

Resum

El present projecte té com a objectiu el disseny, el càlcul i la delineació de l'estructura i la fonamentació d'una nau industrial situada al Polígon Industrial de Sant Pere Molanta i que, sense activitat industrial assignada, es destinarà al lloguer.

Partint de la definició dels criteris generals de disseny, s'estableixen les principals característiques de l'estructura. La nau industrial està constituïda per 10 pòrtics metàl·lics amb encavallada de perfils tubulars i dos pòrtics de tancament als dos extrems. Dins de la nau s'hi situa una zona d'oficines on s'hi desenvoluparan les tasques administratives. Aquesta zona consta de planta baixa, planta pis i coberta i s'ha resolt mitjançant forjats de plaques alveolars recolzades sobre una estructura metàl·lica.

Es presenten els models de càlcul, tant de la nau industrial com de la zona d'oficines, així com també els resultats obtinguts, que es verifiquen seguint el que dicta el *Código Técnico de la Edificación (CTE)*.

El càlcul de les principals unions entre els elements de l'estructura s'efectua basant-se en el *CTE-DB Seguridad Estructural-Acero [3]*. Els fonaments de tot el conjunt de la nau es resolen mitjançant sabates aïllades, calculades amb la *Instrucció EHE-08 [5]* i el *CTE-DB Seguridad Estructural- Cimientos [4]*.

Aprofitant que es tracta d'una nau d'estructura metàl·lica constituïda per pòrtics amb encavallada, i que és necessari saber les longituds de vinclament de cada element per a poder fer el càlcul de verificació dels Estats Límits Últims, s'han realitzat paral·lelament dos estudis: el primer consisteix en la descripció i utilització de diferents mètodes per determinar la longitud de vinclament fora del pla del cordó inferior de l'encavallada quan no està arriostrada lateralment; el segon estima les longituds de vinclament de tots els membres que formen l'encavallada mitjançant el mètode dels elements finits per tal de fer una comparació amb els valors que proporciona el *Código Técnico de la Edificación DB-SE-Acero [3]*.

Es dóna especial importància als resultats del primer estudi ja que la longitud de vinclament fora del pla del cordó inferior és força diferent segons quin sigui el mètode que s'utilitza per calcular-la; per tant, el fet d'utilitzar un valor o un altre repercuteix directament en el disseny, el càlcul i la posterior verificació de la nau industrial, així com també en el muntatge i cost total de la nau.





Sumari

RESUM	1
SUMARI	3
1. GLOSSARI	7
2. INTRODUCCIÓ	8
2.1. Objectius del projecte.....	8
2.2. Abast del projecte.....	8
2.3. Normativa d'aplicació	9
3. DESCRIPCIÓ URBANÍSTICA	10
3.1. Emplaçament de la nau industrial.....	10
3.2. Descripció de l'activitat.....	10
3.3. Normativa municipal.....	11
4. DESCRIPCIÓ DEL SISTEMA ESTRUCTURAL ADOPTAT	13
4.1. Criteris generals de disseny.....	13
4.1.1. Material	13
4.1.2. Tipologia estructural	14
4.1.3. Perfils estructurals	14
4.2. Estructura	15
4.2.1. Definició general	15
4.2.2. Pòrtics	15
4.2.3. Arriostraments	17
4.2.4. Coberta i façana	18
4.2.5. Zona oficines.....	19
4.3. Fonamentació	19
5. ACCIONS	20
5.1. Accions permanents.....	20
5.1.1. Pes propi.....	20
5.2. Accions variables	21
5.2.1. Sobrecàrrega d'ús	21
5.2.2. Vent.....	21
5.2.3. Neu.....	26
5.2.4. Accions tèrmiques	27
5.3. Accions accidentals.....	28



5.3.1.	Sisme.....	28
5.3.2.	Incendi.....	29
6.	COMBINACIONS D'ACCIONS	30
6.1.	Coeficients parcials de seguretat (γ).....	30
6.2.	Coeficients de simultaneïtat (Ψ).....	30
6.3.	Capacitat portant.....	31
6.3.1.	Combinació d'accions persistents o transitòries.....	31
6.4.	Aptitud al servei.....	32
6.4.1.	Combinació d'accions de llarga duració.....	32
6.4.2.	Combinació d'accions de curta duració reversibles.....	32
6.4.3.	Combinació d'accions de curta duració irreversibles.....	32
6.5.	Resum de les combinacions d'accions.....	33
6.5.1.	Per la verificació de la capacitat portant.....	33
6.5.2.	Per la verificació de l'aptitud al servei.....	33
7.	MATERIALS	35
7.1.	Acer laminat.....	35
7.1.1.	Característiques mecàniques.....	35
7.1.2.	Coeficients parcials de seguretat.....	36
7.1.3.	Resistència de càlcul.....	36
7.1.4.	Resistència al foc.....	36
7.2.	Formigó.....	37
7.2.1.	Tipificació.....	37
7.2.2.	Adequació del material.....	37
7.2.3.	Resistència de càlcul.....	37
7.3.	Acer corrugat.....	37
7.3.1.	Tipificació.....	37
7.3.2.	Classe d'exposició.....	37
7.3.3.	Adequació del material.....	38
7.3.4.	Resistència de càlcul.....	38
8.	DESCRIPCIÓ DELS SISTEMA DE CàLCUL UTILITZAT	39
9.	LONGITUDS DE VINCLAMENT DE LES BARRES	40
9.1.	Pilars.....	40
9.1.1.	Pilars dels pòrtics tipus.....	41
9.1.2.	Pilars dels pòrtics extrems.....	43
9.2.	Encavallada.....	44
9.2.1.	Cordó superior.....	45



9.2.2.	Cordó inferior	45
9.2.3.	Muntants i diagonals.....	46
9.3.	Bigues del pòrtic extrem.....	47
10.	VERIFICACIÓ DELS ESTATS LÍMITS ÚLTIMS (ELU)	48
11.	VERIFICACIÓ DELS ESTATS LÍMITS DE SERVEI (ELS)	49
11.1.	Fletxes	49
11.1.1.	Estructura metàl·lica principal de la nau industrial.....	49
11.1.2.	Zona d'oficines.....	50
11.2.	Desplaçaments horitzontals.....	50
12.	UNIONS	52
12.1.	Bases de pilars.....	52
12.2.	Unió dels membres de l'encavallada	54
12.2.1.	Unions soldades: nusos en N i nusos en K	54
12.2.2.	Unions cargolades: continuïtat de les barres.....	54
12.3.	Unions biga-pilar dels pòrtics extrems	55
12.4.	Unió encavallada-pilar.....	56
12.5.	Unions a zona d'oficines	57
13.	FONAMENTACIÓ	60
13.1.	Dades del terreny.....	60
13.2.	Dimensionament de la fonamentació	61
13.2.1.	Coeficients parcials de seguretat	62
13.2.2.	Comprovació de resistència del terreny.....	62
13.2.3.	Comprovació de no bolcada	63
13.2.4.	Comprovació de no lliscament	63
13.3.	Armat de les sabates	64
13.4.	Dimensionat i armat de les riostres.....	65
14.	ESTUDI DE LA LONGITUD DE VINCLAMENT FORA DEL PLA DEL CORDÓ INFERIOR DE L'ENCAVALLADA	66
14.1.	Introducció.....	66
14.2.	Codi Tècnic (CTE-DB-SE-A).....	67
14.3.	Monogràfic 4 (CIDECT)	68
14.3.1.	Primer mètode	69
14.3.2.	Segon mètode	72
14.4.	Anàlisi mitjançant el mètode dels elements finits	74
14.4.1.	Model: El pòrtic amb totes les corretges.....	75



14.5. Resum, comparacions i conclusions de l'estudi.....	79
14.5.1. Resum i valoració dels resultats	79
14.5.2. Comparació dels resultats en PowerFrame	80
14.5.3. Conclusions de l'estudi	80
15. ESTUDI DE LES LONGITUDS DE VINCLAMENT DELS MEMBRES DE L'ENCAVALLADA MITJANÇANT EL MÈTODE DELS ELEMENTS FINITS	82
15.1. Introducció.....	82
15.2. Longituds de vinclament dins del pla.....	83
15.2.1. Resum dels resultats.....	83
15.3. Longituds de vinclament fora del pla	84
15.3.1. Resum dels resultats.....	85
15.4. Valoració dels resultats	85
16. ESTUDI DE L'IMPACTE AMBIENTAL	88
16.1. Introducció.....	88
16.2. Anàlisi de l'acer en el pla mediambiental.....	88
17. PRESSUPOST	90
CONCLUSIONS	91
AGRAÏMENTS	93
BIBLIOGRAFIA	95
Referències bibliogràfiques	95
Programes informàtics.....	96
Bibliografia complementària	96
ANNEX A: ESTUDI DE LA LONGITUD DE VINCLAMENT FORA DEL PLA DEL CORDÓ INFERIOR DE L'ENCAVALLADA	
ANNEX B: ESTUDI DE LES LONGITUDS DE VINCLAMENT DELS MEMBRES DE L'ENCAVALLADA MITJANÇANT EL MÈTODE DELS ELEMENTS FINITS	
ANNEX C: MODELS DE CàLCUL	
ANNEX D: UNIONS	
ANNEX E: FONAMENTACIÓ	
ANNEX F: PLÀNOLS	



1. Glossari

Els símbols utilitzats són els de les normatives consultades. S'utilitzen les unitats del Sistema Internacional (S.I.), que tot seguit es mostra la seva equivalència al sistema tradicional (Taula 1.1):

CONCEPTE	SISTEMA TRADICIONAL	SISTEMA INTERNACIONAL
Acció puntual	1 t	10 kN
Acció per unitat de longitud	1 t/m	10 kN/m
Acció per unitat de superfície	1 t/m ²	10 kN/m ²
Pes específic	1 t/m ³	10 kN/m ³
Força, Axil, Tallant	1 t	10 kN
Moment flector	1 m·t	10 kN·m
Tensió	1kg/cm ²	100kN/m ²
Resistència, mòdul elàstic	1kg/cm ²	0,1N/mm ²

Taula 1.1 Equivalència d'unitats

Els acrònims utilitzats en aquest projecte són els següents:

- ICT: Instituto para la Construcción Tubular
- CIDECT: Comitè Internacional pel Desenvolupament i l'Estudi de les Construccions Tubulars
- CTE: Código Técnico de la Edificación
- ELU: Estats Límits Últims
- ELS: Estats Límits de Servei



2. Introducció

2.1. Objectius del projecte

L'objectiu d'aquest projecte és dissenyar, calcular i delinear l'estructura i la fonamentació d'una nau industrial situada al Polígon Industrial de Sant Pere Molanta i que estarà destinada a ser llogada per empreses. La nau estarà formada per pòrtics d'estructura metàl·lica amb encavallada i contindrà també una zona d'oficines de planta baixa i planta primera.

Aprofitant la tipologia estructural utilitzada a la nau, es vol realitzar un estudi on, mitjançant l'aplicació de diversos mètodes, es determinarà la longitud de vinclament del cordó inferior de l'encavallada quan no està lateralment arriostrada. Les conclusions extretes de l'estudi s'aprofitaran per a realitzar el càlcul de la nau.

2.2. Abast del projecte

El projecte s'inicia amb la normativa urbanística de l'emplaçament, i a partir d'aquesta es defineix a grans trets la nau industrial: dimensions, alçada, tipologia estructural, material, etc.

Es calculen les accions que actuaran sobre la nau i es combinen entre elles per a obtenir les diverses situacions reals que podrien ocórrer. Es defineixen les característiques dels materials que s'utilitzaran, tant per l'estructura com per la fonamentació.

Es calculen les longituds de vinclament de tots els elements de la nau ja que són necessàries, posteriorment, per a verificar el funcionament de l'estructura. Part d'aquest càlcul va relacionat amb els resultats obtinguts de l'estudi de la longitud de vinclament fora del pla del cordó inferior, que també s'inclou en el projecte. A més, partint d'aquest últim estudi se'n realitza un altre on mitjançant mètodes d'elements finits es calculen les longituds de vinclament de tots els membres de l'encavallada.

Tot seguit, es dimensionen els diferents elements estructurals i es verifica que l'estructura sigui, per una banda, estable i resistent, i per l'altra, apta per al servei. Es calculen les principals unions dels diferents elements, verificant manualment algunes d'elles. Es dimensiona i es calcula la fonamentació de la nau.

S'estudia l'impacte ambiental que suposa el projecte i es realitza també el seu el pressupost.

Finalment es delineen els plànols que mostren la solució gràfica de com s'ha resolt l'estructura, la fonamentació i les unions.



2.3. Normativa d'aplicació

La normativa que s'ha utilitzat per a realitzar el projecte és la següent:

- Código Técnico de la Edificación Documento Básico Seguridad Estructural (DB-SE) **[1]**
- Código Técnico de la Edificación Documento Básico Seguridad Estructural Acciones en la Edificación (DB-SE-AE) **[2]**
- Código Técnico de la Edificación Documento Básico Seguridad Estructural Acero (DB-SE-A) **[3]**
- Código Técnico de la Edificación Documento Básico Seguridad Estructural Cimientos (DB-SE-C) **[4]**
- Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08) **[5]**
- Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación **[6]**
- Reglamento de Seguridad Contra Incendios en los Establecimientos Industriales (RSCIEI) **[7]**



3. Descripció urbanística

3.1. Emplaçament de la nau industrial

La nau industrial objecte d'aquest projecte estarà ubicada al Polígon Industrial de Sant Pere Molanta que pertany al Terme Municipal d'Olèrdola, comarca de l'Alt Penedès. La parcel·la escollida és aproximadament rectangular i de dimensions 50m x 90m, fent un total de 4500m². La parcel·la està situada a l'Avinguda de la Mare de Déu de Montserrat cantonada amb l'Avinguda del Canigó, per tant, delimita amb aquests dos carrers i amb dues parcel·les veïnes. A la Fig. 3.1 s'observa una vista aèria de la zona i s'assenyala en color vermell el solar escollit per l'emplaçament de la nau.



Fig. 3.1 Vista aèria del solar

3.2. Descripció de l'activitat

La nau industrial que es projecta està destinada a ser llogada per empreses amb activitat industrial. Tot i el fet de no tenir una activitat concreta i, per tant, no saber el procés industrial que es durà a terme dins de la nau, si és que n'hi ha un, o bé si servirà de magatzem, en el seu disseny es prioritzarà el fet d'optimitzar i distribuir els espais. L'ús de la nau ve limitat per la resistència al foc a la qual es dimensiona. A l'apartat 5.3.2 s'explica el criteri adoptat.



3.3. Normativa municipal

Segons el *Pla d'Ordenació Urbanística d'Olèrdola* [7], títol cinquè "Regulació del Sòl Urbà" secció setena, la parcel·la està classificada com a zona industrial. L'article 194 comprèn les condicions d'urbanització que ha de complir la nau industrial. Aquestes condicions són les següents:

- Tipus d'ordenació: aïllada a l'interior de la parcel·la amb possibilitat d'edificis agrupats mantenint l'edificabilitat prevista.
- Índex d'edificabilitat neta màxim: $1\text{m}^2\text{st}/\text{m}^2\text{s}$.
- Ocupació màxima de la parcel·la: 50%. Això implica que la superfície màxima de la nau serà de 2250m^2 .
- Parcel·la mínima: 2000m^2 . Ja es compleix perquè les dimensions de la parcel·la escollida són majors
- Façana mínima: 30m.
- Alçada reguladora màxima: 15m.
- Distància mínima de l'edificació als límits de la parcel·la:

A vial: 10m

A altres límits: 5m per parcel·les $< 2000\text{m}^2$

7m per parcel·les entre 2000 i 5000m^2

10m per parcel·les $> 5000\text{m}^2$

L'edificació limita per dues bandes a vial, en una tercera banda a una parcel·la superior a 5000m^2 i per últim limita a una parcel·la entre 2000 i 5000m^2 .

Respectant totes les condicions esmentades anteriorment s'obté la zona edificable de la parcel·la i finalment s'escullen les dimensions de la nau industrial que es projectarà. La superfície edificable és de $33 \times 70\text{m}$ i la nau industrial tindrà les dimensions de $27 \times 66\text{m}$.

En el plànol E-01 de l'annex F es pot veure esquemàticament el solar escollit, la zona edificable i, finalment, la ubicació de la nau i de la zona d'oficines.



Tot seguit a la Taula 3.1 es presenta un resum on es contraposen les condicions de la normativa urbanística del polígon industrial amb les característiques de la nau industrial a projectar:

PARÀMETRE	PLA URBANÍSTIC	PROJECTE
Ordenació	Aïllada	Aïllada
Edificabilitat	Màx. 1m ² st/m ² s	0,432 m ² st/m ² s
Ocupació parcel·la	Màx. 50%	39,6%
Parcel·la	Mín. 2000m ²	4500m ²
Façana	Mín. 30m	66m
Alçada	Màx. 15m	9,7m

Taula 3.1 Paràmetres urbanístics



4. Descripció del sistema estructural adoptat

4.1. Criteris generals de disseny

4.1.1. Material

Primerament cal decidir quin material serà el més adequat per a la nau ja que influeix a l'hora de dissenyar-la. S'ha optat per una nau industrial d'estructura metàl·lica ja que l'acer presenta grans avantatges en les seves propietats. Tot seguit s'esmenten els més importants:

- Alta resistència: és un material que té una gran resistència per unitat de pes, ja que els elements que formen l'estructura poden ser de secció menor que en el cas del formigó, ocupant menys espai. Les estructures d'acer són, en general, més lleugeres que les realitzades per altres materials. Permet, per tant, disposar de gran espais diàfans i edificacions de gran alçada, característica que el fa important en construccions de gran envergadura, com són les naus industrials.
- Ductilitat: és la propietat que té l'acer de suportar grans deformacions sense fallar sota alts esforços de tensió.
- Tenacitat: permet absorbir energia en grans quantitats.
- Durabilitat: l'acer té gran durabilitat si el manteniment de l'estructura és l'adequat.
- Reutilització: l'estructura metàl·lica pot ser desmuntada i posteriorment utilitzada en nous usos o ser reaprofitada amb un fàcil reciclatge.

Altres característiques importants de l'acer com a material de construcció és el fet de disposar al mercat de peces estàndard que optimitzen la forma de la secció per tal que l'acer treballi al màxim. La possibilitat de prefabricació, és a dir, de poder preparar l'estructura metàl·lica a taller (soldadures, forats, etc), es tradueix en elements que arriben a obra pràcticament elaborats, necessitant un mínim d'operacions per ésser acabats. Aquest aspecte millora la qualitat i seguretat de les estructures. I finalment, la rapidesa de muntatge redueix notablement els terminis de construcció, fet que dona qualitat i reducció de costos.



4.1.2. Tipologia estructural

En segon terme cal escollir la tipologia estructural que s'utilitzarà per dissenyar la nau industrial. El pòrtic és el sistema estructural més utilitzat per a edificacions d'una sola planta, com és el cas de les naus industrials, degut a la repercussió econòmica que té la seva facilitat de muntatge. El pòrtic està constituït per un dintell recolzat sobre dos pilars. En el cas que s'està tractant, tal com s'ha vist anteriorment, es disposa d'una zona edificable força gran. Aleshores, com que es vol obtenir un espai diàfan sense pilars al mig de la nau, s'hauran de salvar grans llums entre pilars.

Per tal de decidir si el dintell estarà constituït per una biga o bé per una gelosia s'ha procedit a fer un tanteig de les solucions que s'obtidrien en el cas de tenir una llum de 25m entre pilars, i així escollir la solució més òptima. El resultat ha estat que, en el cas de col·locar un perfil metàl·lic com a dintell del pòrtic, s'haurien de col·locar perfils IPE 450 per tal de tenir una secció resistent als esforços que actuen sobre l'estructura. Tot i així, amb un perfil d'aquestes dimensions caldria vigilar el vinclament de la peça, ja que amb llums tan grans pot donar problemes. A més, amb aquesta disposició dels perfils s'hauria d'afegir un tirant que unís de punta a punta el dintell per tal de poder minvar les deformacions que es produirien.

En canvi, si com a dintell es col·loca una biga en gelosia, s'obté un sistema més estable, que no presenta tants problemes de deformacions. Es podria pensar que un dels inconvenients és l'espai que ocupa la biga en gelosia, però es veu reduït ja que s'ha vist que perquè pugui funcionar el primer sistema s'ha de col·locar un tirant o similar que uneixi el dintell i, per tant, també inhabilita un cert espai. A més, una de les raons importants que fa decantar per escollir un dintell en gelosia és el fet de la diferència de pesos que presenten ambdós pòrtics: el sistema amb biga pesa gairebé el doble que el sistema amb gelosia i, per tant, això es tradueix en un augment del cost.

Per tant, es decideix utilitzar el pòrtic amb gelosia com a pòrtic tipus de la nau ja que, en primer lloc, és la solució més econòmica i, en segon lloc, constitueix una tipologia estructural diàfana i lleugera, al no ser una estructura massissa, i a més, els seus elements treballen bàsicament a tracció i compressió.

4.1.3. Perfils estructurals

Per a l'encavallada, s'utilitzaran perfils tubulars ja que són els que s'adeqüen millor al comportament de càrrega en una gelosia. Els perfils tubulars són ideals per a elements sotmesos a esforços de compressió ja que tenen gran resistència al vinclament. Les gelosies en perfils tubulars són lleugeres, resistents i de gran estabilitat, fet que facilita la manipulació i



el transport. A més, els perfils tubulars permeten realitzar unions directes sense necessitat de carteres i aporten a la gelosia un apreciable valor estètic.

Per a la resta de barres de l'estructura s'utilitzaran perfils laminats en calent estàndards existents al mercat, com són els IPE, HEB, etc.

Per a les corretges de coberta s'empraran perfils oberts tipus Z i per a les corretges de façana s'utilitzaran perfils oberts en C. Aquests perfils són adients ja que tenen poc pes i són resistents a la flexió.

Per últim, els arriostaments seran tirants de diferents diàmetres.

4.2. Estructura

4.2.1. Definició general

Es projecta una nau industrial de tipus aïllat que inclou una zona d'oficines.

Les dimensions de la nau, tal com ja s'ha esmentat, seran de 27 x 66m. Estarà situada centrada a la zona edificable, quedant suficient espai als laterals per la circulació de cotxes i camions.

A un extrem de la nau, concretament en el centre de la façana frontal sud, s'hi situa la zona d'oficines on s'hi desenvoluparan les tasques administratives.

4.2.2. Pòrtics

Es disposen 12 pòrtics translacionals d'unions rígides, separats entre ells 6m, que salven una llum de 27m. Tots els pòrtics són iguals (anomenats a partir d'ara pòrtics tipus) excepte els dos dels extrems que, al no tenir les mateixes sol·licitacions, tenen disposicions i perfils diferents. El fet que s'aprofiti gairebé tota la zona edificable de la parcel·la fa que no es projecti la nau pensant en possibles ampliacions futures.

Els pòrtics són hiperestàtics, de manera que els pilars estan encastats a la base i, per tant, es transmeten els esforços i moments als fonaments. D'aquesta manera, s'evita que els nusos estiguin massa sol·licitats.

El pòrtic tipus està format per dos pilars de 7m d'alçada que sustenten l'encavallada. Aquesta és del tipus Pratt ja que és un tipus adequat per a llums moderades, tal com s'esmenta en el clàssic llibre *La estructura metálica hoy (Tomo 1)* [13]. L'avantatge principal d'aquest tipus d'encavallada és que les diagonals, que són les barres més llargues, estan



sol·licitades, en la majoria de les situacions, a tracció (i per tant, en aquestes situacions no hi ha risc de vinclament), mentre que els muntats, que són més curts, ho estan a compressió.

Els cordons no seran paral·lels entre sí ja que es vol que la coberta sigui inclinada i a dues aigües. Per aquest motiu, el cordó inferior serà horitzontal, mentre que el cordó superior estarà format per dos perfils inclinats uns 6° respecte la horitzontal. Aquests dos perfils s'uniran en el centre de la distància entre pilars formant, així, el carener. Pel que fa a les triangulacions de l'encavallada, s'ha respectat la recomanació del llibre *La estructura metálica hoy (Tomo 1)* [13] de mantenir la inclinació de les diagonals respecte dels cordons entre 30° i 60° per tal de facilitar l'execució de l'estructura. El cantell resultant de l'encavallada varia entre 1,3m als extrems i 2,7m al centre, passant per sis triangulacions a cada banda de 2,25m cadascuna. L'alçada lliure que queda sota de cada pòrtic és de 7m i, al no haver-hi pilars interiors, queda una nau amb un gran espai lliure sense obstacles per tal de poder implantar qualsevol procés productiu amb facilitat. A més, entre pòrtics hi ha una distància de 6m amb una alçada lliure de fins a 9,7m.

Tal i com s'ha esmentat anteriorment, l'encavallada es projecta amb perfils tubulars, tots ells quadrats, mentre que els pilars són de tipus HEB. A la següent figura (Fig. 4.1) es pot veure una representació esquemàtica del pòrtic tipus de la nau.

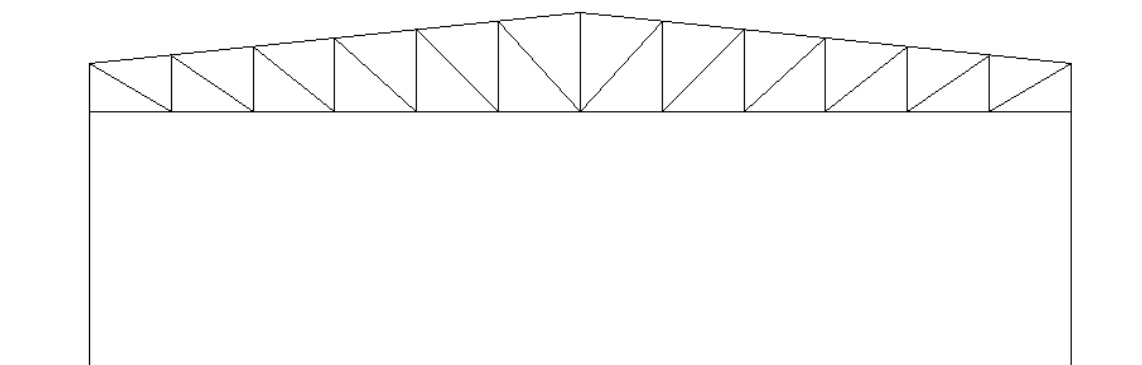


Fig. 4.1 Pòrtic tipus

Els pòrtics de tancament són diferents ja que tenen diverses peculiaritats. A l'estar situats en els extrems de la nau, no estan tant sol·licitats per les accions que recauen sobre la coberta (ja que aguanten la meitat de càrrega que els pòrtics tipus), sinó que reben principalment les càrregues del vent, sobretot el frontal. Per tal de fer front a l'empenta del vent sobre les parets frontals s'incorporen tres pilars hastials, quedant un pòrtic amb 5 pilars separats 6,75m. A l'existir aquests pilars, es pot prescindir de l'encavallada i, al seu lloc, incorporar-hi una biga dintell del tipus IPE unida d'un pilar a l'altre. Tots els cinc pilars seran també perfils



HEB i pugen fins al pla de coberta coincidint amb els punts d'unió dels arriostraments a contravent en sentit longitudinal a la nau.

A la figura de continuació (Fig. 4.2) es pot veure una representació esquemàtica dels pòrtics extrems de la nau.

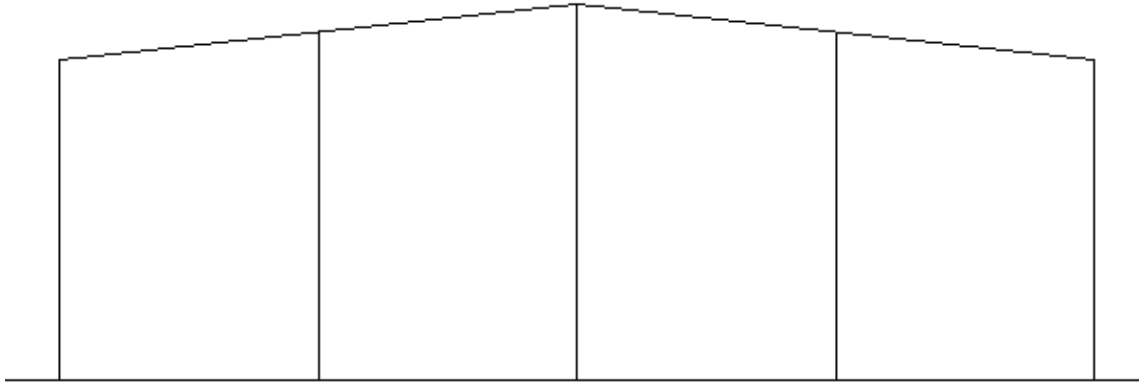


Fig. 4.2 Pòrtic extrem

4.2.3. Arriostraments

Els arriostraments de coberta i de façana són els elements que donen estabilitat a l'estructura en front de les accions horitzontals. Per tal de garantir aquesta estabilitat, minimitzar els desploms horitzontals al màxim i poder transmetre les càrregues cap als pilars, es col·loquen arriostraments en tres plans de la nau: a les façanes longitudinals, a les façanes transversals i a la coberta. El sistema d'arriostrament utilitzat seran tirants de diferents diàmetres en forma de creus de Sant Andreu.

Els arriostraments de coberta es col·loquen als extrems de la nau, entre primer i segon pòrtic i, entre l'últim i el penúltim. Les creus es col·loquen cada tres corretges, quedant un total de 4 creus a cada punta de la nau. Tots els arriostraments coincideixen en un extrem amb un dels pilars de les façanes transversals. D'aquesta manera, els esforços de tracció a causa de l'acció del vent es poden transmetre directament cap a ells.

Els arriostraments de façana també es col·loquen als extrems de la nau. Se'n col·loquen dos a cada extrem de les quatre façanes, fent un total de vuit. Aquests estan sol·licitats quan actua el vent, tan sigui lateral com frontal. La seva finalitat és evitar, en la mesura que sigui possible, el desplaçament horitzontal de la nau, tant en el sentit dels pòrtics com en el perpendicular.



4.2.4. Coberta i façana

La coberta és a dues aigües, lleugera i no transitable ja que serà accessible únicament per a manteniment. Aquesta es col·loca sobre les corretges de coberta que són contínues en el sentit longitudinal de la nau. Les corretges estan disposades cada 2,26m, fent coincidir el punt de recolzament sobre el cordó superior amb els punts d'unió de muntants i diagonals amb aquest. El pendent de la coberta és del 10% (aproximadament una inclinació de 6°) per tal de no tenir problemes d'acumulació d'aigua quan plougui.

Les façanes de 27m s'anomenaran façanes frontals, mentre que les de 66m s'anomenaran longitudinals. La façana frontal més propera al vial (façana nord) té dues portes basculants, cadascuna situada entre dos pilars hastials. Seran per l'entrada i sortida de camions, amb la comoditat que aquests sortiran directament cap al vial. A l'altra façana frontal (cantó sud) s'hi situa una porta petita que servirà per l'entrada a la zona administrativa. A les façanes longitudinals s'hi situen dues portes per a l'entrada i sortida de personal i dues més que seran les sortides d'emergència en cas d'incendi.

Els tancaments de coberta i de façana són panells sandwich in situ que es col·locaran agafats a les corretges de coberta i de façana. Aquests panells estan constituïts per dues xapes d'acer galvanitzat amb un aïllament tèrmic i acústic entre les dues xapes. Formen un conjunt solidari que dóna elasticitat als tancaments, fet important a valorar ja que quan es produeixen desplaçaments de l'estructura els panells són eficaços a la flexió i no es malmeten. El tancament de coberta es projecta amb claraboies per tal d'aprofitar la claror externa.

La xapa d'acer galvanitzat escollida que forma part del tancament de coberta és el perfil ACL-44C amb 0,75mm de gruix de la casa ACIEROID.

La xapa d'acer galvanitzat escollida que forma part del tancament façana és el perfil ACL-44 amb 0,7mm de gruix de la casa ACIEROID.

Per escollir-les s'ha tingut en compte que resisteixin la força de vent que impactarà sobre les façanes i les cobertes.

Finalment, al voltant de la nau s'hi col·loca un muret d'un metre d'alçada fet de blocs de formigó. D'aquesta manera el pannel de façana no arribarà fins al terra sinó que s'acabarà sobre aquest muret. Així, la part inferior de la façana formada per blocs de formigó serà més resistent en cas de patir algun cop.



4.2.5. Zona oficines

La zona d'oficines consta de planta baixa, planta primera i coberta amb 81m² a cada planta. Al ser un espai bastant reduït, s'ha projectat tenint en compte de satisfer les necessitats bàsiques que pugui necessitar el llogater. Com que la nau industrial no és de grans dimensions es creu que la zona d'oficines serà suficient per a la gent que hi pugui treballar. A la planta baixa es situaran els vestidors, un petit taller i una sala per a reunions. A la planta primera hi haurà la zona administrativa, un despatx per al gerent, un lavabo i un arxiu.

El forjat de planta primera està format per plaques alveolars prefabricades de formigó pretensat i una capa de compressió. Les plaques es recolzen sobre bigues metàl·liques que van unides als pilars. Per la planta segona, com que no té ús ja que simplement servirà de sostre de la planta primera, s'hi col·locaran les mateixes corretges de la coberta cada 2,25m i al seu damunt, el seu tancament serà de pannel sandwich in situ, igual que la coberta de la nau.

Els principals avantatges de l'ús de plaques alveolars com a forjat són els següents:

- Al ser un element prefabricat té un alt nivell de control i qualitat que no es pot aconseguir a obres "in situ".
- Rapidesa de col·locació a obra.
- A igualtat de cantell, les plaques alveolars cobreixen major longitud.
- Ofereixen la màxima economia de materials, mà d'obra i temps, el que es tradueix en una reducció dels costos.
- És un element autoportant i, per tant, no necessita apuntalaments. A més una vegada col·locada, es pot treballar sobre seu sense necessitat d'esperar.

4.3. Fonamentació

La fonamentació tant de la nau com de la zona d'oficines es resol mitjançant sabates aïllades ja que, segons l'estudi geotècnic, el terreny permet utilitzar fonamentació superficial. A l'apartat 13 d'aquesta memòria s'expliquen més detalladament els resultats obtinguts i a l'annex E s'especifica com ha estat el seu càlcul.



5. Accions

5.1. Accions permanents

5.1.1. Pes propi

El pes propi a tenir en compte és el dels elements estructurals de la nau industrial, és a dir, totes les corretges, els pòrtics amb la seva encavallada, les bigues i pilars de la zona d'oficines, els arriostaments, etc. El valor exacte del pes d'aquests elements el determinarà i el comptabilitzarà el programa de càlcul que s'ha utilitzat, essent el pes específic de l'acer de $78,50 \text{ kN/m}^3$.

Per a l'edifici industrial, també es té en compte el pes del tancament de la coberta:

- Tancament coberta: Pannell sandwich "in situ" $0,20 \text{ kN/m}^2$

Per a la zona d'oficines, les accions permanents que actuen són les següents:

- Pes propi placa alveolar $3,00 \text{ kN/m}^2$
- Pes propi de la capa de compressió de 5cm $1,20 \text{ kN/m}^2$
- Paviment planta baixa i planta primera:
 - Paviment de terratzo (5cm d'espessor) $1,00 \text{ kN/m}^2$
 - Fals sostre inferior $0,20 \text{ kN/m}^2$
- Envans distribuïts:
 - Zona d'ús general $1,00 \text{ kN/m}^2$
 - Zona d'arxiu 0 kN/m^2
- Tancaments $1,40 \text{ kN/m}$



5.2. Accions variables

5.2.1. Sobrecàrrega d'ús

La sobrecàrrega d'ús és el pes de tot el que pot gravitar sobre l'edifici. Segons la classificació de la *Taula 3.1 de l'article 3.1.1 del Documento Básico SE-AE Acciones en la edificación [2]* s'han considerat les següents càrregues distribuïdes uniformement:

En el cas de la coberta: categoria G (Cobertes accessibles únicament per a conservació)

- G1: Cobertes lleugeres sobre corretges (sense forjat) 0,40 kN/m²

Entenent-se per coberta lleugera aquella que la càrrega permanent deguda únicament al seu tancament no excedeixi de 1 kN/m².

En el cas de la zona d'oficines: categoria B (Zones administratives)

- Zones d'ús general 2,00 kN/m²
- Zones d'arxiu 4,00 kN/m²

5.2.2. Vent

L'acció del vent q_e (també anomenada pressió estàtica) és una força perpendicular a la superfície de cada punt exposat i es calcula de la següent manera:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p \quad (\text{Eq.5.1})$$

On:

q_b és la pressió dinàmica del vent que depèn de l'emplaçament geogràfic de l'obra.

c_e és el coeficient d'exposició. El seu valor es determina d'acord amb l'article 3.3.3 del *Documento Básico SE-AE Acciones en la edificación [2]*. El valor d'aquest coeficient és funció de l'alçada de l'edifici i del grau d'aspresa de l'entorn on es troba ubicada la construcció.

c_p és el coeficient eòlic o de pressió. El seu valor es determina d'acord amb l'article 3.3.4 i 3.3.5 del *Documento Básico SE-AE Acciones en la edificación [2]*. El valor que prendrà depèn de la forma i orientació de la superfície respecte al vent.



En aquest cas, l'obra està situada al Polígon Industrial de Sant Pere Molanta (comarca de l'Alt Penedès) i, consultant l'annex D del Documento Básico SE-AE [2], correspon a la zona C.

Pressió dinàmica $q_b=0,52\text{kN/m}^2$

La nau industrial es troba a una Zona IV "Zona urbana en general, industrial o forestal" i el punt més alt està situat a 9,7m.

Coefficient d'exposició $c_e=1,7$

Utilitzant les taules de l'annex D del Documento Básico SE-AE [2], es pot determinar el valor del coeficient eòlic per a cada part de la coberta i façana segons quina sigui la direcció del vent.

- Direcció del vent $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ (s'anomenarà vent lateral):

Coefficient eòlic c_p per als elements verticals, com són les façanes:

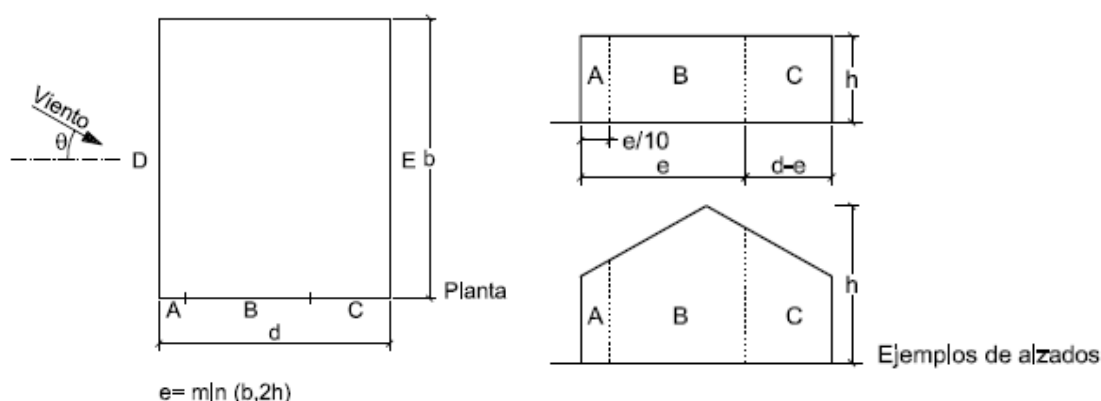


Fig. 5.1 Distribució de zones dels elements verticals (vent lateral)

On: $e = \min(b, 2h) = \min(66, 2 \cdot 9,7) = 19,4\text{m}$

L'àrea d'influència de les façanes (A) és molt superior a 10m^2 i la relació $h/d=0,36$. Els valors de cada zona es presenten a la Taula 5.1:

Zona A	Zona B	Zona C	Zona D	Zona E
-1,20	-0,80	-0,50	0,71	-0,33

Taula 5.1 Coeficients eòlics del elements verticals



Coefficient eòlic c_p per a la coberta:

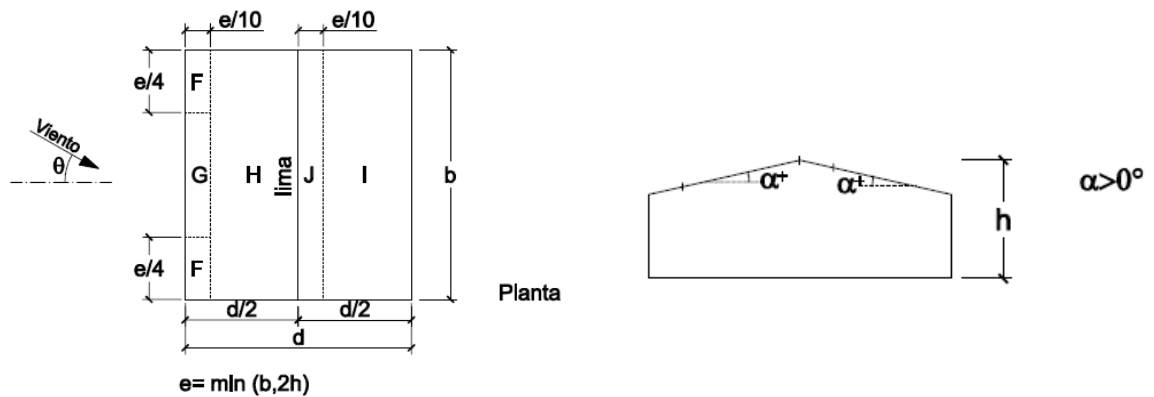


Fig. 5.2 Distribució de zones de la coberta (vent lateral)

On: $e = \min(b, 2h) = \min(66, 2 \cdot 9,7) = 19,4m$

El pendent α de la coberta de la nau industrial és de 6° i l'àrea d'influència és superior a $10m^2$. Els valors de cada zona es presenten a la taula Taula 5.2:

	Zona F	Zona G	Zona H	Zona I	Zona J
Succió	-1,62	-1,16	-0,57	-0,58	-0,64
Pressió	0,02	0,02	0,02	0,18	0,18

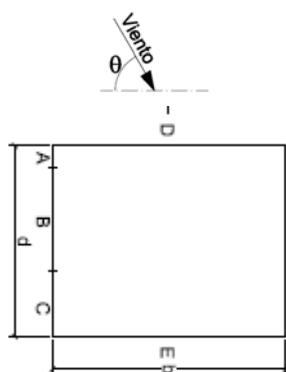
Taula 5.2 Coeficients eòlics de la coberta

Es pot observar que l'acció del vent a la coberta pot variar de pressió a succió i per tant s'han de considerar les dues possibilitats.

- Direcció del vent $45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$ (s'anomenarà vent frontal):

Coefficient eòlic c_p per als elements verticals:





Ara, quan el vent actua en aquesta direcció, el paràmetre $b=27m$ i el paràmetre $d=66m$.

Les façanes frontals tenen el coeficient c_p igual en en tota la seva àrea, mentre que les façanes longitudinals c_p tindrà tres valors diferents.

Fig. 5.3 Distribució de zones de la façana (vent frontal)

$$e = \min(b, 2h) = \min(27, 2 \cdot 9,7) = 19,4m$$

En aquest cas, l'àrea d'influència és $A \geq 10m^2$ i, ara la relació $h/d < 0,25$.

Zona A	Zona B	Zona C	Zona D	Zona E
-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30

Taula 5.3 Coeficients eòlics dels elements verticals

Coeficient eòlic c_p per a la coberta:

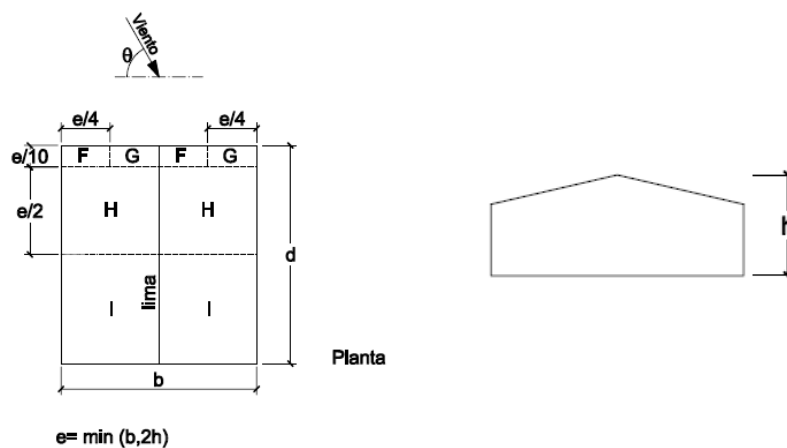


Fig. 5.4 Distribució de zones de la coberta (vent frontal)



Així mateix, per a la coberta, quan el vent canvia de direcció els valors de c_p de cada zona són els que es mostren a la Taula 5.4:

Zona F	Zona G	Zona H	Zona I
-1,57	-1,30	-0,69	-0,52

Taula 5.4 Coeficients eòlics de la coberta

Cal tenir present que no s'ha tingut en compte coeficient de pressió interior ja que es considera que les finestres i portes estaran tancades en cas que el vent bufi molt fort. Es creu que en cas d'una gran ventolada, serà perfectament possible tenir tots els forats de les façanes tancats i per tant, no hi ha forats a considerar.

Els valors del vent q_e que aniran aplicats sobre la coberta i la façana de la nau industrial seran els que es recullen a les taules que hi ha a continuació. Ja es pot comprendre que per al càlcul, existiran diverses hipòtesis de vent, depenent de la seva direcció i de si la seva acció provoca pressió o succió en la coberta, com és el cas del vent en direcció $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$. Tot seguit es mostren els valors de q_e que s'ha calculat segons la Eq.5.1.

- Direcció del vent $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$

Façanes

Valors de q_e (kN/m ²)				
Zona A	Zona B	Zona C	Zona D	Zona E
-1,06	-0,71	-0,44	0,63	-0,29

Taula 5.5 Pressió estàtica dels elements verticals

Coberta

	Valors de q_e (kN/m ²)				
	Zona F	Zona G	Zona H	Zona I	Zona J
Succió	-1,43	-1,03	-0,50	-0,51	-0,57
Pressió	0,02	0,02	0,02	0,16	0,16

Taula 5.6 Pressió estàtica de la coberta



- Direcció del vent $45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$

Façanes

Valors de q_e (kN/m ²)				
Zona A	Zona B	Zona C	Zona D	Zona E
-0,94	-0,63	-0,39	0,56	-0,26

Taula 5.7 Pressió estàtica dels elements verticals

Coberta

Valors de q_e (kN/m ²)			
Zona F	Zona G	Zona H	Zona I
-1,39	-1,15	-0,61	-0,46

Taula 5.8 Pressió estàtica de la coberta

5.2.3. Neu

La sobrecàrrega deguda a la neu depèn del lloc on estigui situada la nau industrial i es calcula amb la següent equació:

$$q_n = \mu \cdot s_k \quad (\text{Eq.5.2})$$

On:

μ és el coeficient de forma de la coberta i val 1 per a cobertes en les quals no hi ha impediment al lliscament de la neu i la seva inclinació és menor o igual a 30° .

$$\mu = 1$$

s_k és el valor característic de la càrrega de ne sobre un terreny horitzontal i val $0,40 \text{ kN/m}^2$ per a les comarques de la província de Barcelona.

$$s_k = 0,40 \text{ kN/m}^2$$

Per tant, el valor de la càrrega de neu per unitat de superfície en projecció horitzontal valdrà:

$$q_n = 0,40 \text{ kN} / \text{m}^2$$



5.2.4. Accions tèrmiques

D'acord amb l'article 3.4.1 del *Documento Básico SE-AE Acciones en la edificación [2]*, en edificis habituals amb elements estructurals de formigó o acer, poden no considerar-se les accions tèrmiques quan es disposin juntes de dilatació de manera que no existeixin elements continus de més de 40m de longitud.

La nau industrial disposa d'una junta de dilatació aproximadament en el centre de manera que la divideix en dues parts: una de 36m i l'altra de 30m. D'aquesta manera no es consideraran les accions tèrmiques.

La junta de dilatació tindrà lloc en el setè pòrtic contant des del nord i s'efectuarà a la unió de les corretges amb l'encavallada. En aquest cas la unió entre corretges es farà mitjançant un colís. Tot seguit es calcula la longitud que ha de tenir el colís per permetre el moviment de la nau a causa de dilatacions i contraccions del material.

Temperatura mitjana anual d'Olèrdola: 15,6°C

Temperatura mínima (segons Annex E del CTE-DB-SE-AE [2]): -13°C

Temperatura màxima (segons Annex E del CTE-DB-SE-AE [2]): 40°C

A més, la temperatura màxima, cal incrementar-la en 18°C ja que es considera que el color de les façanes serà molt clar.

Tot seguit es calculen les longituds de dilatació i contracció per a les dues zones en què queda dividida la nau.

Zona de 36m:

$$l_{\text{dilatació}} = \alpha_{\text{acer}} \cdot (T_{\text{max}} - T_{\text{mitj}}) \cdot l = 12 \cdot 10^{-6} \frac{1}{^{\circ}\text{C}} \cdot (58 - 15,6)^{\circ}\text{C} \cdot 36000\text{mm} = 18\text{mm} \quad (\text{Eq.5.3})$$

$$l_{\text{contracció}} = \alpha_{\text{acer}} \cdot (T_{\text{mitj}} - T_{\text{min}}) \cdot l = 12 \cdot 10^{-6} \frac{1}{^{\circ}\text{C}} \cdot (15,6 - (-13))^{\circ}\text{C} \cdot 36000\text{mm} = 12\text{mm} \quad (\text{Eq.5.4})$$

Zona de 30m:

$$l_{\text{dilatació}} = \alpha_{\text{acer}} \cdot (T_{\text{max}} - T_{\text{mitj}}) \cdot l = 12 \cdot 10^{-6} \frac{1}{^{\circ}\text{C}} \cdot (70 - 15,6)^{\circ}\text{C} \cdot 30000\text{mm} = 15\text{mm} \quad (\text{Eq.5.5})$$

$$l_{\text{contracció}} = \alpha_{\text{acer}} \cdot (T_{\text{mitj}} - T_{\text{min}}) \cdot l = 12 \cdot 10^{-6} \frac{1}{^{\circ}\text{C}} \cdot (15,6 - (-13))^{\circ}\text{C} \cdot 30000\text{mm} = 10\text{mm} \quad (\text{Eq.5.6})$$



Com que la longitud de dilatació o de contracció tindrà lloc la meitat per cada banda de cada zona, la junta de dilatació serà de:

$$\frac{18mm}{2} + \frac{15mm}{2} = 16,5mm$$

El colís caldrà que permeti també la contracció del material i per tant, s'ha de preveure que en situació extrema la junta de dilatació tindrà 27mm. El colís es pot veure representat al plànol E-05 de l'annex F.

5.3. Accions accidentals

5.3.1. Sisme

Les accions sísmiques estan regulades a la “*Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación*” (NSCE-02) [6]:

Segons la norma NCSE-02 [6]:

- Situació de l'obra: Sant Pere Molanta (Olèrdola).
- Acceleració bàsica, a_b : 0,04g.
- Importància de l'edifici: Normal (la destrucció a causa d'un terratrèmol pot ocasionar víctimes, interrompre un servei col·lectiu o produir importants pèrdues econòmiques, però no es tracta d'un servi imprescindible ni pot donar lloc a efectes catastròfics).
- Tipus d'estructura: estructura metàl·lica arriostrada.
- Nombre de plantes sobre rasant: 1.

Com que:

- L'edificació és d'importància normal.
- L'acceleració bàsica és inferior a 0,08g.
- La nau té els pòrtics ben arriostrats entre sí en totes les direccions.
- El nombre de plantes sobre rasant és inferior a set.

No és obligatòria l'aplicació de la normativa sismorresistent (*article 1.2.3 de la NCSE-02* [6]). En base a aquest fet, s'ha optat per no considerar l'acció sísmica.



5.3.2. Incendi

El *Reglamento de Seguridad Contra Incendios en los Establecimientos Industriales (RSCIEI)* [7] caracteritza els establiments industrials en relació amb la seguretat contra incendis. Per caracteritzar-los cal definir: la configuració i ubicació en relació al seu entorn i el seu nivell de risc intrínsec.

Pel que fa a la configuració i ubicació de la nau en relació al seu entorn, es tracta d'un establiment industrial de tipus C ja que ocupa totalment un edifici i es troba a una distància major de tres metres de l'edifici més pròxim. Es pot comprovar a l'apartat 3.3 que la normativa exigeix unes distàncies a vial i a les edificacions veïnes superiors a tres metres.

Per altra banda, el nivell de risc intrínsec de la nau depèn de la densitat de càrrega de foc ponderada i corregida del sector d'incendi (Q_s). Segons quina sigui l'activitat que es durà a terme a la nau, aquest paràmetre prendrà un o altre valor. El fet de no haver donat activitat a la nau, ja que serà per a lloguer, permet decidir a la propietat el nivell de risc intrínsec que tindrà. El reglament distingeix tres nivells: baix, mig i alt, i dins de cadascun els divideix en dos o tres grups més.

La nau es dissenyarà per a activitats de risc alt, ja que d'aquesta manera es tindrà un ventall més ampli d'empreses que els pugui interessar llogar la nau. Així, qualsevol empresa que l'activitat tingui un nivell de risc intrínsec baix, mig o alt podrà llogar la nau.

Aleshores, com que l'estructura principal és de coberta lleugera i els seus suports estan sobre rasant i, a més, no està prevista per ser utilitzada en l'evacuació dels ocupants, ni la seva fallida podria ocasionar danys greus als edificis pròxims ni comprometre l'estabilitat d'altres plantes, el *RSCIEI* [7] permet adoptar una resistència al foc dels elements estructurals de R30, sempre i quan es disposi d'un sistema d'extracció de fums.

Per tant, per aconseguir-ho s'instal·larà aquest sistema d'extracció de fums i es pintaran els elements principals de l'estructura amb pintura intumescent amb un gruix suficient per tal d'aconseguir la resistència al foc establerta.



6. Combinacions d'accions

6.1. Coeficients parcials de seguretat (γ)

Els coeficients parcials de seguretat incrementen o disminueixen percentualment les càrregues per tal de crear les combinacions d'accions possibles més desfavorables. Segons el *Document Bàsic de Seguretat Estructural [1]*, són els següents:

Tipus de verificació	Tipus d'acció	Situació persistent o transitòria	
		desfavorable	favorable
Resistència	Permanent Pes propi, pes del terreny	1,35	0,80
	Variable	1,50	0
Estabilitat		desestabilitzadora	estabilitzadora
	Permanent Pes propi, pes del terreny	1,10	0,90
	Variable	1,50	0

Taula 6.1 Coeficients parcials de seguretat

La notació que s'utilitzarà per a les combinacions de les accions serà:

γ_G : coeficient parcial de seguretat per a una acció permanent.

γ_Q : coeficient parcial de seguretat per a una acció variable.

6.2. Coeficients de simultaneïtat (Ψ)

Per tal de tenir en compte la simultaneïtat d'accions, s'apliquen els coeficients de la taula que hi ha a continuació (Taula 6.2):



	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecàrrega superficial d'ús (categories segons DB-SE-AE)			
- Zones administratives (categoria B)	0,7	0,5	0,3
- Cobertes accessibles únicament per a manteniment (categoria G)	0	0	0
Neu: altitud <1000 m	0,5	0,2	0
Vent	0,6	0,5	0

Taula 6.2 Coeficients de simultaneïtat

On:

ψ_0 : coeficient pel valor de combinació d'una acció variable.

ψ_1 : coeficient pel valor freqüent d'una acció variable.

ψ_2 : coeficient per valor quasi permanent d'una acció variable.

6.3. Capacitat portant

6.3.1. Combinació d'accions persistents o transitòries

Segons l'article 4.2.2 del *Documento Básico SE Seguridad Estructural [1]* s'ha estimat el valor de càlcul dels efectes de les accions corresponents a una situació persistent o transitòria segons l'expressió:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{Eq.6.1})$$

On es considera l'actuació simultània de:

- Totes les accions permanents, en valor de càlcul ($\gamma_G \cdot G_k$)
- Una acció variable qualsevol, en valor de càlcul ($\gamma_Q \cdot Q_k$), adoptant com a tal una acció darrera l'altre successivament en els diferents anàlisis.



- La resta d'accions variables, en valor de càlcul de combinació ($\gamma \cdot Q \cdot \Psi_0 \cdot Q_k$)

6.4. Aptitud al servei

6.4.1. Combinació d'accions de llarga duració

Segons l'article 4.3.2 del *Documento Básico SE Seguridad Estructural [1]*, els efectes deguts a les accions de llarga duració es determinen mitjançant combinacions d'accions del tipus anomenat quasi permanent, a partir de l'expressió:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{Eq.6.2})$$

On es considera l'actuació simultània de:

- Totes les accions permanents, en valor característic (G_k)
- Totes les accions variables, en valor quasi permanent ($\Psi_2 \cdot Q_k$)

6.4.2. Combinació d'accions de curta duració reversibles

Segons l'article 4.3.2 del *Documento Básico SE Seguridad Estructural [1]*, els efectes deguts a les accions de curta duració que poden resultar reversibles es determinen mitjançant combinacions d'accions del tipus anomenat característica, a partir de l'expressió:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{Eq.6.3})$$

On es considera l'actuació simultània de:

- Totes les accions permanents, en valor característic (G_k)
- Una acció variable qualsevol, en valor freqüent ($\Psi_1 \cdot Q_k$), adoptant com a tal una acció darrera l'altre en successius anàlisis.
- La resta de les accions variables, en valor quasi permanent ($\Psi_2 \cdot Q_k$)

6.4.3. Combinació d'accions de curta duració irreversibles

Segons l'article 4.3.2 del *Documento Básico SE Seguridad Estructural [1]*, els efectes deguts a les accions de curta duració que poden resultar irreversibles es determinen mitjançant combinacions d'accions, del tipus anomenat característica, a partir de l'expressió:



$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{Eq.6.4})$$

On es considera l'actuació simultània de:

- Totes les accions permanents, en valor característic (G_k)
- Una acció variable qualsevol, en valor característic (Q_k), adoptant com a tal una darrera l'altre en successius anàlisi
- La resta de les accions variables, en valor de combinació ($\Psi_0 \cdot Q_k$)

6.5. Resum de les combinacions d'accions

6.5.1. Per la verificació de la capacitat portant

Accions persistents i transitòries:

$$1,35 \cdot (\text{pes_propi} + \text{permanents}) + 1,5 \cdot \text{sobrecàrrega_ús} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot \text{neu} + 1,5 \cdot 0,6 \cdot \text{vent}$$

$$1,35 \cdot (\text{pes_propi} + \text{permanents}) + 1,5 \cdot \text{vent} + 1,5 \cdot 0,0 \cdot \text{sobrecàrrega_ús} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot \text{neu}$$

$$1,35 \cdot (\text{pes_propi} + \text{permanents}) + 1,5 \cdot \text{neu} + 1,5 \cdot 0,0 \cdot \text{sobrecàrrega_ús} + 1,5 \cdot 0,6 \cdot \text{vent}$$

6.5.2. Per la verificació de l'aptitud al servei

Accions de llarga duració:

$$\text{pes_propi} + \text{permanents} + 0,0 \cdot \text{sobrecàrrega_ús}$$

$$\text{pes_propi} + \text{permanents} + 0,0 \cdot \text{vent}$$

$$\text{pes_propi} + \text{permanents} + 0,0 \cdot \text{neu}$$

Accions de curta duració reversibles:

$$\text{pes_propi} + \text{permanents} + 0,0 \cdot \text{sobrecàrrega_ús} + 0,0 \cdot \text{neu} + 0,0 \cdot \text{vent}$$

$$\text{pes_propi} + \text{permanents} + 0,5 \cdot \text{vent} + 0,0 \cdot \text{sobrecàrrega_ús} + 0,0 \cdot \text{neu}$$

$$\text{pes_propi} + \text{permanents} + 0,2 \cdot \text{neu} + 0,0 \cdot \text{sobrecàrrega_ús} + 0,0 \cdot \text{vent}$$



Accions de curta duració irreversibles:

$$pes_propi + permanents + sobrecàrrega_ús + 0,5 \cdot neu + 0,6 \cdot vent$$

$$pes_propi + permanents + vent + 0,0 \cdot sobrecàrrega_ús + 0,5 \cdot neu$$

$$pes_propi + permanents + neu + 0,0 \cdot sobrecàrrega_ús + 0,6 \cdot vent$$

Pera a cada una de les combinacions, s'hi troben les tres hipòtesis de vent, una per vent lateral i pressió en la coberta, una altra per vent lateral i succió en la coberta i la última per vent frontal, tal com s'ha vist en l'apartat 5.2.2.



7. Materials

7.1. Acer laminat

7.1.1. Característiques mecàniques

L'acer utilitzat en el càlcul de tots els elements de l'estructura porticada, els seus arriostraments i les plaques o xapes utilitzades a les unions té la designació i les característiques mecàniques següents:

- Designació: S275JR
- Tensió del límit elàstic f_y i tensió de ruptura f_u :

Gruix nominal peça t (mm)			
t ≤ 16	16 < t ≤ 40	40 < t ≤ 63	3 ≤ t ≤ 100
$f_y=275 \text{ N/mm}^2$	$f_y=265 \text{ N/mm}^2$	$f_y=255 \text{ N/mm}^2$	$f_u=410 \text{ N/mm}^2$

Taula 7.1 Límit elàstic de l'acer segons el gruix

- Mòdul d'elasticitat: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Mòdul de rigidesa: $G = 81000 \text{ N/mm}^2$
- Coeficient de Poisson: $\nu = 0,3$
- Coeficient de dilatació tèrmica: $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ (}^\circ\text{C)}^{-1}$
- Densitat: $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$



Per als cargols, femelles i volanderes, les característiques mecàniques mínimes de l'acer utilitzat són les que es troben a la taula de continuació (Taula 7.2):

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Tensió de límit elàstic f_y (N/mm ²)	240	300	480	640	900
Tensió de ruptura f_u (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

Taula 7.2 Límit elàstic dels cargols, femelles i volanderes segons la qualitat

Les característiques mecàniques dels materials d'aportació en les soldadures seran en tots els casos superiors a les del material base.

7.1.2. Coeficients parcials de seguretat

Els coeficients parcials de seguretat per determinar la resistència, segons el *CTE-DB-SE-A* [3] prenen els següents valors:

$\gamma_{M0} = 1,05$ coeficient parcial de seguretat relatiu a la plastificació del material

$\gamma_{M1} = 1,05$ coeficient parcial de seguretat relatiu als fenòmens d'inestabilitat

$\gamma_{M2} = 1,25$ coeficient parcial de seguretat relatiu a la resistència última del material o secció i a la resistència dels elements d'unió

7.1.3. Resistència de càlcul

Es defineix com resistència de càlcul f_{yd} al següent quocient:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{275}{1,05} = 261,9 \frac{N}{mm^2} \quad (\text{Eq.7.1})$$

7.1.4. Resistència al foc

Per tal de complir els requisits marcats a l'apartat 5.3.2, els elements de l'estructura rebran una protecció passiva mitjançant pintures intumescentes, per tal d'assolir un temps estàndard de resistència al foc normalitzada de R30, tal i com ja s'ha esmentat anteriorment.



7.2. Formigó

7.2.1. Tipificació

El formigó utilitzat en els fonaments és el HA-25/B/20/IIa.

7.2.2. Adequació del material

Per a garantir la qualitat del formigó és compliran les següents prescripcions contingudes en la norma *EHE-08* [5] durant el procés de disseny i execució de l'estructura:

- Selecció de matèries primes d'acord a l'indicat en els articles 26è a 36è.
- Dosificació adequada, segons l'indicat a 37.3.1, així com en l'article 71.3.
- Posada en obra correcte, segons l'indicat en l'article 71.5.
- Curat del formigó, segons l'indicat en l'article 71.6.

7.2.3. Resistència de càlcul

La resistència de càlcul del formigó f_{cd} és el valor de la resistència característica (f_{ck}) dividida pel seu coeficient de minoració en situacions persistents o transitòries (γ_c). Per tant, si per als fonaments s'utilitza formigó HA-25, la resistència de càlcul serà la següent:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 16,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Eq.7.2})$$

7.3. Acer corrugat

7.3.1. Tipificació

L'acer corrugat com a armadura passiva utilitzat en els fonaments és el B 500 S.

7.3.2. Classe d'exposició

D'acord amb els articles de la *EHE-08* [5], la classe d'exposició relativa a la corrosió de les armadures dels fonaments és Normal, la subclasse és Humitat Alta i, per tant, la designació és IIa.



7.3.3. Adequació del material

Per a l'armadura, es prescriu el recobriment nominal $r_{nom}=70\text{mm}$, per tal d'assegurar que en obra, el recobriment no serà en cap punt inferior al recobriment mínim, segons *article 37.2.4 de la EHE-08 [5]*.

7.3.4. Resistència de càlcul

La resistència de càlcul de l'acer f_{yd} és el valor de la resistència característica (f_{yk}) dividida pel seu coeficient parcial de seguretat (γ_s). En casos on l'armadura sigui per pilars, bigues o forjats, la resistència de càlcul seria la següent:

$$f_{yd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{500 \frac{N}{\text{mm}^2}}{1,15} = 435 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad (\text{Eq.7.3})$$

En el cas de l'armadura dels fonaments, per a fer el seu càlcul es compta que la resistència és de 400N/mm^2 .



8. Descripció dels sistema de càlcul utilitzat

L'anàlisi de les sol·licitacions de l'estructura s'ha dut a terme mitjançant el programa informàtic PowerFrame que es basa en el càlcul en tres dimensions emprant els mètodes matricials de rigidesa que modelen cadascuna de les barres.

Per cadascuna de les combinacions d'accions es realitza un anàlisi de primer ordre amb imperfeccions inicials en l'estructura.

Per calcular els esforços es forma un sistema matricial d'equacions lineals:

$$[K] \cdot \{D\} = \{F\} \quad (\text{Eq.8.1})$$

On: $[K]$ és la matriu de rigidesa

$\{D\}$ és el vector de graus de llibertat (desplaçaments i girs)

$\{F\}$ és el vector de forces exteriors

A partir dels desplaçaments i girs, s'obtenen els esforços les barres l'estructura. Per a dimensionar-les caldrà que es verifiquin les condicions dels Estats Límits Últims (ELU) i dels Estats Límits de Servei (ELS) que tot seguit s'expliquen.

L'annex C presenta més extensament el model de càlcul utilitzat i els resultats obtinguts.



9. Longituds de vinclament de les barres

El càlcul de la longitud eficaç de vinclament dels elements estructurals d'acer dins de qualsevol estructura metàl·lica resulta de gran importància. De fet, la definició del paràmetre β (coeficient de vinclament) sol ser una de les qüestions més compromeses en el càlcul ja que la utilització de valors superiors als realment necessaris condueix, en molts casos, a un sobredimensionament dels perfils. Aquest fet es deu a que la verificació de l'estabilitat de les barres forma part de la verificació dels Estats Límits Últims (ELU) i, per tant, considerar longituds de vinclament massa grans implica haver d'augmentar els perfils o bé afegir-ne de nous per tal d'assegurar que no es produeix vinclament.

Aleshores, és necessari saber les longituds de vinclament de cadascuna de les barres de l'estructura per poder verificar posteriorment que aquestes no fallaran per vinclament. Per això, abans d'establir els criteris de verificació dels ELU, es calculen aquestes longituds.

Per a cada tipus de barra cal definir la longitud de vinclament en l'eix fort de la secció, la longitud de vinclament en l'eix dèbil de la secció i la longitud de vinclament lateral. Una barra sotmesa a compressió, quan té excés de càrrega pot fallar per vinclament. En canvi, quan una barra està sotmesa a flexió, una part de la secció està sotmesa a tracció i l'altra a compressió. A causa d'aquesta compressió, aquesta barra pot fallar per vinclament lateral.

Tot seguit es defineixen les longituds de vinclament de cada barra. Es definiran de dues maneres diferents, o bé determinant directament la longitud de vinclament (L_k o l_k) o bé mitjançant el coeficient de vinclament β ($L_k = \beta \cdot L$, on L és la longitud real de la barra).

9.1. Pilars

Els pilars són elements sotmesos principalment a compressió, per això, caldrà comprovar que no fallen per vinclament. Per altra banda, quan sobre els pilars actua el vent, aquests treballen a flexió, fet que fa que també calgui comprovar que no fallen a causa del vinclament lateral.

Segons el *CTE-DB-SE-Acero* [3] la longitud de vinclament d'un tram de pilar unit rígidament a les demás barres es calcula d'una manera diferent depenent de si forma part d'un sistema o pòrtic translacional o bé intranslacional.

A la nau industrial projectada s'han definit tres tipus de pilars: els que formen part del que s'ha anomenat pòrtic tipus, que són de perfils HEB220 i, els pilars hastials i pilars de cantonada que formen part dels pòrtics extrems i que són HEB200.



9.1.1. Pilars dels pòrtics tipus

En aquest primer cas, els pilars estan col·locats de manera que l'eix fort del pilar es troba contingut en el pla del pòrtic, per tant, per calcular la longitud de vinclament en l'eix fort s'estudiarà el comportament del pilar en el pla del pòrtic, mentre que per saber la longitud de vinclament en l'eix dèbil de la secció es mirarà el comportament del pilar en el pla perpendicular al pòrtic.

Seguidament, es presenta el càlcul de cadascuna de les longituds de vinclament.

El pòrtic tipus, tal com es veu a la Fig. 9.1 és translacional ja que no té cap mena d'arriostrament que li impedeixi desplaçar-se en el seu pla.

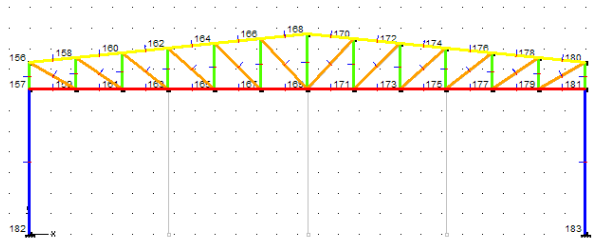


Fig. 9.1 Pòrtic tipus de la nau

Per tant, la longitud de vinclament en el pla del pòrtic d'aquests pilars es calcula amb la següent equació (Eq.9.1):

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{1 - 0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,6 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}} \quad (\text{Eq.9.1})$$

El coeficient de distribució η_1 correspon a la part superior del pilar mentre que el coeficient η_2 a la part inferior. En aquest cas, η_1 i η_2 s'obtenen de la següent manera:

$$\eta_1 = \frac{K_{PILAR}}{K_{PILAR} + 1,5 \cdot K_{ENCAVALLADA}} = \frac{E \cdot I_{Y_PILAR} / L_{PILAR}}{E \cdot I_{Y_PILAR} / L_{PILAR} + 1,5 \cdot \left(E \cdot I_{ENCAV.} / L_{ENCAV.} \right)} = 0,11 \quad (\text{Eq.9.2})$$

$\eta_2 = 0$ ja que el pilar es considera empotrat al terreny en aquest sentit i és aquest qui absorbeix tots els esforços.

Cal fer un aclariment i és que, en aquest cas, al tenir com a dintell una encavallada, la seva inèrcia, necessària per calcular el coeficient de repartiment, s'ha hagut d'obtenir a partir d'una estimació. Segons la *Guía de diseño para estructuras en celosía resueltas con perfiles de*



acero [9] la inèrcia d'una biga en gelosia es pot calcular aproximadament de la següent manera:

$$I_{ENCAVALLADA} \approx 0,75 \cdot \frac{h^2 \cdot A_{C_Inferior} \cdot A_{C_Superior}}{A_{C_Inferior} + A_{C_Superior}} = 171827 \text{ cm}^4 \quad (\text{Eq.9.3})$$

On: h : és el cantell de l'encavallada. Com que no té cantell constant s'ha pres l'alçada de la gelosia en el punt d'unió amb el pilar. Per tant, $h=1,30\text{m}$.

$A_{C_Inferior}$: correspon a l'àrea del cordó inferior. $A_{C_Inferior}=22,42 \text{ cm}^2$.

$A_{C_Superior}$: correspon a l'àrea del cordó superior. $A_{C_Superior}=34,29 \text{ cm}^2$.

Per tant, utilitzant l'Eq.9.1 s'obté que $\beta = 1,05$ i per tant, la longitud de vinclament del pilar en el pla té un valor de $L_k = 1,05 \cdot L_{PILAR}$

En el cas de la longitud de vinclament fora del pla, els pòrtics estan arriostrats per l'existència de dues creus de Sant Andreu que van del primer al segon pòrtic i també del penúltim a l'últim (Fig. 9.2).

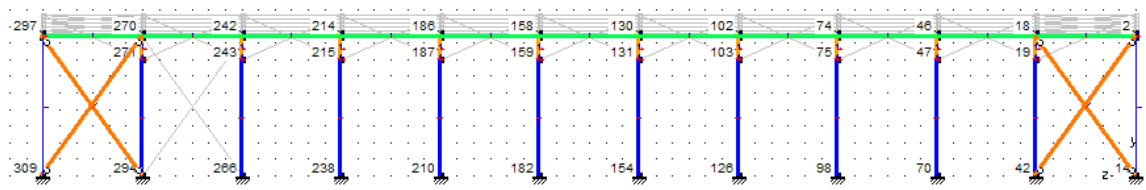


Fig. 9.2 Vista longitudinal de la nau

El fet d'existir arriostraments fa que el cap dels pilars es converteixi gairebé en un punt fix (articulació). A més, en sentit perpendicular al pòrtic es considera que el pilar es troba articulat al terreny i no pas empotrat (aquest fet s'explica més detalladament a l'apartat 13.2). Per tant, el pilar queda com una barra biarticulada. La longitud de vinclament d'una barra biarticulada té factor β igual a la unitat, fet que significa que $L_k = L_{PILAR}$.

Per últim també cal determinar la longitud de vinclament lateral. Els pilars, per la banda de l'ala exterior estaran units entre ells per les corretges de façana que tenen capacitat d'arriostrament. Com que els corretges es col·locaran separades 1,5m, la longitud de vinclament lateral per la banda de fora serà de 1,5m. Per altra banda, l'ala dels pilars de la banda interior, no està subjectada en cap punt de la longitud del pilar i, per tant, la longitud de vinclament lateral per la banda de dins serà la longitud real del pilar, és a dir 7m.



9.1.2. Pilars dels pòrtics extrems

Els pòrtics extrems estan formats per cinc pilars HEB200 els quals tenen orientació diferent entre elles. L'eix fort dels pilars extrems està comprès en el pla del pòrtic mentre que l'eix fort dels pilars hastials és perpendicular al pla, ja que aquests últims són els que absorbeixen el vent frontal.

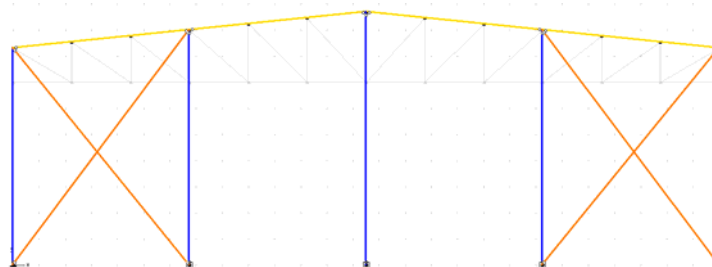


Fig. 9.3 Pòrtic extrem de la nau

Els pilars de les cantonades es consideren encastats en ambdós sentits al terreny. Per altra banda, els caps d'aquests pilars es troben arriestrats per creus de Sant Andreu també en ambdós sentits fet que és un punt fix (articulació) tant en el pla com fora del pla del pòrtic.

D'aquí es dedueixen les longituds de vinclament tant en un sentit com en l'altre ja que tenen les mateixes condicions d'enllaç. Per tant, aquests pilars es poden assimilar a barres encastades en un extrem i articulades en l'altre. Aquestes condicions d'enllaç en una barra corresponen a $\beta = 0,7$ i, per tant, $L_k = 0,7 \cdot L_{PILAR}$.

Els pilars hastials, es consideren encastats en el terreny en l'eix fort i articulats en el dèbil (aquesta consideració s'explica amb més deteniment a l'apartat 13.2). A més, estan articulats en el seus extrems superiors on també són punts fixes degut als arriostaments existents a la coberta (Fig. 9.4).

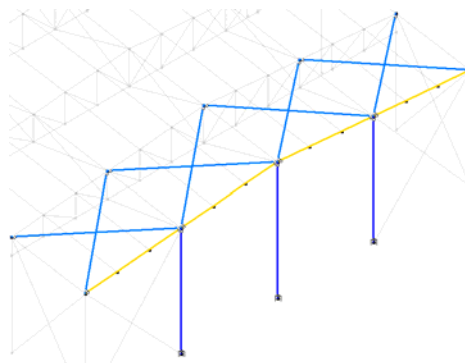


Fig. 9.4 Arriostaments de coberta



Per tant, la longitud de vinclament en el pla (segons l'eix fort) serà de $\beta = 0,7$ ja que són barres empotrades en un extrem i articulades en l'altre.

Per últim, la longitud de vinclament fora del pla (segons l'eix dèbil) serà $\beta = 1$ ja que en aquest sentit actuen com a barres biarticulades.

Pel que fa a la longitud de vinclament lateral també ve determinada per la separació entre corretges. Com que les corretges de façana tenen sempre la mateixa separació i per la part interior els pilars on estan subjectats en cap punt, la longitud de vinclament lateral serà la mateixa que els pilars del pòrtic tipus.

Tot seguit es mostra la taula resum (Taula 9.1) amb les longituds de vinclament per a cada un dels pilars que formen part de la nau industrial:

PILAR	LONG. VINCLAMENT EN EL PLA	LONG. VINCLAMENT FORA DEL PLA	LONG. VINCLAMENT LATERAL	
			ALA EXTERIOR	ALA INTERIOR
Pilar del pòrtic tipus	1,05·L	L	1,5m	7m
Pilars de les cantonades	0,70·L	0,70·L	1,5m	7m
Pilars hastials	0,70·L	L	1,5m	7m

Taula 9.1 Longituds de vinclament dels pilars

9.2. Encavallada

El CTE-DB-SE-A [3] a l'article 6.3.2.4 *Elementos triangulados* dedica un apartat especial per a definir la longitud de vinclament en l'eix fort i en l'eix dèbil dels elements que formen part d'una biga en gelosia. Cal fer especial atenció al fet que diu que si es tracta d'una encavallada formada per perfils buits de cordons continus i diagonals i muntants soldats de manera continua en tot el perímetre, com és el cas que ens ocupa, la longitud de vinclament dels membres de l'encavallada es pot reduir un 10% en els cordons i un 25% en els muntants i diagonals.



Pel que fa a la longitud de vinclament lateral, en principi no caldria definir-la ja que els elements de l'encavallada estan sotmesos a esforços de tracció i compressió i no a flexió. Per tant, al no estar sotmesos a flexió no hi ha perill de que es produeixi vinclament lateral.

Tot i així, per verificar que no es produeix vinclament lateral en una barra, cal veure que el valor de càlcul del moment flector (M_{Ed}) no supera el valor de càlcul de la resistència en front del vinclament lateral ($M_{b,Rd}$). Aquesta resistència al vinclament lateral es calcula multiplicant la resistència de la secció a flexió per un factor de reducció (χ_{LT}) comprès entre 0 i 1. Aquest factor depèn de l'esveltesa relativa en front del vinclament ($\bar{\lambda}_{LT}$) que té la secció. Per saber el seu valor cal calcular el moment crític elàstic de vinclament lateral (M_{cr}). Aquest valor va directament relacionat amb la inèrcia a torsió de la secció. Aleshores, com que els perfils tubulars tenen una inèrcia a la torsió molt elevada, el moment crític (M_{cr}) també ho serà. Això implica que $\bar{\lambda}_{LT}$ té un valor pròxim al 0 i que χ_{LT} és igual a 1. Aleshores, el factor de reducció que s'ha de multiplicar a la resistència de la secció a flexió és igual a la unitat i, per tant, la resistència en front del vinclament lateral és igual a la resistència de la secció a flexió. Això significa que no hi ha perill de fallada per vinclament lateral.

9.2.1. Cordó superior

La longitud de vinclament en el pla de la biga és la distància entre eixos de nusos, és a dir, la distància lliure entre punts d'unió entre el cordó i muntants i diagonals. Aquesta distància és constant en tota la seva longitud i té un valor de 2,26m. Tal com s'ha esmentat al principi d'aquest apartat, aquesta longitud es pot reduir i per tant, en aquest cas, la longitud de vinclament és de $0,9 \cdot 2,26 = 2,034\text{m}$.

La longitud de vinclament fora del pla és la longitud de la barra mesurada entre punts fixes, en el cas d'existir arriostaments. En el cas que s'està estudiant, el cordó superior està immobilitzat en el pla perpendicular gràcies als arriostaments de la coberta. Aquests arriostaments estan situats cada tres corretges fet que implica que el punt fix es trobi cada una longitud de $3 \cdot 2,26 = 6,76\text{m}$. Per tant, la longitud de vinclament fora del pla és de $0,9 \cdot 6,76 = 6,084\text{m}$.

9.2.2. Cordó inferior

La longitud de vinclament en el pla és la distància entre eixos de nusos. En aquest cas la distància entre nusos és de 2,25m i com que es pot fer una reducció, la longitud de vinclament és de $0,9 \cdot 2,25 = 2,025\text{m}$. El resultat és lleugerament més petit ja que el cordó inferior és horitzontal (no està inclinat) i per tant, la distància entre punts d'unió és més petita.

Pel que fa a la longitud de vinclament fora del pla del cordó, depèn de si s'arriosta longitudinalment la nau amb creus de Sant Andreu o no. La finalitat d'arriostar el cordó amb



creus de Sant Andreu és la de reduir la longitud entre punts fixos del cordó i, com a conseqüència, reduir la longitud efectiva de vinclament fora del pla. El problema és que aquesta solució introdueix nous elements a l'estructura, fet que suposa un pes addicional que es tradueix en un encariment de l'estructura i, a més, una pèrdua d'alçada entre pòrtics.

Aleshores, abans de decidir-se finalment per arriostrar l'estructura longitudinalment, es realitza un estudi de la longitud de vinclament fora del pla del cordó inferior, per veure si és possible reduir el coeficient de vinclament β i, en conseqüència, estalviar-se la col·locació de les creus de Sant Andreu. Per tant, de les conclusions de l'estudi en sortirà el valor de la longitud de vinclament fora del pla del cordó inferior i l'existència o no d'arriostraments.

L'estudi complet es pot veure a l'annex A i un resum d'aquest es troba a l'apartat 14 *Estudi de la longitud de vinclament fora del pla del cordó inferior de l'encavallada* d'aquesta mateixa memòria.

9.2.3. Muntants i diagonals

La longitud de vinclament en el pla és la longitud lliure entre barres, és a dir, la longitud real dels muntants i diagonals. De la mateixa manera, la longitud de vinclament fora del pla és la longitud entre eixos de nusos (eixos d'unions), és a dir, també és la longitud real de les d'aquestes barres. Com que tota l'encavallada està projectada amb perfils tubulars, la longitud de vinclament en el pla del pòrtic es reduirà un 25%. Per tant, queda de la següent manera:

Longitud de vinclament en el pla: $L_k = 0,75 \cdot L$

Longitud de vinclament fora del pla: $L_k = 0,75 \cdot L$

Fins aquí s'han calculat les longituds de vinclament dels elements de l'encavallada. Tot seguit es presenten els resultats obtinguts a la Taula 9.2.

PILAR	LONG. VINCLAMENT EN EL PLA	LONG. VINCLAMENT FORA DEL PLA
Cordó superior	1,05·L	L
Cordó inferior	0,70·L	0,20·L
Muntats i diagonals	0,75·L	0,75·L

Taula 9.2 Longituds de vinclament dels membres de l'encavallada



9.3. Bigues del pòrtic extrem

Les bigues del pòrtic extrem estan biarticulades entre pilar i pilar. Per tant, la longitud de vinclament en el pla serà igual a la longitud real de les barres ja que el factor $\beta = 1$. Per altra banda, la longitud de vinclament en l'eix dèbil de les bigues ve definida per la distància entre els arriostaments de la coberta. Com que aquests es troben cada tres corretges, coincideix que la longitud de vinclament és de, $L_k = 6786mm$, d'igual valor que en el l'eix fort de la secció.

La longitud de vinclament lateral serà de 2260mm per l'ala que està en contacte amb les corretges de coberta ja que el punt d'unió entre les corretges i el dintell actua com a punt fix. En canvi, per l'ala inferior, com que no hi ha presència de tornapuntes, la longitud de vinclament lateral serà igual a la real, és a dir de 6786mm.



10. Verificació dels Estats Límits Últims (ELU)

La comprovació en front dels Estats Límits Últims, suposa l'anàlisi i la verificació de la resistència de les seccions, de les barres i de les unions. Per a fer-ho s'utilitzaran criteris de comprovació basats en distribucions plàstiques de tensions, sempre que en cap punt de la secció les tensions de càlcul combinades segons el criteri de plastificació de Von Misses, superin la resistència de càlcul. Aquesta condició, per a un punt qualsevol sotmès a un estat pla de tensió s'expressa d'aquesta manera:

$$(\sigma_{xd}^2 + \sigma_{zd}^2 - \sigma_{xd} * \sigma_{zd} + 3\tau_{xzd}^2)^{1/2} \leq f_{yd} \quad (\text{Eq.10.1})$$

Per la comprovació de la resistència de les seccions, s'analitza cadascuna d'elles sotmesa a esforços de tracció, compressió, tallant, flexió, torsió i interacció d'ells. La capacitat resistent de cada secció dependrà de la classe a la qual pertanyi. Les seccions es classifiquen en 4 classes segons la seva capacitat de deformació i desenvolupament de la resistència plàstica. A l'apartat 5.2.4 del *CTE-DB-SE-A [3]* explica com classificar cadascuna d'elles.

Per a la comprovació de la resistència de les barres, s'analitza cadascuna d'elles a esforços de tracció, compressió, flexió i interacció d'esforços. Dins de l'anàlisi de compressió es verificarà que la barra no falli per vinclament i en l'anàlisi a flexió es comprovarà que la barra no falli per vinclament lateral.



11. Verificació dels Estats Límits de Servei (ELS)

A l'apartat 4.3.3 *Deformaciones del Documento Básico SE [1]* dona els límits de fletxes, tant horitzontals com verticals, per a elements estructurals. Tot seguit s'esmenta com es defineixen els límits de fletxa vertical i horitzontal en aquest article.

Els límits de fletxa horitzontal, el *Código Técnico* els estableix tenint en compte la integritat d'elements constructius com envans o façanes rígides. Aquest no és el cas de la nau projectada ja que la façana de tancament exterior no és extremadament rígida. Per tant, no són criteris que valguin pel dimensionament.

Per establir els límits de fletxa vertical, el *Código Técnico* parla de màxima deformació en forjats amb envans fràgils o ordinaris, cosa que en el cas que s'està projectant de nau industrial d'una sola planta no n'hi ha. Per tal d'englobar tots els casos possibles estableix un límit pel que anomena "resta de casos".

El principal inconvenient és que aquestes indicacions estan encarades, bàsicament, a edificis de vivendes i no pas a edificis industrials. Aleshores, per aquest motiu, i en vista de la necessitat d'especificar uns límits de deformació raonables per a dimensionar la nau, se n'han establert uns altres amb l'ajuda del document *Límites de flecha prácticos para edificios de una sola planta [14]* extret de la pàgina web d'Access Steel. Aquest document fa un recull dels límits de deformació que s'estableixen en diferents països, tenint en compte que es tracta d'edificis industrials d'una sola planta sense presència de pont grua. Per tant, a partir de les pautes que dona s'escullen els que s'utilitzaran per al dimensionat de la nau industrial.

11.1. Fletxes

11.1.1. Estructura metàl·lica principal de la nau industrial

El desplaçament vertical màxim permès del punt més alt de la nau industrial serà: $L/300$ ja que no es tracta de cap coberta amb elements fràgils, sinó que el tancament és de pannel sandwich, de forma adaptable als petits moviments de la nau.

Comparant aquest valor, que seria el que diu el *Código Técnico*, amb el que fan servir a altres països, no varia gaire. Hi ha països, com Alemanya o Suècia, on no existeixen límits de fletxa a nivell nacional. A França, en canvi, per a cobertes en general admeten una fletxa de $L/200$.

La fletxa màxima dels elements de coberta, com són les corretges, serà: $L/250$. Altres països com França o el Regne Unit, permeten que flectin una mica més, fins a $L/200$.



Per tant, tant pel desplaçament de la cumbrera com de les corretges de coberta es prenen valors que es troben a la banda de la seguretat ja que són més restrictius que els que hi ha en els altres països.

11.1.2. Zona d'oficines

L'article 4.3.3.1 del *Documento Básico SE [1]* admet que l'estructura horitzontal d'una plana és suficientment rígida si per a qualsevol dels seus elements i considerant exclusivament les deformacions que es produeixen a partir de la seva posada en obra, la fletxa relativa és menor que els següents valors, en funció del criteri considerat:

Atenent a la integritat dels elements constructius i per a qualsevol combinació d'accions característiques, la fletxa màxima permesa serà:

- $L/400$ en bigues de més de 5m de llum que no suporten parets de fàbrica.
- $L/300$ en la resta de casos.

Atenent al confort dels usuaris i en les accions de curta durada:

- $L/350$ en tots els casos.

Atenent a l'aparença de l'obra i per a les combinacions d'accions quasi-permanents:

- $L/300$ en tots els casos.

11.2. Desplaçaments horitzontals

Al tractar-se d'una nau industrial sense pont grua, els desplaçaments horitzontals permesos en el pla del pòrtic són més grans. A més, com que l'acció del vent sobre la façana és bastant considerable, el fet de que els desplaçaments horitzontals puguin ser majors que en un edifici de vivendes, redueix la secció dels perfils a utilitzar, ja que per exemple, la secció dels pilars es dimensiona atenent a no superar els límits de deformacions establertes i no pas per necessitat de resistència.

Observant les taules que ofereix el document d'Access Steel [14], a França es permeten desplaçaments horitzontals fins a $H/150$, on H és l'alçada dels pilars. Per altra banda, en el Regne Unit segons quin sigui el tancament de la nau permet fins a $H/100$.

En el cas que s'està estudiant, s'ha volgut ser una mica més conservador i s'ha pres com a límit de desplaçament horitzontal en el cap dels pilars $H/200$. Aquest valor serà vàlid per deformacions horitzontals en el pla del pòrtic.



Pel que fa al desplaçament horitzontal dels pilars en el pla perpendicular al pòrtic s'ha considerat que la deformació màxima al cap dels pilars serà $H/400$ ja que com que les façanes longitudinals estan arriostrades es considera que es podrà assolir aquest valor.



12. Unions

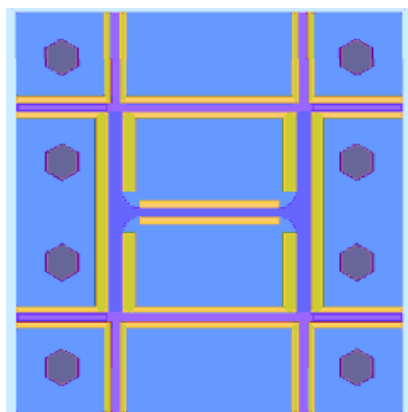
Tot seguit es presentaran els diferents tipus d'unions que conformen la nau industrial. S'han calculat les unions més importants de l'estructura de la nau. Per a calcular-les hom s'ha ajudat de diferents programes de càlcul d'unions, com el CIDJOINT per a unions entre perfils tubulars i el PowerConnect per als altres tipus. Tot i estar calculades per aquests programes, s'ha fet la comprovació manual d'algunes d'elles. Aquests càlculs es troben a l'annex D.

12.1. Bases de pilars

Per tal d'uniformitzar les unions entre un pilar i el respectiu fonament, s'han dissenyat quatre tipus de bases de pilars: una pels pilars que conformen el pòrtic tipus, una altra pels pilars hastials corresponents als pòrtics extrems, una altra per als pilars de les quatre cantonades i finalment una altra pels pilars de l'estructura d'oficines.

Aquesta agrupació s'ha fet ajuntant els pilars que tenen similitud d'esforços. És a dir, els pilars del pòrtic tipus només a moment en l'eix fort del pilar, provinent en la major part, pel vent lateral. Els pilars hastials també només suporten moment en l'eix fort del pilar, que en aquest cas és provocat pel vent frontal. I, finalment, els pilars de les cantonades i els de zona d'oficines agafen moment en els dos sentits.

La placa per als pilars del pòrtic tipus és la següent (Fig. 12.1):



Placa base: 420x440x20 mm S275

Perns: M24, qualitat 5.6, longitud 800 mm+ganxo

Carteles d'espessor 10 mm i alçada 150mm

Soldadures: coll de soldadura ala 10mm

coll de soldadura ànima 6mm

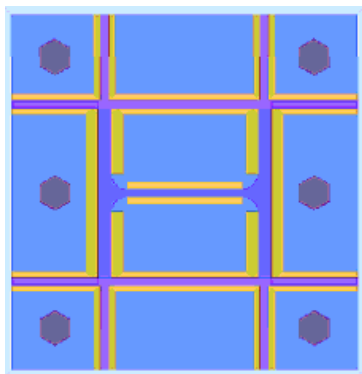
Fig. 12.1 Vista superior de la placa base dels pilars del pòrtic tipus

S'ha realitzat la verificació manual d'aquesta placa. Es pot trobar a l'annex D apartat D.1.

El croquis d'aquesta unió es troba al plànol E-02 de l'annex F.



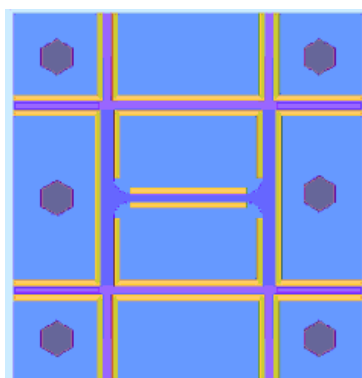
La placa per als pilars hastials és la següent (Fig. 12.2):



- Placa base: 400x420x20 mm S275
- Perns: M24, qualitat 5.6, longitud 800 mm+ganxo
- Carteles d'espessor 10 mm i alçada 150mm
- Soldadures: coll de soldadura ala 10mm
coll de soldadura ànima 6mm

Fig. 12.2 Vista superior de la placa base dels pilars hastials

La placa per als pilars de les cantonades és la següent (Fig. 12.3):

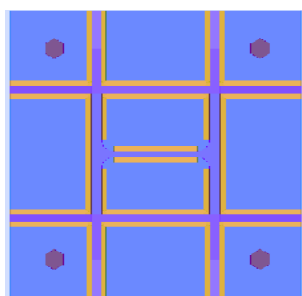


- Placa base: 400x420x20 mm S275
- Perns: M24, qualitat 5.6, longitud 800 mm+ganxo
- Carteles d'espessor 10 mm i alçada 150mm
- Soldadures: coll de soldadura ala 10mm
coll de soldadura ànima 6mm

Fig. 12.3 Vista superior de la placa base dels pilars de cantonada

Els croquis d'aquestes dues unions es troben al plànol E-04 de l'annex F.

La placa per als pilars de les oficines és la següent (Fig. 12.4):



- Placa base: 360x380x10 mm S275
- Perns: M16, qualitat 5.6, longitud 600 mm+ganxo
- Carteles d'espessor 10 mm i alçada 150mm
- Soldadures: coll de soldadura ala 9mm i ànima 5,5mm

Fig. 12.4 Vista superior de la placa base dels pilars d'oficines

El croquis d'aquesta unió es troba al plànol E-08 de l'annex F.



12.2. Unió dels membres de l'encavallada

Les unions entre els cordons i les barres de replè (muntants i diagonals) es solucionen mitjançant la soldadura. Per altra banda, per garantir la continuïtat de barres que han estat tallades per poder-les transportar i que s'han d'unir a obra, es realitza una unió cargolada.

12.2.1. Unions soldades: nusos en N i nusos en K

Els nusos que conformen l'encavallada es solden a taller, ja que d'aquesta manera la soldadura és molt més precisa que no pas si es du a terme a obra. La unió entre les barres serà amb solapament, tot i ser més costosa la seva realització.

Per tal de poder despreciar en el càlcul les excentricitats que apareixen a l'hora d'executar aquests nusos, aquestes han de romandre dins d'aquests rangs:

$$\begin{aligned} -0,55d_0 \leq e \leq 0,25d_0 \\ -0,55h_0 \leq e \leq 0,25h_0 \end{aligned} \quad (\text{Eq.12.1})$$

On d_0 i h_0 són l'amplada i l'alçada del cordó.

En realitzar el seu càlcul s'ha tingut en compte d'estar en totes les unions dins d'aquests rangs. A l'annex D s'hi pot trobar el càlcul manual d'algunes d'aquestes unions, com també els informes de càlcul més detallats.

El resultat dels càlculs efectuats ha estat que tots els nusos es poden solucionar amb una soldadura perimetral de 3mm de coll de soldadura al voltant dels muntants i diagonals. Aleshores, depenent de l'angle entre el cordó i la diagonal, el solapament de les barres serà diferent. Al plànol E-03 s'hi poden trobar totes les unions soldades de l'encavallada, amb la indicació en cada cas de l'excentricitat de la unió.

12.2.2. Unions cargolades: continuïtat de les barres

Com que les encavallades tenen una llum de 27m, és evident que no es podran transportar senceres des de taller fins a l'obra. Per tant, cada una es dividirà en 3 parts (cadascuna amb totes les unions elaborades a taller) i aquestes s'uniran a obra. Les particions s'efectuaran en els punts representats en el croquis següent:

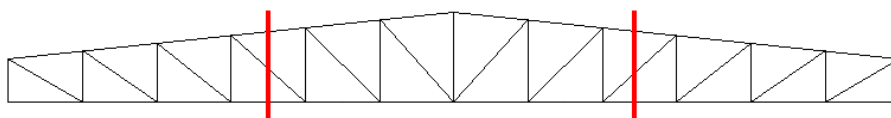
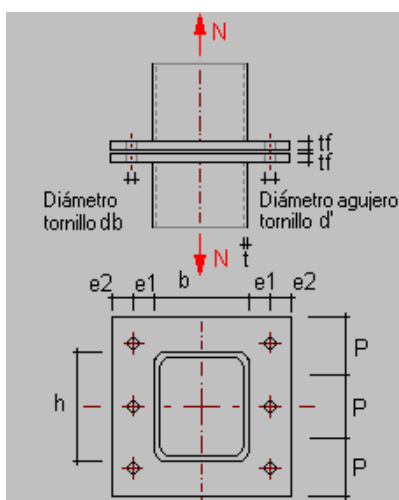


Fig. 12.5 Particions de l'encavallada per poder ser transportada



D'aquesta manera queden parts de gelosia transportables per un camió de dimensions normals i plataforma baixa, sense haver d'efectuar transports especials.



Cada partició s'efectuarà perpendicular a les barres que està partint de manera que la unió de continuïtat de barres serà més fàcil de dur a terme.

La unió de continuïtat consisteix en unir mitjançant cargols dues xapes d'acer que sortiran de taller soldades a l'extrem de cada barra partida (veure Fig. 12.6).

Per tal de garantir que les barres tallades tinguin continuïtat, s'han dimensionat tres tipus d'unions: una per els cordons superiors, una altra pels inferiors i, finalment una per a les diagonals.

Fig. 12.6 Esquema de la unió de continuïtat

Per als cordons superiors s'uniran dues xapes rectangulars d'acer S275 de 270x170x12mm mitjançant 4 cargols pretensats de M16 10.9 col·locats a 30mm dels extrems.

Per als cordons inferiors s'uniran dues plaques rectangulars d'acer S275 de 220x210x15mm mitjançant 8 cargols pretensats de M16 10.9 col·locats a 30mm dels extrems.

Per a les diagonals s'uniran dues plaques rectangulars d'acer S275 de 180x130x8mm mitjançant 4 cargols pretensats de M16 10.9 col·locats a 30mm dels extrems.

Els informes de càlcul es troben a l'annex D i a representació gràfica d'aquestes unions a plànol E-02 de l'annex F.

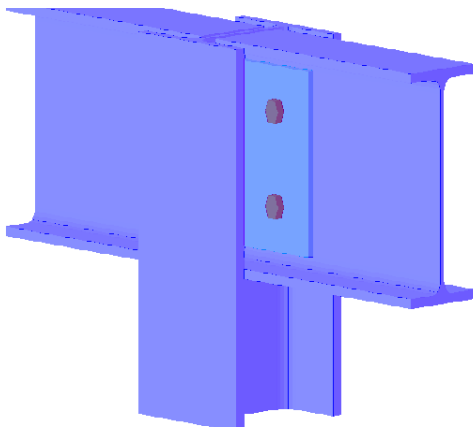
12.3. Unions biga-pilar dels pòrtics extrems

Els pòrtics dels extrems de la nau no tenen encavallada com a dintell sinó que hi ha un perfil IPE actuant de biga, unit en els cinc pilars. Com que en el disseny de la nau s'ha suposat que aquesta biga estava biarticulada, la unió entre ells serà una unió a tallant.

La biga tindrà quatre trams i cadascun anirà unit de pilar a pilar. Com que la orientació entre els pilars hastials (els tres centrals) i els dos extrems és diferent, s'han dissenyat dues unions.



La unió amb els pilars hastials serà la següent:



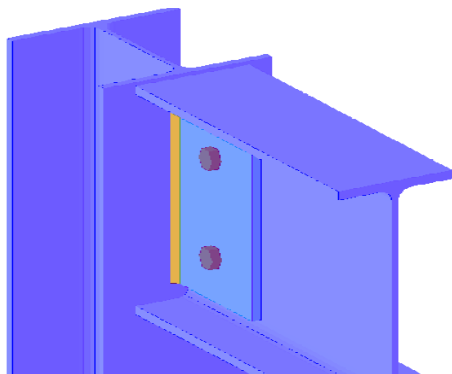
Placa unió: 150x190x10 mm S275

Cargols: M16 qualitat 10.9

Coll de soldadura: 6mm

Fig. 12.7 Unió biga-pilars hastials

La unió amb els pilars extrems serà així:



Placa unió: 150x190x10 mm S275

Cargols: M16 qualitat 10.9

Coll de soldadura: 6mm

Fig. 12.8 Unió biga-pilars de cantonada

Tot i no apreciar-se en les figures Fig. 12.7 i Fig. 12.8, el dintell ha d'estar lleugerament inclinat (pendent 10%) per tal que la coberta tingui en tota la seva superfície la mateixa inclinació.

La primera unió ha estat comprovada manualment i es poden trobar els càlculs realitzats a l'annex D. La seva representació gràfica es pot trobar al plànol E-04 de l'annex F.

12.4. Unió encavallada-pilar

La unió entre l'encavallada i el pilar cal que sigui rígida (o bé semi-rígida) ja que ha de ser capaç de suportar moment i a més ha de transmetre els esforços horitzontals i verticals.



La unió es fa entre el muntant exterior de l'encavallada (perfil tubular) i el pilar (perfil en I). Al ser dos perfils de tipologia diferent, la unió es farà a través de la unió de dues plaques. Per tant, els muntants exteriors i els pilars sortiran amb la xapa soldada de taller. D'aquesta manera, a obra només caldrà unir les dues plaques amb cargols.

La unió serà la mateixa per a tots els pòrtics. Per tant, s'ha agafat la pitjor combinació per a la unió, que resulta ser la següent:

$$ELU - 3 = 1,35 \cdot Pes_{\text{prop}} + 1,35 \cdot Permanents + 1,5 \cdot Vent_{\text{pressió}} + 0,5 \cdot Neu$$

L'informe de càlcul de la unió es troba a l'annex D i la solució final és la que es mostra a continuació:

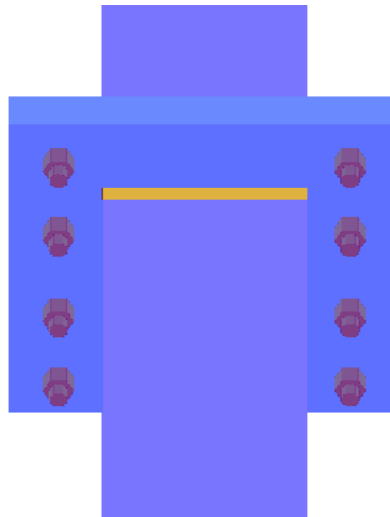


Fig. 12.9 Unió pilar-encavallada

Les dues xapes S275 de dimensions 420x420x15mm s'uniran mitjançant quatre cargols M20 i qualitat 8.8 a banda i banda de les plaques.

En el E-02 de l'annex F, es pot veure exactament com és la unió.

12.5. Unions a zona d'oficines

A la zona d'oficines hi ha diversos tipus d'unions entre les jàsseres que conformen l'estructura horitzontal i els pilars. Tot i així totes tenen una propietat comuna: són unions articulades i, per tant, es dimensionen a tallant. Hi ha dos tipus d'unions: una, on es soldarà una placa al pilar (ja sigui a l'ànima o a l'ala) i aquesta s'unirà a les jàsseres mitjançant cargols; en l'altre tipus la placa es soldarà a la biga i anirà unida amb cargols a l'ala del pilar.



Tot seguit es presenten les unions calculades.

La unió entre els pilars HEB160 i les jàsseres IPE270 (Fig. 12.10) es farà a través d'una placa d'acer S275 de 120x220x10mm soldada a les ales del pilar. Els cargols que s'utilitzaran seran de M16 i qualitat 8.8.

La unió entre els pilars HEB180 i les jàsseres IPE220 es resol de la mateixa manera però la placa d'unió és de 100x180x10mm. Finalment, la unió entre pilars HEB180 i jàsseres IPE160 també es farà de la mateixa manera però amb una xapa d'unió de 80x130x10mm.

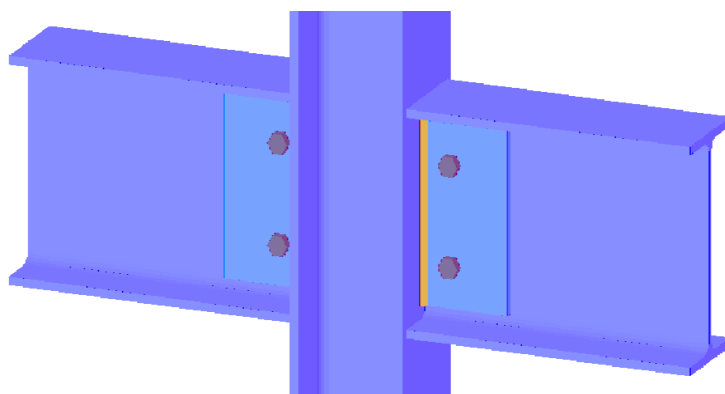


Fig. 12.10 Unió pilar HEB160-jàssera IPE270

La unió entre els pilars HEB180 i les jàsseres IPE270 (Fig. 12.11) es farà a través d'una placa d'acer S275 de 120x220x10mm soldada a l'ànima del pilar. Els cargols que s'utilitzaran seran de M20 i qualitat 8.8. A més, la unió entre els pilars HEB200 amb les jàsseres IPE270 també es faran de la mateixa manera. També, la unió entre els pilars HEB160 i les jàsseres IPE220 es farà a través de cargols M16 i qualitat 8.8 units a una placa d'acer S275 que en aquest cas serà de 100x180x10mm.

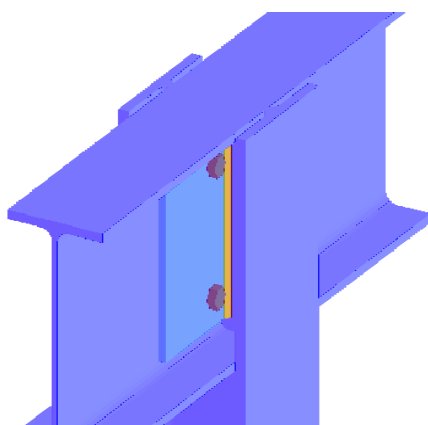


Fig. 12.11 Unió pilar HEB180-jàssera IPE270



La unió entre el pilar HEB200 i la jàssera IPE220 (Fig. 12.12) es farà a través d'una placa d'acer S275 de 100x180x10mm soldada a l'ànima de la biga. Els cargols que s'utilitzaran per unir la placa al pilar seran de M16 i qualitat 8.8.

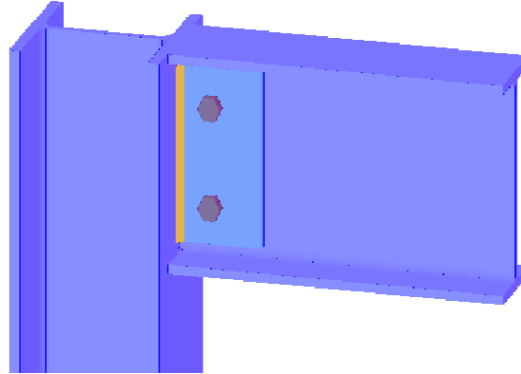


Fig. 12.12 Unió pilar HEB200-jàssera IPE220

Per últim, es presenta la unió entre dues bigues. Per tal que les plaques alveolars es recolzin sobre una superfície plana de jàsseres i bigues, la unió s'executarà enrasant els dos perfils per la cara superior. En el programa que s'ha calculat no s'hi ha pogut afegir aquesta condició, i és per això que la Fig. 12.13 mostra la unió entre les dues bigues sense la posició correcta. Per tant, la unió és vàlida però s'haurà de tenir en compte la posició dels perfils a l'hora d'executar-la.

La unió es fa a través de 2 perfils L 100.10 units a les dues jàsseres a través de cargols M16 i qualitat 8.8.

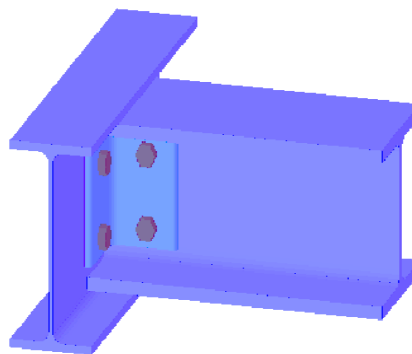


Fig. 12.13 Unió biga IPE220-biga HEB180

Totes les unions de la zona d'oficines estan dibuixades detalladament al plànol E-08 que està a l'annex F.



13. Fonamentació

13.1. Dades del terreny

Es disposa d'un estudi geotècnic realitzat per l'empresa MIRSON GEOTECNICS on descriu l'estratigrafia del terreny:

- Estrat A: compost de sorres i argiles llimoses de compacitat solta a mitja.

Cota: 0,00-3,00m

Angle de fregament intern: $\phi=31^\circ$

- Estrat B: compost per sorres gravoses de compacitat mitja.

Cota: 3,00-5,00m

Angle de fregament intern: $\phi=33^\circ$

S'ha detectat la presència d'aigua subterrània a partir d'aquest nivell.

- Estrat C: compost per sorres gravoses compactes.

Cota: 5,00-6,50m

Angle de fregament intern: $\phi=36^\circ$

- Estrat D: compost per sorres i graves molt compactes.

Cota: a partir de 6,5m

Angle de fregament intern: $\phi=40^\circ$

L'estudi recomana realitzar fonamentació superficial, tant llosa de fonaments com sabates aïllades, situada en l'estrat A.

S'ha decidit resoldre la fonamentació amb sabates, que per una amplada no superior a 3m tindrà una càrrega admissible de $1,90 \text{ kp/cm}^2$.



13.2. Dimensionament de la fonamentació

La fonamentació es resol mitjançant sabates aïllades. Per a cada sabata es verificarà que compleixi les tres condicions que s'expliquen tot seguit: la resistència del terreny, la no bolcada i el no lliscament. Per tal d'entendre les expressions que s'utilitzen, la Fig. 13.1 mostra què significa cada lletra.

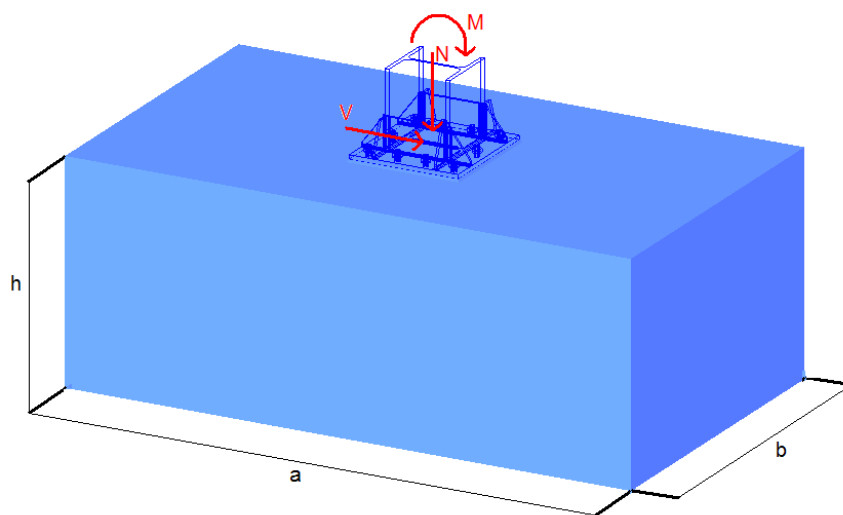


Fig. 13.1 Paràmetres pel càlcul de la fonamentació

L'annex E està dedicat a la fonamentació. S'han dimensionat quatre tipus de sabates: pels pilars dels pòrtic tipus, pels pilars hastials, pels pilars de les cantonades i pels pilars de les oficines. En aquest annex s'hi pot trobar el càlcul manual del dimensionament i l'armat d'una de les sabates de la nau. També hi ha els càlculs efectuats per a dimensionar totes les sabates, així com també l'armat necessari per a cadascuna d'elles.

La solució final de les sabates ha estat la següent:

- Sabates pilars pòrtic tipus: 3m x 2m x 1m amb una malla inferior de diàmetre 16 cada 20x20cm.
- Sabates pilars hastials: 3m x 1,5m x 1m amb una malla inferior de diàmetre 16 cada 20x20cm.
- Sabates pilars de cantonada: 2,4m x 2,4m x 1m amb una malla inferior de diàmetre 16 cada 20x20cm.
- Sabates pilars d'oficines: 2mx2mx0,8m amb una malla inferior de diàmetre 12 cada 15x15cm.



En el plànol E-06 de l'annex F es pot observar la distribució d'aquestes sabates i en el plànol E-07 es troben dibuixades amb més detall.

Com es pot comprovar, les sabates dels pilars dels pòrtics tipus i les dels pilars hastials són clarament rectangulars. Aquestes sabates, en el sentit de l'eix fort del pilar impediran el gir ja que tenen gran amplada. En canvi, en el sentit dèbil del pilar, la sabata és molt més estreta i no es pot garantir que la sabata no giri. Per aquest motiu, i adoptant un criteri del cantó de la seguretat, els pilars dels pòrtics tipus i els pilars hastials en la seva connexió amb el terreny només agafaran moment en el sentit de l'eix fort del pilar. Això significa que, a l'hora de dimensionar-los s'han considerat encastats en un sentit i articulats en el sentit perpendicular.

13.2.1. Coeficients parcials de seguretat

Per a fer les comprovacions esmentades anteriorment, cal conèixer els coeficients parcials de seguretat que s'han d'aplicar en cadascuna d'elles. Tal com dicta el *Código Técnico Seguridad Estructural – Cimientos* [4] aquests coeficients són els que apareixen a la

Taula 13.1.

Coeficients parcials de seguretat					
Situació de dimensionat	Tipus	Materials		Accions	
Persistent o transitòria	Enfonsament	3,0	1,0	1,0	1,0
	Lliscament	1,5	1,0	1,0	1,0
	Bolcada – accions estabilitzadores	1,0	1,0	0,9	1,0
	Bolcada – accions desestabilitzadores	1,0	1,0	1,8	1,0

Taula 13.1 Coeficients parcials de seguretat

13.2.2. Comprovació de resistència del terreny

La primera comprovació consisteix en mirar si el terreny aguanta la pressió que tindrà la sabata a causa de l'axil del pilar. Tal com ja s'ha esmentat, la $\sigma_{\text{terreny}}=190 \text{ kN/m}^2$ (1,9 kp/cm²) amb un factor de seguretat de 3. Per tant, el valor σ_{terreny} ja porta incorporat el coeficient parcial de seguretat corresponent a l'enfonsament.



Cal comprovar que:

$$\sigma_{terreny} \geq \sigma_{sabata} \quad (\text{Eq.13.1})$$

Desenvolupant l'Eq.13.1 s'obté:

$$\sigma_{terreny} \geq \frac{N + Pes}{b \cdot (a - 2e)} \text{ on } e = \frac{M + V \cdot h}{N + Pes} \quad (\text{Eq.13.2})$$

On: e : excentricitat on està aplicada la càrrega

13.2.3. Comprovació de no bolcada

Aquesta és la primera de les dues comprovacions d'estabilitat de la sabata. Es comprovarà que la sabata no bolca tot i el moment al qual està sotmesa.

Per tant, s'haurà de comprovar que es compleix la següent equació:

$$M_{estabilitzador} \geq M_{bolcada} \quad (\text{Eq.13.3})$$

Desenvolupant l'Eq.13.3 i aplicant els coeficients parcials de seguretat tabulats a l'apartat 13.2.1 on es minora el moment estabilitzador i es majora el desestabilitzador s'obté la següent expressió:

$$0,9 \cdot \left[\frac{a}{2} \cdot (N + Pes) \right] \geq 1,8 \cdot [M + V \cdot h] \quad (\text{Eq.13.4})$$

13.2.4. Comprovació de no lliscament

L'altra comprovació d'estabilitat de la sabata és verificar que la sabata no llisca a causa de l'esforç tallant al qual és sotmesa. Es comprovarà que el fregament del terreny és superior al tallant. Per això s'utilitza la següent expressió:

$$Fregament \geq V_{maj} \quad (\text{Eq.13.5})$$

Desenvolupant l'Eq.13.5 i aplicant el coeficients parcials de seguretat s'obté la següent expressió:

$$(N + Pes) \cdot \text{tg} \left(\frac{2}{3} \phi \right) \geq 1,5 \cdot V \quad (\text{Eq.13.6})$$

On: ϕ : angle de fregament intern del terreny



13.3. Armat de les sabates

Les sabates, segons quines siguin les seves dimensions, poden ser rígides o flexibles. Per determinar a quin grup pertanyen s'usen unes senzilles equacions (Eq.13.7 i Eq.13.8):

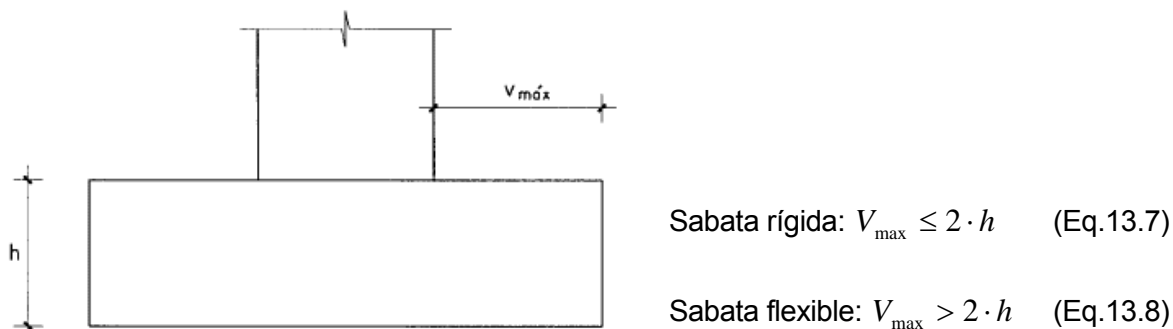


Fig. 13.2 Paràmetres per a determinar la rigidesa de la sabata

En el cas de la nau industrial, totes les sabates són rígides ja que compleixen la primera equació.

Per tant, segons la EHE-08 [5] per armar aquest tipus de sabates és necessari definir un model de bieles i tirants tal com mostra la Fig. 13.3:

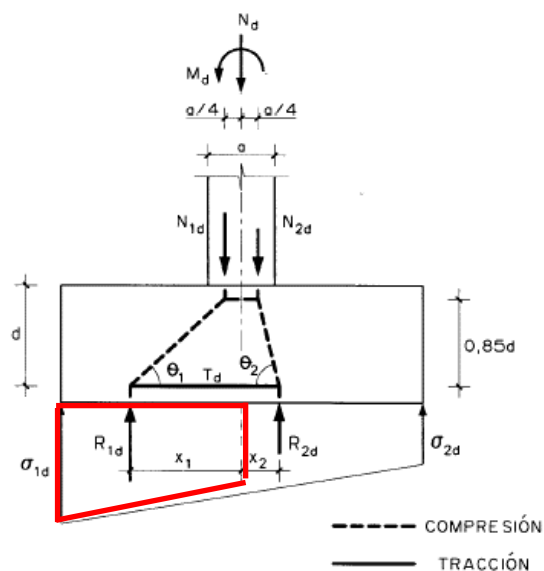


Fig. 13.3 Model de bieles i tirants per l'armat de la sabata



L'armadura per resistir la tracció T_d ha de ser tal que compleixi la següent fórmula (eq.13.9):

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85 \cdot d} (x_1 - 0,25a) = A_s \cdot f_{yd} \quad (\text{Eq.13.9})$$

On:

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} + \frac{2 \cdot M_d}{a} \quad (\text{Eq.13.10})$$

d : cantell útil

x_1 : distància entre el centre de gravetat del trapezi ressaltat i l'eix de la sabata

a : es considera que és la llargada de la placa d'ancoratge (que ve a ser l'element que transmet els esforços del pilar a la sabata).

A_s : és la secció d'armadura necessària per a resistir la tracció.

f_{yd} : és el límit elàstic de l'acer. S'utilitzarà acer B-500S, però la normativa diu que per als càlculs s'ha de considerar un límit elàstic igual o inferior a 400N/mm^2 . Per tant, en aquest cas aquest paràmetre val 400N/mm^2 .

13.4. Dimensionat i armat de les riostrs

Les riostrs es col·locaran de la cara exterior d'una sabata a la cara exterior de la següent, i la seva funció és bloquejar el moviment horitzontal de la fonamentació i fer que aquesta actuï conjuntament. A part de complir aquestes missions, també són el recolzament del mur perimetral de la façana de tota la nau. Aquest muret que es col·loca com a protecció de la façana (evita que es malmeti si hi hagués algun petit impacte), té com a fonamentació la riostra.

Per tant, la riostra a col·locar en tot el perímetre serà la mateixa en tots els trams. Es dimensionarà per a que pugui suportar el pes propi de muret perimetral de la nau.

Els càlculs es troben a l'annex D i al plànol E-07 s'hi troben grafiades les dimensions i l'armadura.



14. Estudi de la longitud de vinclament fora del pla del cordó inferior de l'encavallada

14.1. Introducció

L'encavallada és un sistema estructural format per membres rectilinis que formen triangulacions. El gran avantatge d'aquest sistema és que les barres estan sotmeses, principalment, a esforços de tracció o compressió. A la majoria de situacions, les accions que actuen sobre l'encavallada (pes propi de la coberta, sobrecàrrega d'ús, neu, vent) són tals que fan que el cordó superior es comprimeixi i el cordó inferior es traccioni. En aquest cas, com que les longituds de vinclament del cordó superior són relativament petites, no sorgeixen problemes d'inestabilitat.

La situació crítica es dona quan es produeix el que s'anomena "inversió d'esforços". Això significa que les accions que succionen l'encavallada (el vent) són majors que les que la pressionen (pes propi, càrregues permanents, etc.) i per tant s'inverteixen els esforços habituals: el cordó superior es tracciona i l'inferior es comprimeix. En aquest cas, la longitud de vinclament fora del pla és la que condicionarà el vinclament del cordó inferior fora del pla.

Per tant, és tanta la importància de la longitud de vinclament fora del pla del cordó inferior de la encavallada que, tal i com s'ha explicat a l'apartat 9.2.2, s'ha decidit realitzar un estudi en profunditat.

La finalitat d'aquest estudi serà veure si és possible utilitzar una longitud de vinclament fora del pla (L_k) o, el que ve a ser el mateix, un coeficient de vinclament ($\beta = L_k/L$), més petita que el que indica el Codi Tècnic per al càlcul de resistència al vinclament de la barra.

La compressió crítica (N_{cr}) és aquella que fa vinclar la barra i per una barra de secció constant es calcula de la manera segons l'equació d'Euler (Eq.14.1):

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_k^2} \quad (\text{Eq.14.1})$$

Aleshores, si s'aconsegueix obtenir una L_k prou petita per al cordó inferior tal que compleixi que N_{cr} sigui major a la màxima compressió a la qual està sotmès, es podrà assegurar que la barra no fallarà per vinclament fora del pla.



Per a dur a terme els diferents càlculs s'escull un dels pòrtics tipus de la nau, concretament, el sisè començant per la façana sud, ja que es troba aproximadament a la meitat. Serà a partir d'aquest que es calcularan tots els paràmetres necessaris per a obtenir la longitud efectiva de vinclament del cordó inferior de l'encavallada.

Per realitzar algun dels càlculs o bé per fer les simulacions s'haurà de conèixer quina és la pitjor situació per al cordó inferior. Aquesta es dona quan aquest està al màxim comprimit degut a la inversió d'esforços de l'encavallada. La combinació d'accions que es presenta just a continuació on actua el vent a succió com a acció principal i, per altra banda, el pes propi de l'estructura i de la coberta com a càrregues permanents minorades, és quan el cordó inferior es trobarà més comprimit.

$$ELU - 45 = 0,8 \cdot Pes_propi + 0,8 \cdot Permanents + 1,5 \cdot Vent_succió$$

L'estudi consta de les següents parts:

Primerament, es presenta el càlcul de la longitud crítica de vinclament tal i com el Codi Tècnic de l'Edificació indica.

Seguidament, partint d'un estudi realitzat pel Comitè Internacional pel Desenvolupament i Estudi de les Construccions Tubulars (CIDECT) on es presenten dos mètodes més precisos per calcular la longitud de vinclament efectiva d'aquest cordó, s'exposaran els resultats obtinguts després d'aplicar els dos mètodes al cordó que s'està estudiant.

Finalment, mitjançant el mètode dels elements finits també s'ha calculat la longitud de vinclament fora del pla del cordó inferior. A través del programa d'elements finits ANSYS (versió 8.0), s'han realitzat diversos models de l'encavallada, cada vegada més complets, per tal de trobar-ne un que s'ajusti al màxim a la realitat. Es presentarà aquest l'últim obtingut i el resultat que ha donat el programa.

Per últim, es comparen tots els resultats obtinguts de l'estudi i s'exposen les conclusions a les quals s'ha arribat.

Aquest apartat de la memòria només recull els resultats obtinguts de l'estudi. La informació completa i tots els càlculs derivats d'aquest estudi es troben a l'annex A.

14.2. Codi Tècnic (CTE-DB-SE-A)

L'article 6.3.2.4 de CTE-DB-SE-A [3] defineix la longitud de vinclament fora del pla dels cordons de dues maneres diferents segons si aquest està o no arriostrat.



Si existeixen arriostaments, la longitud de vinclament fora del pla és la longitud teòrica de la barra mesurada entre els punts fixes, és a dir, entre arriostaments.

Si no existeixen arriostaments, la longitud de vinclament fora del pla es calcula com el d'una peça de compressió variable.

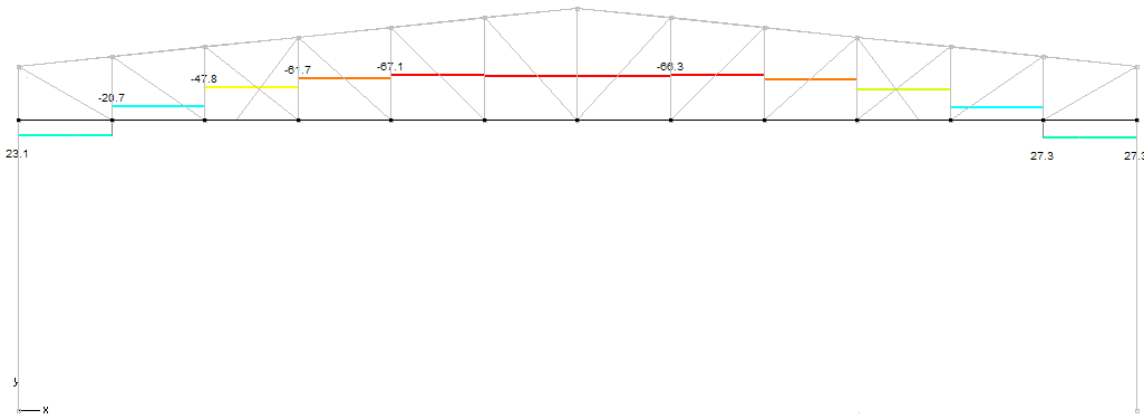


Fig. 14.1 Diagrama d'esforços axils del cordó inferior

En principi, el cas que s'està estudiant és aquest últim ja que es vol saber quina és la longitud de vinclament del cordó inferior quan no existeixen arriostaments. El que passa és que el cordó inferior no és una peça sotmesa a només compressió variable, sinó que una part dels extrems es troben traccionats (veure Fig. 14.1). Per tant, la fórmula que presenta el Codi Tècnic no serveix per aquest cas.

Aleshores, tornant al que diu l'article 6.3.2.4 de CTE-DB-SE-A [3], es pot considerar que els punts d'arriostament de l'encavallada són els punts d'unió al pilar (els pilars estan arriostrats longitudinalment) i, per tant, la longitud de vinclament seria la longitud real del cordó amb la reducció del 10% per estar format per un perfil tubular, tal com s'indica en el mateix apartat del Codi Tècnic.

Aleshores, el valor de la longitud de vinclament L_k és el següent:

$$\beta = L_k / L = 0,9 \rightarrow L_k = 0,9 \cdot L = 0,9 \cdot 27000 = 24300\text{mm} = 24,3\text{m}$$

14.3. Monogràfic 4 (CIDECT)

El Comitè Internacional pel Desenvolupament i l'Estudi de les Construccions Tubulars (CIDECT) va presentar el Monogràfic 4: *Effective lengths of lattice girder members* [10] on,



estudiant més acuradament el fenomen del vinclament en cordons inferiors no arriestrats, explica com aconseguir resultats més precisos.

Es presenten dos mètodes de càlcul per obtenir la longitud de vinclament dels cordons comprimits d'una manera més precisa que calculada amb els mètodes tradicionals, com és el que utilitza el Codi Tècnic. Ambdós mètodes s'ajuden de diversos àbacs confeccionats a partir de l'estudi de diferents models per fer el càlcul menys costós.

14.3.1. Primer mètode

El primer mètode parteix del principi que el cordó comprimit s'assumeix que està lateralment estabilitzat per la presència, a cada nus, de suports elàstics locals.

Aquests suports imaginaris situats al cordó inferior esdevenen gràcies a la rigidesa que donen a l'estructura les altres barres que la conformen, com són els muntants, les diagonals, el cordó superior i les corretges de coberta.

Es suposen diverses hipòtesis per realitzar el càlcul:

- La rigidesa de cada suport elàstic és independent.
- La rigidesa torsional del membres de la gelosia es negligeix.
- Els muntants i diagonals es suposen que estan articulats al cordó comprimit i completament fixes al cordó traccionat.

Observant les hipòtesis, es considera que aquest mètode sí que es pot aplicar a l'encavallada projectada en la nau industrial. El fet que els enllaços de les barres de replè siguin diferents als considerats (al model de càlcul de l'encavallada aquestes barres estan fixes a ambdós cordons) no modificarà gaire els esforços ja que els moments en els nusos de l'encavallada són negligibles, i tant es pot considerar que estan articulats com empotrats. Per tant, que en aquest model un dels extrems dels muntants i diagonals estigui articulats al cordó inferior (i per tant, no aguanti moment) no difereix gaire del model real considerat.

Per tant, la finalitat del primer mètode és trobar la rigidesa de cadascun dels suports elàstics locals. A partir de totes elles es pot trobar la relació l_k/l mitjançant uns àbacs confeccionats a partir del resultat de l'estudi de 20 models d'encavallades de diferents característiques.

La rigidesa de cadascun dels suports (α) es calcula de la següent manera:



$$\alpha = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_a} + \frac{1}{\alpha_{2t} + \alpha_{2j}}} \quad (\text{Eq.14.2})$$

On: α_a representa la rigidesa de l'ànima de la biga, és a dir, dels muntants i diagonals

α_{2t} representa la rigidesa de les corretges (subjectades al cordó traccionat)

α_{2j} representa la rigidesa del cordó traccionat

Com es pot comprovar, la rigidesa dels suports elàstics depèn de la rigidesa de la resta de barres que conformen l'encavallada i de les corretges.

El desenvolupament de l'equació i els càlculs intermedis es poden trobar a l'apartat A.3.1 de l'Annex A. Tot seguit es mostren, els resultats de cadascuna de les rigideses junt amb l'esquema d'on està situat cadascun (Fig. 14.2).

$$\alpha_1 = 125,33 \text{ daN/cm}$$

$$\alpha_2 = 87,42 \text{ daN/cm}$$

$$\alpha_3 = 64,53 \text{ daN/cm}$$

$$\alpha_4 = 49,18 \text{ daN/cm}$$

$$\alpha_5 = 38,09 \text{ daN/cm}$$

$$\alpha_6 = 33,78 \text{ daN/cm}$$

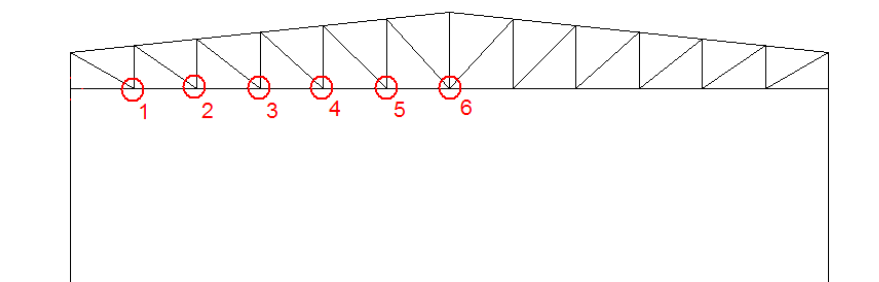


Fig. 14.2 Numeració dels nusos de l'encavallada

Una vegada obtingudes les rigideses de cada suport imaginari cal escollir l'àbac a utilitzar a partir de definir els paràmetres següents:

- La variació de la inèrcia del cordó comprimit.
- La variació de les forces axials (generalment depenen del tipus de gelosia).
- La variació de la rigidesa dels suports elàstics.

L'encavallada estudiada compleix les següents característiques:

- La inèrcia cordó comprimit és constant (perfil d'inèrcia constant).
- La forma de l'encavallada és tal que els cordons no són paral·lels entre ells. El cordó inferior es manté horitzontal mentre que el superior fa pendent, de manera que resulta una encavallada que no és triangular.



- La variació de la rigidesa dels suports és hiperbòlica, tal com es pot comprovar en el gràfic següent (Fig. 14.3).

A l'eix de les X hi ha representada la posició relativa de cada suport respecte la longitud total del cordó (el primer punt correspon al suport de més a l'esquerra i l'últim al de més a la dreta) i a l'eix de les Y s'hi ha representat el quocient entre la rigidesa de cada suport entre la rigidesa mitjana.

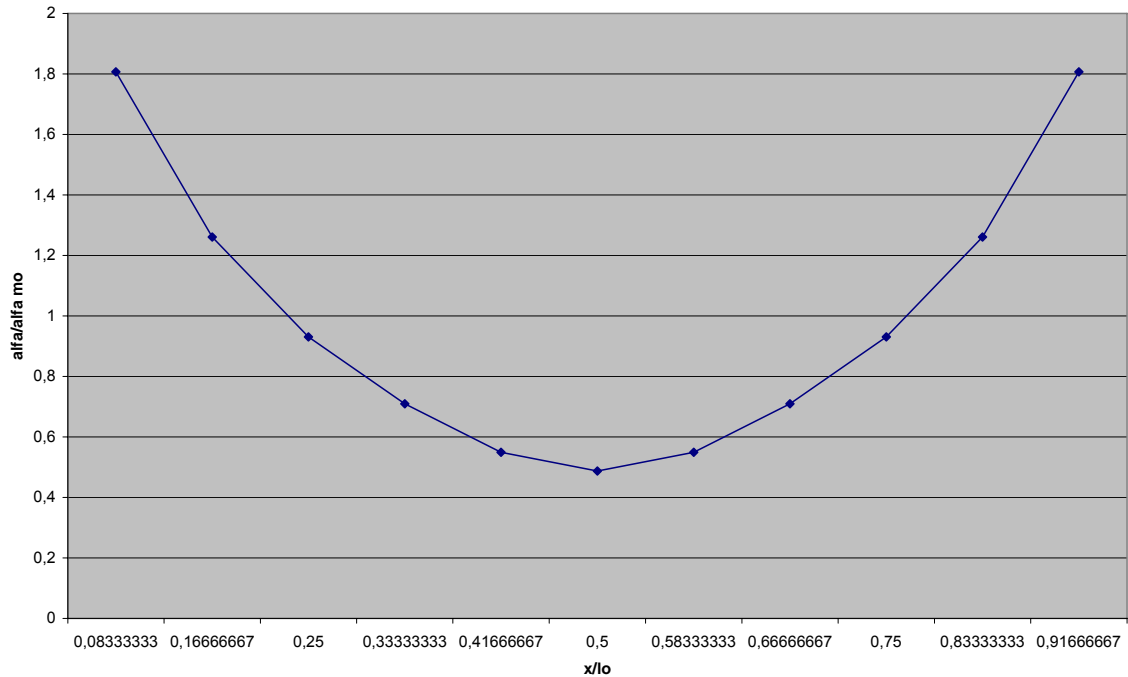


Fig. 14.3 Variació relativa de rigidesa respecte la posició relativa del suport

L'àbac que correspon a aquestes característiques és el número 14. Es pot trobar a l'apartat A.6.1 Àbac n^o14 (Primer Mètode) de l'Annex A.

Per poder extreure la relació l_k/l a partir de l'àbac, a l'annex A s'ha efectuat el càlcul del paràmetre següent:

$$\frac{l_0^3 \sum \alpha_i}{EI_1} \quad (\text{Eq.14.3})$$

On: l_0 és la longitud de la biga

α_i és la rigidesa de cadascun dels suports elàstics



E és el mòdul elàstic de l'acer

I_1 és la inèrcia del cordó inferior

Si s'entra per l'eix d'abscisses a l'àbac amb el valor $\frac{l_0^3 \sum \alpha_i}{EI_1} = 21434$, s'obté que aproximadament, $\beta = l_k/l \cong 0,22$. Això significa que la longitud de vinclament efectiva del cordó inferior és de :

$$l_k/l = 0,22 \rightarrow l_k = 0,22 \cdot l = 0,22 \cdot 27000 = 5940\text{mm} = 5,94\text{m}$$

Es pot comprovar que la longitud de vinclament del cordó inferior fora del pla es redueix de manera molt notòria si es compara amb l'obtinguda amb el Codi Tècnic.

14.3.2. Segon mètode

El segon mètode parteix del principi d'assimilar la gelosia a una biga d'ànima plena on s'estudia la bolcada lateral sense negligir la distorsió de la secció transversal. Per tant, si en aquesta biga es produeix la bolcada lateral (compressió excessiva a l'ala inferior), significa que el cordó inferior real ha vinclat.

Es suposa que la gelosia té un punt fix a l'altura del centre de gravetat de la corretja.

Les hipòtesis de càlcul són les següents:

- Les barres de replè (muntants i diagonals) són substituïdes per una ànima contínua fictícia amb característiques de flexió i torsió idèntiques a les que tenia.
- Els cordons han de ser paral·lels o lleugerament convergents (pendent $\leq 10\%$).
- Les característiques mecàniques de la biga s'assumeixen constants entre dos punts de subjecció lateral.
- El cordó comprimit té una esveltesa (l_o/i) major o igual a 150.
- Les forces axials aplicades als cordons (tant de tracció com de compressió) són constants i equivalen a una força excèntrica en el pla de la gelosia.



Aquest segon mètode es pot resoldre de dues maneres:

1. Mitjançant la resolució de l'equació d'equilibri de la biga.
2. Mitjançant la resolució amb l'ajut dels àbacs.

Igual que en el primer mètode, per tal de facilitar el càlcul, hi ha uns àbacs confeccionats a partir de diferents models de bigues en gelosia. Per tant, el càlcul es realitzarà a partir del segon mode de resolució. El primer mode està explicat sense massa profunditat a l'apartat A.3.2 de l'annex A.

Abans de començar a aplicar el segon mode de resolució cal assegurar-se que es compleixen les hipòtesis en les quals es basa aquest mètode:

- Com que els cordons de l'encavallada tenen una pendent del 10%, s'està al límit de poder aplicar aquest segon mètode.
- L'esveltesa del cordó comprimit és de $l_0/i = 2700/4,68 = 576,9 \geq 150$.

Una vegada comprovades les hipòtesis, ja es pot iniciar el càlcul. L'àbac que s'ha d'utilitzar depèn dels tres paràmetres que s'han calculat i que es presenten a continuació. El càlcul pas a pas i les operacions intermèdies que s'han hagut de dur a terme estan detallades a l'apartat A.3.2 de l'annex A.

$$\frac{J_t}{I_1} = 75 \quad \frac{J_2}{J_1} = 3,59 \quad \frac{J_1}{I_1} = 1,49 \quad (\text{Eq.14.4 / Eq.14.5 / Eq.14.6})$$

On: J_t és la inèrcia a torsió a causa de les corretges

J_1 és la inèrcia a torsió del cordó comprimit

J_2 és la inèrcia a torsió del cordó traccionat

I_1 és la inèrcia a flexió del cordó comprimit

Com que, tal com ja s'ha dit, les taules estan fetes basades en uns models, els que es farà és adaptar el model que s'està estudiant a un dels models que s'hi assembla més.

Pels resultats obtinguts, s'escull el model 42. Tal com es pot veure a l'apartat A.6.2 Àbac n°42 (Segon Mètode) de l'Annex A, en aquest model s'hi poden trobar dos àbacs. Es diferencien pel valor de la relació a_2/h , on a_2 és la distància entre el centre de gravetat del cordó superior i el centre de gravetat de la corretja i h és el cantell de la biga.



Fent aquest senzill càlcul s'obté:

$$\frac{a_2}{h} = \frac{150/2 + 200/2}{2700} = 0,064 \rightarrow \frac{a_2}{h} \cong 0 \quad (\text{Eq.14.7})$$

Els paràmetres necessaris per entrar a l'àbac són els següents:

$$\frac{l_0}{h} \text{ i } \rho_a \frac{I_a \cdot l_0}{I_1} \quad (\text{Eq.14.8 / Eq.14.9})$$

On: l_0 és la longitud del cordó inferior

h és el cantell de la biga

ρ_a és un coeficient que va entre 0 i 1.

I_a és la inèrcia a flexió de l'ànima equivalent per unitat de longitud calculat sobre la longitud l_a .

El seu càlcul es troba junt amb els altres a l'annex A.

Si s'entra en l'àbac amb $\frac{l_0}{h} = 10$ i $\rho_a \frac{I_a \cdot l_0}{I_1} = 2,24$, es troba que la relació $l_k/l = 0,23$,

aproximadament. Això significa que la longitud de vinclament efectiva del cordó inferior és de:

$$\beta = l_k/l = 0,23 \rightarrow l_k = 0,23 \cdot l = 0,23 \cdot 27000 = 6210\text{mm} = 6,21\text{m}$$

Els valors obtinguts en ambdós mètodes són bastants semblants i redueixen considerablement la longitud de vinclament fora del pla del cordó inferior respecte al que dicta el codi tècnic.

14.4. Anàlisi mitjançant el mètode dels elements finits

Per tal de poder fer un anàlisi mitjançant el mètode dels elements finits, s'ha recorregut al programa ANSYS (versió 8.0) ja que és un programa que utilitza mètodes d'elements finits per a solucionar diferents problemes d'enginyeria, com per exemple problemes estructurals.



A través d'aquest programa es pot modelitzar l'estructura que s'està estudiant i analitzar-la per trobar la longitud de vinclament fora del pla del cordó inferior de l'encavallada.

El procediment a seguir, a grans trets, serà el següent:

- Definir el material i les característiques de cada perfil, crear la geometria i mallar-la.
- Definir les condicions d'enllaç i aplicar les càrregues que corresponguin.
- Fer una primera anàlisi lineal de l'estructura tot guardant els esforços normals als que estan sotmesos les barres. A partir d'aquesta anàlisi es poden saber els esforços normals i tallants de les barres de la geometria, així com també els moments flectors als que estan sotmeses.
- Fer una nova anàlisi, que en aquest cas serà de vinclament. A partir d'ella es podrà trobar el primer mode de vinclament (mode pel qual fallarà l'estructura a causa del vinclament d'una de les seves barres) i la càrrega que l'ha produït.
- A partir dels resultats i amb la fórmula de la càrrega crítica d'Euler (Eq.14.10) es podrà trobar la longitud de vinclament de la barra (L_{crit}).

$$N_{crit} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{crit}^2} \quad (\text{Eq.14.10})$$

Per fer l'estudi mitjançant el mètode dels elements finits, a través del programa ANSYS s'ha creat un primer model i, a partir d'aquest, se n'han desenvolupant tres més que s'han anat modificant i perfeccionant per tal d'aconseguir un model definitiu s'ajusti al màxim a la realitat.

Tot seguit es presenta el quart i l'últim model ja que és el més el més complet. Els altres tres es poden trobar explicats i calculats dins l'*apartat A.4* de l'annex A.

14.4.1.Model: El pòrtic amb totes les corretges

El quart model és la modelització del pòrtic amb les corretges. L'element que s'ha utilitzat per a crear-lo és el BEAM14 (elastic beam) amb capacitat de tracció, compressió i flexió. Té 6 graus de llibertat a cada node, 3 translacions i 3 rotacions.

S'ha definit cadascun dels perfils que conformen el model a partir de l'àrea i el moments d'inèrcia i de torsió. També s'han definit el material i les seves propietats. Com que es tracta de l'acer, un material elàstic i isòtrop, els valors que s'han de definir són el mòdul d'elasticitat (E), que és de 210000N/mm² i el coeficient de Poisson (ν), que té un valor de 0,3.



Tot seguit es procedeix a dibuixar la geometria i mallar-la assignant a cada barra les característiques del perfil que té. Es dibuixa l'encavallada, els pilars que la suporten i les 26 corretges que en un extrem es troben articulades sobre l'encavallada modelitzada i que per l'altre estarien sobre les encavallades dels pòrtics d'ambdós costats (però que no es dibuixen).

Les càrregues que s'aplicaran a l'encavallada seran puntuals, situades en el punt d'unió amb les corretges de coberta i de valor igual a la unitat, excepte les dues dels extrems que valdran 0,5N. Aquest fet es deu a que es considera que tan el pes propi de l'estructura com el de la coberta com el vent són uniformes en qualsevol punt de l'encavallada. A més les càrregues que s'han d'introduir en el programa han de ser proporcionals a les que actuen (per obtenir un model que s'ajusti al comportament que pot tenir), però no cal que tinguin el valor real. De fet, la finalitat de l'anàlisi és trobar la càrrega crítica, és a dir, la càrrega a partir de la qual alguna barra de l'estructura vincla i, per tant, l'estructura global falla, i aquest és un valor fix.

Les condicions d'enllaç que s'introduiran en els extrems inferiors dels pilars, restringeixen els tres desplaçaments i dos girs: en l'eix Y (torsió) i en l'eix Z (el pla del pòrtic) ja que s'ha dissenyat el pòrtic amb els pilars encastats en el terreny, però per ser conservadors, només s'ha suposat que agafen moment en el sentit del pla del pòrtic i que, per tant, es permet el gir en el sentit perpendicular.

Les condicions d'enllaç que simulen els arriostaments de coberta impedeixen que el cordó superior es mogui en el sentit Z (sentit perpendicular al pla del pòrtic). Per tant, com que estan situats cada 3 corretges, a cada un dels extrems de cada 3 corretges hi anirà una restricció de desplaçament en el sentit Z, per tal de simular els arriostaments. Per altra banda, cal que els extrems de cadascuna de les corretges es comportin de la mateixa manera ja que, tot i que no es dibuixen, cada un d'ells va unit al pòrtic anterior i següent, respectivament. Aquest fet s'aconsegueix fent un "*coupling*" entre els nusos que volem assignar aquesta restricció i, tot seguit, indicant quin és el grau de llibertat que pel qual es vol que siguin tots iguals. En aquest cas, es vol que el desplaçament en el sentit Y sigui igual pels extrems de cada línia de corretges.

El model resultant és el que es mostra a la figura següent (Fig. 14.4):



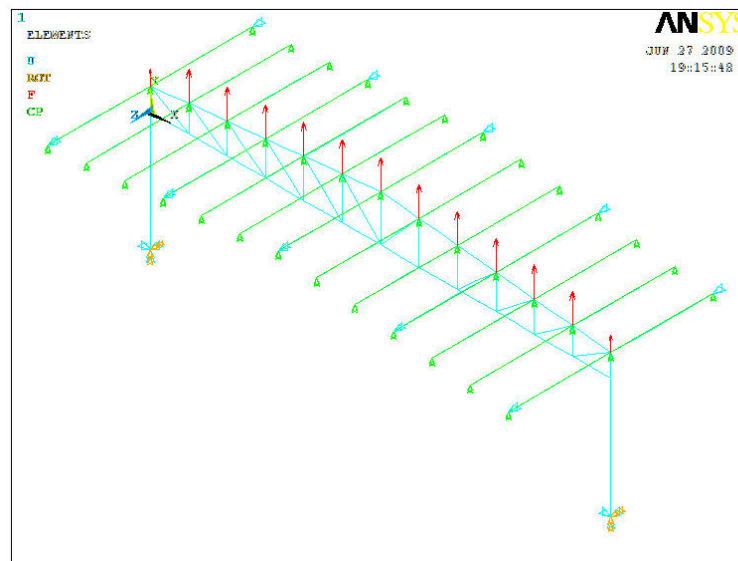


Fig. 14.4 Modelització del pòrtic de la nau amb les corretges de coberta

Ara ja es pot procedir a analitzar-lo. Inicialment, es fa una anàlisi estàtica, guardant els esforços normals. D'aquí traurem el diagrama d'esforços axils (Fig. 14.5):

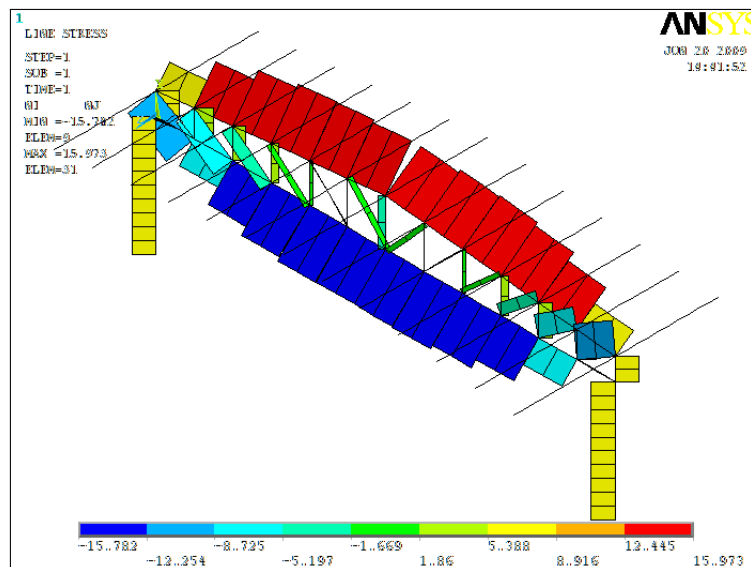


Fig. 14.5 Diagrama d'esforços axils

El valor màxim de compressió en el cordó inferior és $N=-15,782\text{N}$.

Finalment, en l'anàlisi de vinclament d'aquest últim model, el primer mode té el següent aspecte (Fig. 14.6). Es veu clarament que el cordó inferior vincla fora de seu pla.



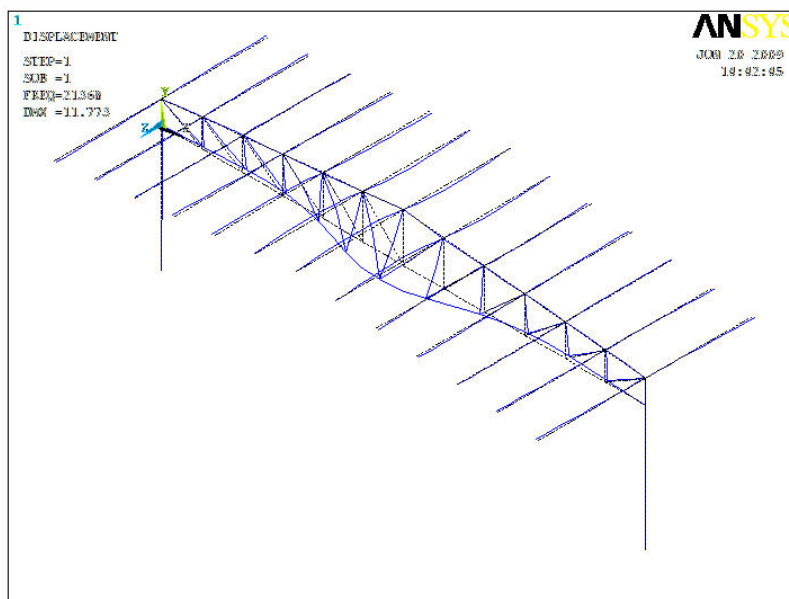


Fig. 14.6 Primer mode de vinclament

El valor propi associat a aquest primer mode de vinclament és de $\lambda_{crit} = 21368$.

Això significa que si la càrrega resultant que actua sobre la coberta fos tal que transmetés a l'encavallada 21368N a través dels punts d'unió de les corretges (i 10684N a les corretges extremes), l'encavallada arribaria a un nivell de compressió que la faria vinclar.

Observant la combinació d'accions més perjudicial (ELU-45), s'observa que la succió transmesa a l'encavallada a partir de les accions que actuen és de 7750N a cada punt d'unió de les corretges. Per tant, es pot comprovar que aquest valor queda molt lluny dels 21368N que es necessiten per tenir fallada per vinclament.

Si es calcula aquesta compressió màxima real en el cordó inferior per la qual es produeix la fallada s'obté el valor següent:

$$N_{crit} = \lambda_{crit} \cdot N = 21368 \cdot 15,782 = 337229,78N \tag{Eq.14.11}$$

Tot seguit, a partir de l'equació d'Euler (Eq.14.10) es troba la longitud de vinclament del cordó inferior.

$$N_{crit} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{crit}^2} \rightarrow 337229,78N = \frac{\pi^2 \cdot 210000 N/mm^2 \cdot 333,6 \cdot 10^4 mm^4}{L_{crit}^2 (mm^2)}$$

$$L_{crit} = 4528 mm = 0,17 \cdot L$$



La longitud crítica és de 4528mm, 0,17 vegades la longitud real de cordó. Aquest valor queda molt lluny del que s'ha obtingut amb el Codi Tècnic i relativament a prop dels obtinguts amb els mètodes presentats pel CIDECT [10].

14.5. Resum, comparacions i conclusions de l'estudi

14.5.1. Resum i valoració dels resultats

Fins aquí s'han vist diferents mètodes de càlcul que s'han utilitzat per saber la longitud de vinclament del cordó inferior de l'encavallada quan no està arriostrat lateralment per cap punt en tota la seva longitud. Tot seguit es presenta una taula (Taula 14.1) on es recullen els resultats obtinguts en cadascun dels mètodes utilitzats:

MÈTODE UTILITZAT	LONGITUD DE VINCLAMENT	COEFICIENT $\beta=L_K/L$
CTE - DB - SE - A	24300 mm	0,90
CIDECT – Primer mètode	5490 mm	0,22
CIDECT – Segon mètode	6210 mm	0,23
Elements finits (ANSYS) – Quart model	4528 mm	0,17

Taula 14.1 Resultats de l'estudi segons el mètode utilitzat

Tal com es pot comprovar els resultats difereixen entre ells, sobretot el primer resultat respecte dels altres. Els models utilitzats per a obtenir els tres últims valors de la taula han estat fruit de mètodes, més o menys ajustats, però en tots s'han formulat hipòtesis i s'hi han fet simplificacions.

Tot i així, els tres models (els dos del CIDECT i el del programa ANSYS) es considera que donen resultats acceptables per al càlcul de la nau industrial.

Per una banda, els dos mètodes del CIDECT són fruit de la recerca exhaustiva per part d'aquest comitè i estan basats en models experimentals. Per altra banda, el programa ANSYS pot fer anàlisis de vinclament. Per tant, si el model introduït és molt semblant al real els resultats obtinguts també ho seran.

Per tant, els tres valors de longitud de vinclament del cordó inferior de l'encavallada queden aprovats. Ara caldrà saber quin comportament té l'encavallada quan s'introdueixin aquests valors.



14.5.2. Comparació dels resultats en PowerFrame

Tot seguit, s'introdueixen un per un, els valors obtinguts de la longitud de vinclament en el programa PowerFrame amb els diferents mètodes. D'aquesta manera es podrà veure com varia el comportament de la nau industrial segons la longitud de vinclament del cordó inferior que s'hagi introduït.

Els resultats gràfics es poden trobar a l'*apartat A.5.2* de l'annex A. Aquí només es mostren tabulats els valors de resistència a vinclament del cordó inferior.

MÈTODE UTILITZAT	COEFICIENT $\beta=L_k/L$	SOL·LICITACIÓ DEL CORDÓ A VINCLAMENT
CTE - DB - SE - A	0,90	1141% (falla per vinclament)
CIDECT – Primer mètode	0,22	64%
CIDECT – Segon mètode	0,23	82%
Elements finits (ANSYS) – Quart model	0,17	48%

Taula 14.2 Comparació de resultats

14.5.3. Conclusions de l'estudi

Es pot comprovar que els resultats que s'obtenen són molt diferents. La secció del cordó inferior utilitzada a la nau que s'ha projectat no és possible posar-la sense arriostrar segons quin dels mètodes s'utilitzi per calcular la seva longitud de vinclament.

Si només es fa el que dicta el Codi Tècnic, la secció SHS 100.6 utilitzada en el cordó inferior de totes les encavallades sense arriostrar lateralment no seria vàlida. La solució per tal d'evitar el seu vinclament seria arriostrar la nau de dalt a baix a través de creus de Sant Andreu. D'aquesta manera la longitud de vinclament serà la mesurada entre els punts fixes que s'han creat gràcies als arriostraments. Per tal reduir suficientment la longitud real entre punts fixes s'han de posar tres línies d'arriostraments longitudinals (ressaltats en blau clar) en la Fig. 14.7. En aquest cas la longitud de vinclament és de $0,9 \cdot 9000 = 8100mm$



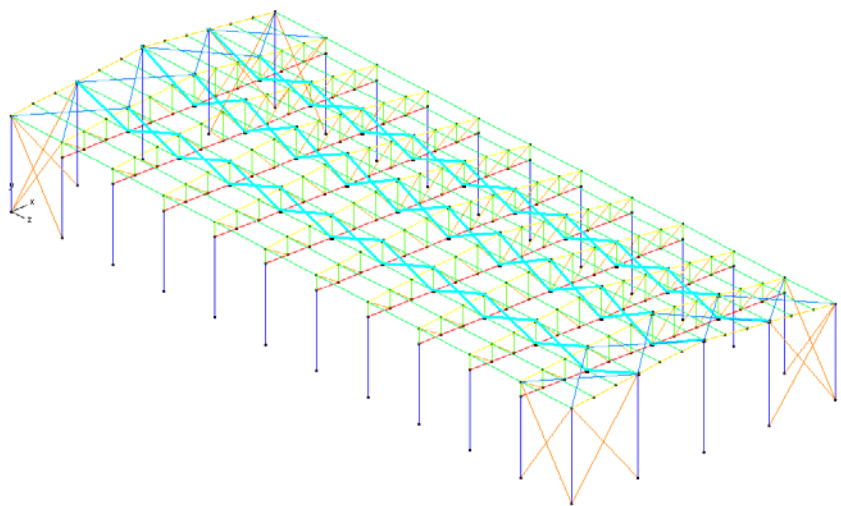


Fig. 14.7 Arriostaments necessaris segons càlcul amb el CTE

Els resultats d'estabilitat al vinclament obtinguts amb la introducció de la nova longitud de vinclament en cap cas superen el 100% ja que el cordó més sol·licitat està al 80%.

En canvi, utilitzant qualsevol dels altres mètodes no és necessari utilitzar arriostaments longitudinals, fet que comporta estalvi de material amb el corresponent guany d'espai.

Ja anteriorment, quan s'han valorat els diferents mètodes estudiats, s'ha vist que tan els presentats pel CIDECT com el programa ANSYS eren bons i més específics que el del Codi Tècnic.

En aquest estudi s'ha pogut comprovar que el Codi Tècnic utilitza un mètode poc ajustat per calcular la longitud de vinclament fora del pla per als cordons de bigues en gelosia no arriostrats. Els resultats que s'obtenen són molt conservadors, fet que fa que s'obligui a col·locar arriostaments per evitar el vinclament. Tot i així, existeixen altres mètodes on s'obtenen resultats coherents i que no obliguen a arriostar l'encavallada ja que no hi ha perill de vinclament. Per una banda, els mètodes presentats per CIDECT que utilitzen una formulació específica tenint en compte els altres elements que conformen l'encavallada i, fins i tot, les corretges. Per altra banda, el programa ANSYS on es pot modelitzar exactament l'estructura i fer un estudi sobre aquest, de manera que els resultats seran més exactes.

Per tant, a través d'aquest extens estudi, s'arriba a la conclusió que no és necessari arriostar la nau longitudinalment ja que no hi ha perill de vinclament.



15. Estudi de les longituds de vinclament dels membres de l'encavallada mitjançant el mètode dels elements finits

15.1. Introducció

A l'apartat 14.4 *Anàlisi mitjançant el mètode dels elements finits* s'ha vist que mitjançant el programa d'elements finits ANSYS (versió 8.0) s'ha pogut calcular la longitud de vinclament fora del pla del cordó inferior de l'encavallada. Aleshores, és lògic pensar que a través d'aquest programa també es poden trobar les longituds de vinclament de tots els membres de l'encavallada. Com que després de fer l'estudi de l'annex A ja es tenen els models introduïts en el programa, el que caldrà fer serà anar calculant més modes de vinclament fins a trobar els que corresponguin al vinclament d'una de les barres de l'encavallada. Aleshores, a través del valor propi (λ) associat a cadascun dels modes de vinclament i utilitzant la formulació presentada a l'annex A, apartat A.4, es poden calcular els paràmetres $\beta = l_k / l$ de cadascuna de les barres que formen l'encavallada i, directament obtenir el valor de la seva longitud de vinclament.

L'objectiu principal d'aquest estudi és trobar les longituds de vinclament tant dins com fora del pla del cordó superior, cordó inferior, muntants i diagonals de l'encavallada estudiada. Aleshores, una vegada obtinguts aquests valors, comparar-los amb els obtinguts a través de l'apartat 6.3.2.4 *Elementos Triangulados* del CTE-DB-SE-A [3] i valorar les diferències que existeixen entre ells.

L'estudi partirà del segon model desenvolupat a l'apartat A.4.2 *Segon model: El pòrtic* de l'annex A. Tot i no ser el model escollit a l'apartat anterior per representar el resultat de la longitud de vinclament fora del pla obtingut pel programa, serà el model més fàcil de treballar i s'obtingran resultats prou ajustats de qualsevol dels altres que s'han dut a terme. Per una banda, serà fàcil de treballar ja que no hi ha representades físicament les corretges i, per tant, resultarà més còmode visualitzar quin element vincla a cada un dels modes que es calcularan. Per altra banda, els resultats seran prou fiables ja que la diferència de resultats obtinguts a l'annex A entre aquest segon model i el quart era molt petita i el resultat final era el mateix: l'encavallada no vinclava. Com a molt s'obtingran valors que estaran més al costat de la seguretat que els que s'obtingrien amb el quart model.

Tot seguit es presentarà el procediment que s'ha seguit per obtenir les longituds de vinclament tan dins com fora del pla dels membres de l'encavallada.



15.2. Longituds de vinclament dins del pla

Com ja s'ha esmentat anteriorment, es partirà del segon model per realitzar els càlculs. Abans, però, de començar a generar diferents modes de vinclament, caldrà introduir algunes restriccions en el model per tal d'obtenir només els modes de vinclament de dins del pla.

Per aquest motiu, s'introdueixen condicions d'enllaç que impedeixen el moviment de l'estructura en sentit Z (sentit equivalent a fora del pla del pòrtic) a tots els nodes de l'estructura.

Un altre fet a tenir en compte és que en el cas del model que ja es té introduït en el programa on l'encavallada està sotmesa a succió, només algun dels membres estan sotmesos a compressió i, per tant, només es podran calcular les longituds de vinclament d'aquests. Per això, es desenvoluparà un model paral·lel on l'encavallada estarà sotmesa a pressió i, per tant, es comprimeixin els membres que estaven a tracció en l'altre model. El model estarà sotmès a pressió uniforme ja que es representarà la combinació d'accions més desfavorable que és quan actua el pes propi, la neu i el vent a pressió, el qual és molt petit i gairebé despreciable.

Així, tenint dos models en paral·lel, es podrien obtenir els valors de les longituds de vinclament de totes les barres. Tot i així, si al calcular unes quantes longituds de vinclament de muntants o diagonals es veu que tots tenen la mateixa tendència, directament s'adoptarà el valor mig dels resultats obtinguts.

Els diferents modes de vinclament i els càlculs efectuats per a calcular les longituds de vinclament dins del pla de cada barra es mostren als apartats *B.2.1* i *B.2.2* de l'annex B. Tot seguit es mostren directament els resultats obtinguts.

15.2.1. Resum dels resultats

Tot seguit es mostren tabulats els resultats obtinguts en les dues anàlisis. En el cas de muntants i diagonals, es calcularà la mitjana dels resultats per tal de poder establir un valor en concret per cadascun dels quatre tipus de barres: cordó superior, cordó inferior, muntants i diagonals.



BARRA	PARÀMETRE $\beta=L_k/L$ DINS DEL PLA
Cordó superior	0,53
Cordó inferior	0,51
Diagonals nº1	0,51
Diagonals nº2	0,51
Diagonals nº3	0,52
Diagonals nº4	0,53
Diagonals nº6	0,53
Muntants nº3	0,51
Muntants nº4	0,50
Muntants nº6	0,50
Muntant nº7	0,51

$\beta_{diagonals} = 0,52$
 $\beta_{muntants} = 0,51$

Taula 15.1 Longituds de vinclament dins del pla

15.3. Longituds de vinclament fora del pla

Una vegada obtingudes les longituds de vinclament dins del pla del pòrtic, s'han de calcular les de fora del pla. Per a fer-ho també s'utilitzaran els dos models utilitzats en els càlculs anteriors (pòrtic a succió i pòrtic a pressió) però ara, eliminant les condicions d'enllaç introduïdes a tots els nusos per tal d'evitar el desplaçament en direcció Z. Per tant, les barres podran vinclar en sentit Z, és a dir, fora del pla.

També succeirà que en un dels models hi haurà barres a tracció i que en l'altre model estaran a compressió. D'aquesta manera es poden calcular, com a mínim una mostra de cada un dels tipus de barres. Igual que en el cas anterior, una vegada obtinguts els paràmetres β , es calcularà la mitjana dels que corresponen a muntants i diagonals per tal d'obtenir quatre valors únics.



15.3.1. Resum dels resultats

Tot seguit es mostren tabulats els resultats obtinguts en les dues últimes anàlisis. En el cas de muntants i diagonals, es calcularà la mitjana dels resultats per tal de poder establir un valor en concret per cadascun dels quatre tipus de barres: cordó superior, cordó inferior, muntants i diagonals.

BARRA	PARÀMETRE $\beta=L_w/L$ FORA DEL PLA
Cordó superior	0,85
Cordó inferior	0,20
Diagonals n°1	0,51
Diagonals n°2	0,51
Diagonals n°3	0,53
Diagonals n°4	0,53
Diagonals n°5	0,53
Diagonals n°6	0,55
Muntants n°3	0,57
Muntants n°4	0,57
Muntants n°5	0,58
Muntants n°6	0,57
Mutant n°7	0,58

$\beta_{diagonals} = 0,53$
 $\beta_{muntants} = 0,57$

Taula 15.2 Longituds de vinclament fora del pla

15.4. Valoració dels resultats

Tot seguit es mostren tabulats (Taula 15.3 i Taula 15.4) els resultats de les longituds de vinclament obtingudes en totes les anàlisis elaborades, contraposats amb les que dicta el *Código Técnico DB-SE-Acero* [3].



Longitud de vinclament en el pla (paràmetre β)

BARRA	MÈTODE DELS ELEMETS FINITS	CTE-DB-SE-A
Cordó superior	0,50	0,90
Cordó inferior	0,51	0,90
Diagonals	0,52	0,75
Muntants	0,51	0,75

Taula 15.3 Contraposició de resultats

Longitud de vinclament fora del pla (paràmetre β)

BARRA	MÈTODE DELS ELEMETS FINITS	CTE-DB-SE-A
Cordó superior	0,85	0,90
Cordó inferior	0,20	0,90
Diagonals	0,53	0,75
Muntants	0,57	0,75

Taula 15.4 Contraposició de resultats

Primerament, recordar que els valors de β tabulats a les dues taules anteriors es poden comparar entre ells ja que han estat calculats dividint la longitud efectiva de vinclament de cada barra entre la mateixa longitud a cadascun dels quatre casos.

En el cas de la longitud de vinclament en el pla, els valors obtinguts són bastant més inferiors als del *Código Técnico*. La longitud de vinclament dels muntants i diagonals pot es reduir gairebé un 50% respecte la longitud real d'aquestes barres, en front del 25% que marca el CTE per ser una encavallada formada per barres tubulars. Per altra banda, segons els resultats del programa els cordons (tan superior com inferior) també es poden reduir un 50% respecte la longitud entre nusos, comparat amb el 10% que dicta la norma.

En el cas de la longitud de vinclament fora del pla, també surten valors inferiors al *Código Técnico*. Pel que fa a muntants i diagonals, el valor del paràmetre β és una mica superior al que ha sortit dins del pla. Tot i així, la longitud de vinclament es podria considerar bastant més petita. El cordó superior, en canvi, pren un valor força semblant al que marca el *Código*



Técnico ja que resulta ser un 85% de la longitud entre arriostaments, en front del 90% que marca la norma. Per últim, pel cordó inferior s'ha obtingut un valor molt més petit, però que ja ha estat extensament comentat a l'annex A.

Per tant, com a conclusió es pot dir que, efectivament, també en el cas de muntants, diagonals, cordó superior i cordó inferior, el valor de la longitud de vinclament tant dins com fora del pla es podria considerar a l'hora de calcular més inferior a la que dicta el *Código Técnico*. Realment, en el cas que ens ocupa de la nau industrial, el valor determinant de tots els que s'han calculat és el de la longitud de vinclament fora del pla del cordó inferior. Tant és així que d'aquest valor depèn el disseny final de la nau. Aleshores, per aquest motiu que se li ha dedicat un extens estudi apart.

Tot i això, l'objectiu d'aquest estudi és comparar els altres valors de longituds de vinclament (dins i fora del pla) que dóna el *Código Técnico* ja que el disseny de la nau no depèn d'ells (les barres no fallen amb la longitud de vinclament que marca la norma). Com ja s'ha vist, doncs, tots els resultats obtinguts han estat inferiors. Tot i així, el programa ha fet servir paràmetres com la geometria exacta de l'encavallada o la inèrcia de cadascuna de les barres que en el càlcul amb la norma no es fa servir. Pot ser per aquest motiu que el *Código Técnico* es posi en el costat de la seguretat i eviti els càlculs extensos limitant-se a donar les longituds de vinclament referenciades a longituds entre nusos o arriostaments.



16. Estudi de l'impacte ambiental

16.1. Introducció

El nombre d'agents contaminants que incideixen i degraden el medi ambient es multiplica cada dia, i la gran majoria tenen un origen en comú: són residus generats per l'home en la seva activitat quotidiana.

El 50% dels recursos mundials es destinen a la construcció i és en aquest sector on es generen més residus, els quals la majoria són inerts, però el problema que originen és el gran volum que es genera. Les conseqüències són per una banda l'impacte ambiental que provoca la ocupació de grans espais destinats a abocadors i la degradació del paisatge i per l'altra, el consum energètic innecessari utilitzat en els cicles de vida dels residus.

16.2. Anàlisi de l'acer en el pla mediambiental

La nau industrial projectada és d'estructura metàl·lica, és a dir, el principal element és l'acer. Per tant, en aquest apartat s'analitzarà l'acer des del punt de vista mediambiental i aplicat en el sector de la construcció.

Producció i posada en obra

L'acer es deriva del ferro, un dels elements més abundants del nostre planeta. Es pot obtenir a partir del mineral en instal·lacions que disposen d'alts forns o bé a partir de ferralles fèrriques en Forns Elèctrics. El fet de tenir dues possibilitats d'obtenció de l'acer, es presenta la propietat més important de l'acer des del punt de vista mediambiental: l'acer pot ser reciclat una vegada el seu ús inicial ha arribat a la seva fi. Això significa que una vegada desballestada l'estructura de la nau i convertida en ferralla aquesta es premsa formant grans compactes i s'envia a les foneries on s'aconsegueixen de nou productes siderúrgics. S'estima que la ferralla reciclada cobreix el 40% de les necessitats mundials d'acer (xifra de l'any 2006). En menys de 50 anys, el consum d'energia necessària per la fabricació de l'acer i les emissions de CO₂ s'han reduït a la meitat. Així, en la fabricació de l'acer les emissions contaminants per al medi ambient s'han disminuït gràcies als dispositius de filtració i recuperació de gasos i partícules.

Les aigües utilitzades són sistemàticament depurades en instal·lacions cada vegada més eficaces. El seu reciclat permet reduir el consum en les reserves naturals.



Tots els residus generats són pràcticament reutilitzats. Alguns serveixen per a la fabricació de ciment, fet que evita cada any l'extracció de 4,5 milions de tones de pedra calcària i redueix en 2 milions de tones l'emissió de CO₂.

El reciclatge

Per les seves virtuts magnètiques, l'acer es selecciona molt fàcilment entre tots els tipus de residus. Pot ser reciclat indefinidament sense perdre cap de les seves propietats.

En l'àmbit de la construcció, els edificis d'acer són fàcilment deconstruïbles (desmuntatge i reciclat dels seus components). Això significa que les construccions d'acer al final del període de vida útil no requereixen demolició. Es desmunten fàcilment, amb tota seguretat i de forma neta, que evita sorolls, pols i altres danys al mediambient local.

Netedat de les obres

Les construccions d'acer pertanyen a la denominació d'"obra seca". Aquesta es caracteritza pel muntatge in situ de productes i components elaborats a fàbrica. Per tant, les obres són gairebé sense residus, netes, seques i sense pols.

Els productes es poden subministrar en el temps requerit pel muntatge, limitant les necessitats d'emmagatzematge en obra. Els temps d'emmagatzematge són reduïts, i per tant, les obres es realitzen de manera neta i ràpida.

Una construcció d'acer requereix moltes menys intervencions de camions a obra, per tant, menys residus inerts i menor contaminació de l'aire.

Integració en el medi

L'impacte visual també és un aspecte a tenir en compte. Per tant, el fet d'optar per un edifici d'"esquelet" metàl·lic ofereix al dissenyador una llibertat de formes i una flexibilitat d'intervenció que permet adaptar-se millor a la seva ubicació.



17. Pressupost

En aquest apartat es quantifiquen les despeses que suposa el present projecte.

S'ha de tenir en compte les hores invertides en el disseny i càlcul de l'estructura, l'efectuació dels diferents estudis mitjançant diversos mètodes, redacció del projecte, delineació dels plànols i supervisió general.

Aquesta diversitat de feina implica la necessitat de disposar de diferents professionals. Les despeses del projecte aniran relacionades amb les hores dedicades per a cada membre que pren part en el projecte. Dins del preu horari de cada persona s'hi inclou el cost de les llicències dels programes que han estat necessaris per a l'elaboració del projecte, així com també tot el material que s'ha hagut de disposar.

Tot seguit es mostra en una taula les despeses que suposen les hores invertides per a cada professional.

Qualificació professional	Hores dedicades	Cost/Hora	Subtotal
Director del projecte	30h	43€/h	1290€
Enginyer júnior	300h	35€/h	10500€
Delineant	40h	17€/h	680€
TOTAL			12470€

Taula 17.1 Pressupost desglossat

Per tant, el cost de realització del projecte costa 12470€.



Conclusions

Durant l'elaboració del projecte, i més concretament, a l'hora d'efectuar el càlcul s'ha pogut observar que en aplicar les càrregues de vent que dicta el *DB-SE-AE [2]*, aquestes són les que predominen a l'hora de dimensionar l'estructura.

Per una banda, el vent que actua sobre les façanes ha estat l'acció determinant pel dimensionat dels pilars ja que aquests s'han escollit en funció del desplom que en la combinació on el vent era l'acció predominant.

Per altra banda, el fet de ser una nau de coberta lleugera i no transitable, les càrregues gravitatòries que actuen sobre ella són més petites que les el vent quan succiona la coberta. Aquest fet, porta a que es produeixi una inversió d'esforços sobre el dintell, que en aquest cas és una encavallada. Quan això passa, el cordó inferior, que en situacions habituals està traccionat, es comprimeix i, al ser un cordó molt llarg i esvelt pot fallar per vinclament. En aquest punt, la definició de la longitud de vinclament fora del pla d'aquesta barra resulta un pas clau en el disseny i el càlcul de l'estructura ja que depenent del valor que es prengui, els arriostraments longitudinals al llarg de tota la nau seran necessaris. Per aquest motiu s'ha elaborat un estudi específic utilitzant diferents mètodes per definir aquesta longitud de vinclament.

Gràcies a l'elaboració d'aquest estudi s'ha pogut comprovar que el CTE dona un valor de longitud de vinclament molt més gran que si es calcula mitjançant altres mètodes, com són els presentats pel CIDECT o bé l'obtingut a través del mètode dels elements finits. Aquest fet implica que si s'utilitza el valor obtingut pel CTE l'encavallada s'ha d'arriostrar per tres punts al llarg de tota la nau, amb la conseqüència de pèrdua d'espai. En canvi, utilitzant qualsevol dels valors obtinguts amb els altres mètodes (valors bastant semblants) no és necessari la col·locació d'arriostraments. Per tant, d'aquest estudi es pot concloure que, per una banda, és molt important definir bé la longitud de vinclament del cordó inferior abans de realitzar el càlcul, i per altra banda, que el CTE no presenta un mètode gaire precís per al càlcul d'aquet valor i que, el fet de recórrer a altres mètodes més acurats i elaborats a través de models experimentals (com és el cas del mètode presentats pel CIDECT) pot millorar el disseny i el cost de la nau.

Finalment, fent una valoració global del projecte es pot concloure que el resultat ha estat satisfactori ja que els objectius fixats s'han complert. A més, afegir que aquest projecte ha permès tocar diferents temes dins del camp de les estructures i tractar amb més profunditat alguns d'ells.



Agraïments

Primerament, voldria agrair el suport incondicional de la meva família, del David i de tota la colla d'amics que m'han ajudat a seguir tirant endavant durant tota la carrera: moltes gràcies pels vostres consells i per donar-me ànims en moments de desesperació.

També voldria agrair el suport tècnic del meu tutor del projecte, el professor Frederic Marimon Carvajal, i de l'enginyer industrial Luis Chóliz del Junco del despatx d'Indus Càlculo.

I, finalment, donar les gràcies a tots aquells qui, en un moment o altre, hi han posat el seu granet de sorra.



Bibliografia

Referències bibliogràfiques

- [1] MINISTERIO DE LA VIVIENDA, *Código Técnico de la Edificación DB-SE / Seguridad Estructural*, Madrid, 2009.
- [2] MINISTERIO DE LA VIVIENDA, *Código Técnico de la Edificación DB-SE-AE / Acciones en la Edificación*, Madrid, 2009.
- [3] MINISTERIO DE LA VIVIENDA, *Código Técnico de la Edificación DB-SE-A / Acero*, Madrid, 2009.
- [4] MINISTERIO DE LA VIVIENDA, *Código Técnico de la Edificación DB-SE-C / Cimientos*, Madrid, 2009.
- [5] MINISTERIO DE FOMENTO, *EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural*, Madrid, 2008.
- [6] MINISTERIO DE FOMENTO, *NCSE-02 Norma de Construcción Sismoresistente: Parte General y Edificación*, Madrid, 2002.
- [7] MINISTERIO DE INDUSTRIA, TURISMO Y COMERCIO, *Reglamento de Seguridad Contra Incendios en los Establecimientos Industriales (RSCIEI)*, Madrid, 2004.
- [8] COMISSIÓ TERRITORIAL D'URBANISME DE BARCELONA, *Pla d'Ordenació Urbanística Municipal d'Olèrdola*, Olèrdola, 2007.
- [9] IGLESIAS, G. ALONSO, A. CHICA, J.A. *Guía de diseño para estructuras en celosía resueltas con perfiles tubulares de acero*, Álava: Instituto para la Construcción Tubular (ICT), 2007.
- [10] BAAR, S. [et al.] *Effective lengths of lattice girder members, Monographic 4*, Comitè Internacional pel Desenvolupament i Estudi de les Construccions Tubulars (CIDECT), 1981.



- [11] COMITÈ INTERNACIONAL PEL DESENVOLUPAMENT I ESTUDI DE LES CONSTRUCCIONS TUBULARS (CIDECT) i INSTITUTO PARA LA CONSTRUCCIÓN TUBULAR (ICT), *Monografía número 4, longitudes de pandeo de cordones no arriostrados en celosías resueltas con perfiles tubulares de acero*, Álava: Instituto para la Construcción Tubular (ICT), 2009.
- [12] INSTITUTO PARA LA CONSTRUCCIÓN TUBULAR. *Document d'excel: Cubierta en celosía Lp Cordon Inf Celosía Warren sin arrios lateral.xls* [<http://www.ictubular.es/frames.asp?id=5>, 21 de juliol].
- [13] ARGÜELLES ALVAREZ, R. *La estructura metálica hoy (Tomo 1)*, Madrid, 1975.
- [14] ACCESS STEEL. *Límites de flecha prácticos para edificios de una sola planta*. [<http://www.access-steel.com/Login.aspx?UA=44977&ORFL=es>, 15 d'abril de 2009].

Programes informàtics

- Buildsoft. PowerFrame. Versió 5.5.5. Merelbeke (Bèlgica), 2007.
- Buildsoft. PowerConnect. Versió 5.3.0.9 Merelbeke (Bèlgica), 2008.
- Instituto para la Construcción Tubular. Cidjoint. Versió 1.38 Álava (Espanya).
- ANSYS Inc. ANSYS. Versió 8.0, Canadà, 2003.
- Autodesk. Autocad 2008. EEUU, 2008.

Bibliografia complementària

- [15] WARDEINER, J. *Perfiles tubulares en aplicaciones estructurales*. Álava: Instituto para la Construcción Tubular (ICT), 2002, apartats 6-9.
- [16] HENN, W. *Edificaciones industriales (Tomo II)*. Barcelona, 1966.
- [17] ASSOCIACIÓN PARA LA PROMOCIÓN TÉCNICA DEL ACERO. *El desarrollo sostenible: una propuesta que crece en la construcción*. [<http://www.apta.com.es/index.php>, 18 d'octubre de 2009]

