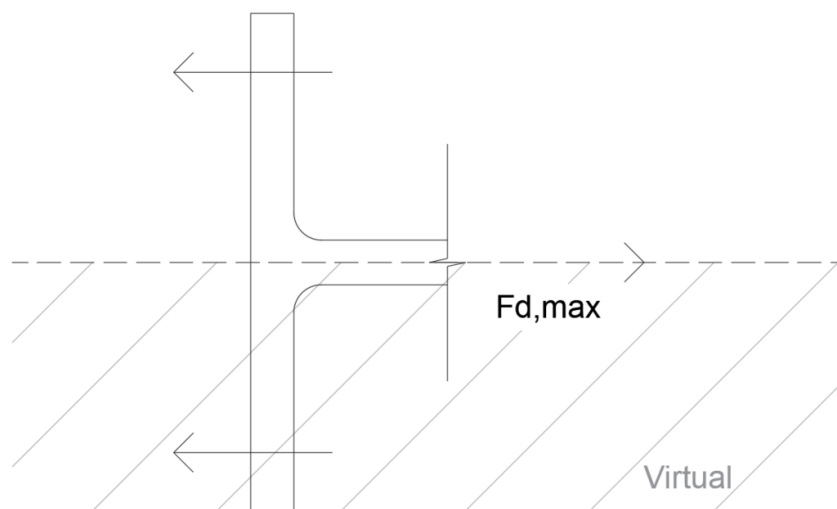


Figura A.63. Esquema de model de càlcul dels cargols exteriors

El sumatori de forces utilitzat en aquest model té en compte un total de 4 cargols, els 2 exteriors més els 2 virtuals. Arribant així a una força màxima el doble de la real, doncs es calcula amb el doble de cargols que es disposa realment.

Pel que fa als cargols cantoners, es té en compte que la unió en "T", està formada per l'ànima de la biga. D'igual forma, els cargols interiors també prenen l'ànima del perfil com a unió en "T". En els últims dos casos, no fa falta dividir entre 2 la força màxima resultant, doncs es comptabilitzen únicament la parella de cargols que hi ha.

A cada un d'aquests models en "T" anteriors, s'introdueixen unes longituds de la ròtula eficaces d'acord amb models teòrics

Cal dir que pels mecanismes parcials i els mecanismes complerts, es corresponen expressions específiques que s'exposen a continuació. Aquestes s'enumeren amb subíndex "p" o "c", per designar si son pròpies del mecanisme parcial o complert.

La longitud eficaç dels cargols de la xapa en la zona exterior es troba amb el valor mínim de la següent expressió:

$$l_{ef,p} = l_{ef,c} = \min(b; 4\pi m; 8m + 2.5e) \quad (59)$$

D'aquesta fórmula, s'obtenen els següents resultats, en mm, expressats en la taula a continuació, on la última fila correspon al valor mínim escollit:

$l_{ef,p}$ $l_{ef,c}$	170
	275,73
	265,54
	170

Pel que fa als cargols interiors cantoners, sota l'ala traccionada, es segueix el conjunt de les següents expressions:

$$\begin{aligned} l_{ef,p} &= \min(4m + 2.8e + 0.5p; 2\pi m; 4m + 1,25e) \\ l_{ef,c} &= \min(2.525m + 0.5(e+p); 2\pi m; 4m + 1,25e) \end{aligned} \quad (60)$$

Així doncs, de les fórmules (60), s'obtenen els següents resultats, en mm, expressats en la taula a continuació, on la última fila correspon al valor mínim escollit:

$l_{ef,p}$	345,85	$l_{ef,c}$	137,80
	161,25		161,25
	195,15		195,16
	161,25		137,80

Per últim, els cargols interiors que no són cantoners, segueixen la següent expressió:

$$l_{ef,p} = l_{ef,c} = \min(p; 2\pi m; 4m + 1,25e) \quad (61)$$

D'aquesta fórmula, s'obtenen els següents resultats, en mm, expressats en la taula a continuació, on la última fila correspon al valor mínim escollit:

$l_{ef,p}$ $l_{ef,c}$	54
	161,25
	134,41
	54

Un cop definides les longituds eficaces i les longituds de les ròtules de cada un, es procedeix a calcular la força màxima de cada parell de cargols, per a cada un dels mecanismes.

Pel que fa al mecanisme rígid, representat a la dreta, la imatge b), de la **Figura A.61.**, la força màxima que pot suportar ve donada per la següent fórmula:

$$F_{d,max} = \sum F_{t,Rd} \quad (62)$$

D'aquesta expressió s'extreuen els següents valors de la parella de cargols exteriors de l'ala, interiors cantoners i interiors entre les dues ales, de **180,86 kN**, **180,86 kN** i **180,86 kN**, respectivament.

Pel que fa al mecanisme plàstic parcial, representat a la Figura 9., ve donada per la següent fórmula:

$$F_{dmax} = \frac{2 \times b \times M_p + s \times \Sigma F_{t,Rd}}{m + s} \quad (63)$$

On:

- $\Sigma F_{t,Rd}$, és el sumatori de la força a tracció de cada parell de cargols
- b , correspon a la longitud eficaç de la ròtula en els mecanismes plàstics
- M_p , és el moment plàstic
- m i s , són paràmetres geomètrics dels cargols

Així doncs, d'aquesta fórmula s'extreuen els següents valors de la parella de cargols exteriors de l'ala, interiors cantoners i interiors entre les dues ales, de **158,20 kN**, **194,10 kN** i **194,10 kN** respectivament.

Pel que fa al mecanisme complert, es calcula la força màxima amb la següent fórmula:

$$F_{dmax} = \frac{4 \times M_p \times b}{m} \quad (64)$$

On:

- b , correspon a la longitud eficaç de la ròtula en els mecanismes plàstics
- M_p , és el moment plàstic
- m i s , són paràmetres geomètrics dels cargols

De la fórmula (64) s'extreuen els següents valors de la parella de cargols exteriors de l'ala, interiors cantoners i interiors entre les dues ales, de **259,73 kN**, **360,01 kN** i **360,01 kN** respectivament.

S'escollen els mínims obtinguts entre tots els mecanismes calculats, per establir el valor màxim de la força que suporten cada parell de cargols.

Seguint l'esquema de la **Figura A.62.**, s'obté un moment màxim de **120,52 kNm**. Tenint en compte la força de compressió, o de força axial que rep el pilar, s'obté un moment màxim a la zona comprimida de **8,75 kNm**.

Un cop es disposen de les disposicions sobre la placa d'ancoratge i els seus diàmetres, es dimensionen la longitud dels perns. Per trobar la longitud d'ancoratge, s'ha realitzat seguint les indicacions i el procediment que es troben en el llibre de Jimenez Montoya, 2011. Tot i això s'ha realitzat una comparació directa seguint la normativa, ja derogada, de la Instrucció de Formigó Estructural (EHE 08), encara que en el llibre esmenat, estigui basat en aquesta normativa.

Pel que fa al llibre, per determinar la longitud dels perns d'aquesta unió al pilar IPE 360, primer es determina la resistència de flexotracció del formigó de la sabata, que forma el fonament del pilar, a través d'ela següent fórmula:

$$f_{ct,d} = \frac{0,7 \times 0,3}{\gamma_c} \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (65)$$

On:

- γ_c , és el coeficient de seguretat parcial del formigó en Estat Límit Últim (ELU), de **1,5**
- f_{ck} , és la resistència característica del formigó, en el cas del projecte, es disposa de formigó armat HA-30, així doncs el valor d'aquest terme és **30 MPa**

De la fórmula anterior s'obté un valor de resistència de **1,35 MPa**.

A continuació, es calcula la tensió d'adherència mitjançant la següent fórmula, que es pot utilitzar per a barres de diàmetre igual o menor de 32 mm:

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times f_{ct,d} \quad (66)$$

On:

- η_1 , pren el valor de **1** per a barres en posició I, que és la posició que s'ha considerat per als pernns en el projecte, el tipus de posició s'explica amb més detall a l'annex de fonamentació

D'aquesta forma, s'obté una tensió d'adherència de **3,04 MPa**.

A continuació, es calcula la longitud bàsica d'ancoratge, la qual segueix la següent expressió de forma general:

$$l_b = \frac{\phi \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}} \quad (67)$$

On:

- ϕ , és el diàmetre dels pernns
- f_{yd} , és la resistència de càlcul de l'acer, tenint en compte un factor de **1,15** corresponent al coeficient de seguretat parcial del formigó en Estat Límit Últim (ELU) per a l'acer passiu o actiu. Com a resultat, el valor d'aquest terme és de **556,52 MPa**

Així doncs, s'obté un valor de la fórmula (67) de **731,9545 mm**.

Ahora el valor de la longitud neta d'ancoratge, ha de ser més gran que 10ϕ de les barres ni de 150 mm o 15 cm. Tampoc pot ser menor al 33% de la longitud neta, quan les barres estan traccionades, ni del 66% de la longitud neta, quan estan comprimides.

Considerant que la els pernns acaben en ganxo, el valor obtingut de la longitud neta es pot reduir, prenent un valor aquesta del 70% de la longitud neta, és a dir **512,38 mm**.

Per altre banda, s'ha calculat la longitud neta d'ancoratge, seguint la normativa de la Instrucció de Formigó Estructural (EHE 08).

Primer, es troba la resistència de càlcul del formigó a tracció, seguint la següent fórmula:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ct,k}}{\gamma_c} \quad (68)$$

On:

- $f_{ct,k}$, és la resistència característica a tracció, aquesta s'obté de la següent expressió

$$f_{ct,k} = 0,70 f_{ct,m} \quad (69)$$

On:

- $f_{ct,m}$, s'obté de la següent forma:

$$f_{ct,m} = 0,30 f_{ck}^{2/3} \quad (70)$$

On:

- f_{ck} , és la resistència característica del formigó, en el cas del projecte, es disposa de formigó armat HA-30, així doncs el valor d'aquest terme és **30 MPa**
- γ_c , és el coeficient parcial de seguretat adoptat amb un valor de **1,5**, extret de la Taula 15.3 de la normativa, que es mostra a la **Taula A.18**.

Tabla 15.3
Coeficientes parciales de seguridad de los materiales
para Estados Límite Últimos

Situación de proyecto	Hormigón γ_c	Acero pasivo y activo γ_s
Persistente o transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

Figura A.18. Coeficients parcials de seguretat del formigó i l'acer depenen de la combinació d'accions
(Font: EHE-08)

- α_{ct} , factor que té en compte el cansament del formigó quan està sotmès a alts nivells de tensió a tracció degut a càrregues de llarga duració, en general prenent com a valor **1**

Obtenint així un valor de resistència de càlcul del formigó a tracció de **1,93 MPa**.

Un cop es disposa de la resistència a tracció de càlcul, es continua, trobant el valor d'adherència de les barres seguint la següent fórmula:

$$\tau_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (71)$$

On:

- η_1 , és el coeficient relacionat amb la qualitat de l'adherència i la posició de les barres durant el formigonat, al igual que abans, pren el valor de **1**, al considerar-se una bona adherència
- η_2 , és el coeficient relacionat amb el diàmetre de la barra, en aquest cas pren el valor de **1**, doncs és el valor per a barres de diàmetre inferior o igual a 32

De la fórmula anterior s'obté un valor de **4,344 MPa**.

A continuació es calcula la longitud bàsica d'ancoratge, la qual segueix la següent expressió de forma general:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot \tau_{bd}} \quad (72)$$

On:

- \varnothing , és el diàmetre dels pernys
- f_{yd} , és la resistència de càlcul de l'acer, tenint en compte un factor de **1,15** corresponent al coeficient de seguretat parcial del formigó en Estat Límit Últim (ELU) per a l'acer passiu o actiu. Com a resultat, el valor d'aquest terme és de **556,52 MPa**

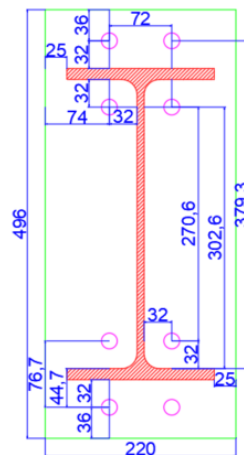
Així doncs, s'obté un valor de la fórmula (72) de **512,368 mm**.

Alhora el valor de la longitud neta d'ancoratge, ha de ser més gran que $10\varnothing$ de les barres ni de 150 mm o 15 cm. Tampoc pot ser menor al 33% de la longitud neta, quan les barres estan traccionades, ni del 66% de la longitud neta, quan estan comprimides.

Considerant que els pernys acaben en ganxo, el valor obtingut de la longitud neta es pot reduir, prenent un valor aquesta del 70% de la longitud neta, és a dir **358,66 mm**.

Després de realitzar la comparació dels dos mètodes realitzats per trobar la longitud neta d'ancoratge, es determina que es farà ús del resultat obtingut de la obtinguda a partir del llibre, doncs s'obté una longitud major i, per tant, es decanta cap al costat de la seguretat.

Així doncs, la placa d'ancoratge pel pilar IPE 360, disposa del següent esquema:



IPE 360

Figura A.64. Disposicions geomètriques dels cargols a la placa del pilar IPE 360

El procediment que s'ha dut a terme, per determinar les dimensions de la unió pilar-fonament del pilar IPE 360 del pòrtic tester de façana, s'ha imitat per arribar a la solució de la resta de unions per als diferents pilars que es disposen al pòrtic tester de façana i el pòrtic central.

Al ser un procediment repetitiu amb diferències numèriques, s'exposen a continuació, a la **Figura A.65.**, les disposicions geomètriques de la resta d'unions, al igual que apareixen en la **Figura A.64.**. Totes les fulles de càlcul i tots els resultats, que s'han esmenat durant el dimensionament de la unió d'aquest pilar, i de la resta, es disposen a l'Annex B.

Cal ressaltar que s'ha tingut en compte que tots els pilars cantoners i el pilar central del pòrtic central són encastats, a la resta de pilars, s'ha considerat que la unió pilar-fonamentació és articulada.

També s'exposen les longituds d'ancoratge definitives, els diàmetres dels forats i el gruix de la placa de testa pels diferents unions dels pilars:

Perfil	IPE 330	IPE 400	IPE 500	HEB 300 (façana)	HEB 300 (central)	HEB 240
Diàmetre dels forats	18 mm	18 mm	22 mm	26 mm	26 mm	22 mm
Longitud neta d'ancoratge	512,368 mm	512,368 mm	640,46 mm	768,55 mm	768,55 mm	640,46 mm
Gruix de la placa	16 mm	16 mm	22 mm	24 mm	24 mm	20 mm

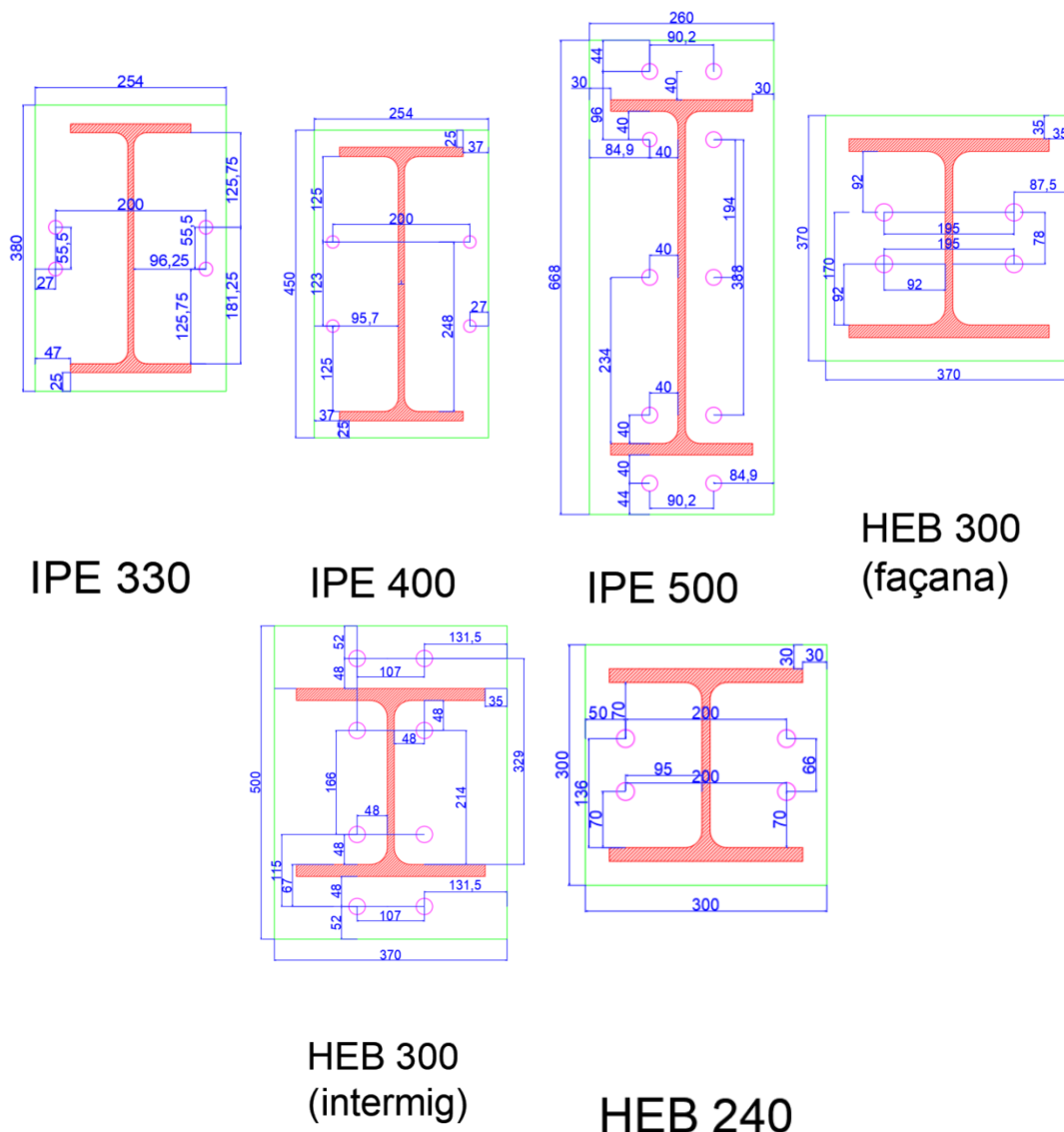


Figura A.65. Disposicions geomètriques dels cargols a les plaques de la resta dels pilars

A la **Figura A.65.** i a la **Figura A.64.**, s'observa en color blau les cotes i les disposicions geomètriques, en rosa s'assenyala els forats dels cargols, en vermell el perfil de cada pilar i en verd, la placa d'ancoratge.

A.8. DIMENSIONAMENT FONAMENTACIÓ

Els fonaments, de forma general, es dissenyen en funció de dos factors o paràmetres principals:

- Les càrregues que ha de suportar l'estructura
- El tipus de terreny on es vulguin fer les obres

Per tal de fer un correcte dimensionat, es realitzen dos càlculs diferents: un càlcul geotècnic (on es comproven les pressions de terreny i la rigidesa dels fonaments, la resistència al bolc de la base de la sabata i la resistència al lliscament) i un estructural (on es dimensionen les armadures de la sabata per garantir uns fonaments segurs i estables).

Existeixen diferents classificacions per als diferents tipus de fonaments. Primer, les superficials o directes, que engloben les que estan formades per sabates i lloses. La fonamentació profunda, de la que formen part els fonaments per pilots i per últim, es disposen dels pous de cimentació. Segons la tensió admissible del terreny, es pot determinar si fa falta una fonamentació amb sabates, fonamentació profunda o per pilots.

En funció de la forma que treballen els fonaments, hi ha diferents tipus de sabates. Els casos més comuns i més utilitzats són:

- Sabates combinades (representada la part superior esquerra de la **Figura A.66.**)
- Sabates aïllades (representada a la part superior dreta de la **Figura A.66.**)
- Sabates arriostrades i sabates excèntriques (representada a la part inferior de la **Figura A.66.**)

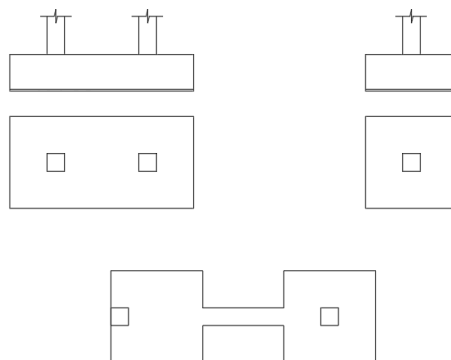


Figura A.66. Representació de diferents tipus de sabates

- Sabates contínues sota pilars (representada a la part esquerra de la **Figura A.67.**)
- Sabates contínues sota murs (representada a la part dreta de la **Figura A.67.**)

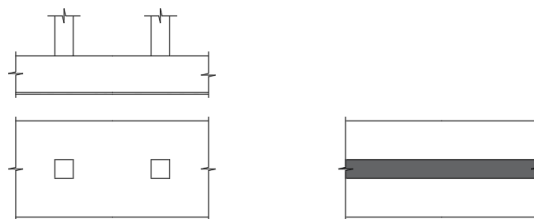


Figura A.67. Representació de diferents tipus de sabates

En el cas del projecte, s'ha dimensionat totes les sabates, tenint en compte que aquestes són aïllades, centrades als propis pilars de la nau.

En el projecte actual de la nau industrial, al no tenir cap estudi geotècnic del terreny, es parteix de la suposició d'una tensió admissible del terreny de $0,2 \text{ N/mm}^2$ o 200 kN/m^2 .

Alhora de tipificar el formigó a utilitzar, s'ha seguit amb la metodologia que s'utilitza a la Instrucció de Formigó Estructural (EHE 08), que segueix el següent format:

T - R / C / TM / A

donde:

- T* Indicativo que será HM en el caso de hormigón en masa, HA en el caso de hormigón armado y HP en el de pretensado.
- R* Resistencia característica especificada, en N/mm^2 .
- C* Letra inicial del tipo de consistencia, tal y como se define en 31.5.
- TM* Tamaño máximo del árido en milímetros, definido en 28.3.
- A* Designación del ambiente, de acuerdo con 8.2.1.

Figura A.68. Imatge on es mostra la tipificació del formigó (Font: EHE-08)

Així doncs, les sabates que es disposen al projecte estaran formades per formigó armat HA-30/F/12/IIa, segons la tipificació establerta en l'apartat 39.2 de la antiga normativa, tal i com s'observa a la **Figura A.68.**, i armadures d'acer B 500 S, les quals seran corrugades en posició I, de bona adherència.

Aquestes sabates es troben sobre un ciment de neteja o solera d'assentament de 10 cm d'espessor, espessor mínim que ha de tenir segons l'apartat 4.5.1.2 del CTE-DB-SE C. Aquest últim, al no ser un element estructural regulat, s'utilitzarà un formigó HL-150 i tindrà un gruix mínim de 10 cm, segons l'apartat 4.5.1.2 del CTE DB-SE C.

Tal i com s'esmena en la memòria i, al igual que en les unions, s'ha dissenyat uns fonaments, per a cada pilar que es disposa, tenint en compte les càrregues més desfavorables que arriben a cada un.

Així doncs, tot i que és recomanable estudiar cada fonament per separat i dimensionar-los individualment, alguns dels pòrtics centrals quedaran sobredimensionats, doncs s'ha dimensionat el pilar central que rep majors accions i, per tant, la majoria de pòrtics no suporten aquestes mateixes càrregues.

Cal remarcar que, tot i haver diferents comprovacions que s'han de dur a terme per al dimensionament de les sabates de fonamentació, únicament s'han realitzat les verificacions per enfonsament del terreny i per lliscament, complint amb lo establert a la normativa.

La comprovació al bolc, no es duu a terme ja que, a la nau es disposa d'elements de travat i unió que fan cohesionar el conjunt de la nau. Tenint en compte aquest factor, el bolc significaria que el conjunt de tota la nau bolcaria. Aquesta possibilitat de bolc es menysprea i no es comptabilitza alhora de dimensionar les sabates.

Com a exemple del càlcul realitzat per a la fonamentació, es mostra el càlcul pel pòrtic tester de façana, amb el pilar cantoner IPE360.

Per dimensionar els fonaments, es comença amb el càlcul geotècnic o referent al terreny, com a les pressions que actuen sobre el mateix i els seus assentaments. Aquest càlcul es realitza per a les sol·licitacions de servei, és a dir, es dimensiona a partir dels Estats Límits de Servei (ELS) i les comprovacions es refereixen a valors admissibles. La raó es que per pressions relativament petites, en comparació amb la pressió d'enfonsament es pot suposar que el sòl es comporta de forma lineal, d'aquesta forma és possible calcular la distribució de pressions en el mateix.

Tenint en compte les càrregues del pes propi de l'estructura, el de les corretges de coberta i el pes propi d'una coberta lleugera, les accions que arriben a la base d'aquest en Estat Límit de Servei (ELS) són les següents:

- M_x , moment al voltant de l'eix global X (eix transversal de la nau) de **0 kNm**
- M_z , moment al voltant de l'eix global Z (eix longitudinal de la nau) de **0 kNm**
- N, axial de **69,861 kN**
- V_z , tallant en l'eix global Z (eix longitudinal de la nau) de **0 kN**
- V_x , tallant en l'eix global X (eix transversal de la nau) de **0 kN**

En aquest cas, en servei no apareixen moments ni tallants al peu del pilar. En altres pilars, si que aquestes reaccions tenen valors diferents a 0. Tot i això, la metodologia de càlcul és la mateixa per a tots els pilars.

Així doncs, es comença realitzant un predimensionament de les dimensions de la sabata amb la següent fórmula:

$$\sigma_{adm} = \frac{1,25 N}{A} \quad (73)$$

On:

- σ_{adm} , és la tensió admissible del terreny, prenent com a aproximació d'aquest el valor de **0,2 N/mm²**, especificat anteriorment
- N, la càrrega axial que arriba a la base del pilar multiplicada per un coeficient de seguretat de 1,25
- A, l'àrea de la base de la sabata predimensionada

Si es considera una superfície de la sabata rígida de forma quadrada, sempre i quan, les dimensions i les mides entre pilars ho permetin, l'àrea A, es pot expressar de la següent forma:

$$A = a \cdot a \quad (74)$$

On:

- a, és l'amplada d'un costat de la sabata

Així doncs, si es substitueixen els valors coneguts a la fórmula (1) i s'aïlla el valor "a", es troba una amplada de la base de la sabata predimensionada de **0,5887 m**, la qual s'ha arrodonit a **1 m**, per tal de complir amb les exigències que es presenten més endavant.

Per saber les dimensions del vol de la sabata, es pot trobar amb l'expressió següent:

$$v = \frac{(a-H)}{2} \quad (75)$$

On:

- v , és el vol de la sabata
- H , és l'amplada de la placa d'ancoratge

De la fórmula (75) doncs, s'obté un vol de la sabata de **0,252 m**.

Depenent de la relació entre les seves dimensions, les sabates es poden classificar com a rígides i com a flexibles, tal i com es pot veure a la **Figura A.69.**, on a la dreta es veu representada la relació de les mides d'una sabata flexible i a l'esquerra la d'una sabata rígida.

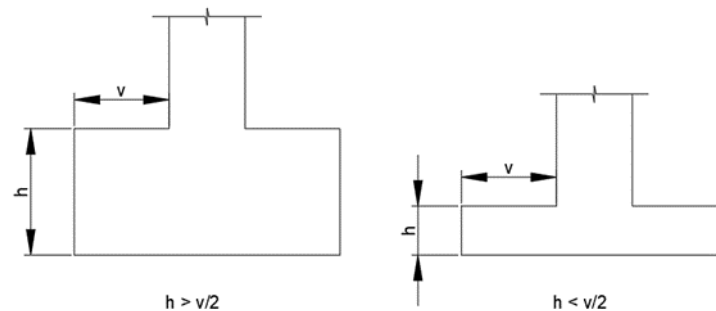


Figura A.69. Representació de la sabata rígida i la sabata flexible en funció de les mides de la sabata

Tanmateix, es recomana que el cantell total, h , no sigui inferior a 0,30 m o 30 cm, excepte en casos excepcionals.

Un cop es sap el valor del vol, considerant que la fonamentació es tracta d'una sabata rígida, la relació entre el cantell d'aquesta i el vol és la següent:

$$h > \frac{v}{2} \quad (76)$$

On:

- h , és el cantell de la sabata

Amb aquesta relació es troba un cantell de **0,5123 m**, el qual s'arrodoneix a **0,6 m**. Valor que supera el mínim recomanable de 0,3 m de cantell, segons el llibre Jiménez Montoya, 2011.

A continuació es busca quina distribució de tensions hi ha a la base de la sabata, tal i com es pot veure representat a la **Figura A.70.**, necessari per comprovar que no es sobrepassa la tensió admissible del terreny.

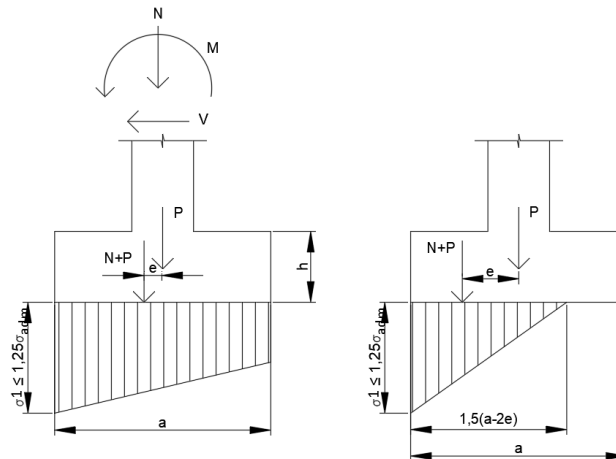


Figura A.70. Representació de la distribució de tensions sota la sabata

Aquesta distribució es troba comparant el valor de l'amplada de la sabata, a , dividida entre 6, amb l'excentricitat, e . Aquesta excentricitat es pot trobar en els dos eixos (en planta) de la sabata, de la forma que es mostra a la **Figura A.70.** Aquesta es troba seguint la següent expressió, en el seu respectiu eix:

$$e = \frac{(M+V \cdot h)}{(N+P)} \quad (77)$$

On:

- e , és l'excentricitat
- P , és la càrrega corresponent al pes propi de la sabata, considerant un valor del pes propi de **24 kN/m³**
- M , és el moment que arriba a la base del pilar
- h , és el cantell de la sabata
- V , és la càrrega tallant que arriba a la base del pilar

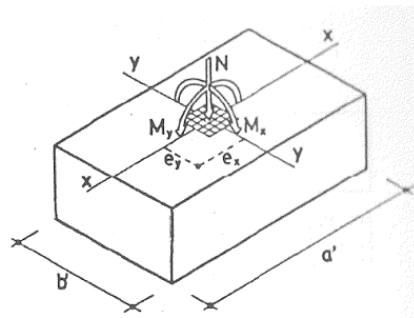


Figura A.71. Imatge que es diferencien diferents excentricitats en diferents eixos

En el cas d'aquest pilar, al no existir forces tallants, ni moments que arribin, l'excentricitat dona com a valor resultant **0 m**.

Realitzant la següent comprovació, anteriorment esmentada, es pot saber de quin tipus de distribució de tensions es tracta:

$$e \leq \frac{a}{6}, e > \frac{a}{6} \quad (78)$$

Al tenir una excentricitat de **0 m**, aquesta és menor que **0,1667 m** ($a/6$). Per tant, es pot saber que a la base de la sabata es seguirà una distribució homogènia de tensions sota la sabata.

Al obtenir aquest valor d'excentricitat, comprovant la distribució de tensions que es disposa sota la sabata, la pressió màxima de la sabata, es troba de la següent forma:

$$\sigma_1 = \frac{(N+P)}{A} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{a}\right) \quad (79)$$

On:

- $N+P$, correspon a la càrrega axial que rep el pilar

Així doncs, substituint els valors coneguts a la fórmula (79), s'obté una tensió de **69,86 MPa**.

En el cas que l'excentricitat fos superior a $0,1667 \text{ m}$ ($a/6$), la tensió màxima a la base de la sabata seria la següent:

$$\sigma_{max} = \frac{4(N+P)}{3(a-2 \cdot e)} \quad (80)$$

On:

- σ_{max} , és la tensió màxima a la cantonada de la sabata

Aquesta tensió màxima que hi ha a la sabata ha de verificar la següent expressió:

$$\sigma_1 \leq 1,25 \sigma_{adm} \quad (81)$$

Es compleix amb aquesta expressió, doncs el valor obtingut de la tensió sota la sabata és menor a 250 MPa, resultat de multiplicar a la tensió admissible del terreny 1,25.

A més, també s'ha de complir amb la següent verificació:

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_m = \frac{(N+P)}{A} \quad (82)$$

On:

- σ_m , és la tensió mitjana de la sabata

De la fórmula (82), s'obté una tensió mitjana, de **69,86 MPa**, complint així amb l'exigència de que sigui menor a l'admissible de 200 MPa.

S'ha comprovat doncs, que la sabata compleix amb les exigències de la normativa pel que respecta a l'enfonsament del terreny. Per altre banda, al no disposar de sabates travades entre elles, es comprova la seguretat al lliscament d'aquestes. Com a força estabilitzant, ens comptabilitza el fregament entre la base de la sabata i el terreny o la cohesió d'aquest, no tenint en compte l'empenta passiva del terreny sobre la superfície lateral de la sabata. Així doncs, la fórmula per comprovar l'estabilitat al lliscament és la següent suposant que el terra no té cohesió i està format per sorres:

$$(N + P) \times tg\varphi_d \geq \gamma_2 \times V \quad (83)$$

On:

- $N+P$, és la força axial que arriba al pilar
- V , és la força tallant que arriba al pilar
- γ_2 , és el coeficient de seguretat al lliscament, el qual pren un valor de **1,5**

- φ_d , és el resultat de la següent expressió:

$$\varphi_d = \frac{2}{3} \times \varphi \quad (84)$$

On:

- φ , és l'angle de fregament intern de càlcul, s'ha considerat un valor de **45°**

Així doncs, per un costat, les forces estabilitzadores (les corresponents a l'esquerra de la igualtat de la fórmula (83)) prenen un valor de **40,33 kN**, superiors a les desestabilitzadores (les corresponents a la dreta de la igualtat de la fórmula (83)), que al no tenir tallant, en estat de servei, aquesta part val **0**. Per tant, es conclou que aquest pilar es estable, pel que respecte al lliscament.

Complint amb les verificacions anteriors, les dimensions de la sabata, representades a la **Figura A.72.**, són les següents:

- **a = 1 m**
- **h = 0,6 m**
- **v = 0,252 m**

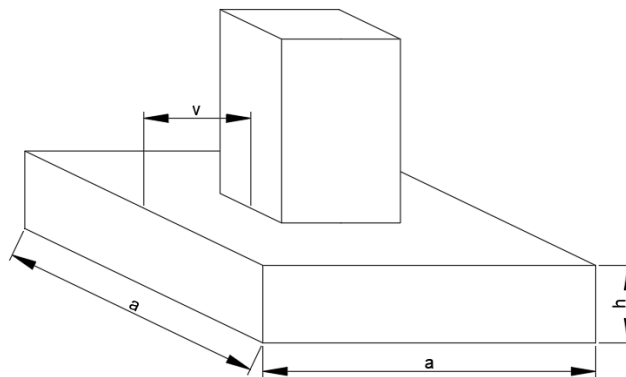


Figura A.72. Representació de les principals mides de una sabata

Per realitzar el càlcul estructural de la fonamentació i, per tant, dimensionar l'armadura de la sabata, es fa servir el mètode de bieles i tirants per a sabates rígides. Aquest mètode, tal i com es descriu en el llibre de Jiménez Montoya, 2011, consisteix en modelitzar una regió d'una estructura substituint-la per un element constituït per barres articulades isostàtiques, que representen el comportament de la zona. Les barres només estan sotmeses a càrregues axials de compressió i tracció. Les barres sotmeses a compressió se'ls anomena bieles i a les que estan a tracció tirants. Aquest mètode permet dimensionar els elements de forma que satisfan els Estats Límits Últims (ELU), però no es poden aplicar als Estats Límit de Servei (ELS).

L'armadura de la sabata només es disposa a la cara inferior, sotmesa a tracció. A la cara superior no és necessari, excepte en casos on l'excentricitat és molt elevada i que, per tant, el moment del pes propi de la sabata més el de les terres que hi ha per sobre siguin superiors que el moment provocat per les tensions del terreny.

Aquestes armadures s'han de disposar sense reducció de secció al llarg de la sabata i ancorar-se amb especial cura, doncs el mètode utilitzat de bieles i tirants exigeix el funcionament eficaç dels tirants en tota la seva longitud.

Les armadures inferiors de la sabata formaran un engraellat que s'estendrà fins les vores de la sabata. A l'hora d'ancorar-les, aquestes s'han de doblar i allargar-se una longitud d'ancoratge. En els casos de sabates rígides, segons la Instrucció Espanyola, es recomana l'ancoratge mitjançant barres transversals soldades.

Així doncs, per dimensionar les armadures, s'utilitzen les reaccions que arriben en Estats Límit Últims (ELU) a aquest pilar, que són les següents:

- M_x , moment al voltant de l'eix global X (eix transversal de la nau) de **25,823 kNm**
- M_z , moment al voltant de l'eix global Z (eix longitudinal de la nau) de **14,7 kNm**
- N , axial de **98,327 kN**
- V_z , tallant en l'eix global Z (eix longitudinal de la nau) de **102,6 kN**
- V_x , tallant en l'eix global X (eix transversal de la nau) de **12,314 kN**

Al tenir moments i tallants en dos direccions diferents, significa que existeix excentricitat en dos eixos diferents. Per tant, s'ha de trobar cada paràmetre a continuació per els dos eixos en planta. Es considerarà, en sentit longitudinal al pla de façana, el x, amb el subíndex 1, i en sentit transversal al pla de façana, és a dir, que entra dins el pla, l'eix z, amb el subíndex z.

En el cas que pertoca, es disposa d'una compressió excèntrica, el qual significa que l'armadura disposada a la cara inferior de la sabata ha de suportar la tracció màxima que es pot extreure de la següent expressió:

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85 d} \cdot (x_1 - 0,25 a) = A_s \cdot f_{yd} \quad (85)$$

On:

- T_d , és la tracció màxima que ha de resistir l'armadura
- R_{1d} , és la càrrega resultant de la tensió del terreny a la sabata
- d , és el cantell de la sabata
- x_1 , és la distància des de el centre de la sabata a la càrrega R_{1d}
- A_s , és la superfície dels perfils de les armadures inferiors de la sabata
- a , és l'amplada de la sabata
- f_{yd} , és la resistència de càlcul de l'acer, amb un valor més gran o igual a 400 N/mm²

Aquests valors també es poden veure representats a la **Figura A.73.** a continuació:

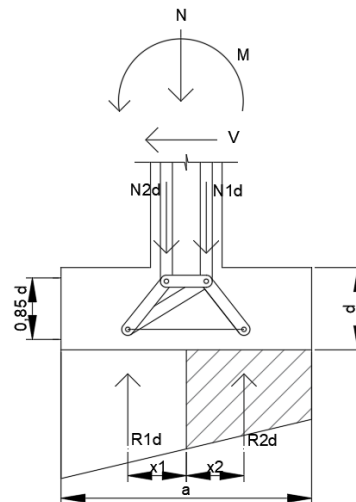


Figura A.73. Representació del mètode de càlcul de bieles i tirants

Un cop s'obté la tracció màxima que ha de suportar l'armadura de la sabata, dins la mateixa expressió (85), es troba el diàmetre de les armadures necessàries.

Per trobar la càrrega resultant de la tensió del terreny a la sabata es fa mitjançant la següent fórmula:

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} \cdot (1 + 3\eta) \quad (86)$$

On:

- N_d , és la càrrega axial que rep la sabata de suport en Estat Límit Últim (ELU), sense tenir en compte el pes propi de la sabata
- η , és l'excentricitat relativa de la càrrega del suport

L'excentricitat relativa, que es troba en les dos equacions anteriors, s'obté de la següent forma:

$$\eta = \frac{M_d}{N_d \cdot a} \quad (87)$$

On:

- M_d , és el moment que rep la sabata de suport en Estat Límit Últim (ELU) en el seu respectiu eix

D'aquesta fórmula s'obté l'excentricitat η_x i η_z , amb uns valors de **0,07** i **0,88**, respectivament.

Substituint els valors coneguts a la fórmula (86), s'obté com a càrrega resultant del terreny a la sabata **60,13 kN**, en el sentit longitudinal del pla de façana, R_{1d} . Pel que fa a l'altre eix, R_{2d} , s'obté un valor de **188,07 kN**.

Tanmateix, el valor de la variable x_1 , o z_1 , en cas de l'altre eix, es troba mitjançant l'expressió que hi ha a continuació:

$$x_1 = a \times \frac{1+4\eta}{4+12\eta} \quad (88)$$

De la qual s'extreu un valor de **0,265** i **0,31**, per a x_1 i z_1 , respectivament.

Un cop es disposen de totes les variables necessàries per trobar la tracció màxima que han de suportar les armadures inferiors, es substitueixen a la fórmula (85) i es troba una tracció, T_{d1} , de **164,435 kN** i una tracció, T_{d2} , de **74,78 kN**.

Dins la mateixa fórmula (85), utilitzada per trobar la tracció que han d'aguantar les armadures de la sabata, es pot trobar l'àrea total de les armadures. Tenint en compte que la resistència de càlcul de l'acer pren un valor de **434,782 MPa**, doncs s'ha tingut en compte un armat d'acer B 500 S. Substituint valors, es troba un àrea de **9,95 mm²**, en l'eix x, i de **171,99 mm²**, en l'eix z. Aquest valor és la secció mínima per suportar les càrregues trobades anteriorment.

Per trobar les seccions de les armadures que s'utilitzen per suportar les càrregues de tracció, es fa ús de les taules adjuntes, que es troben en el llibre de Jiménez, 2011, basades tant en la Instrucció Espanyola com en l'Eurocodi de formigó. Aquestes taules s'adjunten a l'Annex B. Prenent el valor més gran obtingut de les seccions necessàries, en el càlcul anterior i, amb l'ajut de les taules, es determinen que fan falta 6 armadures de diàmetre de 6 mm (**6Ø6**).

La quantia geomètrica mínima exigida en la Instrucció Espanyola que es disposa a la cara inferior de la sabata, per a un acer B 500 SD, que seria l'acer de les armadures del projecte, és de 0,9 %. D'aquesta forma es troba que l'àrea total mínima de les armadures de la sabata hauria de ser **540 mm²**, valor que supera el que es troba mitjançant la fórmula (85), per tant es dimensionaran en base la quantia mínima geomètrica.

Mitjançant les taules, anteriorment esmentades, es troba que són necessàries 7 armadures de diàmetre de 10 mm (**7Ø10**).

L'ancoratge de les armadures es farà mitjançant barres transversals soldades. Aquestes estaran separades entre si una distància, s_t , tal i com es pot veure representat a la **Figura A.74.**, que es troba mitjançant la següent fórmula:

$$s_t = \frac{a - r_{lat}}{n - 1} \quad (89)$$

On:

- s_t , és la distància entre les barres de l'armadura
- a , és l'amplada de la sabata
- r_{lat} , és el recobriment lateral
- n , és el número de barres de l'armadura

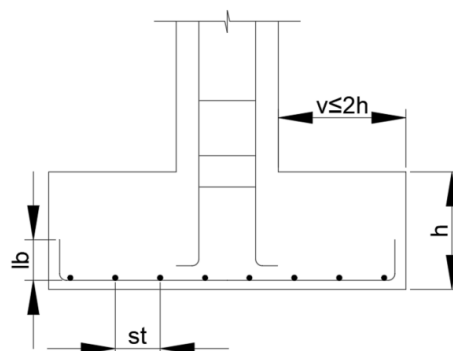


Figura A.74. Disposicions de les armadures inferiors de la sabata

Tenint en compte un recobriment de 50 mm, per tal d'evitar la corrosió de les armadures, substituint els valors coneguts a la fórmula (89), s'obté una distància entre barres de **150 mm**. Complint amb la separació màxima recomanable entre barres de 30 cm.

La longitud bàsica d'ancoratge, l_b , ve donada per la següent expressió, considerant que les barres de l'armadura estan en posició I:

$$l_b = m_1 \cdot \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \phi \quad (90)$$

On:

- l_b , és la longitud d'ancoratge
- m_1 , coeficient que ve donat a la **Taula A.19**.

Resistència característica del hormigó (N/mm ²)	m	
	B 400 S B 400 SD	B 500 S B 500 SD
25	1,2	1,5
30	1,0	1,3
35	0,9	1,2
40	0,8	1,1
45	0,7	1,0
≥ 50	0,7	1,0

Taula A.19. Coeficient m, en funció del tipus de formigó que es disposi a l'element i el tipus d'acer de les armadures (Font: EHE-08)

- ϕ , és el diàmetre de les barres que formes l'armadura de l'element estructural
- f_{yk} , és el límit elàstic característic de l'acer de les armadures

Cal remarcar, que es defineix la posició de les barres de l'armadura en base al valor del cantell de l'element estructural, h, segons l'Eurocodi.

Al disposar d'un formigó armat HA-30 i unes armadures formades per acer B 500 S, de la **Taula A.19.**, s'obté un valor del coeficient, m, de **1,3**.

Substituint el valors coneguts a l'expressió (90), es troben els valors del primer i segon terme, **130 mm** i **250 mm**, respectivament.

A partir de la longitud bàsica d'ancoratge s'obté la longitud neta d'ancoratge, que te en compte altres factors que permeten reduir la longitud d'ancoratge. Aquesta longitud segueix la següent expressió:

$$l_{b,neta} = l_b \cdot \beta \quad (91)$$

On:

- $l_{b,neta}$, és la longitud neta d'ancoratge
- l_b , longitud bàsica d'ancoratge
- β , factor reductor extret de la **Taula A.20**.

Tipo de anclaje	Tracción	Compresión
Prolongación recta	- 1	1
Patilla, gancho y gancho en U	0,7 (*)	1
Barra transversal soldada	0,7	0,7

(*) Si el recubrimiento de hormigón perpendicular al plano de doblado es superior a 3ϕ . En caso contrario $\beta = 1$.

Taula A.20. Coeficient β , en funció del tipus d'ancoratge que es disposa (Font: EHE-08)

En el cas de la sabata del projecte, al disposar de barres transversals soldades, el coeficient reductor, β , pren el valor de **0,7**. Així doncs, s'obté una longitud neta de **91 mm**.

Aquesta longitud neta d'ancoratge ha de superior als valors dels següents requeriments:

- $0,33 \cdot l_b$, en barres traccionades
- $0,66 \cdot l_b$, en barres comprimides
- 10ϕ
- 15 cm

Tenint en compte aquests requeriments, la longitud neta d'ancoratge és de **250 mm**, doncs és la màxima que s'ha de posar per complir amb les exigències esmenades.

El procediment que s'ha dut a terme, per determinar les dimensions dels fonaments del pilar IPE 360 del pòrtic tester de façana, s'ha imitat per arribar a la solució de la resta de fonaments per als diferents pilars que es disposen al pòrtic tester de façana i el pòrtic central.

Al ser un procediment repetitiu amb diferències numèrics, s'exposen a continuació, les dimensions de les sabates que s'han dissenyat per a cada pilar i les armadures inferiors de cada pilar. Totes les fulles de càlcul i tots els resultats, que s'han esmenat durant el dimensionament dels fonaments d'aquest pilar, i de la resta, es disposen a l'Annex B.

Pilar	A (àrea de la sabata)	h (cantell de la sabata)	Armadures inferiors
IPE 330	1 m x 1 m	0,6 m o 60 cm	7 ϕ 10
IPE 400	1 m x 1 m	0,6 m o 60 cm	7 ϕ 10
IPE 500	2 m x 2 m	0,7 m o 70 cm	7 ϕ 16
HEB 300 (façana)	1 m x 1 m	0,85 m o 85 cm	7 ϕ 12
HEB 300 (central)	1 m x 1 m	0,85 m o 85 cm	7 ϕ 12
HEB 240	1 m x 1 m	0,7 m o 70 cm	8 ϕ 10

ANNEX B: INFORMACIÓ TÉCNICA

B.1. INTRODUCCIÓ

B.1.1. Objecte

Aquest annex té com a objectiu mostrar tota la documentació relativa a la solució que s'ha aconseguit arribar per als elements estructurals dimensionats de la nau del projecte.

B.1.2. Abast

Es mostraran totes les fitxes tècniques que s'han utilitzat per trobar les dimensions reals de certs elements estructurals mostrats durant el treball. També mostrar tots els diagrames finals de resistència i estabilitat, juntament amb els diagrames de càrregues dels elements estructurals principals de l'estructura. Tanmateix es mostraran tots els fulls de càlcul utilitzats durant el dimensionament de les unions i els fonaments de la nau.

B.2. FITXES TÈCNIQUES

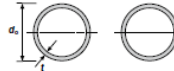
B.2.1. Tubs circulars metàl·lics CHS (Circular Hollow Section)



TABLE 3.1-2(1)
Circular Hollow Sections
AS/NZS 1163 Grade C350L0
DIMENSIONS AND PROPERTIES

Dimensions and Ratios					Properties										Properties for Design to AS 4100		
Designation	d _s mm	t mm	Mass per m kg/m	External Surface Area per m m ² /m	d _s /t	Gross Section Area					Torsion Constant		Torsion Modulus		Form Factor		
						A _g mm ²	I 10 ⁶ mm ⁴	Z 10 ⁶ mm ³	S 10 ⁶ mm ²	r mm	J 10 ¹⁰ mm ⁴	C 10 ¹⁰ mm ³	k _t	Compactness (C,N,S)	Z _e 10 ⁶ mm ³		
508.0 x 12.7 CHS	508.0	12.7	155	1.60	10.3	19800	606	2390	3120	175	1210	4770	1.00	N	3050		
9.5 CHS	117	1.60	13.7	53.5	14900	462	1820	2360	176	925	3640	1.00	N	2170			
6.4 CHS	79.2	1.60	20.2	79.4	10100	317	1250	1610	177	634	2500	0.857	N	1290			
457.0 x 12.7 CHS	457.0	12.7	139	1.44	10.3	17700	438	1920	2510	157	976	3830	1.00	N	2500		
9.5 CHS	105	1.44	13.7	48.1	13400	334	1460	1900	158	669	2930	1.00	N	1790			
6.4 CHS	71.1	1.44	20.2	71.4	9060	230	1010	1300	159	460	2010	0.904	N	1090			
406.4 x 12.7 CHS	406.4	12.7	123	1.28	10.4	15700	305	1500	1970	139	609	3000	1.00	C	1970		
9.5 CHS	93.0	1.28	13.7	42.8	11800	233	1150	1500	140	467	2300	1.00	N	1450			
6.4 CHS	63.1	1.28	20.2	63.5	8040	161	782	1020	141	322	1580	0.960	N	895			
355.6 x 12.7 CHS	355.6	12.7	107	1.12	10.4	13700	201	1130	1490	121	403	2260	1.00	C	1490		
9.5 CHS	81.1	1.12	13.8	37.4	10300	155	871	1140	122	310	1740	1.00	N	1130			
6.4 CHS	55.1	1.12	20.3	55.6	7020	107	602	781	123	214	1200	1.00	N	710			
323.9 x 12.7 CHS	323.9	12.7	97.5	1.02	10.4	12400	151	930	1230	110	301	1860	1.00	C	1230		
9.5 CHS	73.7	1.02	13.8	34.1	9380	116	717	939	111	232	1430	1.00	C	939			
6.4 CHS	53.1	1.02	20.3	50.6	6380	80.5	497	645	112	161	994	1.00	N	601			
273.1 x 12.7 CHS	273.1	12.7	81.6	0.858	10.5	10400	88.3	646	862	92.2	177	1290	1.00	C	862		
9.3 CHS	60.5	0.858	14.2	29.4	7710	67.1	492	647	93.3	134	983	1.00	C	647			
6.4 CHS	42.1	0.858	20.4	42.7	5360	47.7	349	455	94.3	95.4	699	1.00	N	441			
4.8 CHS	31.8	0.858	27.0	56.9	4050	36.4	267	346	94.9	72.8	533	1.00	N	312			
219.1 x 8.2 CHS	219.1	8.2	42.6	0.688	16.1	26.7	5430	30.3	276	365	74.6	60.5	552	1.00	C	365	
6.4 CHS	33.6	0.688	20.5	34.2	4280	24.2	221	290	75.3	48.4	442	1.00	C	290			
4.8 CHS	25.4	0.688	27.1	45.6	3230	18.6	169	220	75.8	37.1	339	1.00	N	210			
168.3 x 7.1 CHS	168.3	7.1	28.2	0.529	18.7	23.7	3600	11.7	139	185	57.0	23.4	278	1.00	C	185	
6.4 CHS	25.6	0.529	20.7	26.3	3260	10.7	127	168	57.3	21.4	254	1.00	C	168			
4.8 CHS	19.4	0.529	27.3	35.1	2470	8.25	98.0	128	57.8	16.5	196	1.00	C	128			

- 1 CHS
- 2 C350L0
- 3 Finish



- Notes:
- REFER to the Australian Tube Mills PRODUCT AVAILABILITY GUIDE (PAG) for information on the availability of listed sections and associated finishes. The PAG can be found at www.austubemills.com.
 - For Grade C350L0: $f_y = 350$ MPa and $f_u = 430$ MPa; f_y = yield stress used in design; f_u = tensile strength used in design; as defined in AS 4100.
 - C = Compact Section; N = Non-Compact Section; S = Slender Section (as defined in AS 4100).
 - Grade C350L0 to AS/NZS 1163 is cold-formed and is therefore allocated the CP residual stresses classification in AS 4100.

B.2.2. Tancament coberta



MT-42

REV. 02 - Enero 2019

PROPIEDADES



MATERIA PRIMA:
Acero

ESPESORES (mm)
Desde 0.5 hasta 1.2

ACABADO
Prelacado/Galvanizado

ANCHO ÚTIL:
1000 mm

	ESPESOR [mm]						
	0.50	0.60	0.70	0.75	0.80	1.00	1.20
P [kg/m ²]	4.91	5.89	6.87	7.36	7.85	9.81	11.78
I [cm ⁴ /m]	15.218	18.262	21.307	22.829	24.351	30.441	36.529
W [cm ³ /m]- cara A	5.156	6.524	7.602	8.138	8.673	10.804	12.965
W [cm ³ /m]- cara B	4.612	5.667	6.747	7.297	7.847	10.089	12.107

Peso perfil por metro cuadrado. Inercia perfil por metro lineal. Wéndido reciente perfil por metro lineal



DESCRIPCIÓN Y APLICACIÓN

El perfil MT-42 de Hiesse está especialmente diseñado para cubiertas metálicas y se define por los 42 mm de altura de greca, lo que dota a este perfil de una buena resistencia para cubrir un gran abanico de luces habituales. Se fabrica en espesores que van de 0,50 mm a 1,20 mm. Su ancho útil está en 1.000 mm, y su longitud habitual entre 1.600 y 14.000 mm.

Disponibile tanto en galvanizado como prelacado en una amplia gama de colores según carta HIANSA. Se puede servir provisto de perforaciones para las soluciones de montaje que así lo requieran, con 3 mm de diámetro, 5 mm entre ejes y 60° tresbolillo.



AMBITO DE APLICACIÓN							
Cubierta SANDWICH	Cubierta SANDWICH	Cubierta DECK	Fachada SIMPLE	Fachada SANDWICH	Fachada SANDWICH	Interior	Encofrado Perdido
Perfil Interior	Perfil Exterior	Perfil Base		Perfil Interior	Perfil Exterior	Falaca Tachas	

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Características Geométricas			
Característica	Valor	Unidades	Tolerancia / Norma
Canto de perfil [h]	42	mm	±1,5 EN 508-1
Canto de los rigidizadores	0	mm	+9/-1 EN 508-1
Paso de onda	205	mm	±3,0 EN 508-1
Ancho de la cresta y valle	28/90,2	mm	+4/-1 EN 508-1
Ancho útil [w]	1000	mm	[a0,1 - h] y <15 EN 508-1
Radio de pliegado [r]	3	mm	±2,0 EN 508-1
Longitud [l]	1.600 a 14.000	mm	+20/-5 EN 508-1

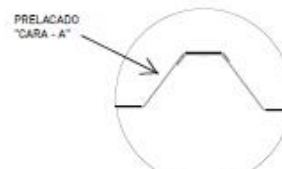
Prescripciones del Perfil			
Característica	Valor	Unidades	Tolerancia / Norma
Desviación de la rectitud	< a la toleran.	mm	±2/m [max. 10] EN 508-1
Desviación de la cuadratura	< a la toleran.	mm	< 0,005*w EN 508-1
Desviación del solape lateral	< a la toleran.	mm	±2 a/500 mm EN 508-1
Radio y ángulo de curvado	--	mm	-- EN 508-1
Espesor chapa	0,7 a 1,2	mm	UNE 10143
Tipo de acero	S22000 a S32000		UNE 10346
Cambio de medidas	12 a 10 °K		UNE 14782
Permeabilidad al agua	Pasa		UNE 14782
Emissiones suatanc. peligrosas		Sin emisiones	
Comportamiento al fuego	Broof (I1)		RD 110/2008
Recubrimiento galvanizado			UNE 10346
Recubrimiento prelacado			UNE 10169
Reacción al fuego			Clase A1

NORMATIVA EMPLEADA

Ref. Norma	Descripción
EN 508-1	Productos para cubiertas y revestimientos de chapas metálicas. Especifican para los productos autoportantes de chapas de acero. Parte 1: acero.
EN 10143	Chapas y bandas de acero con recubrimiento metálico en continuo por inmersión en caliente. Tolerancias dimensionales y de forma.
EN 10169	Productos planos de acero, recubiertos en continuo de metales orgánicos (prelacado). Condiciones técnicas de suministro.
EN 10346	Productos planos de acero recubiertos en continuo por inmersión en caliente. Condiciones técnicas de suministro.
EN 14782	Chapas metálicas autoportantes para revestimiento y revestimiento de cubiertas y fachadas. Especificaciones y requisitos de producto.



SECCIÓN PERFIL



DETALLE SOLAPE

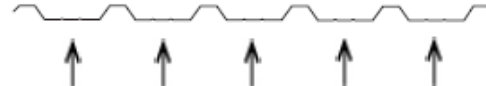
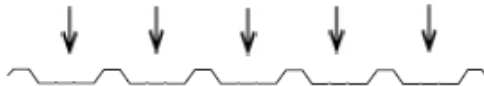
CUBIERTAS

ACERO S220GD - LIMITE ELASTICO 220 N/mm²
CARGAS ADMISIBLES (kp/m²) SEGÚN DISTANCIA ENTRE CORREAS (m)

PRESIÓN									1 Vano	SUCCIÓN								
3.00	2.75	2.5	2.25	2	1.75	1.5	1.25	1	h(mm)	1	1.25	1.5	1.75	2	2.25	2.5	2.75	3.00
41	54	74	103	133	175	240	347	545	0.50	487	310	214	156	118	92	74	54	41
49	65	88	123	168	221	303	439	690	0.60	599	381	263	191	145	114	88	65	49
57	76	103	144	196	258	354	512	804	0.70	713	454	313	228	173	135	103	76	57
61	81	110	154	210	276	378	548	861	0.75	771	491	339	247	187	146	110	81	61
65	87	118	165	223	294	403	584	917	0.80	829	528	364	265	201	157	118	87	65
81	108	147	206	278	366	502	728	1143	1.00	1066	679	468	342	259	203	147	108	81
97	130	177	247	334	440	603	873	1371	1.20	1280	815	562	410	311	243	177	130	97

PRESIÓN									2 Vanos	SUCCIÓN								
3.00	2.75	2.5	2.25	2	1.75	1.5	1.25	1	h(mm)	1	1.25	1.5	1.75	2	2.25	2.5	2.75	3.00
56	68	83	104	133	175	240	347	545	0.50	487	310	214	156	118	92	74	60	50
71	86	105	132	168	221	303	439	609	0.60	599	381	263	191	145	114	91	74	61
83	100	123	153	196	258	354	512	804	0.70	713	454	313	228	173	135	108	88	73
89	107	132	164	210	276	378	548	861	0.75	771	491	339	247	187	146	117	96	79
95	114	140	175	223	294	403	584	917	0.80	829	528	364	265	201	157	126	103	85
118	143	175	218	278	366	502	728	1143	1.00	1066	679	468	342	259	203	162	132	110
142	171	209	261	334	440	603	873	1371	1.20	1280	815	562	410	311	243	195	159	132

PRESIÓN									3 Vanos	SUCCIÓN								
3.00	2.75	2.5	2.25	2	1.75	1.5	1.25	1	h(mm)	1	1.25	1.5	1.75	2	2.25	2.5	2.75	3.00
71	86	105	131	167	220	301	435	683	0.50	610	389	268	196	149	117	93	76	63
91	109	133	165	212	278	381	551	864	0.60	750	478	330	241	183	143	115	94	78
106	127	155	193	247	324	444	642	1007	0.70	893	569	393	287	218	171	137	112	93
113	136	166	207	264	347	475	687	1078	0.75	966	615	425	310	236	185	148	121	101
121	145	177	221	281	370	506	731	1149	0.80	1038	662	457	334	254	199	160	130	108
150	181	221	275	350	461	630	912	1431	1.00	1335	851	588	429	326	256	205	168	140
180	217	265	330	420	553	757	1095	1717	1.20	1602	1021	706	515	392	307	247	202	168



Sobrecargas de servicio admisibles, uniformemente distribuidas en kg/m². Las tablas se han obtenido en función de una metodología de cálculo establecida de acuerdo a lo indicado en la norma NBE EA-95. Estos resultados cumplen los Estados Límite Últimos de tensiones normales y tangenciales prescritos en dicha normativa y con una limitación del Estado Límite de Servicio de deformaciones de L/200.

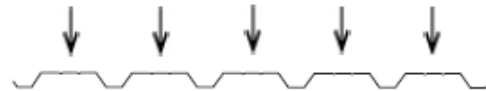
FACHADAS

ACERO S220GD - LIMITE ELASTICO 220 N/mm²
CARGAS ADMISIBLES (kp/m²) SEGÚN DISTANCIA ENTRE CORREAS (m)

SUCCIÓN									1 Vano e(mm)	PRESIÓN								
3.00	2.75	2.5	2.25	2	1.75	1.5	1.25	1		1	1.25	1.5	1.75	2	2.25	2.5	2.75	3.00
45	59	79	108	137	180	244	352	550	0.50	492	315	219	161	123	97	79	59	45
55	71	94	129	174	227	309	445	696	0.60	604	387	269	197	151	119	94	71	55
64	83	110	151	203	265	360	519	811	0.70	720	461	320	235	180	142	110	83	64
68	89	118	162	217	283	386	556	868	0.75	778	498	346	254	195	154	118	89	68
73	94	126	172	231	302	411	592	925	0.80	837	536	372	273	209	165	126	94	73
91	118	157	216	288	376	512	738	1152	1.00	1076	689	478	351	269	213	157	118	91
109	142	189	259	346	452	615	885	1383	1.20	1291	826	574	422	323	255	189	142	109

SUCCIÓN									2 Vanos e(mm)	PRESIÓN								
3.00	2.75	2.5	2.25	2	1.75	1.5	1.25	1		1	1.25	1.5	1.75	2	2.25	2.5	2.75	3.00
61	73	88	109	137	180	244	352	550	0.50	492	315	219	161	123	97	79	65	55
77	92	111	137	174	227	309	445	696	0.60	604	387	269	197	151	119	97	80	67
90	107	130	160	203	265	360	519	811	0.70	720	461	320	235	180	142	115	95	80
96	115	139	171	217	283	386	556	868	0.75	778	498	346	254	195	154	125	103	86
103	122	148	183	231	302	411	592	925	0.80	837	536	372	273	209	165	134	111	93
128	152	194	228	288	376	512	738	1152	1.00	1076	689	478	351	269	213	172	142	120
154	183	221	273	346	452	615	885	1383	1.20	1291	826	574	422	323	255	207	171	143

SUCCIÓN									3 Vanos e(mm)	PRESIÓN								
3.00	2.75	2.5	2.25	2	1.75	1.5	1.25	1		1	1.25	1.5	1.75	2	2.25	2.5	2.75	3.00
76	91	110	136	172	224	306	440	687	0.50	615	394	273	201	154	121	98	81	68
97	115	139	172	217	284	387	557	870	0.60	756	484	336	247	189	149	121	100	84
113	134	162	200	253	331	450	649	1014	0.70	900	576	400	294	225	178	144	119	100
121	143	174	214	271	354	482	694	1085	0.75	973	623	432	318	243	192	156	129	108
128	153	185	228	289	374	514	740	1156	0.80	1046	670	465	342	262	207	167	138	116
160	190	230	285	360	470	640	922	1441	1.00	1345	861	598	439	336	266	215	178	149
192	229	277	341	432	564	768	1106	1729	1.20	1614	1033	717	527	404	319	258	213	179



Sobrecargas de servicio admisibles, uniformemente distribuidas en kg/m². Las tablas se han obtenido en función de una metodología de cálculo establecida de acuerdo a lo indicado en la norma NBE EA-95. Estos resultados cumplen los Estados Límite Últimos de tensiones normales y tangenciales prescritos en dicha normativa y con una limitación del Estado Límite de Servicio de deformaciones de L/200.

HIANSIA S.A. se reserva en cualquier caso la facultad de modificar el presente documento sin previo aviso.

HIANSIA S.A. Polígono Ind. Dehesa de las Cigüeñas - Parc A-1 14420 Villafraanca de Córdoba Telf 957198900 FAX 957198910 comercial@hiansa.com - www.hiansa.com

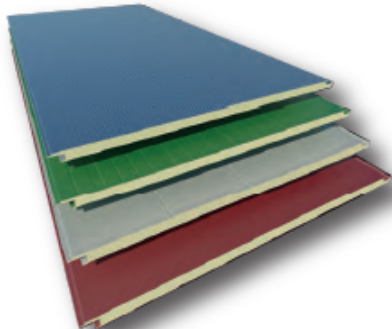
B.2.3. Tancament façana



REV.03 - Febrero 2022

PANEL FACHADA - HF

PANEL FACHADA - HF



CARA EXTERIOR
Acero prelacado
≥0.5mm espesor

AISLANTE
Poli-isocianurato
PIR alto indice

CARA INTERIOR
Acero prelacado
≥0.5mm espesor

ESPESORES (mm)
50/60/80/100

ANCHO ÚTIL
1.100 mm

USO
Fachada exterior con
techo no combustible



CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Panel para cerramiento de fachada compuesto por 2 chapas de acero galvanizado y prelacado con núcleo aislante PIR de alto indice que garantiza las máximas prestaciones de aislamiento térmico y de comportamiento frente al fuego. Se puede instalar tanto en vertical como en horizontal. En ambos casos la unión entre paneles es mediante junta machihembra con sistema de fijación oculta mediante 2 tornillos de Ø5,5mm mínimo y clip de soporte. Su acabado superficial puede ser liso, semiliso, grecado o microperforado.

CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES PARA PANEL DE 50mm - HF

Espesor nominal	50 mm (+/- 3 mm)
Densidad media de la espuma	40 kg/m3 (+/-10%)
Peso	11.40 kg/m²
Volumen	20 m³/m³
Ancho útil	1.100 mm (+/- 3 mm)
Rectitud	0 mm (+/- 5 mm)
Contracción - Combado longitudinal	0 mm (+/- 5 mm)
Reacción al fuego PIR-UNE 13501-1	B-s1-d0
FM - Approval Standard 4880 - Class1	Fire Rating of Building Panels
FM - Approval Standard 4881 - Class 1	Exterior Wall System
FM - Ensayo carga de viento	TROPICAL CYCLONE +/-45psf (+/-220kg/m²)
FM - Ensayo carga de granizo	CATEGORÍA SH (Severe Hail)
FM - Limitación de altura	9,10 m
FM - Longitud mínima panel	2,40 m
FM - Remates acabado	Acero prela 150*150*1.2mm (mínimo)
FM - Fijaciones	Tornillos c/150mm en panel/remates (mínimo)
FM - Sellados	NO necesarios
FM - Separación máxima apoyos / esp.	2.400mm / 3 mm

AISLAMIENTO TÉRMICO Y PESO

PANEL NERVADO	TRANSMISIÓN TÉRMICA		PESO (0.5/0.5)
Espesor nominal en mm	K en Kcal/m² h. °C	K en W/m².k	Kg/m²
50	0.36	0.43	11.40
60	0.30	0.36	11.80
80	0.23	0.27	12.60
100	0.18	0.21	13.40

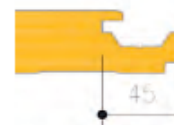
El peso incluye la parte proporcional de los elementos accesorios.

FM GLOBAL - FM APPROVED

HIANSIA PANEL ha conseguido certificar por la compañía aseguradora de fama mundial FM GLOBAL, a través de una extensa campaña de ensayos y pruebas, su panel FACHADA [en todas sus tipologías de perfilado] para cerramiento exterior vertical de edificaciones obteniendo la aprobación de acuerdo a dos estándares Clase 4880: CLASS1 FIRE RATING OF BUILDING PANELS y Clase 4881: CLASS1 EXTERIOR WALL ASSEMBLIES.



CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS



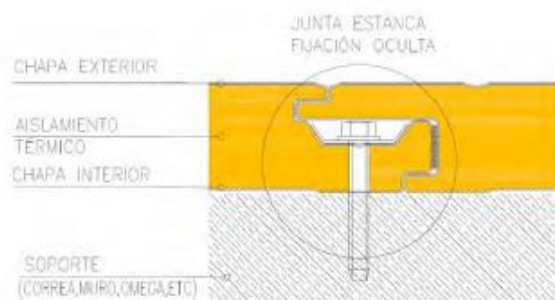
NORMATIVA EMPLEADA

Ref. Norma	Descripción
EN 14509-2014	Paneles sándwich aislante autoportantes de doble cara metálica. Productos hechos en fábrica. Especificaciones.
EN 13823	Ensayos de reacción al fuego de productos de construcción. Productos de construcción, excluyendo revestimientos de suelos expuestos al ataque térmico provocado por un único objeto ardiendo.
EN 10169	Productos planos de acero, recubiertos en continuo de materias orgánicas (prelacados). Condiciones técnicas de suministro.
EN 13501	Clasificación en función del comportamiento frente al fuego de los productos de construcción y elementos para la edificación. Parte 1.
FM - APPROVALS®	CLASE 4880 - Approval Standard for Class-1 Fire Rating of Building Panels or Interior Finish Materials CLASE 4881 - Approval Standard for Class-1 Exterior Wall Systems CLASE 4882 - Smoke Sensitive Occupancies Interior and Exterior Use

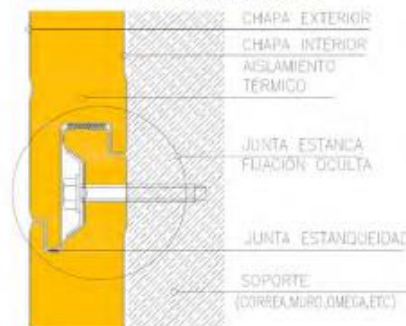
DETALLES CONSTRUCTIVOS

El panel puede montarse tanto en posición vertical como en posición horizontal mediante la junta machihembrada, asegurando en ambos casos la continuidad del paramento exterior, lo que garantiza unas óptimas prestaciones tanto térmicas como acústicas.

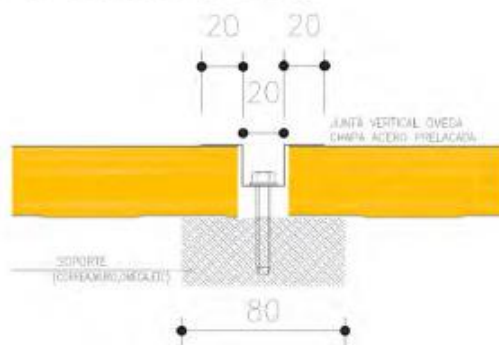
MONTAJE HORIZONTAL



MONTAJE VERTICAL



DETALLE JUNTA VERTICAL - OMEGA



*Per a assegurar la Classe 4881 de FM Approvals Standard para la instal·laci3n en el exterior de los edificios, se exige que el sistema de fijaci3n est3 compuesto por 2 tornillos tipo auto-taladrante con certificaci3n FM con diámetro m3nimo de 5,5 mm, con longitud suficiente en funci3n del espesor del panel y clip de soporte. La separaci3n m3xima de elementos de apoyo del panel ser3 de 2400mm y con un espesor m3nimo en acero de 3 mm con un l3mite el3stico m3nimo de 250MPa. Adem3s se deber3 completar el montaje caso que fuera interior, con remates de dimensiones m3nimas 150*150*1,2mm y con fijaciones cada 150mm como m3ximo. NO ser3 necesario el sellado de juntas para este efecto.*



REV.03 - Febrero 2022

TABLAS DE RESISTENCIA

PANEL FACHADA									
VALORES MÁXIMOS DE CARGA DE PRESIÓN Y SUCCIÓN (m/h) en kg/m²									
Espesor Panel (mm)	d	50		60		80		100	
Espesor Caras (mm)	e1/e2	0,5/0,5	0,6/0,5	0,5/0,5	0,6/0,5	0,5/0,5	0,6/0,5	0,5/0,5	0,6/0,5
LUZ (L) PARA 1 VANO	1,5	541/541	550/550	587/690	587/698	587/933	587/933	587/933	587/933
	2,0	337/337	345/345	440/440	440/450	440/656	440/668	440/656	440/668
	2,5	221/221	229/229	295/295	305/305	352/450	352/449	352/450	352/449
	3,0	151/151	158/158	206/206	214/214	293/312	293/312	293/312	293/312
	3,5	106/106	112/112	147/147	154/154	229/229	249/229	229/229	249/229
	4,0	77/77	81/81	108/108	114/114	176/176	188/176	176/176	188/176
LUZ (L) PARA 2 VANOS	1,5	214/581	209/581	203/699	197/698	185/933	179/933	185/933	179/933
	2,0	175/389	171/394	167/495	163/500	154/700	150/700	154/700	150/700
	2,5	148/277	145/280	142/337	139/336	132/450	128/449	132/450	128/449
	3,0	128/173	126/194	123/234	121/234	115/312	113/312	115/312	113/312
	3,5	113/105	111/143	109/141	107/172	130/228	100/229	130/228	100/229
	4,0	101/69	88/109	98/92	96/131	93/146	91/176	93/146	91/176
	4,5	76/49	62/82	89/64	81/104	84/100	83/139	84/100	83/139

Sobrecargas de servicio admisibles, uniformemente distribuidas en kg/m². Las tablas se han obtenido en función de los resultados experimentales determinados en laboratorio y de la metodología de cálculo o estabilidad, de acuerdo a lo indicado en la norma UNE-EN 14509. Estos resultados cumplen los Estados Límite Últimos prescritos en dicha normativa y con una limitación del Estado Límite de Servicio de deformaciones de L/200.

HIANSA PANEL S.A. se reserva el derecho el cualquier caso a modificar el presente documento sin previo aviso.

HIANSA PANEL S.A. Polígono Ind. Dehesa de las Cigüeñas. Parc A-1 14420 Villafranca de Córdoba Telf 957198900 FAX 957198910 comercial@hiansa.com - www.hiansa.com

B.2.4. Corretges



Perfil CEBRAU

Perfiles de acero

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS BÁSICAS														SERIE/CANTIDAD
H [mm]	e [mm]	b [mm]	c [mm]	p [kg/m]	A [cm²]	Y _c [mm]	I _y [cm⁴]	W _y [cm³]	I _x [cm⁴]	W _x [cm³]	I _{xy} [cm⁴]	I _z [cm⁴]	I _z [cm⁴]	
100	2	50	21	3,465	4,59	18,1	72,74	14,55	17,58	5,68	,06	465,65	100x2	
100	2,5	50	21	4,357	5,71	17,8	89,55	17,91	21,41	6,92	,12	558,52	100x2,5	
100	3	50	21	5,228	6,81	17,6	105,68	21,14	24,99	8,08	,20	641,99	100x3	
125	2	50	21	3,878	5,08	16,3	122,62	19,62	19,02	5,82	,07	701,81	125x2	
125	2,5	50	21	4,847	6,32	16,1	151,33	24,21	23,17	7,09	,13	844,46	125x2,5	
125	3	50	21	5,817	7,55	15,9	179,03	28,64	27,06	8,28	,22	973,77	125x3	
150	2	50	21	4,270	5,57	14,9	188,37	25,12	20,21	5,92	,07	1.004,76	150x2	
150	2,5	50	21	5,338	6,94	14,7	232,87	31,05	24,63	7,22	,14	1.211,73	150x2,5	
150	3	50	21	6,406	8,29	14,4	275,97	36,80	28,76	8,44	,24	1.400,47	150x3	
175	2	50	21	4,663	6,06	13,7	271,50	31,03	21,21	6,00	,08	1.378,82	175x2	
175	2,5	50	21	5,829	7,55	13,5	336,08	38,41	25,84	7,32	,15	1.665,61	175x2,5	
175	3	50	21	6,994	9,03	13,3	398,81	45,58	30,18	8,56	,26	1.928,27	175x3	
200	2	75	21	5,856	7,53	21,5	469,62	46,96	57,89	11,02	,10	4.664,15	200x2	
200	2,5	75	21	7,300	9,40	21,3	582,85	58,29	71,14	13,55	,19	5.888,75	200x2,5	
200	3	75	21	8,784	11,25	21,0	693,46	69,35	83,80	15,96	,33	6.650,64	200x3	
200	4	75	21	11,712	14,89	20,6	906,91	90,69	107,39	20,48	,78	8.394,88	200x4	
225	2	75	21	6,249	8,02	20,2	617,93	54,93	60,02	11,15	,10	6.012,12	225x2	
225	2,5	75	21	7,811	10,01	20,0	767,48	68,22	73,75	13,70	,20	7.346,07	225x2,5	
225	3	75	21	9,373	11,99	19,7	913,79	81,23	86,87	16,15	,35	8.588,66	225x3	
225	4	75	21	12,467	15,88	19,3	1.196,64	106,39	111,33	20,72	,83	10.664,06	225x4	
250	2	75	21	6,641	8,51	19,0	791,29	63,30	61,90	11,25	,11	7.588,31	250x2	
250	2,5	75	21	8,301	10,63	18,8	983,39	78,67	76,06	13,84	,21	9.246,45	250x2,5	
250	3	75	21	9,962	12,73	18,6	1.171,58	93,73	89,59	16,31	,37	10.831,44	250x3	
250	4	75	21	13,282	16,87	18,2	1.536,38	122,91	114,82	20,93	,88	13.721,06	250x4	
275	2	75	21	7,034	9,00	18,0	991,23	72,09	63,57	11,34	,12	9.342,87	275x2	
275	2,5	75	21	8,792	11,24	17,8	1.232,51	89,64	78,12	13,95	,23	11.482,68	275x2,5	
275	3	75	21	10,550	13,47	17,6	1.469,15	106,85	92,01	16,44	,39	13.388,31	275x3	
275	4	75	21	14,067	17,86	17,2	1.928,64	140,27	117,92	21,11	,93	16.979,09	275x4	
300	2	75	21	7,426	9,49	17,0	1.219,29	81,29	65,08	11,42	,12	11.339,13	300x2	
300	2,5	75	21	9,283	11,86	16,8	1.516,77	101,12	79,96	14,05	,24	13.870,51	300x2,5	
300	3	75	21	11,139	14,21	16,7	1.808,81	120,59	94,18	16,56	,41	16.263,38	300x3	
300	4	75	21	14,852	18,85	16,3	2.376,72	158,45	120,69	21,26	,99	20.649,81	300x4	
325	2,5	75	21	9,773	12,47	16,0	1.838,08	113,11	81,62	14,13	,25	16.598,64	325x2,5	
325	3	75	21	11,728	14,95	15,8	2.192,87	134,95	96,14	16,66	,44	19.470,75	325x3	
325	4	75	21	13,637	17,84	15,4	2.683,70	177,46	123,19	21,40	,64	24.743,53	325x4	
350	2,5	75	21	10,264	13,09	15,3	2.198,37	125,62	83,13	14,21	,26	18.613,79	350x2,5	
350	3	75	21	12,317	15,69	15,1	2.623,64	149,92	97,91	16,75	,46	23.015,62	350x3	
350	4	75	21	16,422	20,83	14,7	3.452,68	197,30	125,45	21,52	,89	29.269,42	350x4	
375	2,5	75	21	10,755	13,70	14,6	2.599,55	138,64	84,50	14,28	,28	22.920,85	375x2,5	
375	3	75	21	12,905	16,43	14,4	3.103,43	165,52	99,52	16,83	,48	28.904,41	375x3	
375	4	75	21	17,207	21,82	14,0	4.086,75	217,96	127,51	21,62	,84	36.235,64	375x4	
400	3	75	21	13,494	17,17	13,8	3.634,56	181,73	101,00	16,91	,50	31.142,89	400x3	
400	4	75	21	17,992	23,81	13,4	4.789,01	239,45	129,39	21,72	,89	39.640,50	400x4	

- H Altura total del perfil
- e Espesor del perfil
- b Ancho del ala
- c Ancho de la peatata
- p Peso del perfil por metro lineal
- A Sección bruta del perfil
- Y_c Posición del centro de gravedad, Y_c, respecto al punto medio del alma
- I_y Momento de inercia de la sección bruta respecto al eje y-y principal
- W_y Módulo resistente de la sección bruta respecto al eje y-y
- I_x Momento de inercia de la sección bruta respecto al eje x-x principal
- W_x Módulo resistente de la sección bruta respecto al eje x-x
- I_{xy} Momento de inercia a torsión de la sección bruta
- I_z Módulo de alabeo de la sección bruta

[mm]⁴ [mm]³ [mm]⁴ [mm]³ [mm]⁴ [mm]³
X10⁸ X10⁶ X10⁸ X10⁶ X10⁸ X10⁶

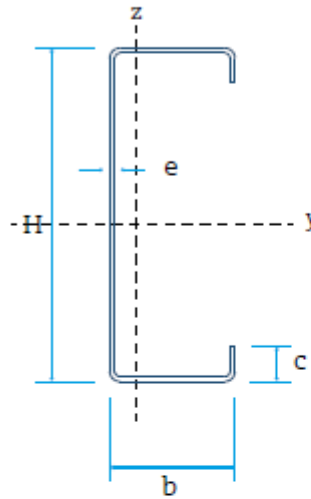
* Para más características mecánicas eficaces, contacta con BRAUSA.

Límite de elasticidad
utilizando 250 N/mm²

**CARACTERÍSTICAS
DE EUROCODIGO**

REFERENCIA	A_{ef} [cm ²]	I_{ef} [cm ⁴]	$W_{pl,y}$ [cm ³]
100x2	4,27	72,74	14,55
100x2,5	5,62	89,55	17,91
100x3	6,81	105,68	21,14
125x2	4,37	122,62	19,62
125x2,5	5,83	151,33	24,21
125x3	7,34	179,03	28,64
150x2	4,44	188,37	25,12
150x2,5	5,97	232,87	31,05
150x3	7,58	275,97	36,80
175x2	4,48	271,06	31,01
175x2,5	6,07	336,08	38,41
175x3	7,76	398,81	45,58
200x2	5,06	448,64	46,21
200x2,5	7,02	566,73	57,71
200x3	9,12	682,48	68,95
200x4	13,65	906,91	90,69
225x2	5,05	588,86	53,95
225x2,5	7,04	744,38	67,45
225x3	9,18	897,07	80,67
225x4	13,85	1194,32	106,30
250x2	5,04	742,24	62,07
250x2,5	7,04	951,76	77,68
250x3	9,21	1147,66	92,97
250x4	13,99	1529,78	122,70
275x2	5,03	912,39	70,54
275x2,5	7,04	1190,70	88,39
275x3	9,24	1436,45	105,88
275x4	14,10	1916,64	139,91
300x2	5,01	1101,75	79,34
300x2,5	7,04	1454,46	99,57
300x3	9,26	1765,67	119,37
300x4	14,19	2357,87	157,92
325x2,5	7,03	1733,38	111,15
325x3	9,27	2137,53	133,47
325x4	14,25	2856,46	176,73
350x2,5	7,02	2039,51	123,15
350x3	9,27	2554,25	148,16
350x4	14,31	3415,41	196,35
375x2,5	7,01	2373,24	135,56
375x3	9,27	2977,31	163,23
375x4	14,35	4037,73	216,77
400x3	9,27	3435,47	178,78
400x4	14,39	4726,40	238,00

[mm²] [mm⁴] [mm³]
X10⁴ X10⁴ X10⁴

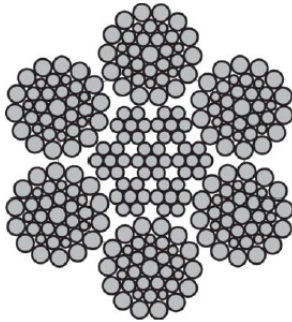


Posibilitats de fabricación
H: de 80 a 450 mm
e: de 1,5 a 4 mm
b estándar: 50 o 75 mm
b especial: 60/70/80/85 mm

A_{ef} Sección eficaz del perfil bajo compresión deformable
 I_{ef} Momento de inercia de la sección eficaz bajo una flexión respecto al eje y-y
 $W_{pl,y}$ Módulo resistente de la sección eficaz bajo una flexión respecto al eje y-y

Verificación paramétrica de las correas utilizadas en los cerramientos de cubierta y fachada. Análisis según la norma europea Eurocódigo-3 Parte 1-3 EN 1993-1-3 "Design of steel structures. Supplementary rules for cold formed thin gauge members and sheeting" (versión 2006)

B.2.5. Cables tensors



6x36WS-IWRC

Información del producto

sZ zS G B A Ⓢ

Certificación: EN 12385-4

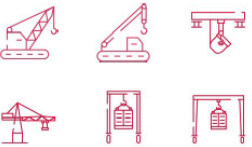
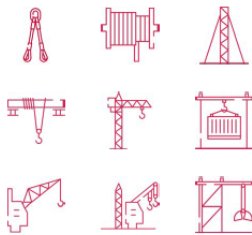
Alma: 6x7-WSC

Construcción: 6x36WS-IWRC

Marcado: According to standard

Certificación: EN 12385-4

Factor medio relleno: 0.59



Referencia CYE	ø cable	Área sección transversal metálica mm ²	Fuerza mínima de rotura kN 1770 N/mm ²	Fuerza mínima de rotura kN 1960 N/mm ²	Peso kg/100m
Y106360LG108	8	29,4	40,3	44,7	26,2
Y106360LGD09	9	37,3	51	56,5	33,1
Y106360LGD10	10	46	63	69,8	40,9
Y106360LND11	11	55,7	76,2	84,4	49,5
Y106360LGD12	12	66,2	90,7	100	58,9
Y106360LG113	13	77,7	106	118	69,1
Y106360LG114	14	90,2	124	137	80,2
Y106360LND15	15	104	142	157	92
Y106360LG116	16	118	161	179	105
Y106360LG118	18	149	204	226	133
Y106360NGD19	19	166	-	252	148
Y106360LND20	20	184	252	279	164
Y106360LG122	22	223	305	338	198
Y106360LG124	24	265	363	402	236
Y106360LG126	26	311	426	472	276

Y106360LGD28	28	361	494	547	321
Y106360LGD30	30	414	567	628	368
Y106360LND32	32	471	645	715	419
Y106360LGI34	34	532	728	807	473
Y106360LGD36	36	596	817	904	530
Y106360LND38	38	664	910	1008	591
Y106360LNI40	40	736	1008	1120	654
Y106360LGD42	42	811	1112	1231	721
Y106360LGI44	44	891	1220	1351	792
Y106360LNI46	46	973	1333	1476	865
Y106360LGI48	48	1.060	1452	1608	942
Y106360LGI50	50	1.150	1575	1744	1.023
Y106360LND52	52	1.244	1704	1887	1.106
Y106360LNI54	54	1.341	1837	2035	1.193
Y106360LGD56	56	1.443	1976	2188	1.283
Y106360LGD58	58	1.547	2120	2347	1.376
Y106360LGI60	60	1.656	2268	2512	1.472

B.2.6. Armadures fonaments

HORMIGON ARMADO

Jiménez Montoya

Álvaro García Meseguer
Francisco Morán Cabré
Juan Carlos Arroyo Portero

CAMPO DE APLICACIÓN

Esta obra está basada tanto en la *Instrucción española* como en el *Eurocódigo de hormigón*.

Los ábacos, diagramas de cálculo y escalas funcionales son válidos para los aceros de límite elástico $400 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yk} \leq 500 \text{ N/mm}^2$, es decir, para las barras corrugadas normalmente empleadas tanto en España como en América. Por consiguiente, pueden emplearse para los aceros españoles B 400 S y B 500 S.

Para su uso se recomienda consultar el apartado 8.7 del texto.

SECCIONES EN cm^2 Y MASAS EN kg/m

CUALQUIER TIPO DE ACERO

Diámetro (mm)	Masa (kg/m)	Número de barras								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0,22	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
8	0,40	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52
10	0,62	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
12	0,89	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,91	9,05	10,18
14	1,21	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,77	12,32	13,86
16	1,58	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09
20	2,47	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,28
25	3,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
32	6,31	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38
40	9,87	12,56	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,50	113,10

CAPACIDAD MECÁNICA EN KN

$$U = A \cdot f_{yd} \quad U' = A' \cdot f_{yd}$$

$$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 400 \quad \gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 347,82$$

Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	9,8	19,7	29,5	39,3	49,2	59,0	68,8	78,7	88,5	98,3
8	17,5	35,0	52,5	69,9	87,4	104,9	122,4	139,9	157,4	174,8
10	27,3	54,6	82,0	109,3	136,6	163,9	191,2	218,5	245,9	273,2
12	39,3	78,7	118,0	157,4	196,7	236,0	275,4	314,7	354,0	393,4
14	53,5	107,1	160,6	214,2	267,7	321,3	374,8	428,3	481,9	535,4
16	69,9	139,9	209,8	279,7	349,7	419,6	489,5	559,5	629,4	699,3
20	109,3	218,5	327,8	437,1	546,4	655,6	764,9	874,2	983,5	1.092,7
25	170,7	341,5	512,2	683,0	853,7	1.024,4	1.195,2	1.365,9	1.536,6	1.707,4
32	279,7	559,5	839,2	1.119,0	1.398,7	1.678,4	1.958,2	2.237,9	2.517,6	2.797,4
40	437,1	874,2	1.311,3	1.748,4	2.185,5	2.622,5	3.059,6	3.496,7	3.933,8	4.370,9

CAPACIDAD MECÁNICA EN KN

$$U = A \cdot f_{yd} \quad U' = A' \cdot f_{yd}$$

$$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 500 \quad \gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 434,78$$

Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,3	24,6	36,9	49,2	61,5	73,8	86,1	98,3	110,6	122,9
8	21,9	43,7	65,6	87,4	109,3	131,1	153,0	174,8	196,7	218,5
10	34,1	68,3	102,4	136,6	170,7	204,9	239,0	273,2	307,3	341,5
12	49,2	98,3	147,5	196,7	245,9	295,0	344,2	393,4	442,6	491,7
14	66,9	133,9	200,8	267,7	334,6	401,6	468,5	535,4	602,4	669,3
16	87,4	174,8	262,3	349,7	437,1	524,5	611,9	699,3	786,8	874,2
20	136,6	273,2	409,8	546,4	683,0	819,5	956,1	1.092,7	1.229,3	1.365,9
25	213,4	426,8	640,3	853,7	1.067,1	1.280,5	1.494,0	1.707,4	1.920,8	2.134,2
32	349,7	699,3	1.049,0	1.398,7	1.748,4	2.098,0	2.447,7	2.797,4	3.147,1	3.496,7
40	546,4	1.092,7	1.639,1	2.185,5	2.731,8	3.278,2	3.824,5	4.370,9	4.917,3	5.463,6

ARMADURAS DE CORTANTE O TRABAJANDO AL 2 ‰

CAPACIDAD MECÁNICA EN kN
 $U = A \cdot f_{yd}$ $U' = A' \cdot f_{yd}$

f_{yk} (N/mm²) = 500 $\gamma_s = 1,15$ o 1,1
 f_{yk} (N/mm²) = 400

Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	11,3	22,6	33,9	45,2	56,5	67,9	79,2	90,5	101,8	113,1
8	20,1	40,2	60,3	80,4	100,5	120,6	140,7	160,8	181,0	201,1
10	31,4	62,8	94,2	125,7	157,1	188,5	219,9	251,3	282,7	314,2
12	45,2	90,5	135,7	181,0	226,2	271,4	316,7	361,9	407,2	452,4
14	61,6	123,2	184,7	246,3	307,9	369,5	431,0	492,6	554,2	615,8
16	80,4	160,8	241,3	321,7	402,1	482,5	563,0	643,4	723,8	804,2
20	125,7	251,3	377,0	502,7	628,3	754,0	879,6	1.005,3	1.131,0	1.256,6
25	196,3	392,7	589,0	785,4	981,7	1.178,1	1.374,4	1.570,8	1.767,1	1.963,5
32	321,7	643,4	965,1	1.286,8	1.608,5	1.930,2	2.251,9	2.573,6	2.895,3	3.217,0
40	502,7	1.005,3	1.508,0	2.010,6	2.513,3	3.015,9	3.518,6	4.021,2	4.523,9	5.026,5

ESFUERZO CORTANTE DE AGOTAMIENTO QUE ABSORBEN
LOS ESTRIBOS DE DOS RAMAS, EN kN
(s = separación entre estribos d = canto útil)

Acero B 400 S o B 400 SD
 $f_{yk,d} = 400/1,15 = 347,82$ N/mm²

s/d	Estribos de dos ramas		
	1c Ø 6	1c Ø 8	1c Ø 8
0,10	177,0	314,7	491,7
0,15	118,0	209,8	327,8
0,20	88,5	157,4	245,9
0,25	70,8	125,9	196,7
0,30	59,0	104,9	163,9
0,35	50,6	89,9	140,5
0,40	44,3	78,7	122,9
0,45	39,3	69,9	109,3
0,50	35,4	62,9	98,3
0,55	32,2	57,2	89,4
0,60	29,5	52,5	82,0
0,65	27,2	48,4	75,6
0,70	25,3	45,0	70,2
0,750	23,6	42,0	65,6

Acero B 500 S o B 500 SD
 $f_{yk,d} = 400$ N/mm²

s/d	Estribos de dos ramas		
	1c Ø 6	1c Ø 8	1c Ø 10
0,10	203,6	361,9	565,5
0,15	135,7	241,3	377,0
0,20	101,8	181,0	282,7
0,25	81,4	144,8	226,2
0,30	67,9	120,6	188,5
0,35	58,2	103,4	161,6
0,40	50,9	90,5	141,4
0,45	45,2	80,4	125,7
0,50	40,7	72,4	113,1
0,55	37,0	65,8	102,8
0,60	33,9	60,3	94,2
0,65	31,3	55,7	87,0
0,70	29,1	51,7	80,8
0,75	27,1	48,3	75,4

B.3. MODELS DIAMONDS DIAGRAMES I RESULTATS

B.3.1. Model Diamonds pòrtic tester de façana

B.3.1.1. Paràmetres dels elements del model

Datos geometría

Puntos

punto	Etiqueta	X (m)	Y (m)	Z (m)	Apoyo (kN/m,kNm/Rad)	Nombre de la unión	Nota
1	-	0,00	0,00	0,00	kcky;kz Rkx;Rky;Rkz	-	-
2	-	0,00	1,80	0,00	libre	-	-
3	-	0,00	5,40	0,00	libre	-	-
4	-	0,00	9,00	0,00	kz	-	-
5	-	4,17	9,42	0,00	libre	-	-
6	-	8,25	9,82	0,00	libre	-	-
7	-	8,33	9,83	0,00	libre	-	-
8	-	12,50	10,25	0,00	kz	-	-
9	-	18,75	9,82	0,00	libre	-	-
10	-	20,83	9,42	0,00	libre	-	-
11	-	25,00	9,00	0,00	kz	-	-
12	-	25,00	0,00	0,00	kcky;kz	-	-
13	-	50,00	0,00	0,00	kcky;kz Rkx;Rky;Rkz	-	-
14	-	50,00	9,00	0,00	kz	-	-
15	-	43,75	9,82	0,00	libre	-	-
16	-	41,67	9,83	0,00	libre	-	-
17	-	37,50	10,25	0,00	kz	-	-
18	-	31,25	9,82	0,00	libre	-	-
19	-	29,17	9,42	0,00	libre	-	-
20	-	4,17	0,00	0,00	kcky;kz	-	-
21	-	8,33	0,00	0,00	kcky;kz	-	-
22	-	20,83	0,00	0,00	kcky;kz	-	-
23	-	41,67	0,00	0,00	kcky;kz	-	-
24	-	29,17	0,00	0,00	kcky;kz	-	-
25	-	4,17	1,80	0,00	libre	-	-
26	-	4,17	3,60	0,00	libre	-	-
27	-	4,17	7,20	0,00	libre	-	-
28	-	50,00	1,80	0,00	libre	-	-
29	-	50,00	5,40	0,00	libre	-	-
30	-	45,83	9,42	0,00	libre	-	-
31	-	45,83	0,00	0,00	kcky;kz	-	-
32	-	45,83	1,80	0,00	libre	-	-
33	-	45,83	3,60	0,00	libre	-	-
34	-	45,83	7,20	0,00	libre	-	-
35	-	12,50	0,00	0,00	kcky;kz	-	-
36	-	37,50	0,00	0,00	kcky;kz	-	-
37	-	16,67	9,83	0,00	libre	-	-
38	-	16,67	0,00	0,00	kcky;kz	-	-
39	-	33,33	9,83	0,00	libre	-	-
40	-	33,33	0,00	0,00	kcky;kz	-	-
41	-	20,83	5,00	0,00	libre	-	-
42	-	16,67	5,00	0,00	libre	-	-
43	-	29,17	5,00	0,00	libre	-	-
44	-	33,33	5,00	0,00	libre	-	-

Barras

barra	Etiqueta	inicio nodo	final nodo	sección	inicio sección nodo	final sección nodo	material	longitud (m)	volumen (m³)
1	-	1	2	IPE 360	2	1	Acero S355	1,80	0,0131
2	-	2	3	IPE 360	3	2	Acero S355	3,60	0,0262
3	-	3	4	IPE 360	4	3	Acero S355	3,60	0,0262
4	-	4	5	IPE 330	5	4	Acero S355	4,19	0,0262
5	-	5	6	IPE 330	6	5	Acero S355	2,09	0,0131
6	-	6	7	IPE 330	7	6	Acero S355	2,09	0,0131
7	-	7	8	IPE 330	8	7	Acero S355	4,19	0,0262
8	-	8	37	IPE 330	37	8	Acero S355	4,19	0,0262
9	-	9	10	IPE 330	10	9	Acero S355	2,09	0,0131
10	-	10	11	IPE 330	11	10	Acero S355	4,19	0,0262
11	-	12	11	HEB 300	11	12	Acero S355	9,00	0,1342
12	-	13	28	IPE 360	28	13	Acero S355	1,80	0,0131
13	-	28	29	IPE 360	29	28	Acero S355	3,60	0,0262
14	-	29	14	IPE 360	14	29	Acero S355	3,60	0,0262

barra	orientación (°)	rigidez inicio (kN/m,kNm/Rad)	rigidez final (kN/m,kNm/Rad)	peso / longitud (kg/m)	peso (kg)	peso armadura pràctica (kg)
1	0,0	rigidizado	rigidizado	57,1	102,8	-
2	0,0	rigidizado	rigidizado	57,1	205,5	-
3	0,0	rigidizado	rigidizado	57,1	205,5	-
4	0,0	rigidizado	rigidizado	49,1	205,8	-
5	0,0	rigidizado	rigidizado	49,1	102,9	-
6	0,0	rigidizado	rigidizado	49,1	102,9	-
7	0,0	rigidizado	rigidizado Cantонера : L = 1,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,32 m	49,1	205,8	-
8	0,0	rigidizado Cantонера : L = 1,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,32 m	rigidizado	49,1	205,8	-
9	0,0	rigidizado	rigidizado	49,1	102,9	-
10	0,0	rigidizado	rigidizado	49,1	205,8	-
11	0,0	rigidizado	rigidizado	117,0	1053,3	-
12	180,0	rigidizado	rigidizado	57,1	102,8	-
13	180,0	rigidizado	rigidizado	57,1	205,5	-
14	180,0	rigidizado	rigidizado	57,1	205,5	-

barra	superfície exterior (m²)	apoyo (kN/m/m,kNm/rad/m)	Longitud de pandeo Y (m)	Longitud de pandeo Z (m)	Longitud pandeo lateral z>0 (m)	Longitud pandeo lateral z<0 (m)	Curva de fuego
1	2,435	-	9,00	1,80	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]	-
2	4,870	-	9,00	3,60	[0,00 - 3,60]	[0,00 - 3,60]	-
3	4,870	-	9,00	3,60	[0,00 - 3,60]	[0,00 - 3,60]	-
4	5,250	-	12,56	2,09	[0,00 - 4,19]	[0,00 - 4,19]	-
5	2,625	-	12,56	2,09	[0,00]	[0,00]	-
6	2,625	-	12,56	2,09	[2,09]	[2,09]	-
7	5,250	-	12,56	2,09	[0,00 - 4,19]	[0,00 - 4,19]	-
8	5,250	-	12,56	2,09	[0,00 - 4,19]	[0,00 - 4,19]	-
9	2,625	-	12,56	2,09	[2,09]	[2,09]	-
10	5,250	-	12,56	2,09	[0,00 - 4,19]	[0,00 - 4,19]	-
11	15,580	-	9,00	9,00	[0,00 - 9,00]	[0,00 - 9,00]	-
12	2,435	-	9,00	1,80	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]	-
13	4,870	-	9,00	3,60	[0,00 - 3,60]	[0,00 - 3,60]	-
14	4,870	-	9,00	3,60	[0,00 - 3,60]	[0,00 - 3,60]	-

barra	Exposició requerida (min)	Material de revestimiento	Espesor del revestimiento (mm)	Factor de seccion (m-1)	Excentricidad adicional (mm)	Excentricidad Y'
1	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
2	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
3	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
4	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
5	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
6	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
7	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
8	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
9	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
10	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
11	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
12	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
13	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
14	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad

barra	Excentricidad Z'	Nota
1	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
2	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
3	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
4	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
5	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
6	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
7	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
8	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
9	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
10	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
11	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
12	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
13	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
14	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-

barra	Etiqueta	inicio nodo	final nodo	sección	inicio sección nodo	final sección nodo	material	longitud (m)	volumen (m³)
15	-	15	30	IPE 330	15	15	Acero S355	2,09	0,0131
16	-	16	15	IPE 330	16	16	Acero S355	2,09	0,0131
17	-	17	16	IPE 330	17	17	Acero S355	4,19	0,0262
18	-	18	39	IPE 330	18	18	Acero S355	2,09	0,0131
19	-	19	18	IPE 330	19	19	Acero S355	2,09	0,0131
20	-	11	19	IPE 330	11	11	Acero S355	4,19	0,0262
21	-	20	25	IPE 330	25	20	Acero S355	1,80	0,0113
22	-	21	7	IPE 400	7	21	Acero S355	9,83	0,0830
23	-	24	43	IPE 330	43	24	Acero S355	5,00	0,0313
24	-	23	16	IPE 400	16	23	Acero S355	9,83	0,0830
25	-	22	41	IPE 330	41	22	Acero S355	5,00	0,0313
26	-	25	26	IPE 330	26	25	Acero S355	1,80	0,0113
27	-	26	27	IPE 330	27	26	Acero S355	3,60	0,0225
28	-	27	5	IPE 330	5	27	Acero S355	2,22	0,0139
29	-	4	27	SHS 160x160x8	4	4	Acero S355	4,54	0,0211

barra	orientación (°)	rigidez inicio (kN/m,kNm/Rad)	rigidez final (kN/m,kNm/Rad)	peso / longitud (kg/m)	peso (kg)	peso armadura práctica (kg)
15	0,0	rigidizado	rigidizado	49,1	102,9	-
16	0,0	rigidizado	rigidizado	49,1	102,9	-
17	0,0	rigidizado Cantонера : L = 1,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,32 m	rigidizado	49,1	205,8	-
18	0,0	rigidizado	rigidizado	49,1	102,9	-
19	0,0	rigidizado	rigidizado	49,1	102,9	-
20	0,0	rigidizado	rigidizado	49,1	205,8	-
21	90,0	rigidizado	rigidizado	49,1	88,5	-
22	90,0	rigidizado	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	66,3	651,9	-
23	90,0	rigidizado	rigidizado	49,1	245,7	-
24	90,0	rigidizado	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	66,3	651,9	-
25	90,0	rigidizado	rigidizado	49,1	245,7	-
26	90,0	rigidizado	rigidizado	49,1	88,5	-
27	90,0	rigidizado	rigidizado	49,1	176,9	-
28	90,0	rigidizado	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	49,1	108,9	-
29	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	165,5	-

barra	superfície exterior (m²)	apoyo (kN/m/m,kNm/rad/m)	Longitud de pandeo Y (m)	Longitud de pandeo Z (m)	Longitud pandeo lateral z>0 (m)	Longitud pandeo lateral z<0 (m)	Curva de fuego
15	2,625	-	12,56	2,09	[2,09]	[2,09]	-
16	2,625	-	12,56	2,09	[0,00]	[0,00]	-
17	5,250	-	12,56	2,09	[0,00 - 4,19]	[0,00 - 4,19]	-
18	2,625	-	12,56	2,09	[2,09]	[2,09]	-
19	2,625	-	12,56	2,09	[0,00]	[0,00]	-
20	5,250	-	12,56	2,09	[0,00 - 4,19]	[0,00 - 4,19]	-
21	2,257	-	1,80	1,80	[0,00]	[0,00]	-
22	14,417	-	9,83	9,83	[0,00 - 9,83]	[0,00 - 9,83]	-
23	6,269	-	5,00	5,00	[0,00 - 5,00]	[0,00 - 5,00]	-
24	14,417	-	9,83	9,83	[0,00 - 9,83]	[0,00 - 9,83]	-
25	6,269	-	5,00	5,00	[0,00 - 5,00]	[0,00 - 5,00]	-
26	2,257	-	7,62	7,62	[1,80]	[1,80]	-
27	4,514	-	7,62	7,62	[0,00 - 3,60]	[0,00 - 3,60]	-
28	2,778	-	7,62	7,62	[0,00 - 2,22]	[0,00 - 2,22]	-
29	2,747	-	4,54	4,54	[0,00 - 4,54]	[0,00 - 4,54]	-

barra	Exposició requerida (min)	Material de revestimiento	Espesor del revestimiento (mm)	Factor de seccion (m-1)	Excentricidad adicional (mm)	Excentricidad Y'
15	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
16	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
17	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
18	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
19	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
20	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
21	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
22	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
23	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
24	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
25	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
26	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
27	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
28	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
29	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad

barra	Excentricidad Z'	Nota
15	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
16	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
17	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
18	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
19	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
20	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
21	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
22	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
23	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
24	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
25	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
26	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
27	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
28	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
29	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-

barra	Etiqueta	inicio nodo	final nodo	sección	inicio sección nodo	final sección nodo	material	longitud (m)	volumen (m³)
30	-	3	27	SHS 160x160x8	3	3	Acero S355	4,54	0,0211
31	-	3	28	SHS 160x160x8	3	3	Acero S355	4,54	0,0211
32	-	2	26	SHS 160x160x8	2	2	Acero S355	4,54	0,0211
33	-	2	20	SHS 160x160x8	2	2	Acero S355	4,54	0,0211
34	-	31	32	IPE 330	32	31	Acero S355	1,80	0,0113
35	-	32	33	IPE 330	33	32	Acero S355	1,80	0,0113
36	-	33	34	IPE 330	34	33	Acero S355	3,60	0,0225
37	-	34	30	IPE 330	30	34	Acero S355	2,22	0,0139
38	-	34	14	SHS 160x160x8	14	34	Acero S355	4,54	0,0211
39	-	34	29	SHS 160x160x8	29	34	Acero S355	4,54	0,0211
40	-	33	29	SHS 160x160x8	29	33	Acero S355	4,54	0,0211
41	-	33	28	SHS 160x160x8	28	33	Acero S355	4,54	0,0211
42	-	31	28	SHS 160x160x8	28	31	Acero S355	4,54	0,0211
43	-	30	14	IPE 330	30	30	Acero S355	4,19	0,0262
44	-	35	8	HEB 240	8	35	Acero S355	10,25	0,1086

45	-	36	17	HEB 240	17	36	Acero S355	10,25	0,1086
barra	orientación (°)	rigidez inicio (kN/m, kNm/Rad)		rigidez final (kN/m, kNm/Rad)		peso / longitud (kg/m)	peso (kg)	peso armadura práctica (kg)	
30	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0		Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0		36,5	165,5	-	
31	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0		Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0		36,5	165,5	-	
32	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0		Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0		36,5	165,5	-	
33	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0		Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0		36,5	165,5	-	
34	90,0	rigidizado		rigidizado		49,1	88,5	-	
35	90,0	rigidizado		rigidizado		49,1	88,5	-	
36	90,0	rigidizado		rigidizado		49,1	176,9	-	
37	90,0	rigidizado		Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0		49,1	108,9	-	
38	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0		Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0		36,5	165,5	-	
39	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0		Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0		36,5	165,5	-	
40	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0		Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0		36,5	165,5	-	
41	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0		Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0		36,5	165,5	-	
42	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0		Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0		36,5	165,5	-	
43	0,0	rigidizado		rigidizado		49,1	205,8	-	

44	0,0	rigidizado	rigidizado	83,2	852,6	-
45	180,0	rigidizado	rigidizado	83,2	852,6	-

barra	superficie exterior (m²)	apoyo (kN/m/m,kNm/rad/m)	Longitud de pandeo Y (m)	Longitud de pandeo Z (m)	Longitud pandeo lateral z>0 (m)	Longitud pandeo lateral z<0 (m)	Curva de fuego
30	2,747	-	4,54	4,54	[0,00 - 4,54]	[0,00 - 4,54]	-
31	2,747	-	4,54	4,54	[0,00 - 4,54]	[0,00 - 4,54]	-
32	2,747	-	4,54	4,54	[0,00 - 4,54]	[0,00 - 4,54]	-
33	2,747	-	4,54	4,54	[0,00 - 4,54]	[0,00 - 4,54]	-
34	2,257	-	1,80	1,80	[0,00]	[0,00]	-
35	2,257	-	7,62	7,62	[1,80]	[1,80]	-
36	4,514	-	7,62	7,62	[0,00 - 3,60]	[0,00 - 3,60]	-
37	2,778	-	7,62	7,62	[0,00 - 2,22]	[0,00 - 2,22]	-
38	2,747	-	4,54	4,54	[0,00 - 4,54]	[0,00 - 4,54]	-
39	2,747	-	4,54	4,54	[0,00 - 4,54]	[0,00 - 4,54]	-
40	2,747	-	4,54	4,54	[0,00 - 4,54]	[0,00 - 4,54]	-
41	2,747	-	4,54	4,54	[0,00 - 4,54]	[0,00 - 4,54]	-
42	2,747	-	4,54	4,54	[0,00 - 4,54]	[0,00 - 4,54]	-

43	5,250	-	12,58	2,09	[0,00 - 4,19]	[0,00 - 4,19]	-
44	14,178	-	10,25	10,25	[0,00 - 10,25]	[0,00 - 10,25]	-
45	14,178	-	10,25	10,25	[0,00 - 10,25]	[0,00 - 10,25]	-

barra	Exposició requerida (min)	Material de revestimiento	Espesor del revestimiento (mm)	Factor de seccion (m-1)	Excentricidad adicional (mm)	Excentricidad Y'
30	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
31	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
32	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
33	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
34	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
35	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
36	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
37	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
38	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
39	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
40	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
41	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad

42	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
43	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
44	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
45	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad

barra	Excentricidad Z'	Nota
30	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
31	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
32	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
33	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
34	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
35	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
36	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
37	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
38	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
39	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
40	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-

41	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
42	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
43	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
44	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
45	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-

barra	Etiqueta	inicio nodo	final nodo	sección	inicio sección nodo	final sección nodo	material	longitud (m)	volumen (m³)
46	-	38	42	IPE 330	42	38	Acero S355	5,00	0,0313
47	-	37	9	IPE 330	9	37	Acero S355	2,09	0,0131
48	-	40	44	IPE 330	44	40	Acero S355	5,00	0,0313
49	-	39	17	IPE 330	39	39	Acero S355	4,19	0,0262
50	-	41	10	IPE 330	10	41	Acero S355	4,42	0,0276
51	-	42	37	IPE 330	37	42	Acero S355	4,83	0,0303
52	-	42	41	HEA 140	41	42	Acero S355	4,17	0,0131
53	-	43	44	HEA 140	43	43	Acero S355	4,17	0,0131
54	-	43	19	IPE 330	19	43	Acero S355	4,42	0,0276
55	-	44	39	IPE 330	39	44	Acero S355	4,83	0,0303
total								228,46	1,5589

barra	orientación (°)	rigidez inicio (kN/m,kNm/Rad)	rigidez final (kN/m,kNm/Rad)	peso / longitud (kg/m)	peso (kg)	peso armadura práctica (kg)
46	90,0	rigidizado	rigidizado	49,1	245,7	-
47	0,0	rigidizado	rigidizado	49,1	102,9	-
48	90,0	rigidizado	rigidizado	49,1	245,7	-

49	0,0	rigidizado	rigidizado Cantонера : L = 1,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,32 m	49,1	205,8	-
50	90,0	rigidizado	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	49,1	217,0	-
51	90,0	rigidizado	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	49,1	237,5	-
52	0,0	rigidizado	rigidizado	24,7	102,8	-
53	0,0	rigidizado	rigidizado	24,7	102,8	-
54	90,0	rigidizado	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	49,1	217,0	-
55	90,0	rigidizado	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	49,1	237,5	-
total					12237,6	0,0

barra	superficie exterior (m²)	apoyo (kN/m/m,kNm/rad/m)	Longitud de pandeo Y (m)	Longitud de pandeo Z (m)	Longitud pandeo lateral z>0 (m)	Longitud pandeo lateral z<0 (m)	Curva de fuego
46	6,269	-	5,00	5,00	[0,00 - 5,00]	[0,00 - 5,00]	-
47	2,625	-	12,56	2,09	[0,00]	[0,00]	-
48	6,269	-	5,00	5,00	[0,00 - 5,00]	[0,00 - 5,00]	-
49	5,250	-	12,56	2,09	[0,00 - 4,19]	[0,00 - 4,19]	-
50	5,537	-	4,42	4,42	[0,00 - 4,42]	[0,00 - 4,42]	-
51	6,058	-	4,83	4,83	[0,00 - 4,83]	[0,00 - 4,83]	-
52	3,309	-	4,17	4,17	[0,00 - 4,17]	[0,00 - 4,17]	-

53	3,309	-	4,17	4,17	[0,00 - 4,17]	[0,00 - 4,17]	-
54	5,537	-	4,42	4,42	[0,00 - 4,42]	[0,00 - 4,42]	-
55	6,058	-	4,83	4,83	[0,00 - 4,83]	[0,00 - 4,83]	-
total	266,089						

barra	Exposició requerida (min)	Material de revestimiento	Espesor del revestimiento (mm)	Factor de seccion (m-1)	Excentricidad adicional (mm)	Excentricidad Y'
46	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
47	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
48	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
49	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
50	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
51	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
52	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
53	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
54	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
55	-	-	-	-	-	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad
total						

barra	Excentricidad Z'	Nota

46	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
47	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
48	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
49	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
50	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
51	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
52	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
53	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
54	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
55	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
total		

Datos de cargas

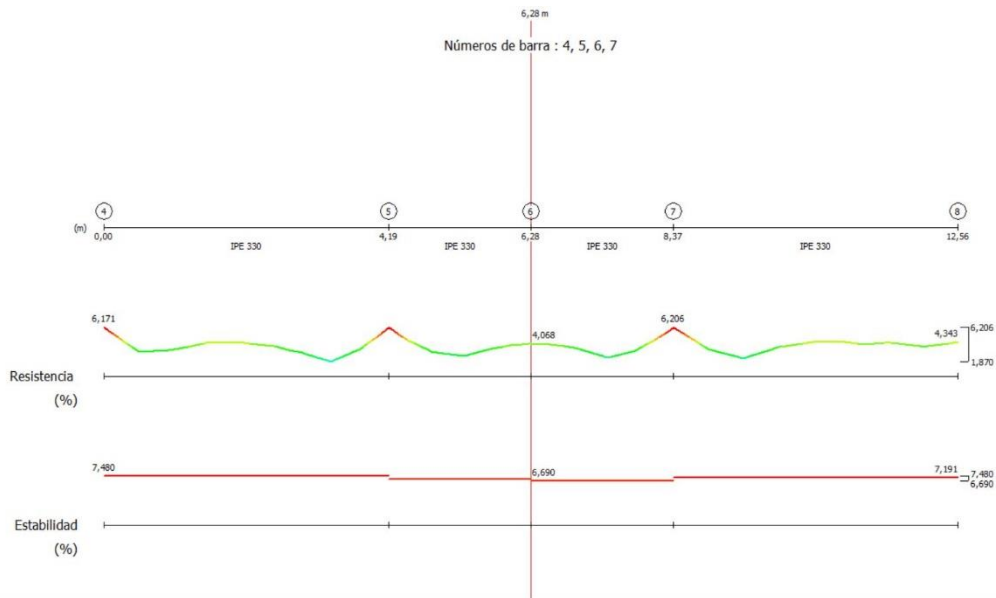
Peso propio

Barras

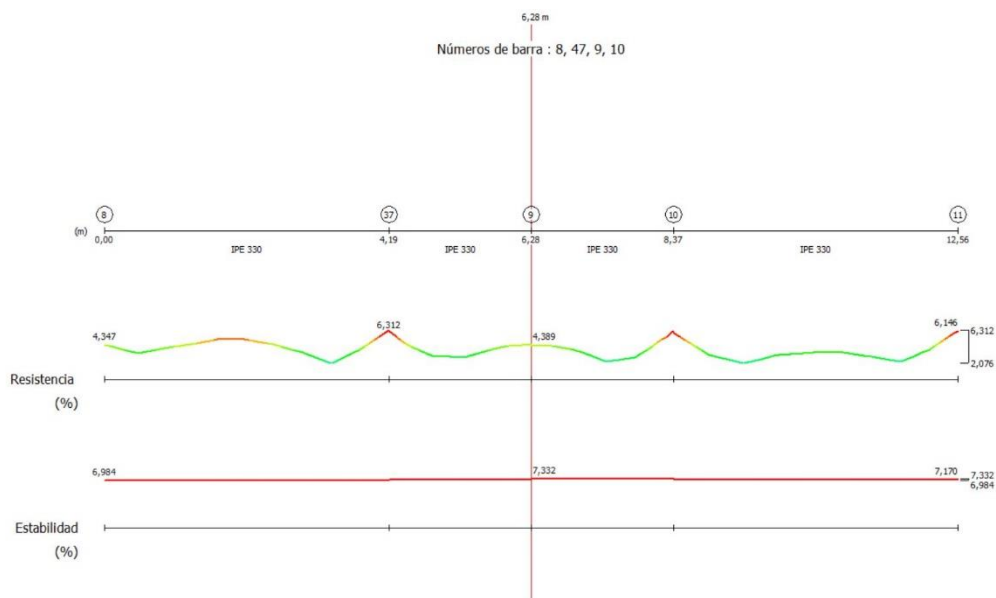
barra	Etiqueta	inicio nodo carga	final nodo carga	tipo de carga	inicio	final	unidad	distancia desde principio (m)	distancia desde final (m)	orientación
1	-	1	2	Carga distribuida	0,560	0,560	kN/m	0,00	0,00	global Y
2	-	2	3	Carga distribuida	0,560	0,560	kN/m	0,00	0,00	global Y
3	-	3	4	Carga distribuida	0,560	0,560	kN/m	0,00	0,00	global Y
4	-	4	5	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
5	-	5	6	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
6	-	6	7	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
7	-	7	8	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
8	-	8	37	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
9	-	9	10	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
10	-	10	11	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
11	-	12	11	Carga distribuida	1,148	1,148	kN/m	0,00	0,00	global Y
12	-	13	28	Carga distribuida	0,560	0,560	kN/m	0,00	0,00	global Y
13	-	28	29	Carga distribuida	0,560	0,560	kN/m	0,00	0,00	global Y
14	-	29	14	Carga distribuida	0,560	0,560	kN/m	0,00	0,00	global Y
15	-	15	30	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
16	-	16	15	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
17	-	17	16	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
18	-	18	39	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
19	-	19	18	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
20	-	11	19	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
21	-	20	25	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
22	-	21	7	Carga distribuida	0,650	0,650	kN/m	0,00	0,00	global Y
23	-	24	43	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
24	-	23	16	Carga distribuida	0,650	0,650	kN/m	0,00	0,00	global Y
25	-	22	41	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
26	-	25	26	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
27	-	26	27	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
28	-	27	5	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
29	-	4	27	Carga distribuida	0,358	0,358	kN/m	0,00	0,00	global Y
30	-	3	27	Carga distribuida	0,358	0,358	kN/m	0,00	0,00	global Y
31	-	3	26	Carga distribuida	0,358	0,358	kN/m	0,00	0,00	global Y
32	-	2	26	Carga distribuida	0,358	0,358	kN/m	0,00	0,00	global Y
33	-	2	20	Carga distribuida	0,358	0,358	kN/m	0,00	0,00	global Y
34	-	31	32	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
35	-	32	33	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
36	-	33	34	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
37	-	34	30	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
38	-	34	14	Carga distribuida	0,358	0,358	kN/m	0,00	0,00	global Y
39	-	34	29	Carga distribuida	0,358	0,358	kN/m	0,00	0,00	global Y
40	-	33	29	Carga distribuida	0,358	0,358	kN/m	0,00	0,00	global Y
41	-	33	28	Carga distribuida	0,358	0,358	kN/m	0,00	0,00	global Y
42	-	31	28	Carga distribuida	0,358	0,358	kN/m	0,00	0,00	global Y
43	-	30	14	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
44	-	35	8	Carga distribuida	0,816	0,816	kN/m	0,00	0,00	global Y

45	-	36	17	Carga distribuida	0,816	0,816	kN/m	0,00	0,00	global Y
46	-	38	42	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
47	-	37	9	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
48	-	40	44	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
49	-	39	17	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
50	-	41	10	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
51	-	42	37	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
52	-	42	41	Carga distribuida	0,242	0,242	kN/m	0,00	0,00	global Y
53	-	43	44	Carga distribuida	0,242	0,242	kN/m	0,00	0,00	global Y
54	-	43	19	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y
55	-	44	39	Carga distribuida	0,482	0,482	kN/m	0,00	0,00	global Y

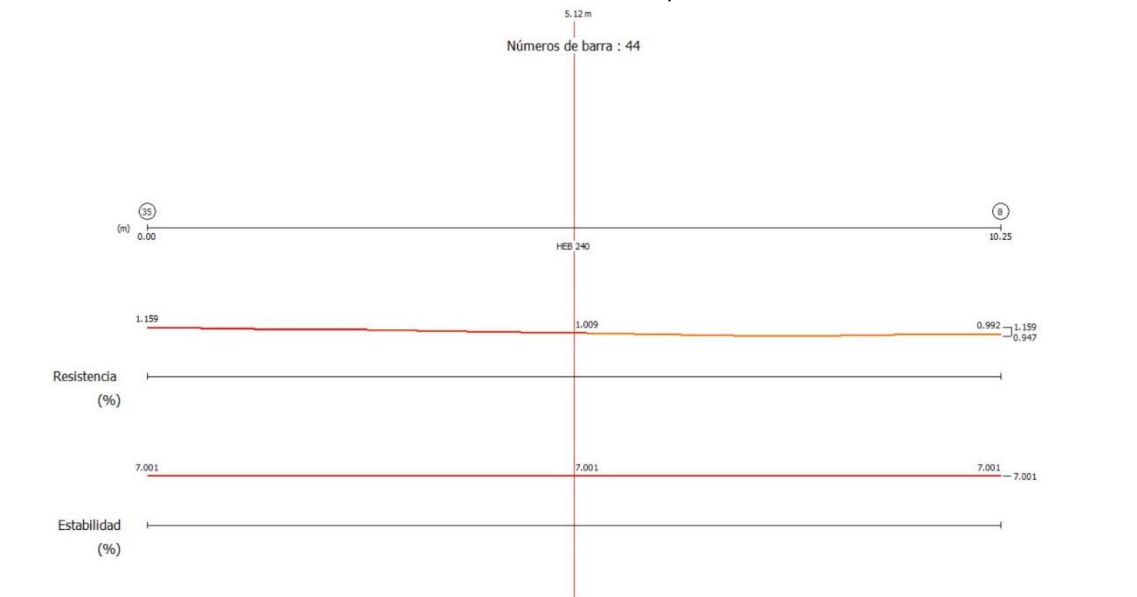
B.3.1.2. Resultats de resistència i estabilitat jàssera esquerra primera aigua de la coberta



B.3.1.3. Resultats de resistència i estabilitat jàssera dreta primera aigua de la coberta



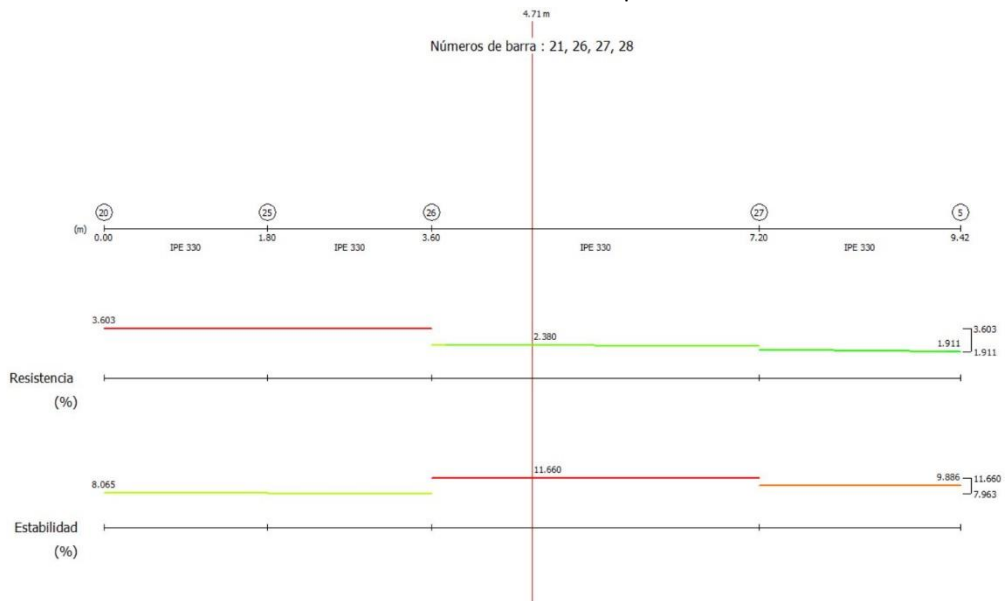
B.3.1.4. Resultats de resistència i estabilitat pilar HEB 240



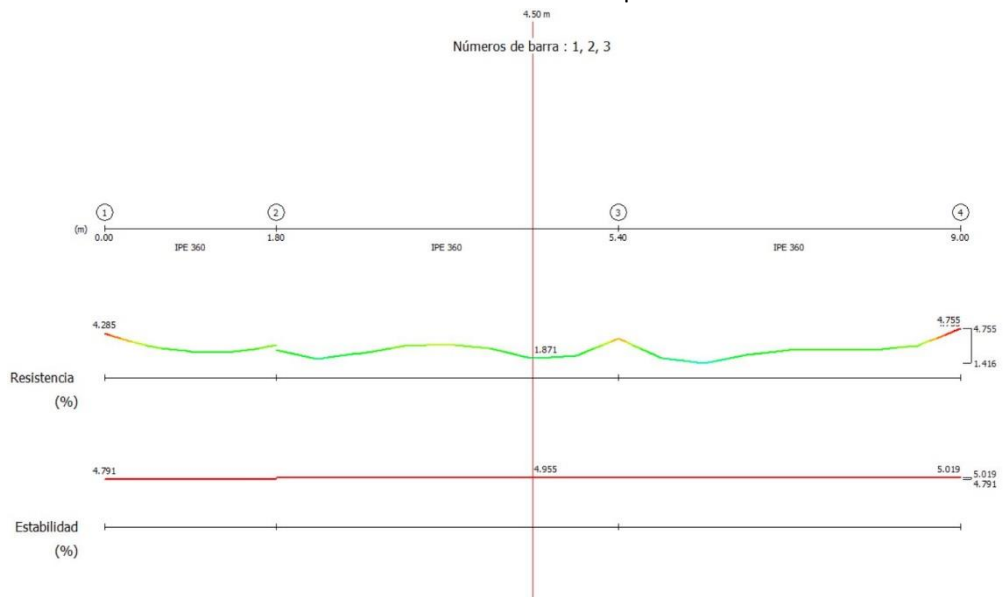
B.3.1.5. Resultats de resistència i estabilitat pilar HEB 300



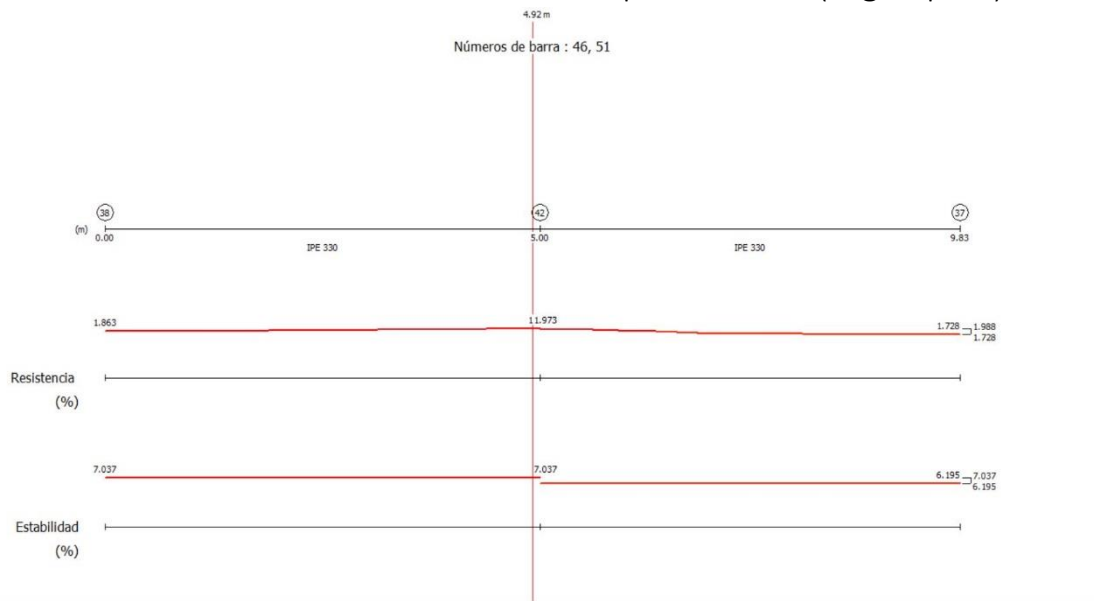
B.3.1.6. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 330



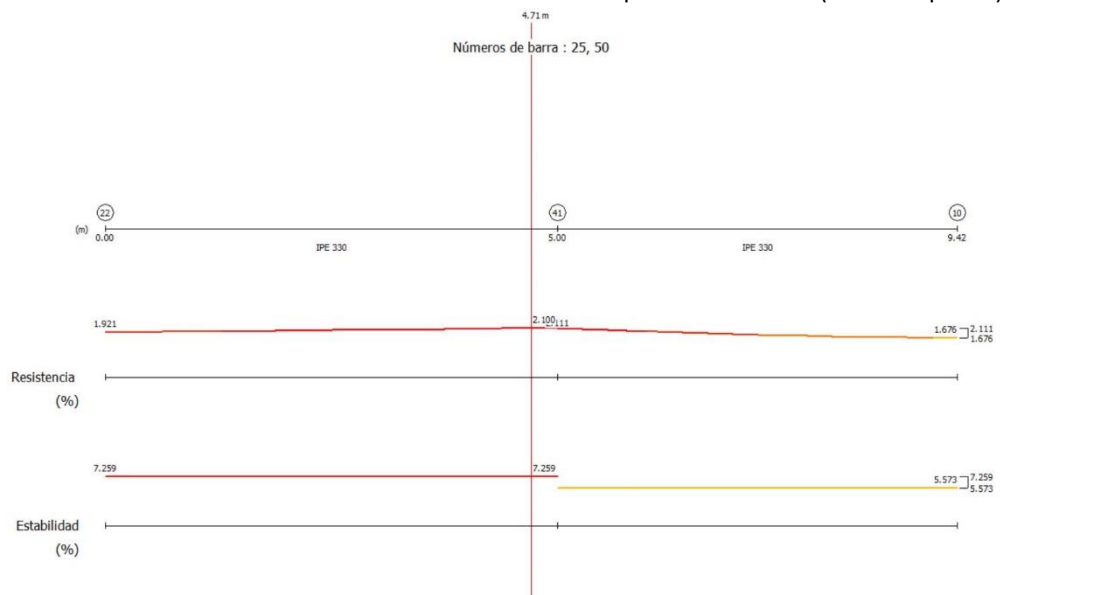
B.3.1.7. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 360



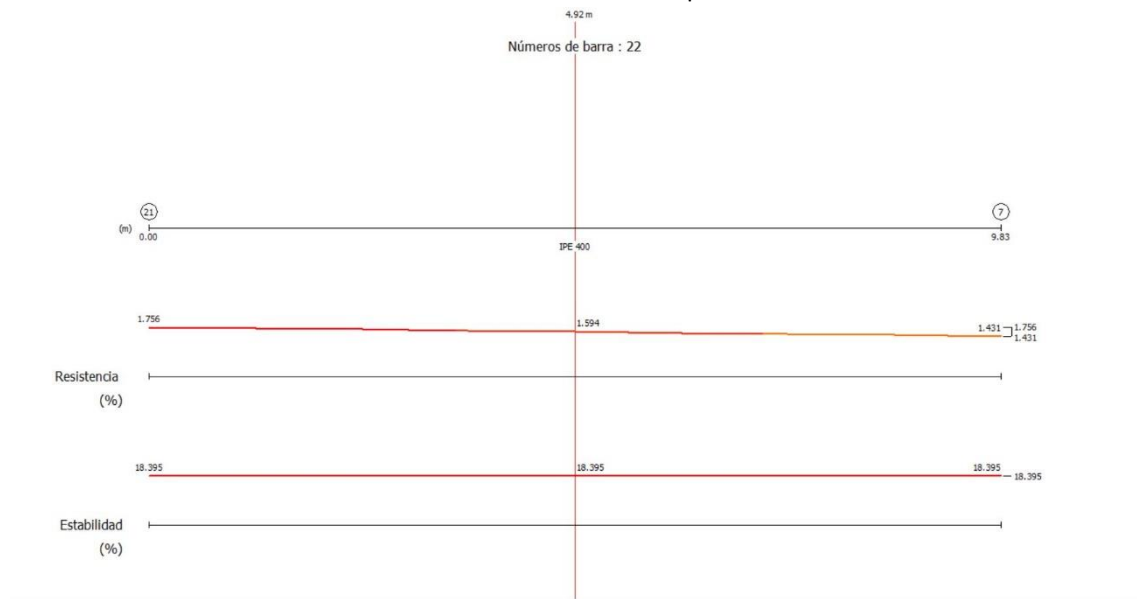
B.3.1.8. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 330 (segon pilar)



B.3.1.9. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 330 (tercer pilar)



B.3.1.10. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 400



B.3.2. Model Diamonds pòrtic central

B.3.2.1. Paràmetres dels elements del model

Datos geometría

Puntos

punto	Etiqueta	X (m)	Y (m)	Z (m)	Apoyo (kN/m,kNm/Rad)	Nombre de la unión	Nota
1	-	0,00	0,00	0,00	locky;kz Rlo;Rly;Rlz	-	-
2	-	0,00	1,80	0,00	libre	-	-
3	-	0,00	3,60	0,00	libre	-	-
4	-	0,00	5,40	0,00	libre	-	-
5	-	0,00	7,20	0,00	libre	-	-
6	-	0,00	9,00	0,00	kz	-	-
7	-	4,17	9,42	0,00	libre	-	-
8	-	6,25	9,62	0,00	libre	-	-
9	-	8,33	9,83	0,00	libre	-	-
10	-	12,50	10,25	0,00	kz	-	-
11	-	16,67	9,83	0,00	libre	-	-
12	-	18,75	9,62	0,00	libre	-	-
13	-	20,83	9,42	0,00	libre	-	-
14	-	25,00	9,00	0,00	kz	-	-
15	-	25,00	0,00	0,00	locky;kz Rlo;Rly;Rlz	-	-
16	-	50,00	0,00	0,00	locky;kz Rlo;Rly;Rlz	-	-

barra	orientación (°)	rigidez inicio (kN/m,kNm/Rad)	rigidez final (kN/m,kNm/Rad)	peso / longitud (kg/m)	peso (kg)	peso armadura pràctica (kg)
1	180,0	rigidizado	rigidizado	90,7	163,2	-
2	180,0	rigidizado	rigidizado	90,7	163,2	-
3	180,0	rigidizado	rigidizado	90,7	163,2	-

barra	superficie exterior (m²)	apoyo (kN/m/m,kNm/rad/m)	Longitud de pandeo Y (m)	Longitud de pandeo Z (m)	Longitud pandeo lateral z>0 (m)	Longitud pandeo lateral z<0 (m)
1	3,138	-	9,00	1,80	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]
2	3,138	-	9,00	1,80	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]
3	3,138	-	9,00	1,80	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]

barra	Curva de fuego	Exposició n requerida (min)	Material de revestimiento	Espesor del revestimiento (mm)	Factor de seccion (m-1)	Excentricidad adicional (mm)
1	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-

barra	Excentricidad Y'	Excentricidad Z'	Nota
1	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-

2	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
3	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-

barra	Etiqueta	inicio nodo	final nodo	sección	inicio sección nodo	final sección nodo	material	longitud (m)	volumen (m³)
4	-	4	5	IPE 500	5	4	Acero S355	1,80	0,0208
5	-	5	6	IPE 500	6	5	Acero S355	1,80	0,0208
6	-	6	7	IPE 450	7	6	Acero S355	4,19	0,0414
7	-	7	8	IPE 450	8	7	Acero S355	2,09	0,0207
8	-	8	9	IPE 450	9	8	Acero S355	2,09	0,0207
9	-	9	10	IPE 450	10	9	Acero S355	4,19	0,0414
10	-	10	11	IPE 450	11	10	Acero S355	4,19	0,0414
11	-	11	12	IPE 450	12	11	Acero S355	2,09	0,0207
12	-	12	13	IPE 450	13	12	Acero S355	2,09	0,0207
13	-	13	14	IPE 450	14	13	Acero S355	4,19	0,0414
14	-	15	14	HEB 300	14	15	Acero S355	9,00	0,1342
15	-	16	17	IPE 500	17	16	Acero S355	1,80	0,0208
16	-	17	18	IPE 500	18	17	Acero S355	1,80	0,0208
17	-	18	19	IPE 500	19	18	Acero S355	1,80	0,0208

barra	orientación (°)	rigidez inicio (kN/m,kNm/Rad)	rigidez final (kN/m,kNm/Rad)	peso / longitud (kg/m)	peso (kg)	peso armadura pràctica (kg)
4	180,0	rigidizado	rigidizado	90,7	163,2	-
5	180,0	rigidizado	rigidizado	90,7	163,2	-
6	0,0	rigidizado Cantонера : L = 3,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,48 m	rigidizado	77,6	324,9	-
7	0,0	rigidizado	rigidizado	77,6	162,4	-
8	0,0	rigidizado	rigidizado	77,6	162,4	-
9	0,0	rigidizado	rigidizado Cantонера : L = 3,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,48 m	77,6	324,9	-
10	0,0	rigidizado Cantонера : L = 3,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,48 m	rigidizado	77,6	324,9	-
11	0,0	rigidizado	rigidizado	77,6	162,4	-
12	0,0	rigidizado	rigidizado	77,6	162,4	-
13	0,0	rigidizado	rigidizado Cantонера : L = 3,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,48 m	77,6	324,9	-
14	0,0	rigidizado	rigidizado	117,0	1053,3	-
15	0,0	rigidizado	rigidizado	90,7	163,2	-
16	0,0	rigidizado	rigidizado	90,7	163,2	-
17	0,0	rigidizado	rigidizado	90,7	163,2	-

barra	superfície exterior (m ²)	apoyo (kN/m/m,kNm/rad/m)	Longitud de pandeo Y (m)	Longitud de pandeo Z (m)	Longitud pandeo lateral z>0 (m)	Longitud pandeo lateral z<0 (m)
4	3,138	-	9,00	1,80	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]
5	3,138	-	9,00	1,80	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]
6	6,720	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09 - 4,19]	[0,00 - 2,09]
7	3,360	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09]	[2,09]
8	3,360	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09]	[0,00 - 2,09]
9	6,720	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09 - 4,19]	[0,00 - 2,09 - 4,19]
10	6,720	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09 - 4,19]	[0,00 - 2,09 - 4,19]
11	3,360	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09]	[0,00 - 2,09]
12	3,360	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09]	[0,00]
13	6,720	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09 - 4,19]	[2,09 - 4,19]
14	15,580	-	9,00	9,00	[0,00 - 9,00]	[0,00 - 9,00]
15	3,138	-	9,00	1,80	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]
16	3,138	-	9,00	1,80	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]
17	3,138	-	9,00	1,80	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]

barra	Curva de fuego	Exposición requerida (min)	Material de revestimiento	Espesor del revestimiento (mm)	Factor de seccion (m-1)	Excentricidad adicional (mm)
4	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-
11	-	-	-	-	-	-
12	-	-	-	-	-	-
13	-	-	-	-	-	-
14	-	-	-	-	-	-
15	-	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-

barra	Excentricidad Y'	Excentricidad Z'	Nota
4	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
5	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
6	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
7	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
8	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
9	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
10	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
11	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
12	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
13	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
14	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
15	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
16	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
17	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-

barra	Etiqueta	inicio nodo	final nodo	sección	inicio sección nodo	final sección nodo	material	longitud (m)	volumen (m³)
18	-	19	20	IPE 500	20	19	Acero S355	1,80	0,0208
19	-	20	21	IPE 500	21	20	Acero S355	1,80	0,0208
20	-	22	21	IPE 450	22	22	Acero S355	4,19	0,0414
21	-	23	22	IPE 450	23	23	Acero S355	2,09	0,0207
22	-	24	23	IPE 450	24	24	Acero S355	2,09	0,0207
23	-	25	24	IPE 450	25	25	Acero S355	4,19	0,0414
24	-	26	25	IPE 450	26	26	Acero S355	4,19	0,0414
25	-	27	26	IPE 450	27	27	Acero S355	2,09	0,0207
26	-	28	27	IPE 450	28	28	Acero S355	2,09	0,0207
27	-	14	28	IPE 450	14	14	Acero S355	4,19	0,0414
total								77,25	0,8387

barra	orientación (°)	rigidez inicio (kN/m,kNm/Rad)	rigidez final (kN/m,kNm/Rad)	peso / longitud (kg/m)	peso (kg)	peso armadura práctica (kg)
18	0,0	rigidizado	rigidizado	90,7	163,2	-
19	0,0	rigidizado	rigidizado	90,7	163,2	-

20	0,0	rigidizado	rigidizado Cantонера : L = 3,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,48 m	77,6	324,9	-
21	0,0	rigidizado	rigidizado	77,6	162,4	-
22	0,0	rigidizado	rigidizado	77,6	162,4	-
23	0,0	rigidizado Cantонера : L = 3,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,48 m	rigidizado	77,6	324,9	-
24	0,0	rigidizado	rigidizado Cantонера : L = 3,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,48 m	77,6	324,9	-
25	0,0	rigidizado	rigidizado	77,6	162,4	-
26	0,0	rigidizado	rigidizado	77,6	162,4	-
27	0,0	rigidizado Cantонера : L = 3,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,48 m	rigidizado	77,6	324,9	-
total					6584,0	0,0

barra	superficie exterior (m²)	apoyo (kN/m/m,kNm/rad/m)	Longitud de pandeo Y (m)	Longitud de pandeo Z (m)	Longitud pandeo lateral z>0 (m)	Longitud pandeo lateral z<0 (m)
18	3,138	-	9,00	1,80	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]
19	3,138	-	9,00	1,80	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]
20	6,720	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09 - 4,19]	[2,09 - 4,19]
21	3,360	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09]	[0,00]
22	3,360	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09]	[0,00 - 2,09]

23	6,720	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09 - 4,19]	[0,00 - 2,09 - 4,19]
24	6,720	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09 - 4,19]	[0,00 - 2,09 - 4,19]
25	3,360	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09]	[0,00 - 2,09]
26	3,360	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09]	[2,09]
27	6,720	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09 - 4,19]	[0,00 - 2,09]
total	127,595					

barra	Curva de fuego	Exposición requerida (min)	Material de revestimiento	Espesor del revestimiento (mm)	Factor de seccion (m-1)	Excentricidad adicional (mm)
18	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-
22	-	-	-	-	-	-
23	-	-	-	-	-	-
24	-	-	-	-	-	-
25	-	-	-	-	-	-

26	-	-	-	-	-	-
27	-	-	-	-	-	-
total						

barra	Excentricidad Y'	Excentricidad Z'	Nota
18	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
19	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
20	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
21	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
22	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
23	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
24	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
25	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
26	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
27	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
total			

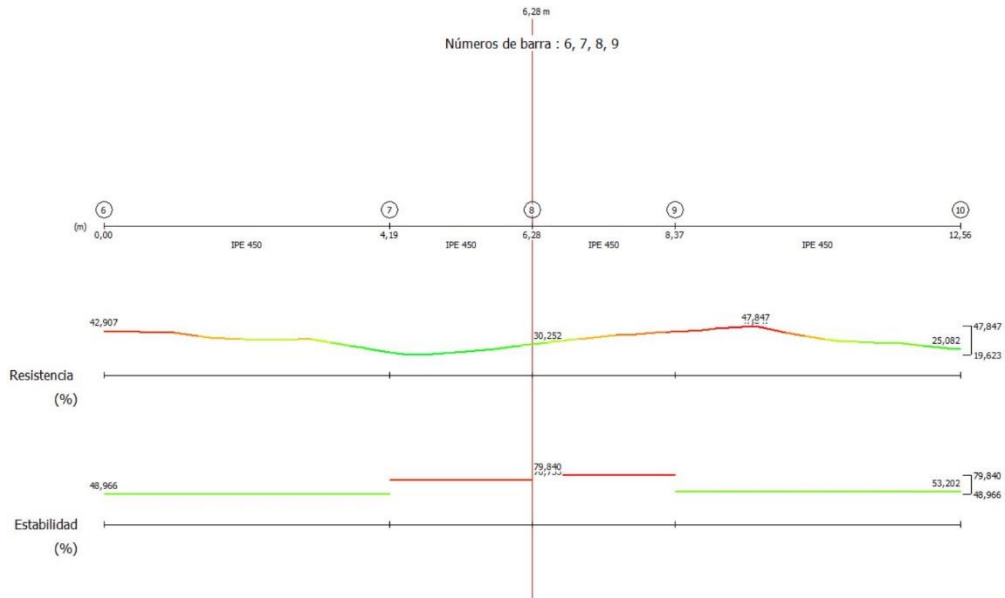
Datos de cargas

Pes propi corretges

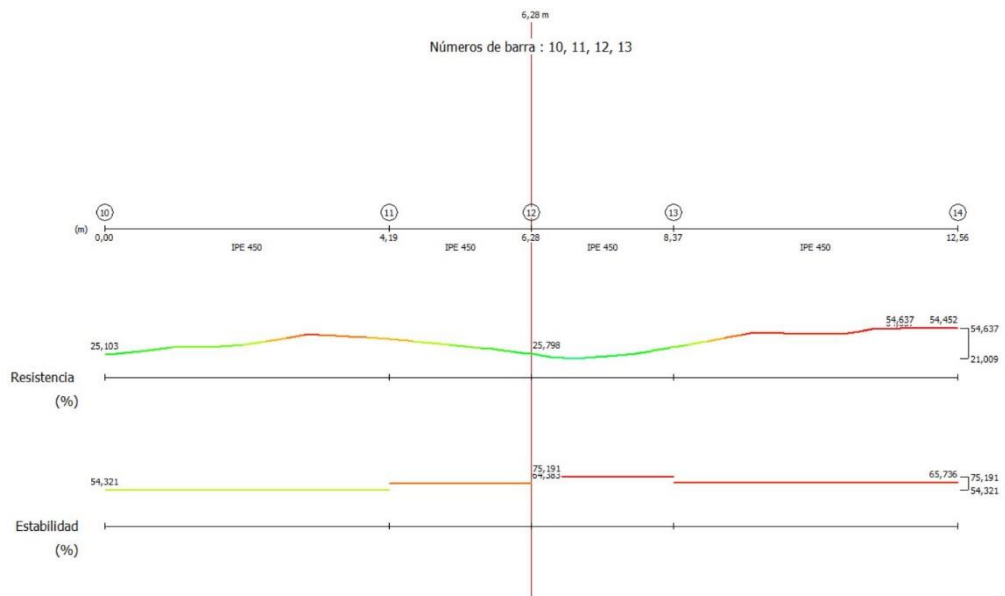
Barras

barra	Etiqueta	inicio nodo carga	final nodo carga	tipo de carga	inicio	final	unidad	distancia desde principio (m)	distancia desde final (m)	orientación
6	-	6	7	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
7	-	7	8	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
8	-	8	9	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
9	-	9	10	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
10	-	10	11	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
11	-	11	12	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
12	-	12	13	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
13	-	13	14	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
20	-	22	21	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
21	-	23	22	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
22	-	24	23	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
23	-	25	24	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
24	-	26	25	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
25	-	27	26	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
26	-	28	27	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
27	-	14	28	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y

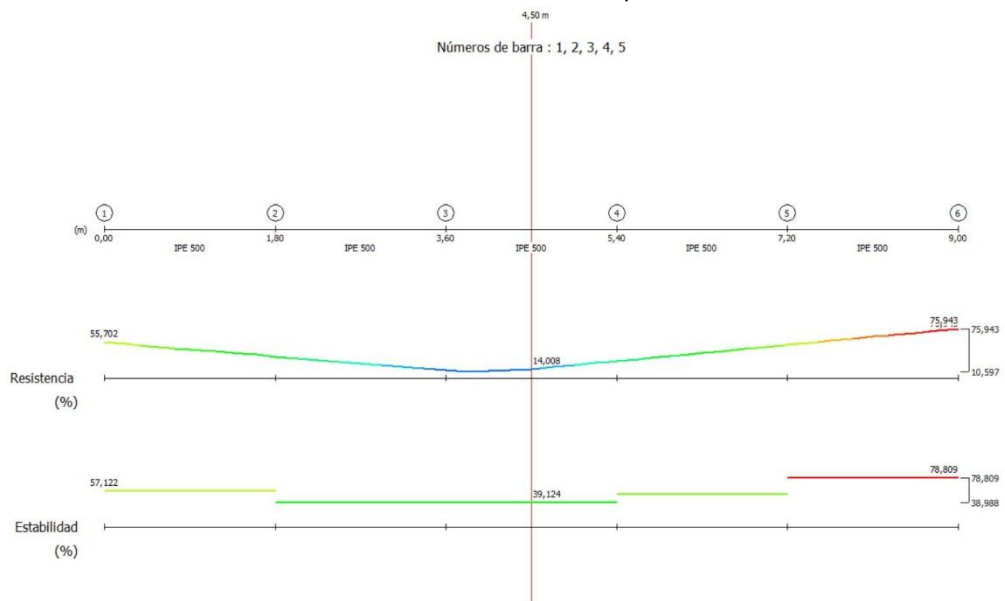
B.3.2.2. Resultats de resistència i estabilitat jàssera esquerra primera aigua de la coberta



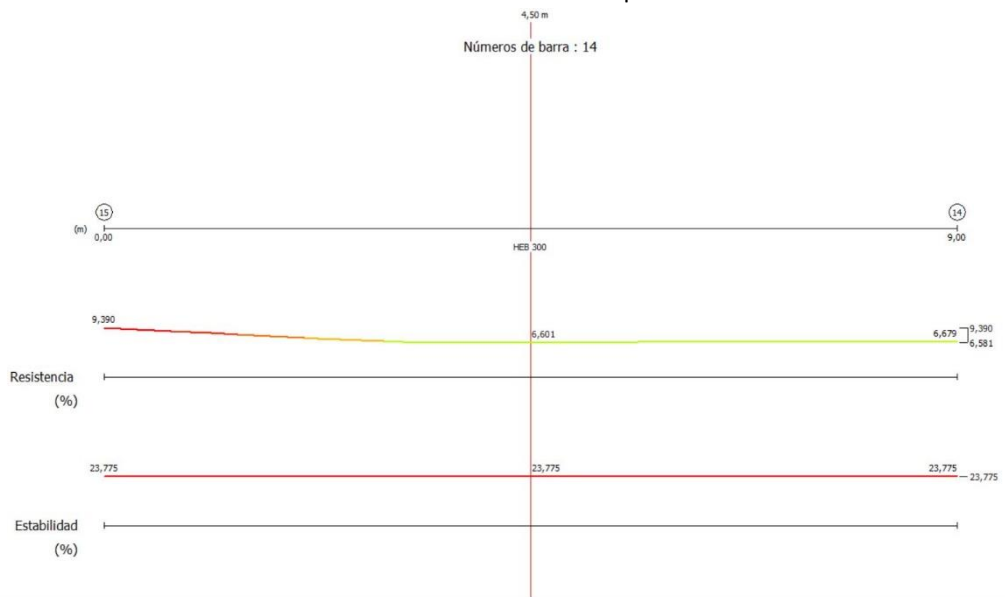
B.3.2.3. Resultats de resistència i estabilitat jàssera dreta primera aigua de la coberta



B.3.2.4. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 500



B.3.2.5. Resultats de resistència i estabilitat pilar HEB 300



B.3.3. Model Diamonds pòrtic façana – pòrtic central

B.3.3.1. Paràmetres dels elements del model

Datos geometría

Puntos

punto	Etiqueta	X (m)	Y (m)	Z (m)	Apoyo (kN/m,kNm/Rad)	Nombre de la unión	Nota
1	-	0,00	0,00	0,00	kx;ky;kz Rlx;Rly;Rlz	-	-
2	-	0,00	1,80	0,00	libre	-	-
3	-	0,00	5,40	0,00	libre	-	-
4	-	0,00	9,00	0,00	libre	-	-
5	-	4,17	9,42	0,00	libre	-	-
6	-	8,33	9,83	0,00	libre	-	-
7	-	12,50	10,25	0,00	libre	-	-
8	-	20,83	9,42	0,00	libre	-	-
9	-	25,00	9,00	0,00	libre	-	-
10	-	25,00	0,00	0,00	kx;ky;kz	-	-
11	-	50,00	0,00	0,00	kx;ky;kz Rlx;Rly;Rlz	-	-
12	-	50,00	9,00	0,00	libre	-	-
13	-	41,87	9,83	0,00	libre	-	-
14	-	37,50	10,25	0,00	libre	-	-
15	-	29,17	9,42	0,00	libre	-	-
16	-	4,17	0,00	0,00	kx;ky;kz	-	-
17	-	8,33	0,00	0,00	kx;ky;kz	-	-
18	-	20,83	0,00	0,00	kx;ky;kz	-	-
19	-	41,87	0,00	0,00	kx;ky;kz	-	-
20	-	29,17	0,00	0,00	kx;ky;kz	-	-
21	-	4,17	1,80	0,00	libre	-	-
22	-	4,17	3,60	0,00	libre	-	-
23	-	4,17	7,20	0,00	libre	-	-
24	-	50,00	1,80	0,00	libre	-	-
25	-	50,00	5,40	0,00	libre	-	-
26	-	45,83	9,42	0,00	libre	-	-
27	-	45,83	0,00	0,00	kx;ky;kz	-	-
28	-	45,83	1,80	0,00	libre	-	-
29	-	45,83	3,60	0,00	libre	-	-
30	-	45,83	7,20	0,00	libre	-	-
31	-	12,50	0,00	0,00	kx;ky;kz	-	-
32	-	37,50	0,00	0,00	kx;ky;kz	-	-
33	-	16,67	9,83	0,00	libre	-	-
34	-	16,67	0,00	0,00	kx;ky;kz	-	-
35	-	33,33	9,83	0,00	libre	-	-
36	-	33,33	0,00	0,00	kx;ky;kz	-	-
37	-	20,83	5,00	0,00	libre	-	-
38	-	16,67	5,00	0,00	libre	-	-
39	-	29,17	5,00	0,00	libre	-	-
40	-	33,33	5,00	0,00	libre	-	-
41	-	0,00	0,00	-8,00	kx;ky;kz Rlx;Rly;Rlz	-	-
42	-	0,00	9,00	-8,00	libre	-	-
43	-	12,50	10,25	-8,00	libre	-	-
44	-	25,00	9,00	-8,00	libre	-	-

45	-	25,00	0,00	-8,00	kx;ky;kz Rlx;Rly;Rlz	-	-
46	-	50,00	0,00	-8,00	kx;ky;kz Rlx;Rly;Rlz	-	-
47	-	50,00	9,00	-8,00	libre	-	-
48	-	37,50	10,25	-8,00	libre	-	-
49	-	0,00	1,80	-8,00	libre	-	-
50	-	0,00	3,60	-8,00	libre	-	-
51	-	0,00	5,40	-8,00	libre	-	-
52	-	0,00	7,20	-8,00	libre	-	-
53	-	50,00	1,80	-8,00	libre	-	-
54	-	50,00	3,60	-8,00	libre	-	-
55	-	50,00	5,40	-8,00	libre	-	-
56	-	50,00	7,20	-8,00	libre	-	-
57	-	4,17	9,42	-8,00	libre	-	-
58	-	8,33	9,83	-8,00	libre	-	-
59	-	16,67	9,83	-8,00	libre	-	-
60	-	20,83	9,42	-8,00	libre	-	-
61	-	29,17	9,42	-8,00	libre	-	-
62	-	33,33	9,83	-8,00	libre	-	-
63	-	41,67	9,83	-8,00	libre	-	-
64	-	45,83	9,42	-8,00	libre	-	-

Barras

barra	Etiqueta	inicio nodo	final nodo	sección	inicio sección nodo	final sección nodo	material	longitud (m)	volumen (m³)
1	-	1	2	IPE 360	2	1	Acero S355	1,80	0,0131
2	-	2	3	IPE 360	3	2	Acero S355	3,60	0,0262
3	-	3	4	IPE 360	4	3	Acero S355	3,60	0,0262
4	-	4	5	IPE 330	5	4	Acero S355	4,19	0,0262
5	-	5	6	IPE 330	6	5	Acero S355	4,19	0,0262
6	-	6	7	IPE 330	7	6	Acero S355	4,19	0,0262
7	-	7	33	IPE 330	33	7	Acero S355	4,19	0,0262

barra	orientación (°)	rigidez inicio (kN/m, kNm/Rad)	rigidez final (kN/m, kNm/Rad)	peso / longitud (kg/m)	peso (kg)	peso armadura pràctica (kg)
1	0,0	rigidizado	rigidizado	57,1	102,8	-
2	0,0	rigidizado	rigidizado	57,1	205,5	-
3	0,0	rigidizado	rigidizado	57,1	205,5	-
4	0,0	rigidizado	rigidizado	49,1	205,8	-
5	0,0	rigidizado	rigidizado	49,1	205,8	-
6	0,0	rigidizado	rigidizado Cantонера : L = 1,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,32 m	49,1	205,8	-
7	0,0	rigidizado Cantонера : L = 1,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,32 m	rigidizado	49,1	205,8	-

barra	superfície exterior (m²)	apoyo (kN/m/m, kNm/rad/m)	Longitud de pandeo Y (m)	Longitud de pandeo Z (m)	Longitud pandeo lateral z>0 (m)	Longitud pandeo lateral z<0 (m)
1	2,435	-	9,00	1,80	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]
2	4,870	-	9,00	3,60	[0,00 - 3,60]	[0,00 - 3,60]
3	4,870	-	9,00	3,60	[0,00 - 3,60]	[0,00 - 3,60]
4	5,250	-	12,56	2,09	[0,00 - 4,19]	[0,00 - 4,19]
5	5,250	-	12,56	4,19	[0,00 - 4,19]	[0,00 - 4,19]
6	5,250	-	12,56	2,09	[0,00 - 4,19]	[0,00 - 4,19]

7	5,250	-	12,56	2,09	[0,00 - 4,19]	[0,00 - 4,19]
---	-------	---	-------	------	---------------	---------------

barra	Curva de fuego	Exposición requerida (min)	Material de revestimiento	Espesor del revestimiento (mm)	Factor de seccion (m-1)	Excentricidad adicional (mm)
1	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-

barra	Excentricidad Y'	Excentricidad Z'	Nota
1	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
2	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
3	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
4	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
5	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-

6	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
7	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-

barra	Etiqueta	inicio nodo	final nodo	sección	inicio sección nodo	final sección nodo	material	longitud (m)	volumen (m³)
8	-	33	8	IPE 330	8	33	Acero S355	4,19	0,0262
9	-	8	9	IPE 330	9	8	Acero S355	4,19	0,0262
10	-	10	9	HEB 300	9	10	Acero S355	9,00	0,1342
11	-	11	24	IPE 360	24	11	Acero S355	1,80	0,0131
12	-	24	25	IPE 360	25	24	Acero S355	3,60	0,0262
13	-	25	12	IPE 360	12	25	Acero S355	3,60	0,0262
14	-	13	26	IPE 330	13	13	Acero S355	4,19	0,0262
15	-	14	13	IPE 330	14	14	Acero S355	4,19	0,0262
16	-	15	35	IPE 330	15	15	Acero S355	4,19	0,0262
17	-	9	15	IPE 330	9	9	Acero S355	4,19	0,0262
18	-	16	21	IPE 330	21	16	Acero S355	1,80	0,0113
19	-	17	6	IPE 400	6	17	Acero S355	9,83	0,0830
20	-	20	39	IPE 330	39	20	Acero S355	5,00	0,0313
21	-	19	13	IPE 400	13	19	Acero S355	9,83	0,0830
22	-	18	37	IPE 330	37	18	Acero S355	5,00	0,0313

barra	orientación (°)	rigidez inicio (kN/m,kNm/Rad)	rigidez final (kN/m,kNm/Rad)	peso / longitud (kg/m)	peso (kg)	peso armadura práctica (kg)
8	0,0	rigidizado	rigidizado	49,1	205,8	-
9	0,0	rigidizado	rigidizado	49,1	205,8	-
10	0,0	rigidizado	rigidizado	117,0	1053,3	-
11	180,0	rigidizado	rigidizado	57,1	102,8	-
12	180,0	rigidizado	rigidizado	57,1	205,5	-
13	180,0	rigidizado	rigidizado	57,1	205,5	-
14	0,0	rigidizado	rigidizado	49,1	205,8	-
15	0,0	rigidizado Cantонера : L = 1,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,32 m	rigidizado	49,1	205,8	-
16	0,0	rigidizado	rigidizado	49,1	205,8	-
17	0,0	rigidizado	rigidizado	49,1	205,8	-
18	90,0	rigidizado	rigidizado	49,1	88,5	-
19	90,0	rigidizado	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	66,3	651,9	-
20	90,0	rigidizado	rigidizado	49,1	245,7	-
21	90,0	rigidizado	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	66,3	651,9	-
22	90,0	rigidizado	rigidizado	49,1	245,7	-

barra	superfície exterior (m ²)	apoyo (kN/m/m,kNm/rad/m)	Longitud de pandeo Y (m)	Longitud de pandeo Z (m)	Longitud pandeo lateral z>0 (m)	Longitud pandeo lateral z<0 (m)
8	5,250	-	12,56	4,19	[0,00 - 4,19]	[0,00 - 4,19]
9	5,250	-	12,56	2,09	[0,00 - 4,19]	[0,00 - 4,19]
10	15,580	-	9,00	9,00	[0,00 - 9,00]	[0,00 - 9,00]
11	2,435	-	9,00	1,80	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]
12	4,870	-	9,00	3,60	[0,00 - 3,60]	[0,00 - 3,60]
13	4,870	-	9,00	3,60	[0,00 - 3,60]	[0,00 - 3,60]
14	5,250	-	12,56	2,09	[0,00 - 4,19]	[0,00 - 4,19]
15	5,250	-	12,56	2,09	[0,00 - 4,19]	[0,00 - 4,19]
16	5,250	-	12,56	2,09	[0,00 - 4,19]	[0,00 - 4,19]
17	5,250	-	12,56	2,09	[0,00 - 4,19]	[0,00 - 4,19]
18	2,257	-	1,80	1,80	[0,00]	[0,00]
19	14,417	-	9,83	9,83	[0,00 - 9,83]	[0,00 - 9,83]
20	6,269	-	5,00	5,00	[0,00 - 5,00]	[0,00 - 5,00]
21	14,417	-	9,83	9,83	[0,00 - 9,83]	[0,00 - 9,83]
22	6,269	-	5,00	5,00	[0,00 - 5,00]	[0,00 - 5,00]

barra	Curva de fuego	Exposición requerida (min)	Material de revestimiento	Espesor del revestimiento (mm)	Factor de seccion (m-1)	Excentricidad adicional (mm)
8	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-
11	-	-	-	-	-	-
12	-	-	-	-	-	-
13	-	-	-	-	-	-
14	-	-	-	-	-	-
15	-	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-
22	-	-	-	-	-	-

barra	Etiqueta	inicio nodo	final nodo	sección	inicio sección nodo	final sección nodo	material	longitud (m)	volumen (m³)
23	-	21	22	IPE 330	22	21	Acero S355	1,80	0,0113
24	-	22	23	IPE 330	23	22	Acero S355	3,60	0,0225
25	-	23	5	IPE 330	5	23	Acero S355	2,22	0,0139
26	-	4	23	SHS 160x160x8	4	4	Acero S355	4,54	0,0211
27	-	3	23	SHS 160x160x8	3	3	Acero S355	4,54	0,0211
28	-	3	22	SHS 160x160x8	3	3	Acero S355	4,54	0,0211
29	-	2	22	SHS 160x160x8	2	2	Acero S355	4,54	0,0211
30	-	2	16	SHS 160x160x8	2	2	Acero S355	4,54	0,0211
31	-	27	28	IPE 330	28	27	Acero S355	1,80	0,0113
32	-	28	29	IPE 330	29	28	Acero S355	1,80	0,0113
33	-	29	30	IPE 330	30	29	Acero S355	3,60	0,0225
34	-	30	26	IPE 330	26	30	Acero S355	2,22	0,0139
35	-	30	12	SHS 160x160x8	12	30	Acero S355	4,54	0,0211
36	-	30	25	SHS 160x160x8	25	30	Acero S355	4,54	0,0211
37	-	29	25	SHS 160x160x8	25	29	Acero S355	4,54	0,0211

38	-	29	24	SHS 160x160x8	24	29	Acero S355	4,54	0,0211
----	---	----	----	---------------	----	----	------------	------	--------

barra	orientación (°)	rigidez início (kN/m,kNm/Rad)	rigidez final (kN/m,kNm/Rad)	peso / longitud (kg/m)	peso (kg)	peso armadura pràctica (kg)
23	90,0	rigidizado	rigidizado	49,1	88,5	-
24	90,0	rigidizado	rigidizado	49,1	176,9	-
25	90,0	rigidizado	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	49,1	108,9	-
26	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	165,5	-
27	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	165,5	-
28	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	165,5	-
29	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	165,5	-
30	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	165,5	-
31	90,0	rigidizado	rigidizado	49,1	88,5	-
32	90,0	rigidizado	rigidizado	49,1	88,5	-
33	90,0	rigidizado	rigidizado	49,1	176,9	-
34	90,0	rigidizado	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	49,1	108,9	-
35	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	165,5	-
36	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	165,5	-

37	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	165,5	-
38	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	165,5	-

barra	superfície exterior (m²)	apoyo (kN/m/m, kNm/rad/m)	Longitud de pandeo Y (m)	Longitud de pandeo Z (m)	Longitud pandeo lateral z>0 (m)	Longitud pandeo lateral z<0 (m)
23	2,257	-	7,62	7,62	[1,80]	[1,80]
24	4,514	-	7,62	7,62	[0,00 - 3,60]	[0,00 - 3,60]
25	2,778	-	7,62	7,62	[0,00 - 2,22]	[0,00 - 2,22]
26	2,747	-	4,54	4,54	[0,00 - 4,54]	[0,00 - 4,54]
27	2,747	-	4,54	4,54	[0,00 - 4,54]	[0,00 - 4,54]
28	2,747	-	4,54	4,54	[0,00 - 4,54]	[0,00 - 4,54]
29	2,747	-	4,54	4,54	[0,00 - 4,54]	[0,00 - 4,54]
30	2,747	-	4,54	4,54	[0,00 - 4,54]	[0,00 - 4,54]
31	2,257	-	1,80	1,80	[0,00]	[0,00]
32	2,257	-	7,62	7,62	[1,80]	[1,80]
33	4,514	-	7,62	7,62	[0,00 - 3,60]	[0,00 - 3,60]
34	2,778	-	7,62	7,62	[0,00 - 2,22]	[0,00 - 2,22]
35	2,747	-	4,54	4,54	[0,00 - 4,54]	[0,00 - 4,54]

36	2,747	-	4,54	4,54	[0,00 - 4,54]	[0,00 - 4,54]
37	2,747	-	4,54	4,54	[0,00 - 4,54]	[0,00 - 4,54]
38	2,747	-	4,54	4,54	[0,00 - 4,54]	[0,00 - 4,54]

barra	Curva de fuego	Exposición requerida (min)	Material de revestimiento	Espesor del revestimiento (mm)	Factor de seccion (m-1)	Excentricidad adicional (mm)
23	-	-	-	-	-	-
24	-	-	-	-	-	-
25	-	-	-	-	-	-
26	-	-	-	-	-	-
27	-	-	-	-	-	-
28	-	-	-	-	-	-
29	-	-	-	-	-	-
30	-	-	-	-	-	-
31	-	-	-	-	-	-
32	-	-	-	-	-	-
33	-	-	-	-	-	-
34	-	-	-	-	-	-

35	-	-	-	-	-	-
36	-	-	-	-	-	-
37	-	-	-	-	-	-
38	-	-	-	-	-	-

barra	Excentricidad Y'	Excentricidad Z'	Nota
23	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
24	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
25	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
26	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
27	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
28	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
29	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
30	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
31	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
32	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
33	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-

35	-	-	-	-	-	-
36	-	-	-	-	-	-
37	-	-	-	-	-	-
38	-	-	-	-	-	-

barra	Excentricidad Y'	Excentricidad Z'	Nota
23	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
24	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
25	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
26	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
27	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
28	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
29	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
30	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
31	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
32	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
33	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-

34	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
35	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
36	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
37	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
38	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-

barra	Etiqueta	inicio nodo	final nodo	sección	inicio sección nodo	final sección nodo	material	longitud (m)	volumen (m³)
39	-	27	24	SHS 160x160x8	24	27	Acero S355	4,54	0,0211
40	-	28	12	IPE 330	26	26	Acero S355	4,19	0,0282
41	-	31	7	HEB 240	7	31	Acero S355	10,25	0,1086
42	-	32	14	HEB 240	14	32	Acero S355	10,25	0,1086
43	-	34	38	IPE 330	38	34	Acero S355	5,00	0,0313
44	-	36	40	IPE 330	40	36	Acero S355	5,00	0,0313
45	-	35	14	IPE 330	35	35	Acero S355	4,19	0,0282
46	-	37	8	IPE 330	8	37	Acero S355	4,42	0,0276
47	-	38	33	IPE 330	33	38	Acero S355	4,83	0,0303
48	-	38	37	HEA 140	37	38	Acero S355	4,17	0,0131
49	-	39	40	HEA 140	39	39	Acero S355	4,17	0,0131
50	-	39	15	IPE 330	15	39	Acero S355	4,42	0,0276
51	-	40	35	IPE 330	35	40	Acero S355	4,83	0,0303
52	-	41	49	IPE 500	49	41	Acero S355	1,80	0,0208
53	-	42	57	IPE 450	57	42	Acero S355	4,19	0,0414

barra	orientación (°)	rigidez inicio (kN/m,kNm/Rad)	rigidez final (kN/m,kNm/Rad)	peso / longitud (kg/m)	peso (kg)	peso armadura pràctica (kg)
39	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	38,5	185,5	-
40	0,0	rigidizado	rigidizado	49,1	205,8	-
41	0,0	rigidizado	rigidizado	83,2	852,6	-
42	180,0	rigidizado	rigidizado	83,2	852,6	-
43	90,0	rigidizado	rigidizado	49,1	245,7	-
44	90,0	rigidizado	rigidizado	49,1	245,7	-
45	0,0	rigidizado	rigidizado Cantонера : L = 1,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,32 m	49,1	205,8	-
46	90,0	rigidizado	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	49,1	217,0	-
47	90,0	rigidizado	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	49,1	237,5	-
48	0,0	rigidizado	rigidizado	24,7	102,8	-
49	0,0	rigidizado	rigidizado	24,7	102,8	-
50	90,0	rigidizado	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	49,1	217,0	-
51	90,0	rigidizado	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	49,1	237,5	-
52	180,0	rigidizado	rigidizado	90,7	183,2	-
53	0,0	rigidizado Cantонера : L = 3,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,41 m	rigidizado	77,6	324,9	-

barra	superfície exterior (m ²)	apoyo (kN/m/m,kNm/rad/m)	Longitud de pandeo Y (m)	Longitud de pandeo Z (m)	Longitud pandeo lateral z>0 (m)	Longitud pandeo lateral z<0 (m)
39	2,747	-	4,54	4,54	[0,00 - 4,54]	[0,00 - 4,54]
40	5,250	-	12,56	2,09	[0,00 - 4,19]	[0,00 - 4,19]
41	14,178	-	10,25	10,25	[0,00 - 10,25]	[0,00 - 10,25]
42	14,178	-	10,25	10,25	[0,00 - 10,25]	[0,00 - 10,25]
43	6,269	-	5,00	5,00	[0,00 - 5,00]	[0,00 - 5,00]
44	6,269	-	5,00	5,00	[0,00 - 5,00]	[0,00 - 5,00]
45	5,250	-	12,56	2,09	[0,00 - 4,19]	[0,00 - 4,19]
46	5,537	-	4,42	4,42	[0,00 - 4,42]	[0,00 - 4,42]
47	6,058	-	4,83	4,83	[0,00 - 4,83]	[0,00 - 4,83]
48	3,309	-	4,17	4,17	[0,00 - 4,17]	[0,00 - 4,17]
49	3,309	-	4,17	4,17	[0,00 - 4,17]	[0,00 - 4,17]
50	5,537	-	4,42	4,42	[0,00 - 4,42]	[0,00 - 4,42]
51	6,058	-	4,83	4,83	[0,00 - 4,83]	[0,00 - 4,83]
52	3,138	-	9,00	9,00	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]
53	6,720	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09 - 4,19]	[0,00 - 2,09]

barra	Curva de fuego	Exposició requerida (min)	Material de revestimiento	Espesor del revestimiento (mm)	Factor de seccion (m-1)	Excentricidad adicional (mm)
39	-	-	-	-	-	-
40	-	-	-	-	-	-
41	-	-	-	-	-	-
42	-	-	-	-	-	-
43	-	-	-	-	-	-
44	-	-	-	-	-	-
45	-	-	-	-	-	-
46	-	-	-	-	-	-
47	-	-	-	-	-	-
48	-	-	-	-	-	-
49	-	-	-	-	-	-
50	-	-	-	-	-	-
51	-	-	-	-	-	-
52	-	-	-	-	-	-
53	-	-	-	-	-	-

barra	Excentricidad Y'	Excentricidad Z'	Nota
39	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
40	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
41	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
42	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
43	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
44	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
45	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
46	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
47	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
48	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
49	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
50	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
51	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
52	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
53	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-

barra	Etiqueta	inicio nodo	final nodo	sección	inicio sección nodo	final sección nodo	material	longitud (m)	volumen (m³)
54	-	43	59	IPE 450	59	43	Acero S355	4,19	0,0414
55	-	45	44	HEB 300	44	45	Acero S355	9,00	0,1342
56	-	46	53	IPE 500	53	46	Acero S355	1,80	0,0208
57	-	48	63	IPE 450	48	48	Acero S355	4,19	0,0414
58	-	44	61	IPE 450	44	44	Acero S355	4,19	0,0414
59	-	49	50	IPE 500	50	49	Acero S355	1,80	0,0208
60	-	53	54	IPE 500	54	53	Acero S355	1,80	0,0208
61	-	50	51	IPE 500	51	50	Acero S355	1,80	0,0208
62	-	54	55	IPE 500	55	54	Acero S355	1,80	0,0208
63	-	51	52	IPE 500	52	51	Acero S355	1,80	0,0208
64	-	55	56	IPE 500	56	55	Acero S355	1,80	0,0208
65	-	52	42	IPE 500	42	52	Acero S355	1,80	0,0208
66	-	56	47	IPE 500	47	56	Acero S355	1,80	0,0208
67	-	57	58	IPE 450	58	57	Acero S355	4,19	0,0414

barra	orientación (°)	rigidez inicio (kN/m,kNm/Rad)	rigidez final (kN/m,kNm/Rad)	peso / longitud (kg/m)	peso (kg)	peso armadura pràctica (kg)
54	0,0	rigidizado Cantонера : L = 3,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,41 m	rigidizado	77,6	324,9	-
55	0,0	rigidizado	rigidizado	117,0	1053,3	-
56	0,0	rigidizado	rigidizado	90,7	163,2	-
57	0,0	rigidizado Cantонера : L = 3,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,41 m	rigidizado	77,6	324,9	-
58	0,0	rigidizado Cantонера : L = 3,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,41 m	rigidizado	77,6	324,9	-
59	180,0	rigidizado	rigidizado	90,7	163,2	-
60	0,0	rigidizado	rigidizado	90,7	163,2	-
61	180,0	rigidizado	rigidizado	90,7	163,2	-
62	0,0	rigidizado	rigidizado	90,7	163,2	-
63	180,0	rigidizado	rigidizado	90,7	163,2	-
64	0,0	rigidizado	rigidizado	90,7	163,2	-
65	180,0	rigidizado	rigidizado	90,7	163,2	-
66	0,0	rigidizado	rigidizado	90,7	163,2	-
67	0,0	rigidizado	rigidizado	77,6	324,9	-

barra	superficie exterior (m ²)	apoyo (kN/m/m,kNm/rad/m)	Longitud de pandeo Y (m)	Longitud de pandeo Z (m)	Longitud pandeo lateral z>0 (m)	Longitud pandeo lateral z<0 (m)
54	6,720	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09 - 4,19]	[0,00 - 2,09 - 4,19]
55	15,580	-	9,00	9,00	[0,00 - 9,00]	[0,00 - 9,00]
56	3,138	-	9,00	9,00	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]
57	6,720	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09 - 4,19]	[0,00 - 2,09 - 4,19]
58	6,720	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09 - 4,19]	[0,00 - 2,09]
59	3,138	-	9,00	9,00	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]
60	3,138	-	9,00	9,00	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]
61	3,138	-	9,00	9,00	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]
62	3,138	-	9,00	9,00	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]
63	3,138	-	9,00	9,00	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]
64	3,138	-	9,00	9,00	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]
65	3,138	-	9,00	9,00	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]
66	3,138	-	9,00	9,00	[0,00 - 1,80]	[0,00 - 1,80]
67	6,720	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09 - 4,19]	[2,09 - 4,19]

barra	Curva de fuego	Exposición requerida (min)	Material de revestimiento	Espesor del revestimiento (mm)	Factor de seccion (m-1)	Excentricidad adicional (mm)
54	-	-	-	-	-	-
55	-	-	-	-	-	-
56	-	-	-	-	-	-
57	-	-	-	-	-	-
58	-	-	-	-	-	-
59	-	-	-	-	-	-
60	-	-	-	-	-	-
61	-	-	-	-	-	-
62	-	-	-	-	-	-
63	-	-	-	-	-	-
64	-	-	-	-	-	-
65	-	-	-	-	-	-
66	-	-	-	-	-	-
67	-	-	-	-	-	-

barra	Excentricidad Y'	Excentricidad Z'	Nota
54	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
55	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
56	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
57	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
58	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
59	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
60	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
61	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
62	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad		

barra	Etiqueta	inicio nodo	final nodo	sección	inicio sección nodo	final sección nodo	material	longitud (m)	volumen (m³)
68	-	58	43	IPE 450	43	58	Acero S355	4,19	0,0414
69	-	59	60	IPE 450	60	59	Acero S355	4,19	0,0414
70	-	60	44	IPE 450	44	60	Acero S355	4,19	0,0414
71	-	61	62	IPE 450	61	61	Acero S355	4,19	0,0414
72	-	62	48	IPE 450	62	62	Acero S355	4,19	0,0414
73	-	63	64	IPE 450	63	63	Acero S355	4,19	0,0414
74	-	64	47	IPE 450	64	64	Acero S355	4,19	0,0414
75	-	64	26	SHS 160x160x8	26	64	Acero S355	8,00	0,0372
76	-	61	15	SHS 160x160x8	15	61	Acero S355	8,00	0,0372
77	-	62	35	SHS 160x160x8	35	62	Acero S355	8,00	0,0372
78	-	63	13	SHS 160x160x8	13	63	Acero S355	8,00	0,0372
79	-	57	5	SHS 160x160x8	5	57	Acero S355	8,00	0,0372
80	-	58	6	SHS 160x160x8	6	58	Acero S355	8,00	0,0372
81	-	59	33	SHS 160x160x8	33	59	Acero S355	8,00	0,0372

barra	orientación (°)	rigidez inicio (kN/m,kNm/Rad)	rigidez final (kN/m,kNm/Rad)	peso / longitud (kg/m)	peso (kg)	peso armadura pràctica (kg)
68	0,0	rigidizado	rigidizado Cantонера : L = 3,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,41 m	77,6	324,9	-
69	0,0	rigidizado	rigidizado	77,6	324,9	-
70	0,0	rigidizado	rigidizado Cantонера : L = 3,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,41 m	77,6	324,9	-
71	0,0	rigidizado	rigidizado	77,6	324,9	-
72	0,0	rigidizado	rigidizado Cantонера : L = 3,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,41 m	77,6	324,9	-
73	0,0	rigidizado	rigidizado	77,6	324,9	-
74	0,0	rigidizado	rigidizado Cantонера : L = 3,00 m, H_Upper = 0,00 m, H_Lower = 0,41 m	77,6	324,9	-
75	-5,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	291,6	-
76	5,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	291,6	-
77	5,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	291,6	-
78	-5,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	291,6	-
79	5,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	291,6	-
80	5,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	291,6	-
81	-5,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	291,6	-

barra	superfície exterior (m ²)	apoyo (kN/m/m,kNm/rad/m)	Longitud de pandeo Y (m)	Longitud de pandeo Z (m)	Longitud pandeo lateral z>0 (m)	Longitud pandeo lateral z<0 (m)
68	6,720	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09 - 4,19]	[0,00 - 2,09 - 4,19]
69	6,720	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09 - 4,19]	[0,00 - 2,09]
70	6,720	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09 - 4,19]	[2,09 - 4,19]
71	6,720	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09 - 4,19]	[2,09 - 4,19]
72	6,720	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09 - 4,19]	[0,00 - 2,09 - 4,19]
73	6,720	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09 - 4,19]	[0,00 - 2,09]
74	6,720	-	12,56	2,09	[0,00 - 2,09 - 4,19]	[2,09 - 4,19]
75	4,842	-	8,00	8,00	[0,00 - 8,00]	[0,00 - 8,00]
76	4,842	-	8,00	8,00	[0,00 - 8,00]	[0,00 - 8,00]
77	4,842	-	8,00	8,00	[0,00 - 8,00]	[0,00 - 8,00]
78	4,842	-	8,00	8,00	[0,00 - 8,00]	[0,00 - 8,00]
79	4,842	-	8,00	8,00	[0,00 - 8,00]	[0,00 - 8,00]
80	4,842	-	8,00	8,00	[0,00 - 8,00]	[0,00 - 8,00]
81	4,842	-	8,00	8,00	[0,00 - 8,00]	[0,00 - 8,00]

barra	Curva de fuego	Exposición requerida (min)	Material de revestimiento	Espesor del revestimiento (mm)	Factor de seccion (m-1)	Excentricidad adicional (mm)
68	-	-	-	-	-	-
69	-	-	-	-	-	-
70	-	-	-	-	-	-
71	-	-	-	-	-	-
72	-	-	-	-	-	-
73	-	-	-	-	-	-
74	-	-	-	-	-	-
75	-	-	-	-	-	-
76	-	-	-	-	-	-
77	-	-	-	-	-	-
78	-	-	-	-	-	-
79	-	-	-	-	-	-
80	-	-	-	-	-	-
81	-	-	-	-	-	-

barra	Excentricidad Y'	Excentricidad Z'	Nota
68	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
69	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
70	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
71	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
72	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
73	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
74	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	superficie superior de viga = superficie superior de placa inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
75	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
76	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
77	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
78	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
79	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
80	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
81	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-

barra	Etiqueta	inicio nodo	final nodo	sección	inicio sección nodo	final sección nodo	material	longitud (m)	volumen (m³)
82	-	60	8	SHS 160x160x8	8	60	Acero S355	8,00	0,0372
83	-	48	14	SHS 160x160x8	14	48	Acero S355	8,00	0,0372
84	-	43	7	SHS 160x160x8	7	43	Acero S355	8,00	0,0372
85	-	11	47	Sección redonda	47	11	Acero S355	12,04	0,0137
86	-	46	12	Sección redonda	12	46	Acero S355	12,04	0,0137
87	-	1	42	Sección redonda	42	1	Acero S355	12,04	0,0137
88	-	41	4	Sección redonda	4	41	Acero S355	12,04	0,0137
89	-	64	12	SHS 160x160x8	12	64	Acero S355	9,03	0,0419
90	-	13	64	SHS 160x160x8	64	13	Acero S355	9,03	0,0419
91	-	48	13	SHS 160x160x8	13	48	Acero S355	9,03	0,0419
92	-	35	48	SHS 160x160x8	48	35	Acero S355	9,03	0,0419
93	-	61	35	SHS 160x160x8	35	61	Acero S355	9,03	0,0419
94	-	9	61	SHS 160x160x8	61	9	Acero S355	9,03	0,0419
95	-	60	9	SHS 160x160x8	9	60	Acero S355	9,03	0,0419
96	-	33	60	SHS 160x160x8	60	33	Acero S355	9,03	0,0419

97	-	43	33	SHS 160x160x8	33	43	Acero S355	9,03	0,0419
----	---	----	----	---------------	----	----	------------	------	--------

barra	orientación (°)	rigidez inicio (kN/m,kNm/Rad)	rigidez final (kN/m,kNm/Rad)	peso / longitud (kg/m)	peso (kg)	peso armadura práctica (kg)
82	-5,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	291,6	-
83	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	291,6	-
84	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	291,6	-
85	0,0	tirante	tirante	8,9	107,2	-
86	0,0	tirante	tirante	8,9	107,2	-
87	0,0	tirante	tirante	8,9	107,2	-
88	0,0	tirante	tirante	8,9	107,2	-
89	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	329,2	-
90	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	329,2	-
91	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	329,2	-
92	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	329,2	-
93	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	329,2	-
94	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	329,2	-
95	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	329,2	-

96	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	329,2	-
97	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	36,5	329,2	-

barra	superfície exterior (m²)	apoyo (kN/m/m,kNm/rad/m)	Longitud de pandeo Y (m)	Longitud de pandeo Z (m)	Longitud pandeo lateral z>0 (m)	Longitud pandeo lateral z<0 (m)
82	4,842	-	8,00	8,00	[0,00 - 8,00]	[0,00 - 8,00]
83	4,842	-	8,00	8,00	[0,00 - 8,00]	[0,00 - 8,00]
84	4,842	-	8,00	8,00	[0,00 - 8,00]	[0,00 - 8,00]
85	1,436	-	12,04	12,04	[0,00 - 12,04]	[0,00 - 12,04]
86	1,436	-	12,04	12,04	[0,00 - 12,04]	[0,00 - 12,04]
87	1,436	-	12,04	12,04	[0,00 - 12,04]	[0,00 - 12,04]
88	1,436	-	12,04	12,04	[0,00 - 12,04]	[0,00 - 12,04]
89	5,466	-	9,03	9,03	[0,00 - 9,03]	[0,00 - 9,03]
90	5,466	-	9,03	9,03	[0,00 - 9,03]	[0,00 - 9,03]
91	5,466	-	9,03	9,03	[0,00 - 9,03]	[0,00 - 9,03]
92	5,466	-	9,03	9,03	[0,00 - 9,03]	[0,00 - 9,03]
93	5,466	-	9,03	9,03	[0,00 - 9,03]	[0,00 - 9,03]
94	5,466	-	9,03	9,03	[0,00 - 9,03]	[0,00 - 9,03]

95	5,466	-	9,03	9,03	[0,00 - 9,03]	[0,00 - 9,03]
96	5,466	-	9,03	9,03	[0,00 - 9,03]	[0,00 - 9,03]
97	5,466	-	9,03	9,03	[0,00 - 9,03]	[0,00 - 9,03]

barra	Curva de fuego	Exposición requerida (min)	Material de revestimiento	Espesor del revestimiento (mm)	Factor de seccion (m-1)	Excentricidad adicional (mm)
82	-	-	-	-	-	-
83	-	-	-	-	-	-
84	-	-	-	-	-	-
85	-	-	-	-	-	-
86	-	-	-	-	-	-
87	-	-	-	-	-	-
88	-	-	-	-	-	-
89	-	-	-	-	-	-
90	-	-	-	-	-	-
91	-	-	-	-	-	-
92	-	-	-	-	-	-
93	-	-	-	-	-	-

94	-	-	-	-	-	-
95	-	-	-	-	-	-
96	-	-	-	-	-	-
97	-	-	-	-	-	-

barra	Excentricidad Y'	Excentricidad Z'	Nota
82	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
83	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
84	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
85	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
86	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
87	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
88	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
89	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
90	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
91	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
92	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-

93	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
94	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
95	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
96	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
97	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-

barra	Etiqueta	inicio nodo	final nodo	sección	inicio sección nodo	final sección nodo	material	longitud (m)	volumen (m³)
98	-	6	43	SHS 160x160x8	43	6	Acero S355	9,03	0,0419
99	-	57	6	SHS 160x160x8	6	57	Acero S355	9,03	0,0419
100	-	4	57	SHS 160x160x8	57	4	Acero S355	9,03	0,0419
101	-	44	9	SHS 160x160x8	9	44	Acero S355	8,00	0,0372
102	-	47	12	CHS 168,3x5,0	12	47	Acero S235	8,00	0,0205
103	-	42	4	CHS 168,3x5,0	4	42	Acero S235	8,00	0,0205
104	-	10	44	Sección redonda	44	10	Acero S355	12,04	0,0318
105	-	45	9	Sección redonda	9	45	Acero S355	12,04	0,0318
total								590,31	3,4688

barra	orientación (°)	rigidez inicio (kN/m,kNm/Rad)	rigidez final (kN/m,kNm/Rad)	peso / longitud (kg/m)	peso (kg)	peso armadura práctica (kg)
98	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	38,5	329,2	-
99	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	38,5	329,2	-
100	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	38,5	329,2	-
101	0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	Rky' = 0,0 Rkz' = 0,0	38,5	291,6	-
102	0,0	rigidizado	rigidizado	20,1		

103	0,0	rigidizado	rigidizado	20,1	161,0	-
104	0,0	tirante	tirante	20,7	249,7	-
105	0,0	tirante	tirante	20,7	249,7	-
total					27229,9	0,0

barra	superficie exterior (m ²)	apoyo (kN/m/m,kNm/rad/m)	Longitud de pandeo Y (m)	Longitud de pandeo Z (m)	Longitud pandeo lateral z>0 (m)	Longitud pandeo lateral z<0 (m)
98	5,466	-	9,03	9,03	[0,00 - 9,03]	[0,00 - 9,03]
99	5,466	-	9,03	9,03	[0,00 - 9,03]	[0,00 - 9,03]
100	5,466	-	9,03	9,03	[0,00 - 9,03]	[0,00 - 9,03]
101	4,842	-	8,00	8,00	[0,00 - 8,00]	[0,00 - 8,00]
102	4,225	-	8,00	8,00	[0,00 - 8,00]	[0,00 - 8,00]
103	4,225	-	8,00	8,00	[0,00 - 8,00]	[0,00 - 8,00]
104	2,192	-	12,04	12,04	[0,00 - 12,04]	[0,00 - 12,04]
105	2,192	-	12,04	12,04	[0,00 - 12,04]	[0,00 - 12,04]
total	531,117					

barra	Curva de fuego	Exposición requerida (min)	Material de revestimiento	Espesor del revestimiento (mm)	Factor de seccion (m-1)	Excentricidad adicional (mm)
98	-	-	-	-	-	-
99	-	-	-	-	-	-

100	-	-	-	-	-	-
101	-	-	-	-	-	-
102	-	-	-	-	-	-
103	-	-	-	-	-	-
104	-	-	-	-	-	-
105	-	-	-	-	-	-
total						

barra	Excentricidad Y'	Excentricidad Z'	Nota
98	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
99	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
100	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
101	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
102	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
103	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
104	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
105	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	sin alineación inicio: sin excentricidad final: sin excentricidad	-
total			

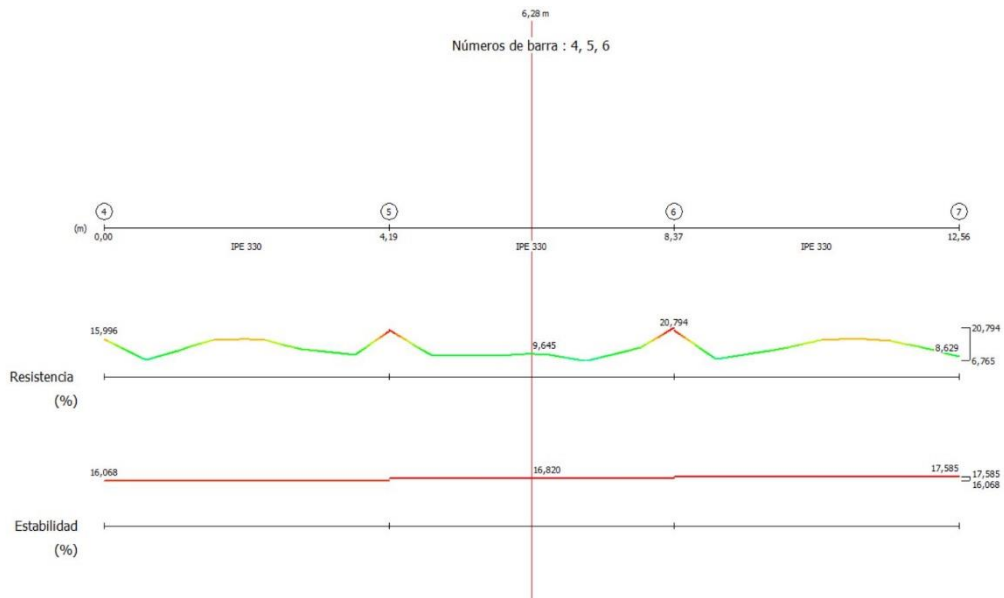
Datos de cargas

Pes propi corretges

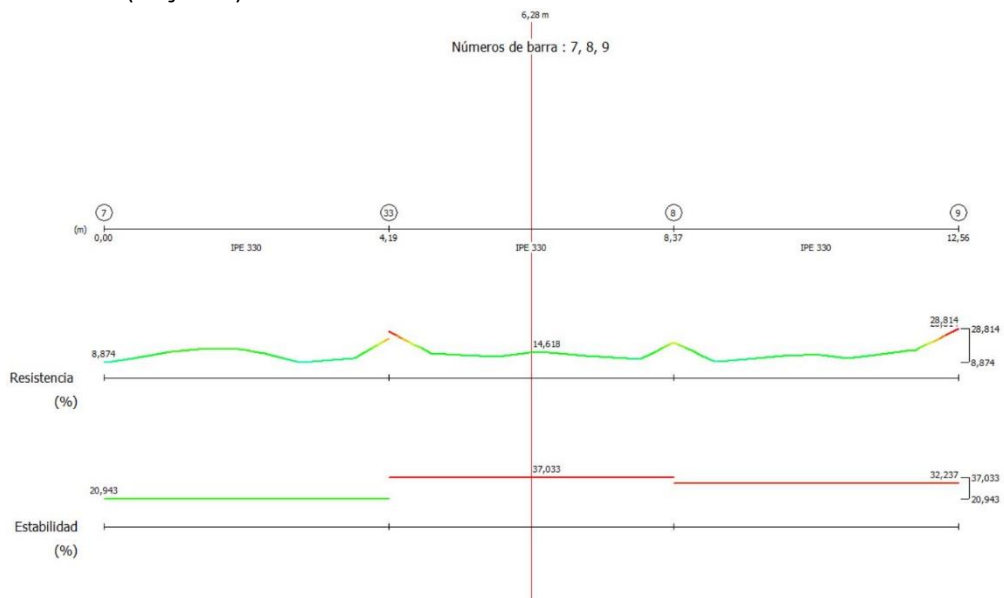
Barras

barra	Etiqueta	inicio nodo carga	final nodo carga	tipo de carga	inicio	final	unidad	distancia desde principio (m)	distancia desde final (m)	orientación
4	-	4	5	Carga distribuida	0,274	0,274	kN/m	0,00	0,00	global Y
5	-	5	6	Carga distribuida	0,274	0,274	kN/m	0,00	0,00	global Y
6	-	6	7	Carga distribuida	0,274	0,274	kN/m	0,00	0,00	global Y
7	-	7	33	Carga distribuida	0,274	0,274	kN/m	0,00	0,00	global Y
8	-	33	8	Carga distribuida	0,274	0,274	kN/m	0,00	0,00	global Y
9	-	8	9	Carga distribuida	0,274	0,274	kN/m	0,00	0,00	global Y
14	-	13	28	Carga distribuida	0,274	0,274	kN/m	0,00	0,00	global Y
15	-	14	13	Carga distribuida	0,274	0,274	kN/m	0,00	0,00	global Y
16	-	15	35	Carga distribuida	0,274	0,274	kN/m	0,00	0,00	global Y
17	-	9	15	Carga distribuida	0,274	0,274	kN/m	0,00	0,00	global Y
40	-	28	12	Carga distribuida	0,274	0,274	kN/m	0,00	0,00	global Y
45	-	35	14	Carga distribuida	0,274	0,274	kN/m	0,00	0,00	global Y
53	-	42	57	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
54	-	43	59	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
57	-	48	63	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
58	-	44	61	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
67	-	57	58	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
68	-	58	43	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
69	-	59	60	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
70	-	60	44	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
71	-	61	62	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
72	-	62	48	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
73	-	63	64	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y
74	-	64	47	Carga distribuida	0,549	0,549	kN/m	0,00	0,00	global Y

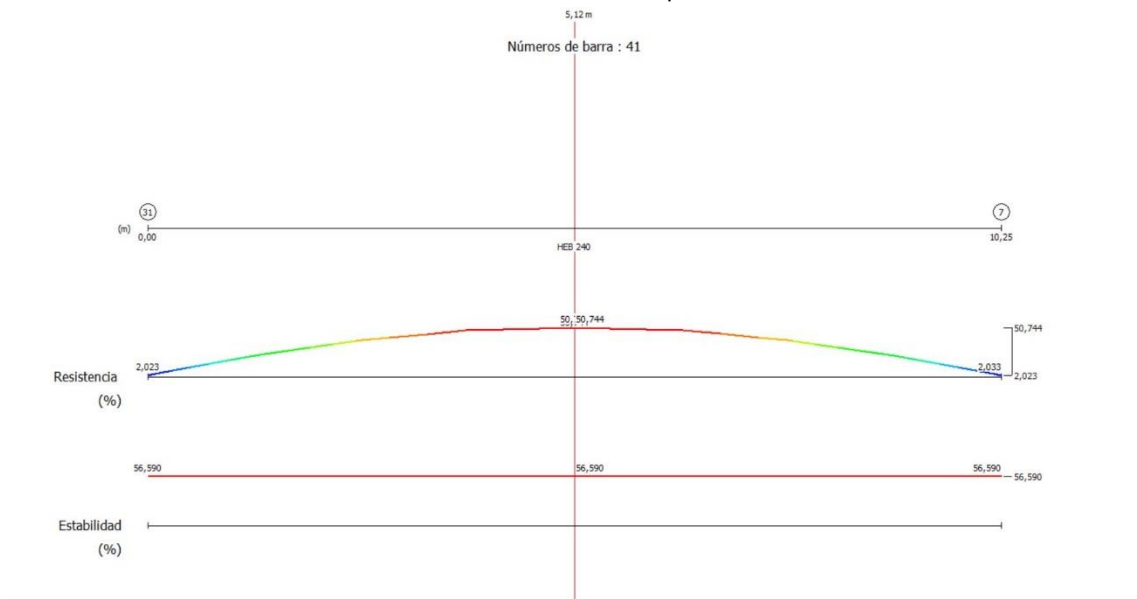
B.3.3.2. Resultats de resistència i estabilitat jàssera esquerra primera aigua de la coberta (façana)



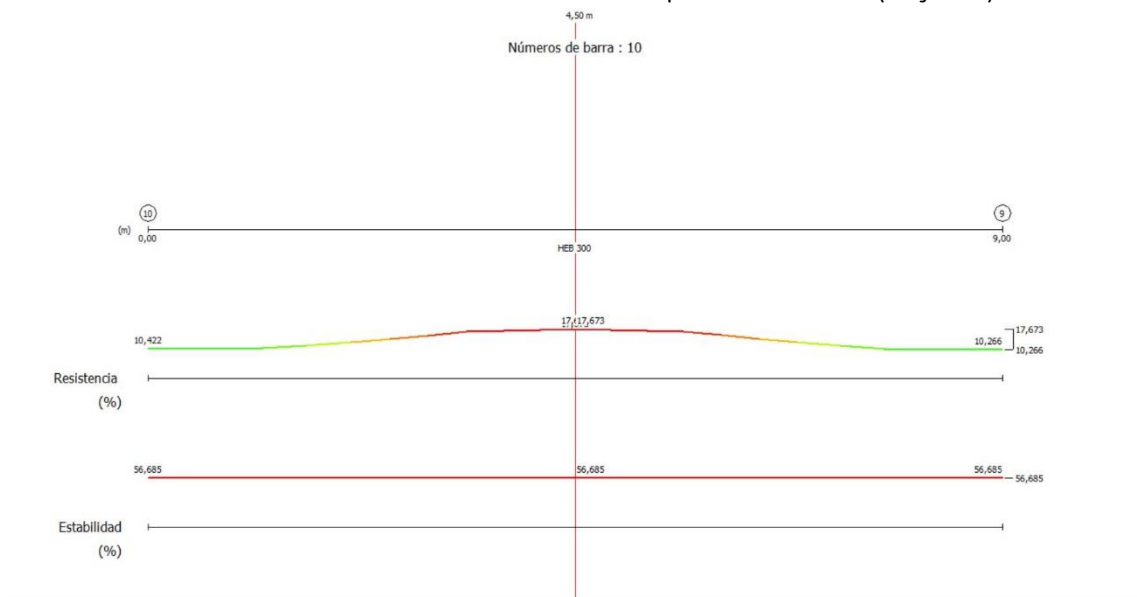
B.3.3.3. Resultats de resistència i estabilitat jàssera dreta primera aigua de la coberta (façana)



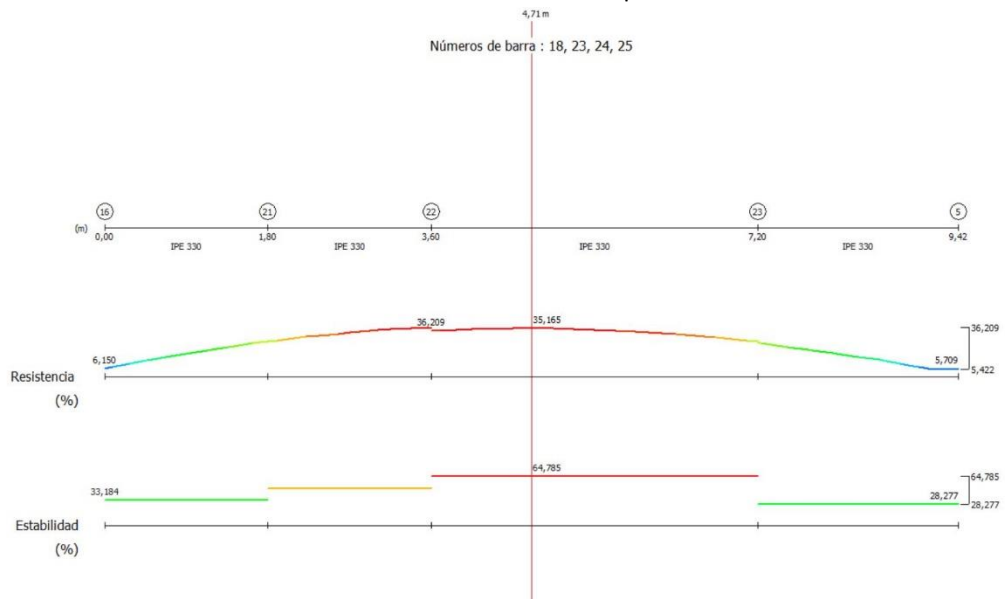
B.3.3.4. Resultats de resistència i estabilitat pilar HEB 240



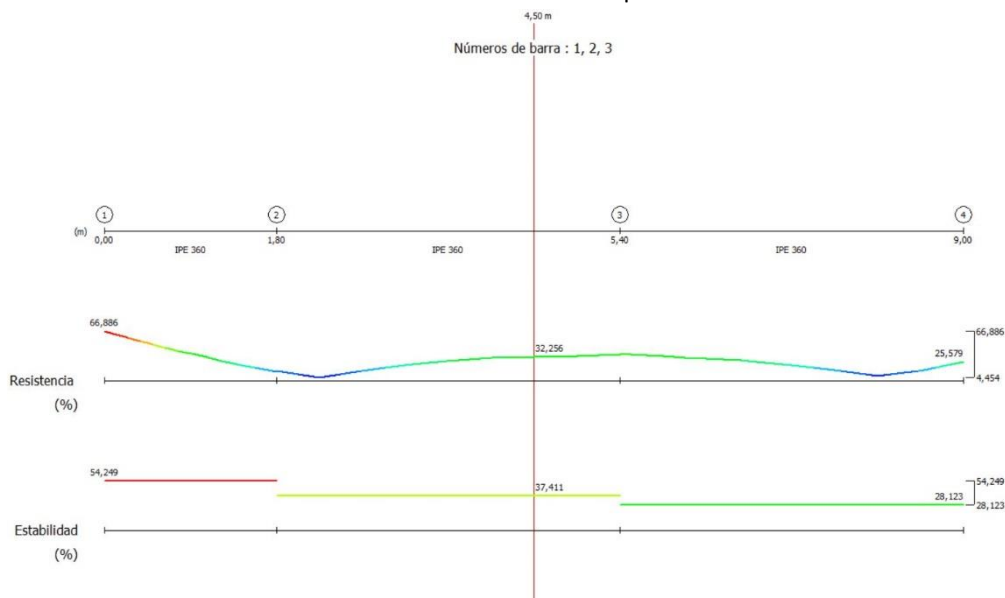
B.3.3.5. Resultats de resistència i estabilitat pilar HEB 300 (façana)



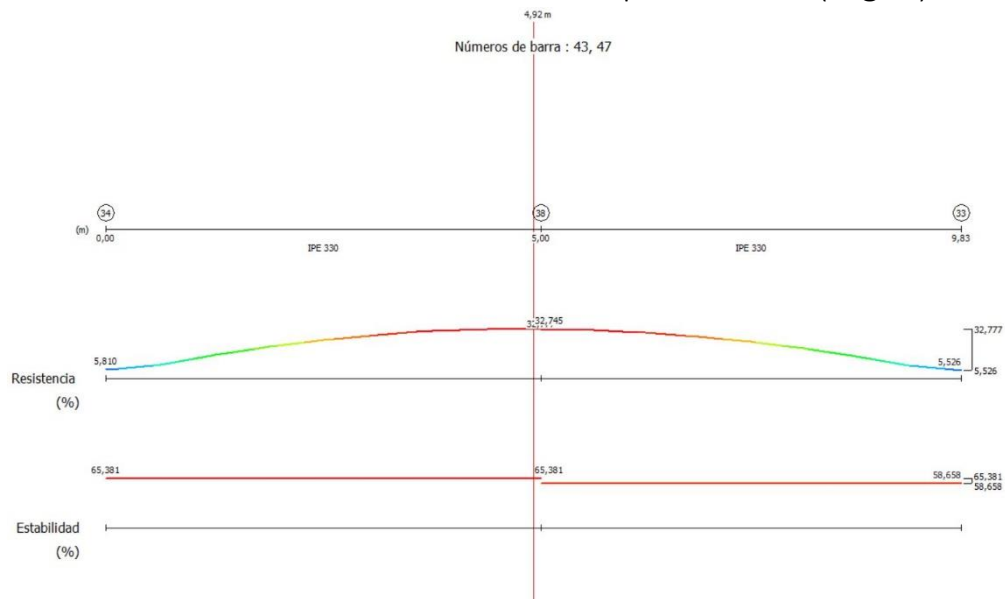
B.3.3.6. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 330



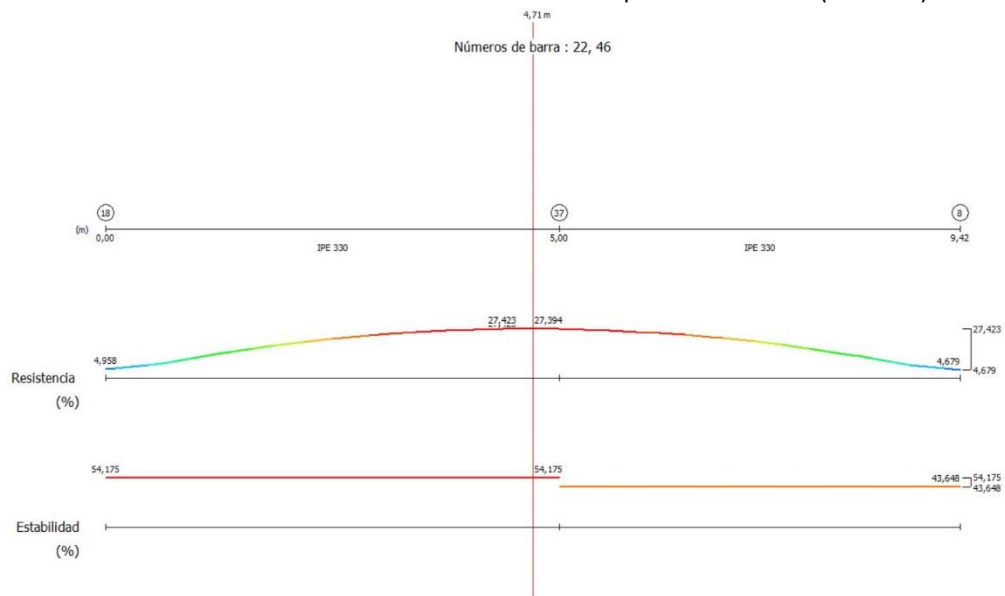
B.3.3.7. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 360



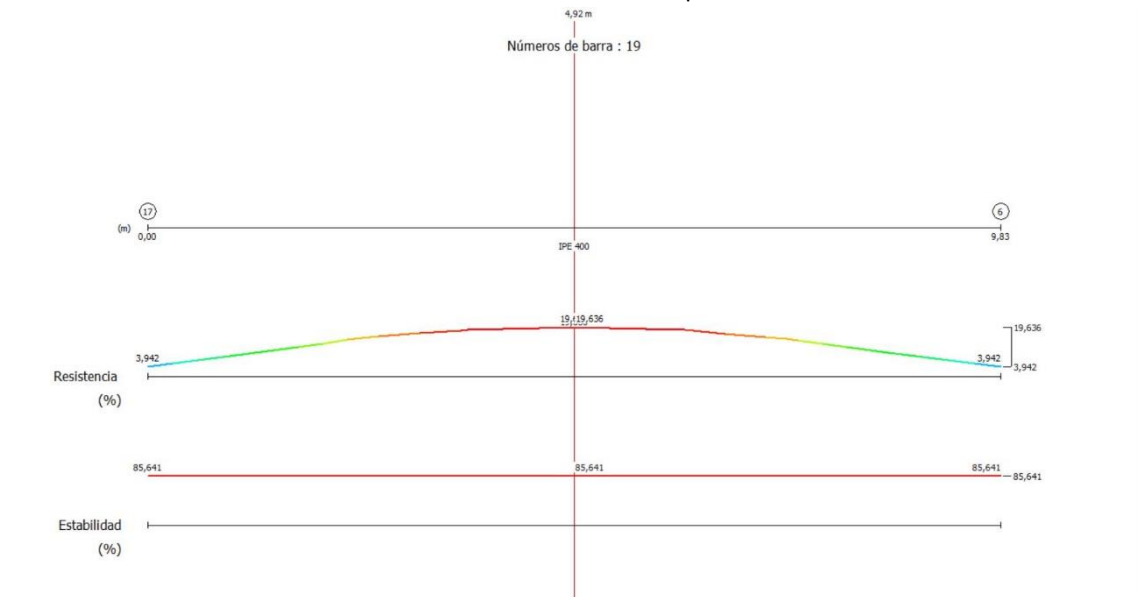
B.3.3.8. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 330 (segon)



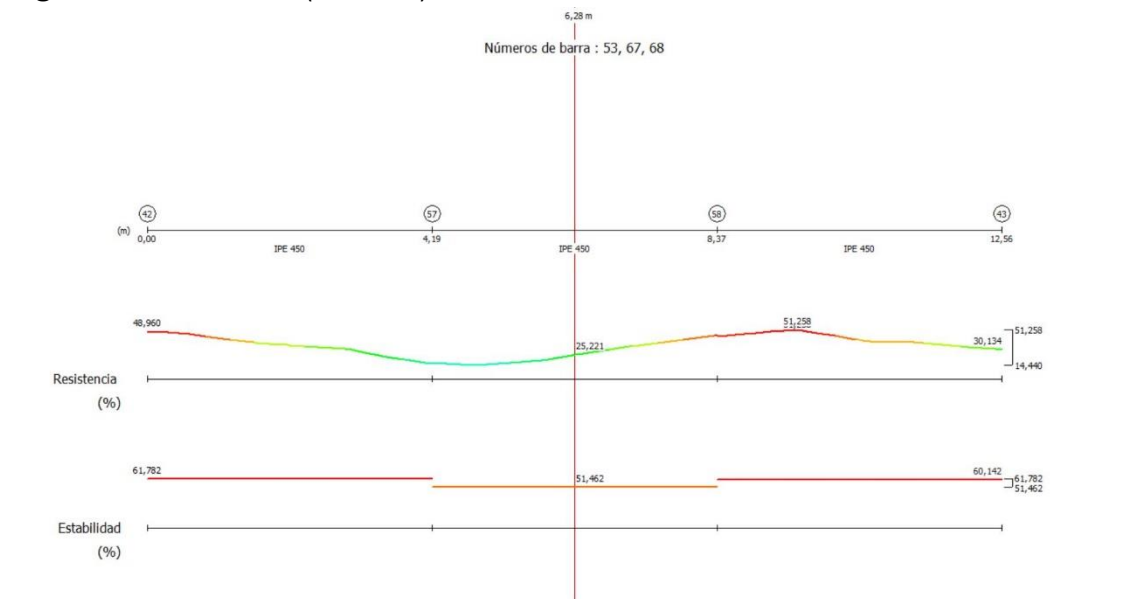
B.3.3.9. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 330 (tercer)



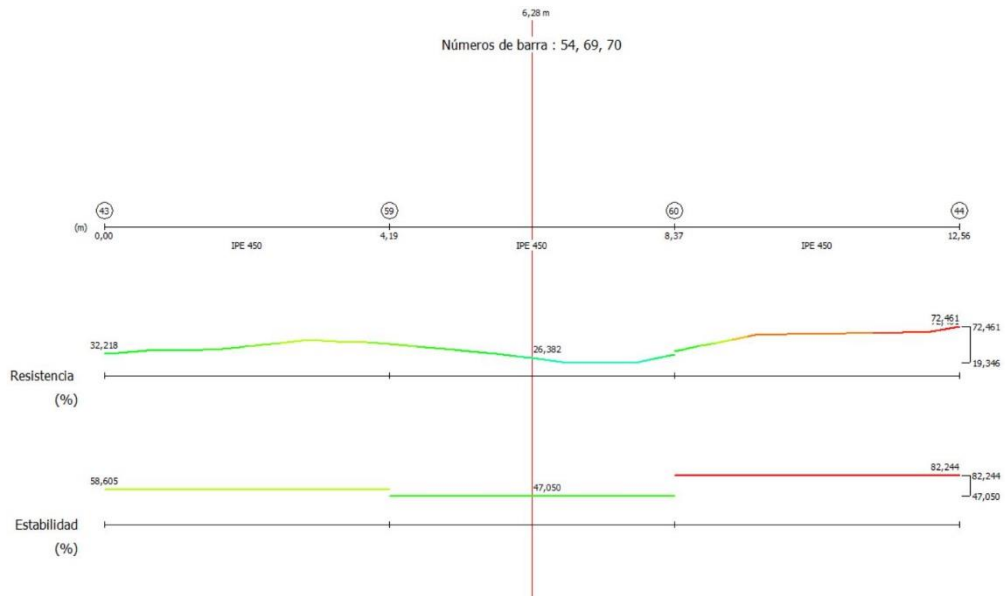
B.3.3.10. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 400



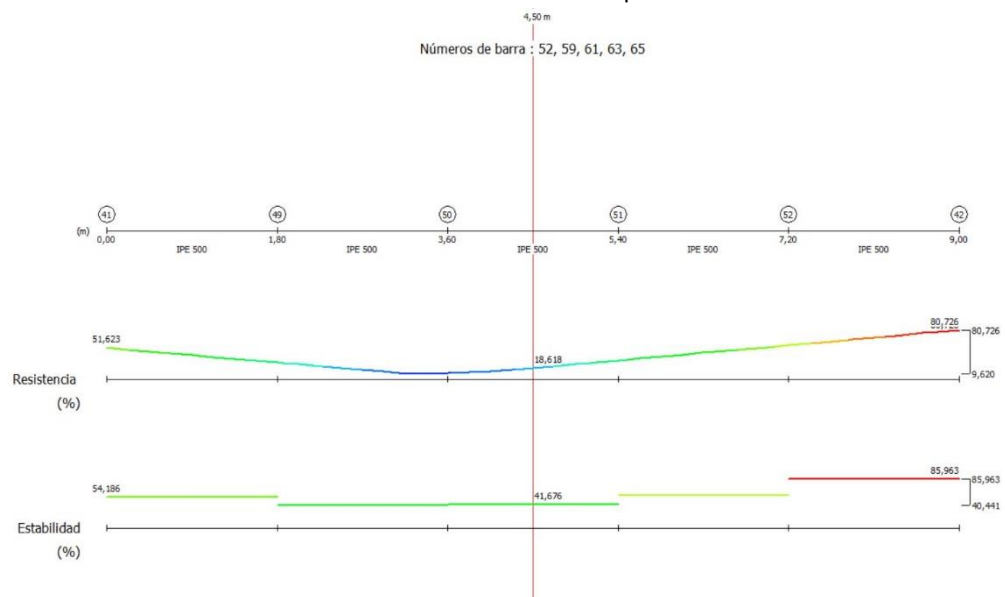
**B.3.3.11. Resultats de resistència i estabilitat jàssera esquerra primera
aigua de la coberta (central)**



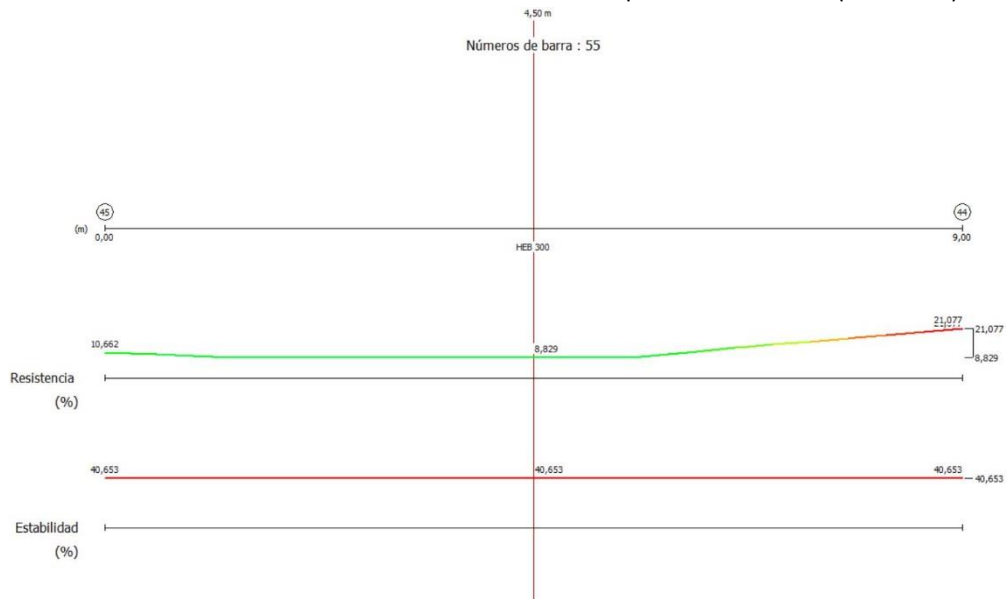
B.3.3.12. Resultats de resistència i estabilitat jàssera dreta primera aigua de la coberta (central)



B.3.3.4. Resultats de resistència i estabilitat pilar IPE 500



B.3.3.5. Resultats de resistència i estabilitat pilar HEB 300 (central)



B.4. FULLS DE CàLCUL

B.4.1. Unions

B.4.1.1. Unió pilar – fonament HEB 240

PARÀMETRES GEOMÈTRICS		PARÀMETRES CARGOLS I PLACA		RESISTÈNCIES		PARÀMETRES ÀREA COMPRESSIÓ		RESISTÈNCIA ZONA COMPRESSIÓ	
e1,min	44	SO 899	3,8	Fu,rd	352	ash	1000	Ni	3,333333333
e2,max	125	fy	640	alfa	1,060606	bstb	1000	[beta]	0,666666667
e1	160	fub	900	beta	4,663636	bstb	700	[fd]	66,66666667
e2,min	70	bp	300	Fb,rd	240	br	350	c	23,46699602
e2	133	tp	300	Fed	1514,280	br	350	ref	284,93381376
e2,max	125	tp (calculada)	33,3	Fed	1653,12	br	1500	bef	61,93381376
e3	160	tp (real)	20	Fb,rd	240	br	1000	Fc,rd	1176,469104
e3	50	fu	410	Fed	145,712	d1	5000		
p1,min	60	fy	285	NO	154	d1	1000		
p1,max	400			Ft,ed	781,5078	d1	1000		
p2,max	200			Ft,rd	21,5078	d1	1000		
p1	66			Ft,rd	156,4	d1	1000		
p2,min	66			alfa b	0,240	d1	1000		
p2	200			Fb,rd	45,640	d1	1000		
m	70			Mp	25,2381	d1	1000		
d0	22					d1	1000		
d	30					d1	1000		
h	275					d1	1000		
wv	157					d1	1000		
w	150					d1	1000		
n	4					d1	1000		
tw (perff)	10					d1	1000		
tf (perff)	12					d1	1000		
h (perff)	240					d1	1000		
b (perff)	240					d1	1000		
tw	7					d1	1000		
af	11,9					d1	1000		
m1	56,53666668					d1	1000		
m2	62,08040805					d1	1000		
d1	70					d1	1000		
d2	50					d1	1000		
d3	77,80050506					d1	1000		
d4	170					d1	1000		
d5	76,2					d1	1000		

Designación	Tensión de límite elástico f_y (N/mm ²)			Tensión de rotura f_u (N/mm ²)		
	1.2.16	18 <math><1.48</math>	40 <math><1.5.83</math>	3.0.1.2.160	3.0.1.2.160	3.0.1.2.160
S235	235	225	215	360		
S275	275	265	255	410		
S355	355	345	335	470		
S450	450	430	410	550		

VIGILAR AMB LES RESISTÈNCIES SI SÓN PER UN SOL CARGOL O PER EL CONJUNT / LA PLACA SOLA

LONGITUDS EFICACES	FORCES DE CADA PARELL	LONGITUDS	MOMENT RESISTENT
cargos exteriors ala	cargos exteriors ala	JIMENEZ MONTVOYA	coeficient ajust de moment
240	Fd,r 316,3	fct,d 1,351685	c1 0
710,4609807	Fd,pp 223,6165	mu 1 1	c2 1
627,2948921	Fd,c 124,273	fbd 3,042292	c3 0
ief.p 240 AGAFAR EL MÍNIM	Fmin 223,6165 AGAFAR EL MÍNIM	Fvd 556,5217	c4 1
ief.c 240	cargos cantonera entre	lb 914,8431	c5 0
cargos cantonera entre	les dues ales	200	Fdmax dels cargols
466,3216162	Fd,r 316,3	350	Fdmax 1 0
390,0638216	Fd,pp 281,3078	304,9322	Fdmax 2 281,307793
310,8216162	Fd,c 505,4442	603,8624	Fdmax 3 0
ief.p 310,8216162 AGAFAR EL MÍNIM	Fmin 281,3078 AGAFAR EL MÍNIM	lb,meta 914,8431 AGAFAR EL MÍNIM	Fdmax 4 281,307793
ief.c 240	cargos interiors entre les	lb,meta (patilla) 640,4602	Fdmax 5 0
cargos cantonera entre	les dues ales	EHE 08	Fdmax 562,615586
281,7530202	Fd,r 316,3	fctd 1,930979	Ned 44,436
390,0638216	Fd,pp 281,3078	mu 1 1	Fdmax, comp 1132,033184
310,8216162	Fd,c 505,4442	mu 2 1	Mdmax dels cargols
ief.p 310,8216162 AGAFAR EL MÍNIM	Fmin 281,3078 AGAFAR EL MÍNIM	tau bd 4,344702	Mdmax 1 0
ief.c 310,8216162		Fvd 556,5217	Mdmax 2 47,82232481
		lb 640,4602	Mdmax 3 0
		200	Mdmax 4 22,08266175
		150	Mdmax 5 0
		211,3519	Mdmax 69,90492656
		422,7037	Mdmax
		640,4602 AGAFAR EL MÍNIM	Mdmax, comp -4,954614 COMPARAR
		lb,meta (patilla) 448,3221	

B.4.1.2. Unió pilar – fonament HEB 300 (façana)

PARÀMETRES GEOMÈTRICS	PARÀMETRES CARGOLS I PLACA	RESISTÈNCIES	PARÀMETRES ÀREA COMPRESSIÓ	RESISTÈNCIA ZONA COMPRESSIÓ
e1,min 51	SO 898 0,8 CARGOL	Fv,yd 451,84	asb 1000	H 2,702702703 COMPARAR AMB 5
e1,max 123 COMPARAR	fy 1,179447	alfa 1,179447 AGAFAR EL MÍNIM	bsb 1000	betaj 0,666666667
e2 192	fub 800	beta 7,23077 AGAFAR EL MÍNIM	hzb 850	fjd 54,05405405
e2,min 39	sp 370	beta 8,5	pe 315	c 29,94089411 COMPARAR
e2,max 123 COMPARAR	tp (calculada) 25,63	Fv,yd 357,0994 AGAFAR EL MÍNIM	br 1000	lef 359,8817883
e3 192	tp (real) 24	Fv,d 2241,143 AGAFAR EL MÍNIM	br 1850	bet 76,88178831
e3,min 78	fv 420	Fv,d 2451,341	br 2220	Fc,r,d 1534,492921
e3,max 400 COMPARAR	fv 265	Fv,d 305,9956	bs 1000	
e4 672		Fv,d 397,66	bs 1000	
e4,min 78		Fv,d 392,2199	bs 1220	
e4,max 200 COMPARAR		Fv,yd -18,6393	bs 2000	
e5 336		Fv,yd 203,328	bs 1000	
e5,min 195		alfa b 7,804878 COMPARAR AMB tp	bs 1000	
e5,max 400 COMPARAR		Fv,yd 36,02816	fck 30	
e6 92		Mp 36,34266	fcd 20	
e6,min 24				
e6,max 200 COMPARAR				
e7 353				
e7,min 195				
e7,max 400 COMPARAR				
e8 92				
e8,min 24				
e8,max 200 COMPARAR				
e9 353				
e9,min 195				
e9,max 400 COMPARAR				
e10 92				
e10,min 24				
e10,max 200 COMPARAR				
e11 353				
e11,min 195				
e11,max 400 COMPARAR				
e12 92				
e12,min 24				
e12,max 200 COMPARAR				
e13 353				
e13,min 195				
e13,max 400 COMPARAR				
e14 92				
e14,min 24				
e14,max 200 COMPARAR				
e15 353				
e15,min 195				
e15,max 400 COMPARAR				

VIOLAR AMB LES RESISTÈNCIES SI SÓN PER UN SOL CARGOL O PER EL CONJUNT / LA PLACA SOLA.

UNE EN 10000-2-2	Resistència nominal (N/mm²)
Resistència de tracció (R _t)	475
Resistència de compressió (R _c)	235
Resistència de tracció (R _t)	275
Resistència de compressió (R _c)	355
Resistència de tracció (R _t)	450
Resistència de compressió (R _c)	450

LONGITUDS EFICACES	FORCES DE CADA PARELL	LONGITUDS	MOMENT RESISTENT
cargos exteriors ala traccionada	cargos exteriors ala traccionada	JIMENEZ MONTVOYA	coeficient ajust de moment
300	Fd,r 406,656	fct,d 1,351685	c1 0
887,0169807	Fd,pp 392,7199	mu 1 1	c2 1
745,6221416	Fd,c 813,6002	fbd 3,042292	c3 0
ief.p 300 AGAFAR EL MÍNIM	Fmin 392,7199 AGAFAR EL MÍNIM	Fvd 556,5217	c4 1
ief.c 300	cargos cantonera entre	lb 1097,932	c5 0
cargos cantonera entre	les dues ales	240	Fdmax dels cargols
676,6537778	Fd,r 406,656	150	Fdmax 1 0
523,3167305	Fd,pp 392,7199	362,3173	Fdmax 2 392,7198888
442,5287778	Fd,c 813,6002	724,6346	Fdmax 3 0
ief.p 442,5287778 AGAFAR EL MÍNIM	Fmin 392,7199 AGAFAR EL MÍNIM	lb,meta 1097,932 AGAFAR EL MÍNIM	Fdmax 4 392,7198888
ief.c 300	cargos interiors entre les	lb,meta (patilla) 768,5522	Fdmax 5 0
cargos cantonera entre	les dues ales	EHE 08	Fdmax 785,4397776
351,5533223	Fd,r 406,656	fctd 1,930979	Ned 475,013
523,3167305	Fd,pp 392,7199	mu 1 1	Fdmax, comp 1059,477921
442,5287778	Fd,c 813,6002	mu 2 1	Mdmax dels cargols
ief.p 442,5287778 AGAFAR EL MÍNIM	Fmin 392,7199 AGAFAR EL MÍNIM	tau bd 4,344702	Mdmax 1 0
ief.c 300		Fvd 556,5217	Mdmax 2 89,78649459
		lb 768,5522	Mdmax 3 0
		240	Mdmax 4 13,15611627
		150	Mdmax 5 0
		253,6222	Mdmax 102,8928108
		507,2444	Mdmax
		768,5522 AGAFAR EL MÍNIM	Mdmax, comp -66,7396077 COMPARAR
		lb,meta (patilla) 537,8885	

B.4.1.2. Unió pilar – fonament HEB 300 (central)

PARÀMETRES GEOMÈTRICS	PARÀMETRES CARGOLS I PLACA	RESISTÈNCIES	PARÀMETRES ÀREA COMPRESSIÓ	RESISTÈNCIA ZONA COMPRESSIÓ
e1.min 52	ISO 898 8.8 CARGOL	Fu,yd 803,63	sbh 1000	ly 2,314931775 COMPARAR AMB 1
e1.max 113 COMPARAR	fy 640	alfa 0,666667 AGAFAR EL MÍNIM	sbh 1000	betaj 0,666666667
e2.min 52	Fub 800	alfa 1,121795	sbh 850	fyd 46,4969055
e2.max 113 COMPARAR	sp 370 PLACA	beta 1,95122	br 250	c 95 COMPARAR
e3.min 89	tp 500	beta 1	br 315	c 32,28173261
e3.max 113 COMPARAR	tp (calçada) 25,63	beta 12,46154 AGAFAR EL MÍNIM	br 1000	lef 364,5634652
e4 182	tp (real) 24	beta 7,238463	br 2500	lef 83,96346524
e5 123,5	fu 410	beta 2,2	br 4350	betf 83,96346524
e6.min 78	Fv 265	Fb,yd 472,33	br 5000	Fc,yd 1416,255897
e6.max 400 COMPARAR		Fed 2242,141 AGAFAR EL MÍNIM	bl 1000	
e7 672		Fed 2451,341	bl 1000	
e8 107		Fed 489,0877	bl 1250	
e9.min 78		HP 497,63	bl 2320	
e9.max 200 COMPARAR		Pt.ed 200,323	bl 5000	
e10 336		Pt.sd 5,602014	bl 1000	
e11 166		Pt.yd 200,323	b1 1000	
e12 48		Pt.zd 7,894079 COMPARAR AMB tp	b1 1000	
e13 26 VIGILAR L'ÚC		alfa b 0,243	b1 30	
e14 24		Fub,yd 56,02014	b1 30	
e15 353		Mp 36,34286	b1 20	
e16 115				
e17 107				
e18 8				
e19 (perfi) 11				
e20 (perfi) 19				
e21 (perfi) 300				
e22 (perfi) 300				
e23 7,7				
e24 13,3				
e25 31,9527677				
e26 39,32044444				
e27 52 AGAFAR EL MÍNIM				
e28 41,19095961 AGAFAR EL MÍNIM				
e29 111,5 AGAFAR EL MÍNIM				
e30 49,11055507 AGAFAR EL MÍNIM				
e31 329 VIGILAR REFERÈNCIA DE LES BONES				
e32 214				
e33 48				
e34 47				

C.TE DB-ED-A (càrrega en clavos i perfiles)	Resistència nominal (N/mm²)			
	Tenacitat de línia estirada fy (N/mm²)	Tenacitat de línia de solda f _w (N/mm²)		Tenacitat de solda f _t (N/mm²)
Designacions	1.8-18	1R + 1.6-80	40 + 1.2-80	3 + 1.3-100
S235	235	220	215	360
S275	275	260	250	410
S355	355	340	330	470
S450	450	430	410	550

VIGILAR AMB LES RESISTÈNCIES SI SÓN PER UN SOL CARGOL O PER EL COMUNITAT LA PLACA SOLA.

LONGITUDS EFICACES	FORCES DE CADA PARELL	LONGITUDS	MOMENT RESISTENT
cargos exteriors ala traccionada	cargos exteriors ala traccionada	JIMENEZ MONTOYA	coeficient ajust de moment
300	Rd,y 406,656	fct,d 1,351683	c1 1
416,096916	Rd,pp 372,9703	mu 1 1	c2 1
393,5211416	Rd,c 961,7251	Rbd 1,041282	c3 0
lef.p 300 AGAFAR EL MÍNIM	Fmin 372,9703 AGAFAR EL MÍNIM	fyd 556,5217	c4 1
lef.c 300	cargos cantonera entre les dues ales	lb 1097,932	c5 0
cargos cantonera entre les dues ales	Rd,y 406,656	240	Fdmax dels cargos
606,3537778	Rd,pp 428,8963	150	Fdmax 1 372,9703973
246,8565769	Rd,c 913,3958	362,3175	Fdmax 2 406,656
321,5287778	Fmin 406,656 AGAFAR EL MÍNIM	724,6349	Fdmax 3 0
lef.p 246,8565769 AGAFAR EL MÍNIM	cargos interiors entre les dues ales	lb,net 1097,932 AGAFAR EL MÀXIM	Fdmax 4 406,656
247,9533233	Rd,y 406,656	(patilla) 768,5522	Fdmax 5 0
246,8565769	Rd,pp 428,8963	EHE 08	Fdmax 1186,282297
321,5287778	Rd,c 913,3958	fctd 1,491079	Ned 475,035
246,8565769 AGAFAR EL MÍNIM	Fmin 406,656 AGAFAR EL MÍNIM	mu 1 1	Fdmax, comp 941,5408967
cargos interiors entre les dues ales	VIGILAR SI ES DISPOSEN DE CARGOLS INTERIORS O NO	mu 2 1	Mdmax dels cargos
166		tau bd 4,344702	Mdmax 1 122,7072278
246,8565769		fyd 556,5217	Mdmax 2 87,024384
321,5287778		lb 768,5522	Mdmax 3 0
lef.p 166 AGAFAR EL MÍNIM		240	Mdmax 4 19,518402
lef.c 166		150	Mdmax 5 0
		253,6222	Mrdmax 229,2510998
		507,2444	Mred 62,203
		lb,net 768,5522 AGAFAR EL MÀXIM	Mdmax, comp -4,5366075 COMPARAR
		(patilla) 537,9865	

B.4.1.1. Unió pilar – fonament IPE 330

PARÀMETRES GEOMÈTRICS	PARÀMETRES CARGOLS I PLACA	RESISTÈNCIES	PARÀMETRES ÀREA COMPRESSIÓ	RESISTÈNCIA ZONA COMPRESSIÓ
e1.min 36	ISO 898 8.8 CARGOL	Fu,yd 200,95	Asb 1000	fy 2.944647322 COMPARAR AMB 2
e1.max 123 COMPARAR	Fy 640	alfa 2.314812	bsb 1000	beta 0.666666667
e1 123	hub 800	0.717772	bsb 600	fyd 58.09295043
e2.min 27	bp 254 PLACA	1.95121	ap 310	c 46 COMPARAR
e2.max 123 COMPARAR	tp (calculada) 17.475	beta 2.5	br 373	c 19.45046847
e2 123	tp (real) 16	13.85590	1000	ief 198.9609369
p1.min 54	tw 410	163.2711	1900	ief 50.48093462
p1.mas 400 COMPARAR	Fy 275	Fb,yd 1064.361	800	Fc,yd 981.2700104
p1 449		Fed 1124.122	4270	AGAFAR EL MÍNIM
p2.min 54		Fed 69.32000	980	AGAFAR EL MÍNIM
p2.mas 200 COMPARAR		NO 87.92	1000	
p2 224		Ft,ed 154.5041	1270	
p2 200		Fs,yd -5.70934	4900	AGAFAR EL MÍNIM
m 96.25		Ft,yd 90.433	4900	AGAFAR EL MÍNIM
d0 11		alfa b 5.20225	1270	AGAFAR EL MÍNIM
d 18		Fvb,yd 24.81904	4900	AGAFAR EL MÍNIM
As 157		mp 16.7619	4900	AGAFAR EL MÍNIM
w 200			4900	AGAFAR EL MÍNIM
w 200			4900	AGAFAR EL MÍNIM
n 4			4900	AGAFAR EL MÍNIM
tw (perfil) 7.3			4900	AGAFAR EL MÍNIM
tf (perfil) 11.3			4900	AGAFAR EL MÍNIM
h (perfil) 330			4900	AGAFAR EL MÍNIM
b (perfil) 190			4900	AGAFAR EL MÍNIM
aw 5.23			4900	AGAFAR EL MÍNIM
af 8.03			4900	AGAFAR EL MÍNIM
m1 87.14246466			4900	AGAFAR EL MÍNIM
m2 90.31093004			4900	AGAFAR EL MÍNIM
s1 123			4900	AGAFAR EL MÍNIM
s2 108.9280802			4900	AGAFAR EL MÍNIM
s3 111.8878789			4900	AGAFAR EL MÍNIM
d1			4900	AGAFAR EL MÍNIM
d2 181.25			4900	AGAFAR EL MÍNIM
d3			4900	AGAFAR EL MÍNIM
d4 125.75			4900	AGAFAR EL MÍNIM
d5			4900	AGAFAR EL MÍNIM

D TIR DE SE-A (càrrega en còrner i perfil)	Espesor nominal (mm)			
	15-16	16-17	17-18	18-19
S235	235	225	215	200
S275	275	265	255	240
S355	355	345	335	320
S450	450	430	410	390

D TIR DE SE-A (càrrega en còrner i perfil)	Espesor nominal (mm)			
	15-16	16-17	17-18	18-19
S235	235	225	215	200
S275	275	265	255	240
S355	355	345	335	320
S450	450	430	410	390

VIGILAR AMB LES RESISTÈNCIES SI SÓN PER UN SOL CARGOL O PER EL CONJUNT / LA PLACA SOLA

LONGITUDS EFICACES	FORCES DE CADA PARELL	LONGITUDS	MOMENT RESISTENT
cargols exteriors ala	cargols exteriors ala	JIMENEZ MONTOYA	coeficient ajust de moment
160	Fd,r 180.864	fct,d 1.351685	cs 0
1090.044097	Fd,pp 114.1503	mu 1 1	cs 1
1069.639717	Fd,c 61.55219	fbd 3.041262	cs 0
ief,p 160	Fmin 114.1503	Fyd 556.5217	cs 1
ief,c 160	Fmax 114.1503	lb 731.9543	Fdmax dels cargols
cargols cantonera entre	cargols cantonera entre		Fdmax 1 0
461.041212	Fd,r 180.864		Fdmax 2 154.5042331
567.4363691	Fd,pp 154.5042		Fdmax 3 0
394.9912121	Fd,c 155.5592		Fdmax 4 154.5042331
ief,p 394.9912121	Fmin 154.5042		Fdmax 5 0
ief,c 394.9912121	Fmax 154.5042		Fdmax 309.005462
cargols interiors entre les	cargols interiors entre les		Ned 148.958
541.5335152	Fd,r 180.864	lb,meta 731.9543	Fdmax, comp 442.3128106
567.4363691	Fd,pp 154.5042	lb,meta (patilla) 512.3681	
394.9912121	Fd,c 155.5592	EHE 08	
ief,p 341.5335152	Fmin 154.5042	fctd 1.830979	
ief,c 200	Fmax 154.5042	mu 1 1	
cargols interiors entre les dues ales		mu 2 1	Mdmax dels cargols
200		tau bd 4.344702	Mdmax 1 0
567.4363691		Fyd 556.5217	Mdmax 2 28.00289187
394.9912121		lb 512.3681	Mdmax 3 0
ief,p 200		160	Mdmax 4 19.42890705
ief,c 200		150	Mdmax 5 0
		169.0825	Mdmax 47.43279892
		336.163	Ned 0
		512.3681	Mdmax, comp -23.71251515
		356.6577	COMPARAR

B.4.1.1. Unió pilar – fonament IPE 360

PARÀMETRES GEOMÈTRICS	PARÀMETRES CARGOLS I PLACA	RESISTÈNCIES	PARÀMETRES ÀREA COMPRESSIÓ	RESISTÈNCIA ZONA COMPRESSIÓ
e1.min 36	ISO 898 8.8	Fv,yd 401,92	asb 1000	kj 2,741188512
e1.max 123	fy 640	alfa 0,646666667	bsb 1000	betaj 0,666666667
e2 36	fub 800	fyd 4,781111111	hub 800	fjd 54,82577042
e2.min 27	fp 220	beta 1,95121	ar 352	br 66
e2.max 123	tp (calculada) 18,64	beta 9,811111111	br 380	c 20,190109911
e1 123	tp (real) 26	beta 2,3	br 1000	cef 210,38021396
e2 27	fu 410	beta 2,3	br 2000	bef 53,08021662
p1.min 54	fy 275	Fb,yd 139,9461	br 1096	Fc,yd 612,24092378
p1.max 400		Fed 2078,477	br 4100	
d1 448		Fed 2267,136	br 1000	
p2.min 54		Fed 179,0236	br 1200	
p2.max 200		Fed 87,92	br 820	
d2 224		Ft,ed 150,191	br 5000	
d0 72		Ft,yd -6,18234	br 820	
m 32		Ft,yd 90,4523	br 820	
d0 18		Ft,yd 5,20232	br 30	
d 18		alfa b 0,241	br 20	
A5 157		Fvb,yd 24,81904		
wv 761		Mp 16,7614		
w 32				
n 8				
tw (perfi) 8				
tf (perfi) 12,7				
h (perfi) 360				
b (perfi) 170				
aw 5,6				
af 8,89				
m1 21,94211534				
m2 25,66432324				
i1 36				
i2 27,42764143				
i3 32				
i4 32,08040405				
d1 379,3				
d2 302,6				
d3 32				
d4 32				
d5 -38,25				

CITE DIB 08-A (segons anchapra y perfil)	espessor nominal t (mm)			
	Temps de rotura f _{yk} (N/mm ²)	f _{yk} (N/mm ²)	f _{yk} (N/mm ²)	Temps de rotura f _{yk} (N/mm ²)
D235	235	235	215	300
S275	275	260	250	410
S355	355	345	335	470
S450	450	430	410	550

LONGITUDS EFICACES	FORCES DE CADA PARELL	LONGITUDS JIMENES MONTOYA	MOMENT RESISTENT
cargols exteriors als	cargols exteriors als	fct,d 1,351685	c1 1
170	Fd,r 180,864	mu 1 1	c2 1
275,7327238	Fd,pp 158,193	Fbd 3,041292	c3 0
265,5369952	Fd,c 239,731	C4 156,2121	c4 0
ef.p 170	Fmin 158,193	lb 731,9545	c5 0
ef.c 170	cargols cantonera entre	lb,neto 160	Fdmax dels cargols
cargols cantonera entre	Fd,r 180,864	150	Fdmax 1 150,1920064
345,857293	Fd,pp 194,0961	241,545	Fdmax 2 180,984
161,2536987	Fmin 194,0961	493,09	Fdmax 3 0
ef.p 170	cargols interiors entre les	lb,neto 731,9545	Fdmax 4 180,864
ef.c 170	Fd,r 180,864	lb,neto (patilla) 512,3681	Fdmax 5 0
cargols interiors entre les	Fd,pp 194,0961	EHE 08	Fdmax 519,026064
dues ales	Fmin 194,0961	fct,d 1,930979	Ned 38,327
161,2536987	Fmin 180,864	mu 1 1	Fdmax, comp 513,9139279
ef.p 170		mu 2 1	Mdmax dels cargols
ef.c 170		tau bd 4,344702	Mdmax 1 60,00450382
cargols interiors entre les		Fy,d 358,5217	Mdmax 2 54,7294464
dues ales		lb 312,3681	Mdmax 3 0
161,2536987		160	Mdmax 4 5,787641
ef.p 170		189,0815	Mdmax 5 0
ef.c 170		338,163	Mdmax 120,5215982
		lb,neto 512,3681	Ined 25,823
		lb,neto 358,6577	Mdmax, comp 8,74251647
		lb,neto (patilla) 358,6577	

B.4.1.1. Unió pilar – fonament IPE 400

PARÀMETRES GEOMÈTRICS	PARÀMETRES CARGOLS I PLACA	RESISTÈNCIES	PARÀMETRES ÀREA COMPRESSIÓ	RESISTÈNCIA ZONA COMPRESSIÓ
e1.min 36	ISO 898 8.8	Fv,yd 200,94	asb 1000	kj 2,735416553
e1.max 123	fy 640	alfa 2,314811	bsb 1000	betaj 0,666666667
e2 36	fub 800	fyd 2,027772	hub 800	fjd 54,66833107
e2.min 27	fp 220	beta 1,95121	ar 373	br 68
e2.max 123	tp (calculada) 20,039	beta 9,811111111	br 1000	c 20,21916167
e1 123	tp (real) 16	beta 2,5	br 2000	cef 220,4383233
e2 27	fu 410	beta 2,5	br 4270	bef 53,93823333
p1.min 54	fy 275	Fb,yd 209,92	br 1096	Fc,yd 850,0104777
p1.max 400		Fed 1064,381	br 4100	
d1 448		Fed 1124,122	br 1000	
p2.min 54		Fed 85,32306	br 1270	
p2.max 200		Fed 87,92	br 854	
d2 224		Ft,ed 154,7842	br 5000	
d0 72		Ft,yd -5,74133	br 820	
m 95,7		Ft,yd 90,431	br 820	
d0 18		Ft,yd 5,20232	br 30	
d 18		alfa b 0,241	br 20	
A5 157		Fvb,yd 24,81904		
wv 204,9		Mp 16,7614		
w 200				
n 8				
tw (perfi) 8				
tf (perfi) 13,5				
h (perfi) 400				
b (perfi) 180				
aw 8,92				
af 9,45				
m1 85,00934547				
m2 88,88914748				
i1 123				
i2 106,2406618				
i3 27				
i4 111,1114344				
d1 248				
d2 248				
d3 113				
d4 113				
d5 113				

CITE DIB 08-A (segons anchapra y perfil)	espessor nominal t (mm)			
	Temps de rotura f _{yk} (N/mm ²)	f _{yk} (N/mm ²)	f _{yk} (N/mm ²)	Temps de rotura f _{yk} (N/mm ²)
D235	235	225	215	300
S275	275	260	250	410
S355	355	345	335	470
S450	450	430	410	550

LONGITUDS EFICACES	FORCES DE CADA PARELL	LONGITUDS	MOMENT RESISTENT
cargols exteriors a la	cargols exteriors a la	JIMENEZ MONTOYA	coeficient ajust de moment
180	Fd.r 180,864	fct.d 1,351685	c1 0
1068,248183	Fd.pp 119,7543	mu 1 1	c2 1
492,263487	Fd.c 170,8644	fctd 3,041292	c3 0
180	Fmin 70,93448	fvd 556,5217	c4 1
180	cargols cantonera entre	lb 731,9543	c5 0
331,1565899	Fd.r 180,864	160	Fdmax dels cargols
558,5096954	Fd.pp 154,7543	200	Fdmax 1 0
389,3065899	Fd.c 243,9064	150	Fdmax 2 154,7545071
389,3065899	Fmin 154,7543	160	Fdmax 3 0
389,3065899	cargols interiors entre les	lb.meta 731,9543	Fdmax 4 154,7545071
337,9450974	Fd.r 180,864	lb.meta (partilla) 512,3661	Fdmax 5 0
558,5096954	Fd.pp 154,7543	EHE 08	Fdmax 309,5090154
389,3065899	Fd.c 243,9064	fctd 1,930979	Ned 48,62
337,9450974	Fmin 154,7543	mu 1 1	Fdmax, comp 603,3904777
cargols interiors entre les dues ales		mu 2 1	Mdmax dels cargols
200		tau bd 4,344702	Mdmax 1 0
335,5069254		fvd 556,5217	Mdmax 2 38,3791291
389,3065899		lb 512,3661	Mdmax 3 0
200		160	Mdmax 4 19,34431344
200		150	Mdmax 5 0
200		160	Mdmax 309,5090154
		150	Mdmax 57,72449137
		lb.meta 512,3661	Ned 0
		lb.meta (partilla) 358,6577	Mdmax, comp -9,009315

B.4.1.1. Unió pilar – fonament IPE 500

PARÀMETRES GEOMÈTRICS	PARÀMETRES CARGOLS I PLACA	RESISTÈNCIES	PARÀMETRES ÀREA COMPRESSIÓ	RESISTÈNCIA ZONA COMPRESSIÓ
e1.min 44	ISO 888	Fu.rd 704	sub 2000	si 2,765116794
e1.max 120	fy 640	alfa 0,666667	subb 2000	betaj 0,666666667
e2.min 33	fub 600	fub 1,166667	sub 700	fjd 54,99633583
e2.max 122	btp 760	beta 9,105455	ar 666	br 66
e3.min 179	tp (calçada) 23,766	Fb.rd 9,105455	br 270	c 17,2096616
e3.max 64,9	tp (real) 22	Fu 2,5	br 3340	cef 70,41936361
e4.min 66	fu 410	Fb.rd 9,105455	br 1368	Fc.rd 985,3170555
e4.max 400	fy 285	Fb.rd 9,105455	br 4000	
e5.min 90,2		Fb.rd 1242,615	br 1368	
e5.max 66		Fb.rd 1558,656	br 1300	
e6.min 200		N0 154	br 960	
e6.max 345		Fb.rd 158	br 8640	
e7.min 194		Fb.rd 4,344702	br 960	
e7.max 40		Fb.rd 158,4	br 30	
e8.min 22		Fb.rd 6,504065	br 20	
e8.max 279		alfa b 0,248		
e9.min 98		Fb.rd 43,642		
e9.max 90,2		Mp 30,5381		
e10.min 10,3				
e10.max 18				
e11.min 500				
e11.max 200				
e12.min 7,84				
e12.max 11,2				
e13.min 27,32664648				
e13.max 31,92202123				
e14.min 44				
e14.max 34,1608081				
e15.min 64,9				
e15.max 89,90251518				
e16.min 524				
e16.max 428				
e17.min 231				
e17.max 40				
e18.min -58				

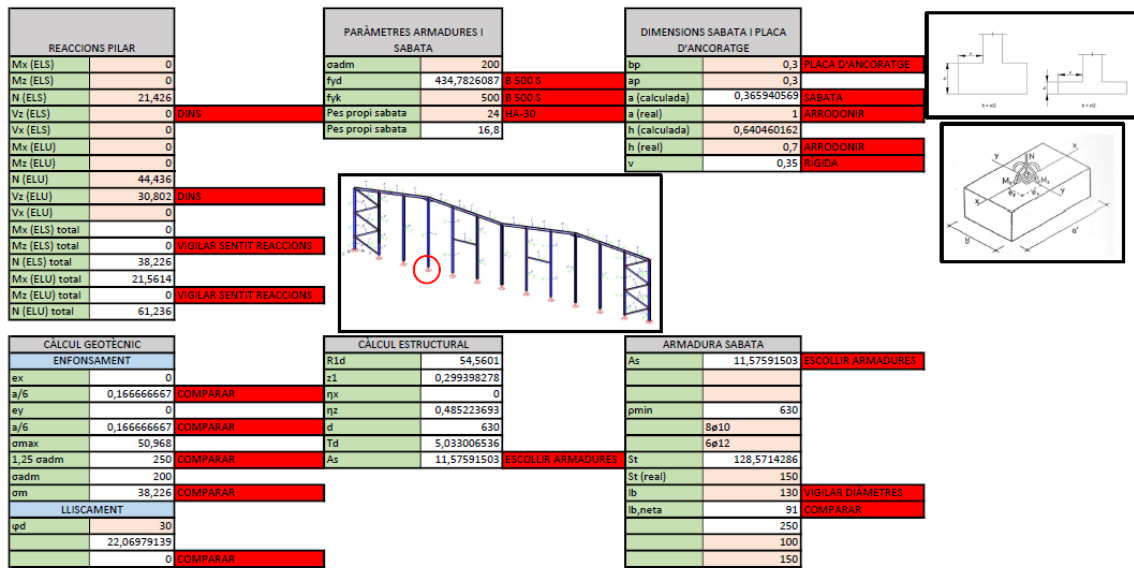
VIGILAR AMB LES RESISTÈNCIES SI SÓN PER UN SOL CARGOL O PER EL CONJUNT I LA PLACA SOLA.

SOLC DE B.C. (cantonera o pilar) / Designació	Mòdul de tensió (N/mm²) / (N/mm²)			
	270	275	285	345
6275	275	265	255	410
8205	355	345	335	470
10450	450	430	410	550

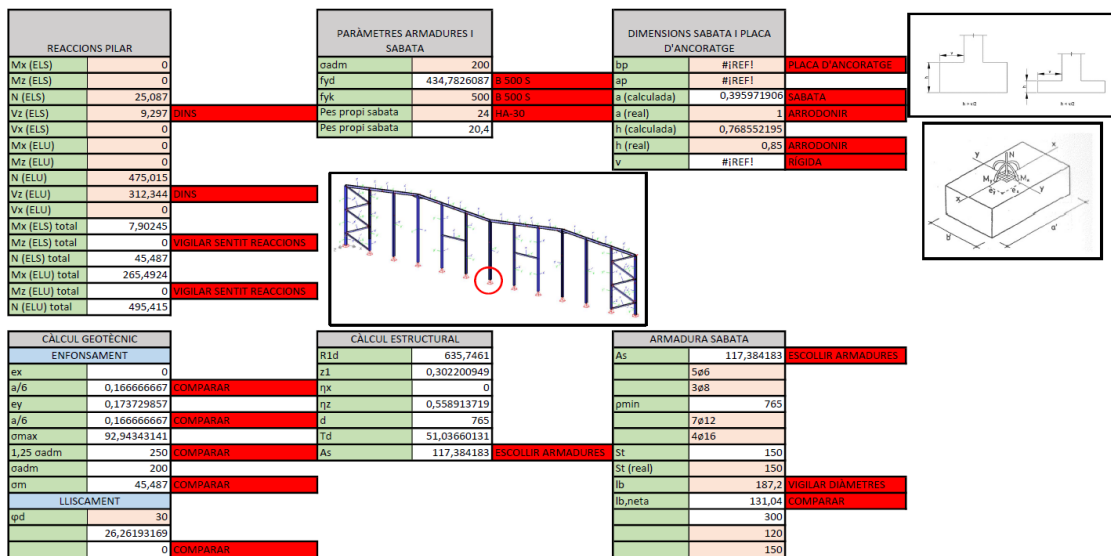
LONGITUDS EFICACES	FORCES DE CADA PARELL	LONGITUDS	MOMENT RESISTENT
cargols exteriors a la traccionada	cargols exteriors a la traccionada	JIMENEZ MONTOYA	coeficient ajust de moment
200	Fd.r 316,8	fct.d 1,351685	c1 1
343,4219001	Fd.pp 275,3279	mu 1 1	c2 1
328,6291718	Fd.c 446,9756	fctd 3,041292	c3 1
200	Fmin 275,3279	fvd 556,5217	c4 1
200	cargols cantonera entre les dues ales	lb 914,9431	c5 0
442,4000445	Fd.r 316,8	200	Fdmax dels cargols
200,5719176	Fd.pp 346,5569	150	Fdmax 1 275,3279104
233,8130485	Fd.c 767,506	301,9312	Fdmax 2 316,8
200,5719176	Fmin 316,8	603,8624	Fdmax 3 346,5568989
200,5719176	cargols interiors entre les dues ales	lb.meta 914,9431	Fdmax 4 346,5568989
220,0530806	Fd.r 316,8	lb.meta (partilla) 640,4602	Fdmax 5 0
442,4000445	Fd.pp 346,5569	EHE 08	Fdmax 1285,241708
200,5719176	Fd.c 767,506	fctd 1,930979	Ned 152,469
233,8130485	Fmin 346,5569	mu 1 1	Fdmax, comp 832,8400855
200,5719176		mu 2 1	Mdmax dels cargols
200,5719176		tau bd 4,344702	Mdmax 1 346,2718252
233,8130485		fvd 556,5217	Mdmax 2 135,5904
200,5719176		lb 640,4602	Mdmax 3 81,09431435
200,5719176		200	Mdmax 4 13,86277596
200,5719176		150	Mdmax 5 0
200,5719176		211,3519	Mdmax 374,8188155
		422,7037	Ned 403,621
		lb.meta 640,4602	Medmax, comp 366,723502
		lb.meta (partilla) 448,3221	

B.4.2. Fonamentació

B.4.2.1. Fonamentació HEB 240



B.4.2.1. Fonamentació HEB 300 (façana)



B.4.2.1. Fonamentació HEB 300 (central)

REACCIONS PILAR		PARÀMETRES ARMADURES I SABATA		DIMENSIONS SABATA I PLACA D'ANCORATGE	
Mx (ELS)	0	oadm	200	bp	0,37
Mz (ELS)	0	fyd	434,7826087	ap	0,5
N (ELS)	110,494	fyk	500	a (calculada)	0,831015944
Vz (ELS)	0	Pes propi sabata	24	a (real)	1
Vx (ELS)	0	Pes propi sabata	20,4	h (calculada)	0,768552195
Mx (ELU)	10,216			h (real)	0,85
Mz (ELU)	62,203			v	0,25
N (ELU)	475,015				
Vz (ELU)	0				
Vx (ELU)	23,396				
Mx (ELS) total	0				
Mz (ELS) total	0				
N (ELS) total	130,894				
Mx (ELU) total	10,216				
Mz (ELU) total	42,3164				
N (ELU) total	495,415				

CÀLCUL GEOTÈCNIC		CÀLCUL ESTRUCTURAL		ARMADURA SABATA	
ENFONSAMENT		R1d	300,9821	As	18,7096732
ex	0	x1	0,267574301		
a/6	0,166666667	nx	0,089084345		
ey	0	nz	0,021506689	pmin	765
a/6	0,166666667	d	765		7ø12
omax	130,894	Td	8,134640523		4ø16
1,25 oadm	250	As	18,7096732	St	150
oadm	200			St (real)	150
om	130,894			lb	187,2
LLISCAMENT				lb,net	131,04
qpd	30				300
	75,57168614				120
	0				150

B.4.2.1. Fonamentació IPE 330

REACCIONS PILAR		PARÀMETRES ARMADURES I SABATA		DIMENSIONS SABATA I PLACA D'ANCORATGE	
Mx (ELS)	0	oadm	200	bp	0,254
Mz (ELS)	0	fyd	434,7826087	ap	0,38
N (ELS)	17,087	fyk	500	a (calculada)	0,32679313
Vz (ELS)	0	Pes propi sabata	24	a (real)	1
Vx (ELS)	4,589	Pes propi sabata	14,4	h (calculada)	0
Mx (ELU)	0			h (real)	0,6
Mz (ELU)	0			v	0,31
N (ELU)	148,958				
Vz (ELU)	32,339				
Vx (ELU)	56,411				
Mx (ELS) total	0				
Mz (ELS) total	2,7534				
N (ELS) total	31,487				
Mx (ELU) total	19,4034				
Mz (ELU) total	33,8466				
N (ELU) total	163,358				

CÀLCUL GEOTÈCNIC		CÀLCUL ESTRUCTURAL		ARMADURA SABATA	
ENFONSAMENT		R1d	125,2489	As	30,81011993
ex	0,087445612	R2d	22,48825984		6ø6
a/6	0,166666667	x1	0,283779339		4ø8
ey	0	nx	0,227222439	pmin	540
a/6	0,166666667	z1	0,273415032		7ø10
omax	48,0074	nz	0,130260879		5ø12
1,25 oadm	250	d	540	St	150
oadm	200	Td	9,21748366	St (real)	150
om	31,487	Td2	13,39570432	lb	130
LLISCAMENT		As	46,0874183	lb,net	91
qpd	30	As2	30,81011993		250
	18,17902793				100
	6,8835				150

B.4.2.1. Fonamentació IPE 360

REACCIONS PILAR		PARÀMETRES ARMADURES I SABATA		DIMENSIONS SABATA I PLACA D'ANCORATGE	
Mx (ELS)	0	gadm	200	bp	0,22 PLACA D'ANCORATGE
Mz (ELS)	0	fyd	434,7826087	ap	0,496
N (ELS)	55,461	fyk	500	a (calculada)	0,588753981 SABATA
Vz (ELS)	0	Pes propi sabata	24	a (real)	1 ARRODONIR
Vx (ELS)	0	Pes propi sabata	14,4	h (calculada)	0,51236813
Mx (ELU)	25,823			h (real)	0,6 ARRODONIR
Mz (ELU)	14,7			v	0,252 RIGIDA
N (ELU)	98,327				
Vz (ELU)	102,6				
Vx (ELU)	12,314				
Mx (ELS) total	0				
Mz (ELS) total	0				
N (ELS) total	69,861				
Mx (ELU) total	87,383				
Mz (ELU) total	7,3116				
N (ELU) total	112,727				

CÀLCUL GEOTÈCNIC		CÀLCUL ESTRUCTURAL		ARMADURA SABATA	
ENFONSAMENT		R1d	60,1309	As	171,9981917 ESCOLLIR ARMADURES
ex	0	R2d	188,0706093	6e6	
a/6	0,166666667 COMPARAR	x1	0,26519934	4e8	
ey	0	nx	0,074360044	pmin	540
a/6	0,166666667 COMPARAR	z1	0,310602509	7e10	
cm _{ax}	69,861	nz	0,888697916	5e12	
1,25 gadm	250 COMPARAR	d	540	St	150
cadm	200	Td	1,991176471	St (real)	150
cm	69,861	Td2	74,78182246	lb	130
LLISCAMENT		As	9,955882353 ESCOLLIR ARMADURES	lb _{net}	91
φd	30	As2	171,9981917		250
	40,33426716				100
	0				150

B.4.2.1. Fonamentació IPE 400

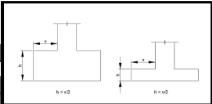
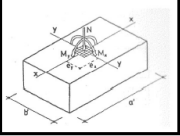
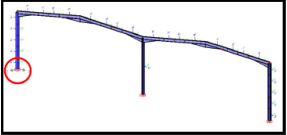
REACCIONS PILAR		PARÀMETRES ARMADURES I SABATA		DIMENSIONS SABATA I PLACA D'ANCORATGE	
Mx (ELS)	0	gadm	200	bp	0,254 PLACA D'ANCORATGE
Mz (ELS)	0	fyd	434,7826087	ap	0,45
N (ELS)	16,325	fyk	500	a (calculada)	0,319423308 SABATA
Vz (ELS)	0	Pes propi sabata	24	a (real)	1 ARRODONIR
Vx (ELS)	0	Pes propi sabata	14,4	h (calculada)	0,51236813
Mx (ELU)	0			h (real)	0,6 ARRODONIR
Mz (ELU)	0			v	0,275 RIGIDA
N (ELU)	46,62				
Vz (ELU)	27,715				
Vx (ELU)	0				
Mx (ELS) total	0				
Mz (ELS) total	0				
N (ELS) total	30,725				
Mx (ELU) total	16,629				
Mz (ELU) total	0				
N (ELU) total	61,02				

CÀLCUL GEOTÈCNIC		CÀLCUL ESTRUCTURAL		ARMADURA SABATA	
ENFONSAMENT		R1d	23,31	As	23,71545436 ESCOLLIR ARMADURES
ex	0	R2d	28,68609508		
a/6	0,166666667 COMPARAR	x1	0,25		
ey	0	nx	0	pmin	540
a/6	0,166666667 COMPARAR	z1	0,293077186	7e10	
cm _{ax}	30,725	nz	0,356692407	5e12	
1,25 gadm	250 COMPARAR	d	540	St	150
cadm	200	Td	0	St (real)	150
cm	30,725	Td2	10,31106711	lb	130
LLISCAMENT		As	0	lb _{net}	91
φd	30	As2	23,71545436		250
	17,73908702				100
	0				150

B.4.2.1. Fonamentació IPE 500

REACCIONS PILAR		PARÀMETRES ARMADURES I SABATA		DIMENSIONS SABATA I PLACA D'ANCORATGE	
Mx (ELS)	0	oadm	200	bp	0,26 PLACA D'ANCORATGE
Mz (ELS)	71,527 ANTIHORARI (més desf.)	fyd	434,7826087	ap	0,668
N (ELS)	37,887	fyk	500	a (calculada)	0,486614581 SABATA
Vz (ELS)	16,999 FORA (més desf.)	Pes propi sabata	24	a (real)	2 ARRODONIR
Vx (ELS)	20,537 ESQUERRA (més desf.)	Pes propi sabata	67,2	h (calculada)	0,640460162
Mx (ELU)	0			h (real)	0,7 ARRODONIR
Mz (ELU)	403,621 HORARI			v	0,666 RÍGIDA
N (ELU)	152,469				
Vz (ELU)	0				
Vx (ELU)	73,292 ESQUERRA				
Mx (ELS) total	11,8993				
Mz (ELS) total	85,9029 VIGILAR SENTIT REACCIONS				
N (ELS) total	105,087				
Mx (ELU) total	0				
Mz (ELU) total	352,3166 VIGILAR SENTIT REACCIONS				
N (ELU) total	219,669				

CÀLCUL GEOTÈCNIC		CÀLCUL ESTRUCTURAL		ARMADURA SABATA	
ENFONSAMENT		R1d	340,47195	As	189,1522362 ESCOLIR ARMADURES
ex	0,817445545	k1	0,629348614	7e6	
a/6	0,333333333 COMPARAR	nx	1,155371256	4e8	
ey	0,113232845	ny	0	pmin	1260
a/6	0,333333333 COMPARAR	d	630		7e16
omax	191,8824716	Ttd	82,24010271		5e20
1,25 oadm	250 COMPARAR	As	189,1522362 ESCOLIR ARMADURES	st	316,6666667
oadm	200			st (real)	320
om	26,27175 COMPARAR			lb	332,8
LLISCAMENT				lb,meta	232,96 VIGILAR DIAMETRES
qd	30				COMPARAR
	60,67200774				400
	30,8055 COMPARAR				160
					150

ANNEX C: COMUNICACIÓ

C.1. INTRODUCCIÓ

C.1.1. Objecte

Aquest annex té com a objectiu mostrar l'intercanvi de paraules que s'ha mantingut durant aquest projecte amb professionals d'empreses i entitats públiques, per tal d'arribar a unes conclusions i a un resultat final per a la nau, objecte del projecte.

C.1.2. Abast

Es mostraran tots els intercanvis de missatges i correus que s'han mantingut tant amb entitats públiques de l'Estat, com ajuntaments, com amb els tècnics responsables d'empreses.

C.2. CORREUS

C.2.1. CECAM

grausf1999@gmail.com

De: grausf1999@gmail.com
Enviado el: martes, 14 de junio de 2022 16:59
Para: 'Guillem Massalle Puig'
Asunto: RE: DADES PER A LA FONAMENTACIÓ D'UNA NAU INDUSTRIAL (TFG)

Hola,

Em sap greu, però no tinc cap fotografia de l'emplaçament, ja que no hi he anat en persona. Només tinc accés a les imatges del Google Maps.

A l'hora de fer el càlcul geotècnic per trobar les dimensions de les sabates de la nau industrial, hi ha una dada que depèn del terreny, que és la tensió admissible del terreny. Segons el que tinc entès, aquesta dada té diferents valors en funció del tipus de terra que hi hagi. Em preguntava si em podríeu proporcionar aquesta dada de les parcel·les que indico en l'anterior correu o, sinó, algun valor aproximat d'alguna zona similar a aquesta.

Gràcies,

Grau

De: Guillem Massalle Puig <gmassalle@cecam.com>
Enviado el: martes, 14 de junio de 2022 10:26
Para: grausf1999@gmail.com
CC: Ignasi Capella Sola <imcapella@cecam.com>
Asunto: Re: DADES PER A LA FONAMENTACIÓ D'UNA NAU INDUSTRIAL (TFG)

Bon dia Grau,

Com ens passa a tots moltes vegades, no m'has adjuntat les fotografies.

D'entrada, et diré que conec la zona (visc a Figueres i sovint m'arribo al polígon pel corriol de la Timba). Geològicament estarem probablement en terrenys al·luvials del riu Manol.

No sé en què voldries que t'assessoréssim, però poso en còpia a l'Ignasi Capella, Coordinador de l'àrea de Geotècnia, que segur que també et podrà fer algun comentari que valgui la pena.

Atentament,

El 10/06/2022 a les 18:17, grausf1999@gmail.com ha escrit:

Hola,

Em dic Grau i sóc un estudiant d'últim curs del Grau d'Enginyeria Mecànica.

Tal i com m'heu comunicat per telèfon, us presento una mica quina és la situació de la nau industrial metàl·lica, objecte del meu treball final de grau.

1. La situació de la nau és en un polígon industrial dins el municipi d'Avinyonet de Puigventós que es diu La Timba.
2. L'emplaçament de la nau és el conjunt de les dos parcel·les (segons cadastre) que es disposen al costat de Okm Química Ortopèdica.
3. La nau té una llum total de 50 metres i una longitud de 88 metres. L'alçada és de 9 metres i la coberta, de dos aigües dobles, té un pendent del 10%.

Adjunto fotos de situació, emplaçament, cadastre i de la nau industrial (per tenir de forma orientativa la forma). En cas de necessitar més informació, no tinc cap problema en proporcionar-vos-en més.

Moltes gràcies per l'ajuda.

Salutacions cordials,

Grau

--

Guillem Massalle
Director Tècnic Obra Civil
Laboratori de Mecànica de sòls, roques i mescles bituminoses
+34.620.504.449



Pol Industrial - c\lPirineus s/n
17460 Celrà
Tlf.: +34.972.49.20.14
Fax: +34.972.49.41.17

Aquest missatge i els adjunts poden contenir informació confidencial, no estant permesa la seva comunicació, reproducció o distribució. Si vostè no és el destinatari final, li preguem ens el comuniqui i esborri el mateix. De conformitat amb el qual disposa la normativa vigent en protecció de dades RGPD i LOPDGD, l'informem que les dades personals seran tractades sota la responsabilitat de CECAM. Pot exercir els drets d'accés, rectificació, portabilitat, supressió, limitació i oposició enviant un missatge a cecam@cecam.com. Si considera que el tractament no s'ajusta a la normativa vigent, podrà presentar una reclamació davant l'autoritat de control en agpd.es. Per a més informació pot consultar la nostra política de privacitat a www.cecam.com.

Este mensaje y los adjuntos pueden contener información confidencial, no estando permitida su comunicación, reproducción o distribución. Si usted no es el destinatario final, le rogamos nos lo comuniqué y borre el mismo. De conformidad con el que dispone la normativa vigente en protección de datos RGPD y LOPDGD, le informamos que los datos personales serán tratados bajo la responsabilidad CECAM. Puede ejercer los derechos de acceso, rectificación, portabilidad, supresión, limitación y oposición mandando un mensaje a cecam@cecam.com. Si considera que el tratamiento no se ajusta a la normativa vigente, podrá presentar una reclamación ante la autoridad de control en agpd.es. Para más información puede consultar nuestra política de privacidad en www.cecam.com.

C.2.2. Brausa

grausf1999@gmail.com

De: Joel Lopez <jlopez@brausa.es>
Enviado el: lunes, 11 de julio de 2022 9:19
Para: grausf1999@gmail.com
Asunto: RE: CONSULTA DETALLS CORRETGES

Estado de marca: Marcado

Bon dia Grau,

Els perfils que et surten de coberta i façana son normals. Ficar una Cebrau per l'alero es habitual, ja que així s'unifiquen perfils.

Ficar tirants a les corretges, si al càlcul no ho necessites, no es obligatori ficar-n'he. Tot i que a partir de 8 metres de longitud, es recomanable.

Atentament,



Joel López
Dep. Técnico
jlopez@brausa.es
+34 973 790 100



UNE EN ISO 9001:2015 // UNE EN ISO 14001:2015 // UNE EN 1090-1

Sus datos personales serán incorporados a un fichero del que es responsable BRAU, S.A., para dar respuesta a sus consultas con relación a nuestros productos y no serán cedidas a terceros, excepto en caso de obligación legal. Este tratamiento es necesario en el marco de la contratación de nuestros productos. Sus datos serán tratados conforme a nuestra Política de Privacidad, que ponemos a su disposición en el siguiente enlace: www.brausa.es/politica-privacidad
Usted podrá ejercer sus derechos de acceso, rectificación, supresión, limitación y oposición con relación a sus datos personales, en cualquier momento y de forma gratuita, mediante el envío de un correo electrónico a la siguiente dirección: protecciondatos@brausa.es

De: grausf1999@gmail.com <grausf1999@gmail.com>

Enviado el: jueves, 7 de julio de 2022 10:53

Para: Joel Lopez <jlopez@brausa.es>

Asunto: RE: CONSULTA DETALLS CORRETGES

Bon dia Joel,

L'alero va en principi a on hi ha la corretge de la cantonada, en principi substituiria a aquell perfil Cebrau. Per tant, un perfil correcte per l'alero seria el mateix Cebrau que utilitzo a la part de la coberta amb la mateixa orientació ? Tenia entès que normalment els perfils de l'alero teniem una geometria diferent.

En principi, les corretges ja estan dimensionades per que aguantin les càrregues que hi arriben, sense tenir en compte cap tirant, no se si trobes que són perfils molt grans per ser corretges (CBRAUSA 350x3, per la coberta, i CBRAUSA 200x3, per les corretges de façana), si es així, la solució si que seria posar tirants i ja refaria el càlcul.

Moltes gràcies per l'ajuda.

Grau

De: Joel Lopez <jlopez@brausa.es>
Enviado el: miércoles, 6 de julio de 2022 12:21
Para: grausf1999@gmail.com
Asunto: RE: CONSULTA DETALLS CORRETGES

Bon dia Grau,

Em falta saber on vols ficar l'alero. Però bàsicament, es poden ficar els mateixos perfils Cebrau que fiques a la façana i a la coberta.

Perquè has pensat a ficar una omega tipus silo per l'alero? Si en el sentit X les Cebrau no et compleixen, pots atirantar-les.

Si amb un tirant simple (exemple [link](#)) no compleix, pots considerar un arriostat rígid (tirant + tub – Exemple [link](#)).

Atentamente,



Joel López
Dep. Técnico
jlopez@brausa.es
+34 973 790 100



UNE EN ISO 9001:2015 // UNE EN ISO 14001:2015 // UNE EN 1090-1

Sus datos personales serán incorporados a un fichero del que es responsable BRAU, S.A., para dar respuesta a sus consultas con relación a nuestros productos y no serán cedidas a terceros, excepto en caso de obligación legal. Este tratamiento es necesario en el marco de la contratación de nuestros productos. Sus datos serán tratados conforme a nuestra Política de Privacidad, que ponemos a su disposición en el siguiente enlace: www.brausa.es/politica-privacidad
Usted podrá ejercer sus derechos de acceso, rectificación, suspensión, limitación y oposición con relación a sus datos personales, en cualquier momento y de forma gratuita, mediante el envío de un correo electrónico a la siguiente dirección: protecciondedatos@brausa.es

De: grausf1999@gmail.com <grausf1999@gmail.com>
Enviado el: lunes, 4 de julio de 2022 16:54
Para: grausf1999@gmail.com; Joel Lopez <jlopez@brausa.es>
Asunto: RE: CONSULTA DETALLS CORRETGES

No havia adjuntat les imatges en el correu anterior, disculpeu.

De: grausf1999@gmail.com <grausf1999@gmail.com>
Enviado el: lunes, 4 de julio de 2022 16:53
Para: 'Joel Lopez' <jlopez@brausa.es>
Asunto: RE: CONSULTA DETALLS CORRETGES

Hola,

Gràcies per l'ajuda. T'adjunto tres fotos: una de un 3D de la nau, una on es veuen els perfils de les corretges de coberta i les corretges que es col·locaran a les façanes (CBRAUSA 350x3 i CBRAUSA 200x3, respectivament) i per últim el perfil que crec que seria idoni per posar a l'aler de la nau. Opines que seria correcte aquest perfil, tenint en compte els altres perfils utilitzats per les corretges? Podria obtenir la fitxa tècnica o saber les mides més idoneas per a aquest perfil? Remarcar que no es té en compte els recol·lectors d'aigua pluvial i, per tant, no es dimensionen.

Gràcies de nou.

Salutacions cordials,

Grau

De: Joel Lopez <jlopez@brausa.es>
Enviado el: lunes, 4 de julio de 2022 9:04
Para: grausf1999@gmail.com
Asunto: RE: CONSULTA DETALLS CORRETGES

Bon dia Grau,

No em queda clar que quin perfil vols per a l'aler de la nau.

Per poder ajudar-te, necessito que m'enviïs un detall del perfil que tens mirat per l'aler i un detall de l'estructura de l'aler de la nau.

Si no tens dimensionada l'estructura en 3D, els detalls poden ser exemples genèrics o fets a mà.

Gràcies.

Atentamente,



Joel López
Dep. Técnico
jlopez@brausa.es
+34 973 790 100



UNE EN ISO 9001:2015 // UNE EN ISO 14001:2015 // UNE EN 1090-1

Sus datos personales serán incorporados a un fichero del que es responsable BRAU, S.A., para dar respuesta a sus consultas con relación a nuestros productos y no serán cedidas a terceros, excepto en caso de obligación legal. Este tratamiento es necesario en el marco de la contratación de nuestros productos. Sus datos serán tratados conforme a nuestra Política de Privacidad, que ponemos a su disposición en el siguiente enlace: www.brausa.es/politica-privacidad
Usted podrá ejercer sus derechos de acceso, rectificación, suspensión, limitación y oposición con relación a sus datos personales, en cualquier momento y de forma gratuita, mediante el envío de un correo electrónico a la siguiente dirección: pedro-lopez@brausa.es

De: grausf1999@gmail.com <grausf1999@gmail.com>
Enviado el: sábado, 2 de julio de 2022 15:49
Para: Joel Lopez <jlopez@brausa.es>
Asunto: RE: CONSULTA DETALLS CORRETGES

Hola Joel,

Estic molt agraït de que hagueu respòs al correu. M'ha servit de molt la informació que m'has pogut donar. Gràcies.

Tinc un dubte més sobre la perfilaria metàl·lica que podeu oferir. Per posar en context, he dimensionat els perfils que necessitaria a les corretges de coberta (perfil "C") i les corretges de les façanes i tancaments laterals (també he optat per perfils "C").

He estat buscant a la pàgina web els perfils que oferiu i no he vist cap catàleg de perfils que serveixin per a l'aler de la coberta, normalment aquests perfils són diferents dels de la resta de la coberta. He vist, que els perfils més

semblants que busco serien com els perfils "omega silo" que disposeu en el vostra catàleg, però plegant-los per la meitat. Hi hauria alguna forma de saber quin es el perfil que necessito, perquè les propietats del perfil "omega silo" canviarien si es pleguen els perfils? Aquest tema dels perfils d'aler, s'encarrega l'empresa proveïdora de proporcionar els perfils especials per a aquests casos ?

Espero haver explicat bé quin és el meu dubte. Gràcies de nou per la vostra ajuda.

Salutacions cordials,

Grau

De: Joel Lopez <jlopez@brausa.es>
Enviado el: martes, 28 de junio de 2022 17:20
Para: grausf1999@gmail.com
Asunto: RE: CONSULTA DETALLS CORRETGES

Bona tarda Grau,

Els ejions van soldats directament a la estructura portant. Els ejions que nosaltres oferim, es una solució estàndar per a petites construccions i habitualment es solden a obra.

Els ejions s'han de dimensionar segons demani la càrrega a la unió cargolada. En projectes grans, s'ha de revisar que la unió compleixi.

En el supòsit d'una unió amb cubrejuntas, primer es monta el cubrejuntas i després es recolzen les corretges a sobre d'ell.

Nosaltres no suministrem cap tipus de tirant. Podem subministrar unes peces plegades en forma de angular o perfil tipus U, amb una tapa als extrems per atornillar-ho.

Si tens cap més dubte, en parlem.

Atentament,



Joel López
Dep. Técnico
jlopez@brausa.es
+34 973 790 100



UNE EN ISO 9001:2015 // UNE EN ISO 14001:2015 // UNE EN 1090-1

Sus datos personales serán incorporados a un fichero del que es responsable BRAU, S.A., para dar respuesta a sus consultas con relación a nuestros productos y no serán cedidas a terceros, excepto en caso de obligación legal. Este tratamiento es necesario en el marco de la contratación de nuestros productos. Sus datos serán tratados conforme a nuestra Política de Privacidad, que ponemos a su disposición en el siguiente enlace: www.brausa.es/en/politica-privacidad
Usted podrá ejercer sus derechos de acceso, rectificación, suspensión, limitación y oposición con relación a sus datos personales, en cualquier momento y de forma gratuita, mediante el envío de un correo electrónico a la siguiente dirección: protecciondatos@brausa.es

De: grausf1999@gmail.com <grausf1999@gmail.com>
Enviado el: martes, 28 de junio de 2022 8:54
Para: comercial <comercial@brausa.es>
Asunto: CONSULTA DETALLS CORRETGES

Bon dia,

Sóc un estudiant d'últim any d'Enginyeria Mecànica a la UdG i estic realitzant el treball de final de grau sobre el dimensionament d'una nau industrial.

Estic dimensionant les corretges que necessitaria per a la hipotètica nau del meu projecte i ja estic agafant els perfils que disposeu als vostres catàlegs. Tinc un parell de dubtes/consultes que m'agradaria fer i son els següents:

- He vist que les unions entre la biga portant i les corretges les teniu definides amb "ejiones", aquests elements d'unió, els definiu vosaltres un cop us han demanat quina perfilaria volen de les corretges ? Més que res, per tenir-ho en compte a l'hora de fer aquest apartat.
- És necessari el muntatge simultani de les "ejiones" i els tapajunts ?
- Tinc entès que existeixen un tipus de corretges o tirants que serveixen com a separadors i per unir les diferents corretges de la coberta d'una nau, també proporcioneu aquests elements d'unió ?

Gràcies per la vostra atenció,

Grau

C.2.3. Construsoft

C.2.3.1. Dubte Diamonds

grausf1999@gmail.com

De: grausf1999@gmail.com
Enviado el: martes, 19 de julio de 2022 16:07
Para: 'Soporte Cálculo Spain | Construsoft'
Asunto: RE: PROBLEMAS CÁLCULO DE SEGUNDO ORDEN

Hola,

Entiendo que las fuerzas que aparecen en el plano perpendicular del pórtico son debidas al efecto P- δ y al hecho de que las barras no son totalment rectes entre sus extremos.

Ahora ya puedo ver los resultados del anàlisis, muchas gràcies por su ayuda.

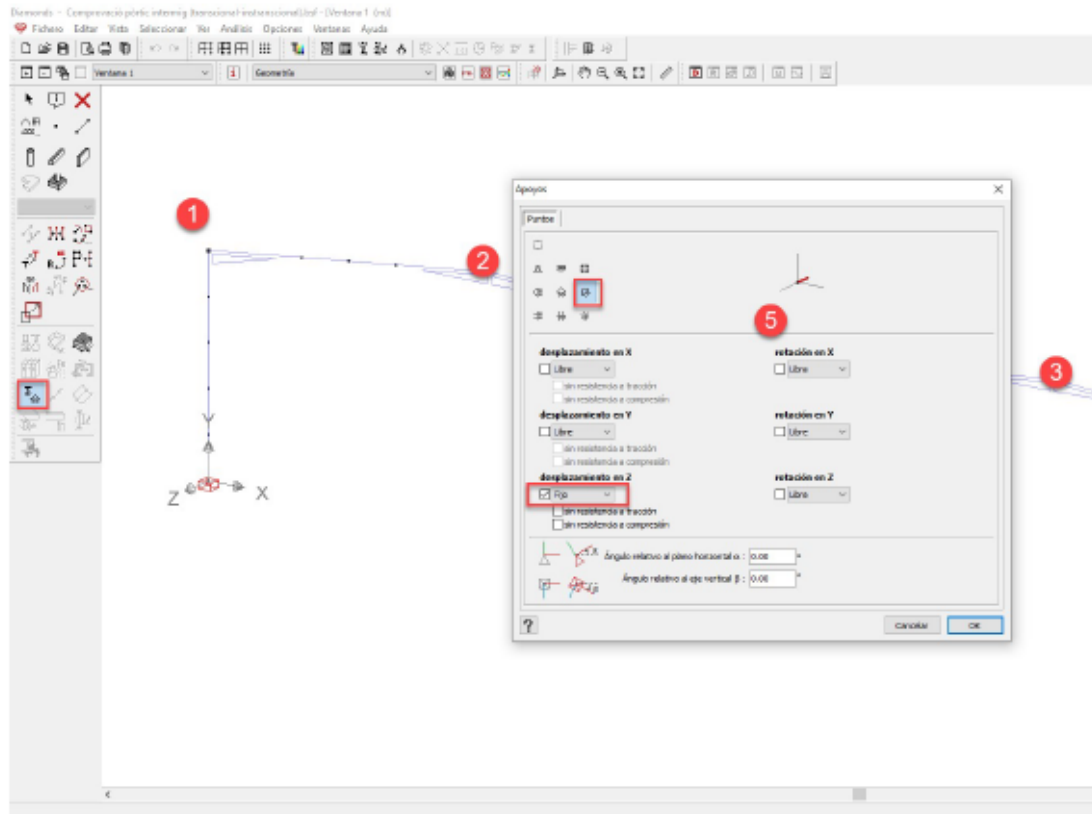
Saludos cordiales,

Grau

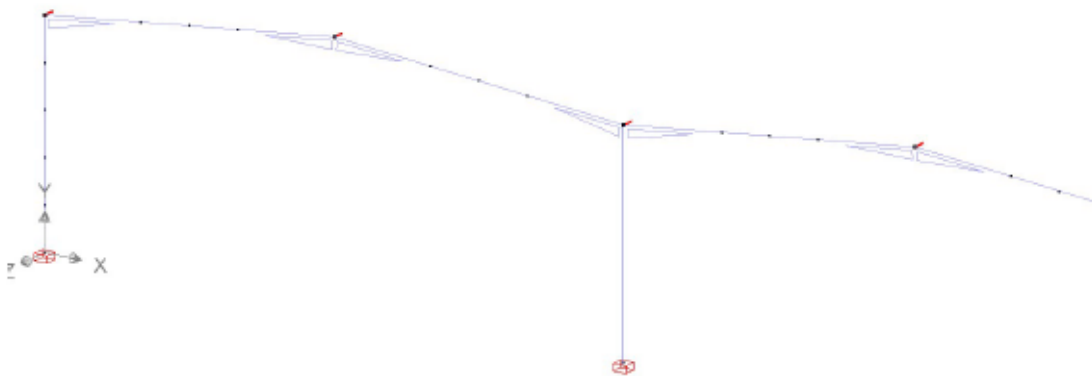
De: Soporte Cálculo Spain | Construsoft <soporte.calculo@construsoft.com>
Enviado el: martes, 19 de julio de 2022 12:51
Para: grausf1999@gmail.com; Soporte Cálculo Spain | Construsoft <soporte.calculo@construsoft.com>
Asunto: RE: PROBLEMAS CÁLCULO DE SEGUNDO ORDEN

Buenos días Grau,

El error se debe a que cuando realizas el cálculo en segundo orden, aparecen fuerza en el plano perpendicular al pórtico que estas considerando, al ocurrir esto, la estructura se desplaza ya que para el software es como un gran voladizo. Al estar simulando un pórtico en 2D, debe incluir apoyos en la parte de arriba de los pilares y en la cumbrera que restrinjan el desplazamiento perpendicular al pórtico con la siguiente herramienta:



Debe quedarte así:



Te dejo también un enlace donde explica el factor crítico global,

2

<https://support.buildsoft.eu/knowledge-base/what-is-the-global-buckling-factor/>

Cualquier duda lo comentamos,

Un saludo

Miguel Alquézar
Departamento de Análisis y Cálculo Estructural



Construsoft | Empresa especializada en software para la construcción
Oficina: +34 936 327 350 | Fax: +34 936 327 351 | skype: construsoft.malquezar@outlook.es
miguel.alquezar@construsoft.com | www.construsoft.es | Facebook | Twitter | YouTube

De: grausf1999@gmail.com <grausf1999@gmail.com>
Enviado el: Tuesday, July 19, 2022 11:30 AM
Para: Soporte Cálculo Spain | Construsoft <soporte.calculo@construsoft.com>
Asunto: RE: PROBLEMAS CÁLCULO DE SEGUNDO ORDEN

Hola Miguel,

Te adjunto a continuación el archivo.bsfc donde tengo el error. Tengo el mismo error en otro modelo de pòrtico, entendiendo que el problema será el mismo. Gracias de nuevo por la ayuda.

Saludos cordiales,

Grau

De: Soporte Cálculo Spain | Construsoft <soporte.calculo@construsoft.com>
Enviado el: martes, 19 de julio de 2022 10:51
Para: grausf1999@gmail.com
Asunto: RE: PROBLEMAS CÁLCULO DE SEGUNDO ORDEN

Buenos días Grau,

Encantado de saludarte, necesitaría que me envies el modelo para ver donde puede estar el error, con el archivo.bsfc sería suficiente,

Un saludo

Miguel Alquézar
Departamento de Análisis y Cálculo Estructural

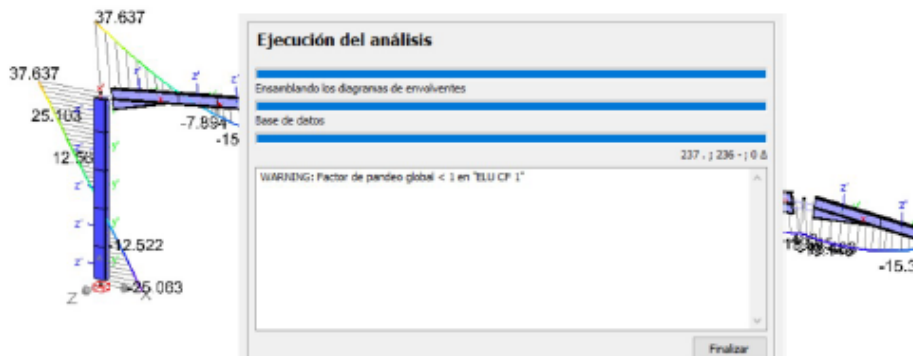


Construsoft | Empresa especializada en software para la construcción
Oficina: +34 936 327 350 | Fax: +34 936 327 351 | skype: construsoft.malquezar@outlook.es
miguel.alquezar@construsoft.com | www.construsoft.es | Facebook | Twitter | YouTube

De: grausf1999@gmail.com <grausf1999@gmail.com>
 Enviado el: martes, 19 de julio de 2022 8:35
 Para: Info Spain | Construsoft <info-spain@construsoft.com>
 Asunto: PROBLEMAS CÀLCULO DE SEGUNDO ORDEN

Hola,

Me llamo Grau y estoy haciendo mi trabajo final de grado sobre el dimensionado de una nave industrial. Estoy trabajando con el programa Diamonds de BuildSoft y me preguntava si me podríais ayudar con un problema que no sé encontrar la solución.



Tal y como aparece en la imagen de arriba, me aparece este error cuando hago el cálculo de segundo orden para la combinación de acciones siguiente, donde el viento es ascendente en todo momento:

Nombre		ELU CF 1
Tipo		
<input type="radio"/> Grupo de carga <input checked="" type="radio"/> ELU CF (estado límite último - combinación fundamental) <input type="radio"/> ELU CS (estado límite último - combinación sísmica) <input type="radio"/> ELU IN (estado límite último - incendio) <input type="radio"/> ELS CR (estado límite de servicio - combinación rara) <input type="radio"/> ELS CF (estado límite de servicio - combinación frecuente) <input type="radio"/> ELS CP (estado límite de servicio - combinación casi permanente)		
Coefficientes por caso de carga		
		ψ
Peso propio		1.00
Pes propi correptes		1.00
Pes propi coberta lleugera		1.00
sobrecarga H: cubiertas		0.00
nieve (H <= 1000m)		1.00
Viento		0.60

Como puedo solucionar el "WARNING", que me aparece en la primera imagen. Quiero justificar la intrasncionalidad del pórtico, comparando los momentos en segundo orden y primer orden.

Gracias por su atención,

Grau

C.2.3.2. Dubte Tekla

grausf1999@gmail.com

De: soporte.calculo@construsoft.com
Enviado el: martes, 26 de julio de 2022 10:14
Para: grausf1999@gmail.com
Asunto: T2207 1439 | Tu consulta ha sido resuelta
Datos adjuntos: Modelo Nave.rar
Estado de marca: Marcado

ConstrusoftExport S.L. T2207 1439

Tu consulta ha sido resuelta

Estimado/a GRAU SANCHEZ FERNANDEZ,

Hemos resuelto tu consulta (T2207 1439) relacionada con: RE: Grau Sánchez Fernández from UdG has submitted a contact form.

Respuesta:
Buenos días Grau:

Te comento que no hay limitaciones para enviar información respecto a las versiones estudiantiles, en principio debería mandar la nave que nos compartes. El muy probable que el error se deba a la actualización de las versiones de los software.
En este enlace puedes descargar la ultima version de BE <https://we.tl/t-GQvc46cPbV>

Hice la prueba con tu modelo y pude llevar a tekla sin inconvenientes.

Adjunto archivo db1 de tekla para que puedas abrir el modelo.

Espero la información te se útil.

Un saludo

Solicitud inicial:
Buenos días,

Sin ningún problema adjunto el documento Diamonds. Tambien dispongo del programa BIM Expert. Me preocupa que el problema sea que dispongo de muchos elementos en el documento Diamonds y con la licencia de estudiante de el Tekkla, no me deje pasar el archivo. Me seria de vital importància poder llegar a passar el documento al Tekkla, ya que tengo intención de sacar planos detallados de ahí.

Gràcies de antemano por la ayuda.

Saludos cordiales,

Grau

De: Soporte Cálculo Spain | Construsoft <soporte.calculo@construsoft.com>

Enviado el: jueves, 21 de julio de 2022 17:27

Para: grausf1999@gmail.com

Asunto: RE: Grau Sánchez Fernández from UdG has submitted a contact form

Buenos días Grau:

Somos el soporte tecnico de Diamonds en habla hispana.

Desde tekla nos enviaron tu consulta.

Tengo problemas a la hora de pasar un documento Diamonds BuildSoft a Tekla. Soy estudiante y tengo la licencia de estudiante. Necesitaria poder pasar los documentos para poder terminar mi trabajo final de grado

¿nos puedes enviar el archivo de diamonds para poder revisarlo?

¿Tienes instalado BIM Expert?, es la única manera en poder comunicar Diamonds con Tekla.

Quedamos atentos a tus comentarios.

Un saludo

Hipólito Ortiz

Departamento de Análisis y Cálculo Estructural

APRENDE DESDE CASA - CURSOS DISPONIBLES - CERTIFICATE



image001.jpg

Construsoft | Empresa especializada en software para la construcción

Oficina: +34 936 327 350 | Fax: +34 936 327 351 | skype: [construsoft.hipolito](https://www.skype.com/join/hipolito.ortiz)

hipolito.ortiz@construsoft.com | www.construsoft.es | [Facebook](#) | [Twitter](#) | [YouTube](#)

De: Marketing Spain | Construsoft <marketing-es@construsoft.com>

Enviado el: martes, 12 de julio de 2022 18:57

Para: Soporte Cálculo Spain | Construsoft <soporte.calculo@construsoft.com>

Asunto: RV: Grau Sánchez Fernández from UdG has submitted a contact form

De: Info | Construsoft <info@construsoft.com>
Enviado el: lunes, 11 de julio de 2022 10:42 a. m.
Para: Marketing Spain | Construsoft <marketing-es@construsoft.com>
Asunto: FW: Grau Sánchez Fernández from UdG has submitted a contact form

Van: Trimble Solutions <tekla@buildings.trimble.com>
Verzonden: zondag 10 juli 2022 10:30
Aan: Info | Construsoft <info@construsoft.com>
Onderwerp: Grau Sánchez Fernández from UdG has submitted a contact form



[View as Webpage](#)

Contact Form Fill - Product Information

You have received this notification because someone has submitted a contact form on tekla.com. Below is the information submitted and some additional instructions.

Lead/Contact Information

Name: Grau Sánchez Fernández
Email: grausf1999@gmail.com
Phone Number: 665345306
Company: UdG
Country: Spain

Product Interest: Not Provided

Comment: Tengo problemas a la hora de pasar un documento Diamonds BuildSoft a Tekla. Soy estudiante y tengo la licencia de estudiante. Necesitaria poder pasar los documentos para poder terminar mi trabajo final de grado

Lead Score: 0 (100+ qualify for MQL)
Last Interesting Moment: Not Provided

Follow up instructions

Reach out to the person who made the request or, depending on the reason of contact, forward it to a colleague.

Please note that this email might have been sent to a group email address - make sure that one of you follow up on the request.

©2022 Trimble Solutions All Rights Reserved
[Privacy Notice](#) | [Terms & Conditions](#)
Trimble Solutions
Hatsinanpuisto 8, 02600 Espoo, Finland

Si tienes alguna pregunta relacionada con esta consulta, no dudes en ponerte en contacto con nosotros. Salvo otras noticias, tu consulta será cerrada en un plazo de 7 días.

Saludos cordiales,

Hipólito Ortiz Canto
Technical Support

soporte.calculo@construsoft.com



Más información:
[\[RELEASE TEKLA\]](#) [\[ÁREA CLIENTES\]](#) [\[TEKLA TIPS\]](#) [\[TEKLA PARA TODOS\]](#)

ConstrusoftExport S.L. - ES +34 936 327 350 | CH +56 (2) 2307 0420 | CO +57 (1) 481 3776 | PE +511 466 6034 - construsoft.es

C.2.3. Ajuntament Avinyonet de Puigventós

grausf1999@gmail.com

De: Serveis Tècnics Avinyonet <tecnic@avinyonetdepuigventos.cat>
Enviado el: lunes, 24 de octubre de 2022 9:59
Para: grausf1999@gmail.com
Asunto: RE: CONSULTA TFG

Bon dia

Si entres dins el RPUC a Avinyonet tenim NNSS. La Timba és clau5 industrial.

T'aconsello que escullis un sòl en un altre municipi. La Timba està pendent de recepcionar per part de l'Ajuntament sotmesa a un projecte de reurbanització que haurien d'assumir els propietaris de les naus, assimilable a sòl urbà no consolidat.

Hauries d'escollir un municipi amb PGOU i sòl urbà.

Teòricament no podem atorgar llicències d'obres de nova construcció.



Roser Masó Guiset
Serveis Tècnics Municipals-urbanisme
Ajuntament
Avinyonet de Puigventós
972547069

De: grausf1999@gmail.com <grausf1999@gmail.com>
Enviado el: domingo, 23 de octubre de 2022 11:09
Para: tecnic@avinyonetdepuigventos.cat
Asunto: CONSULTA TFG

Bon dia,

Em dic Grau i soc un estudiant d'últim any de carrera del Grau en Enginyeria Mecànica. Estic realitzant el treball final de grau sobre el disseny i el dimensionament d'una nau industrial i he escollit com a sòl per a construir, hipotèticament, un terreny sense edificar en el polígon industrial de La Timba. Tot i que no he utilitzat cap ordenança municipal ni he mirat cap norma ni article que hagués de tenir en compte, ja que m'he centrat en el càlcul i no tant en el procés per edificar com a tal, sí que m'agradaria conèixer quines ordenances o normatives hauria de fer cas. Únicament he vist que segons el RPUC, en el mapa urbanístic de Catalunya, en el terreny que em pertoca s'ha de fer ús de el PLA DIRECTOR URBANÍSTIC DEL SISTEMA URBÀ DE FIGUERES (PDUSUF).

Gràcies per la vostra atenció i espero resposta.

Salutacions cordials,

Grau

PD: La referència cadastral de la parcel·la que he escollit és la següent, 3969101DG9736N0000TA. Per orientar una mica més, es el terreny després de l'empresa "Okm Química Ortopédica", situada a la Ctra.N-260, Km 41, 17742 a Avinyonet de Puigventós, Girona.