

1. Sumari

1. SUMARI	1
2. DISSENY I CÀLCUL DELS PILARS	3
2.1. Aspectes descriptius dels pilars de la nau	3
2.2. Exposició teòrica sobre l'element estructural	4
2.2.1. Estat límit d'inestabilitat. Vinclament en peces de formigó armat.....	4
2.2.2. Quanties mecàniques i geomètriques. Disposicions constructives	17
2.2.3. Recomanacions per a la protecció addicional dels pilars contra el foc.....	19
2.3. Càlcul de l'armat per als pilars de la nau.....	24
2.3.1. Criteris utilitzats en el càlcul de les accions	25
2.3.2. Armat dels pilars de 50x50 cm, Naus A i B.....	28
2.3.3. Armat dels pilars de 50x50 cm, Nau C	35
2.3.4. Armat dels pilars de 40x40 cm, Naus A, B i C	42



2. Disseny i càlcul dels pilars

2.1. Aspectes descriptius dels pilars de la nau

La nau constarà de quaranta-vuit pilars quadrats de 50 cm de costat, i de deu pilars, també quadrats, de 40 cm de costat. Tots ells seran prefabricats i tindran els cantells bisellats.

Per tant, per simplificar els càlculs de l'armat necessari de cada pilar, la seva posta en obra i l'encàrrec a "Hormipresa", es definiran únicament tres grups de pilars:

- Pilars de 50x50 cm, en les Naus A i B.
- Pilars de 50x50 cm, en la Nau C.
- Pilars de 40x40 cm, en les Naus A, B i C.

A l'hora de realitzar el càlcul de l'armat es consideraran les accions més desfavorables en cadascun dels tres casos, tal com es veurà en l'Apartat 2.3 d'aquest Annex.

D'aquesta forma també es redueixen les possibles equivocacions en el muntatge de l'estructura de la nau.

La unió entre els pilars i la fonamentació serà de tipus encastada.

Les longituds dels pilars seran variables. Aquestes dependran del nivell de fonamentació, que va canviant segons la ubicació de cadascun en planta, degut al pendent de la parcel·la. I també dependran en quina de les quatre línies longitudinals de pilars es trobi l'element estudiat. S'ha de tenir en compte que la Nau B es troba 1,00 m per sobre de les altres dues.

D'altra banda, els pilars de 50x50 cm van del nivell de fonamentació fins a coberta, mentre que els de 40x40 cm van del nivell de fonamentació fins a Planta Entresolat (PE).

Així, els pilars de 50 cm de costat, suportaran, mitjançant mènsules, les jàsseres on es recolzen les plaques alveolars que formen el forjat de PE, i, mitjançant el seu cap en forma de forquilla, les jàsseres de coberta on es recolzen les corretges.



En canvi, els pilars de 40 cm de costat únicament suportaran les jàsseres per a forjats que permeten la creació del forats d'escalas, muntacàrregues i ascensors.

Tota l'estructura de la nau és isostàtica, degut a que està formada per elements prefabricats disposats mitjançant unions articulades.

Per aquest motiu, és molt important realitzar un detallat estudi del vinclament dels pilars.

El formigó utilitzat en la seva fabricació serà el HA-35/F/20/IIa, amb acer del tipus B-500-S.

2.2. Exposició teòrica sobre l'element estructural

2.2.1. Estat límit d'inestabilitat. Vinclament en peces de formigó armat

2.2.1.1. Introducció

Els primers passos en la investigació de l'estabilitat de les formes d'equilibri per als sistemes elàstics, i en trobar una formulació analítica a aquest fenomen, van ser duts a terme per Leonhard Euler [De Curvis Elasticis, 1744] al resoldre l'equació diferencial de l'elàstica en una peça biarticulada, d'eix perfectament rectilini, material homogeni, valor de $[E]$ constant fins la ruptura i càrrega actuant al llarg de l'eix, obtenint el valor de la càrrega crítica teòrica de vinclament.

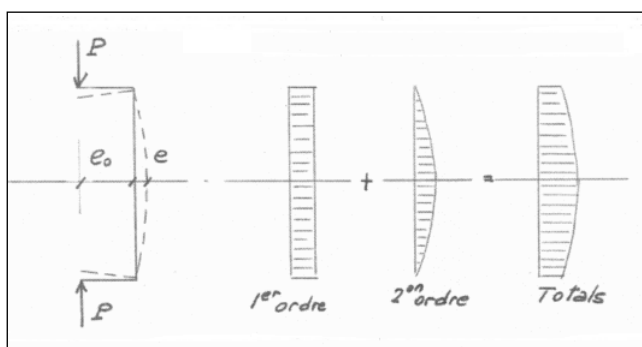
A diferència dels suports metàl·lics, amb material homogeni, isòtrop i $[E]$ constant, al menys fins a un cert valor de $[\sigma]$, on va ésser perfectament possible d'aplicar-hi aquesta formulació teòrica, en el formigó armat, on el material no té un comportament elàstic, no és homogeni, es fissa en quan apareixen traccions de valor apreciable (amb disminució de la rigidesa $[E \cdot I]$) i on, a més, apareixen deformacions inelàstiques diferides (fluència i retracció), es fa impossible un estudi teòric del seu comportament en front de fenòmens d'inestabilitat com no sigui aquest de tipus bàsicament empíric

Si en aquesta línia s'observa el comportament d'una peça de formigó armat sota càrrega axial es veurà com es fa impossible evitar que, encara que de poca quantia, es produeixin deformacions laterals. Això és degut, principalment, a irregularitats de la directriu, incertesa en el punt d'aplicació de la càrrega, etc.



Per tant apareixen uns moments, anomenats de 2n ordre, els quals, en una certa mesura, disminuiran la capacitat portant de la peça. Aquest fenomen, que en columnes curtes tindrà poca (o nul·la) transcendència, pot esser determinant en el cas de pilars esvelts, els quals, sotmesos a fortes compressions, poden tenir problemes d'inestabilitat, o, si més no, una significativa reducció de la càrrega última.

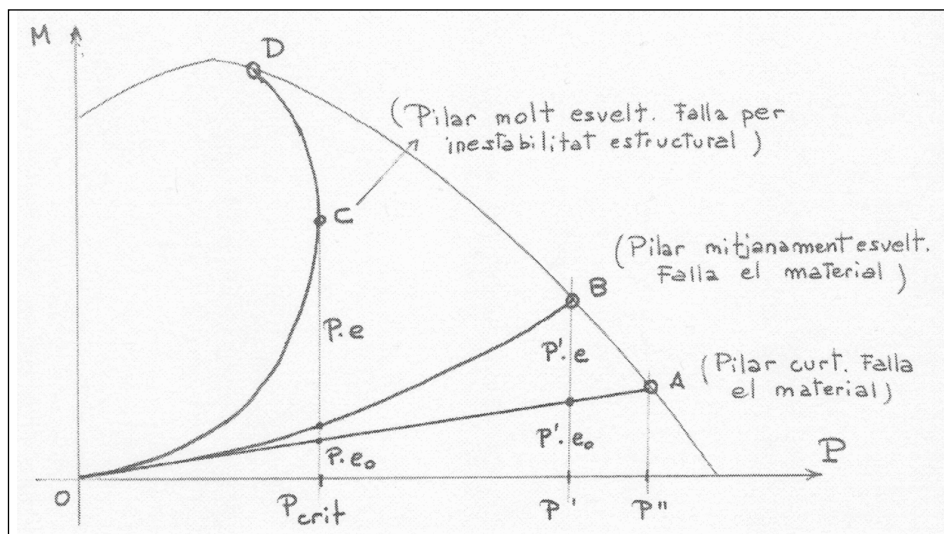
En efecte, es considera una columna inicialment recta sotmesa a la càrrega $[P]$, que actua amb una excentricitat $[e_0]$ (cas real). La deformació per flexió fa que l'excentricitat de la càrrega en la secció crítica (central) sigui $[e_0+e]$, essent $[e]$ la addicional deguda a aquesta flexió.



En conseqüència apareixen en les seccions de la peça uns moments secundaris (de 2n ordre) iguals, en cada secció, al producte de $[P]$ per la fletxa. Aquests, a la vegada, provoquen un increment en les deformacions, augmentant de nou els efectes de 2n ordre, i així successivament.

El comportament d'aquesta columna amb successives càrregues creixents, s'observa revelat en el diagrama d'interacció $[P-M]$ per la secció central [diagrama il·lustrat per J. G. MacGregor, J. E. Breen, i E. O. Pfrang, sota el títol "Design of slender columns", en el Journal ACI, Vol. 67, núm. 1, gener 1970, pàg. 6-28]. El diagrama contempla els casos de columnes curtes, esveltes, i molt esveltes amb càrrega creixent fins la fallida (per aconseguir les variacions d'esveltesa es manté constant la secció i es varia l'alçada).





Vies d'esgotament d'una columna recta a flexo-compensió. Representació en el diagrama d'interacció [P-M] per la secció central.

En pilars poc esvelts, la relació càrrega-moment estaria representada per la recta "OA", amb pendent $[e_0]$. En aquest cas els efectes de 2n ordre són quasi menyspreables, i el moment màxim és sempre $[P \cdot e_0]$ en totes les etapes de càrrega, seguint, per tant, una trajectòria lineal. El col·lapse es produeix en el punt "A" del diagrama, o sigui, esgotament per flexo-compensió de la secció.

A mida que augmenta l'esveltesa del pilar, els esforços de 2n ordre comencen a no ser menyspreables, i per a valors de càrrega iguals al cas anterior es tenen moments superiors, $[M = P \cdot (e_0 + e)]$, i degut a que $[e]$ puja més ràpidament a mesura que ho fa $[P]$, la trajectòria [P-M] es corba. El col·lapse es produeix en el punt "B", per flexo-compensió, però, com es veu, per una càrrega última menor.

En pilars molt esvelts la relació [P-M] està representada per la corba "OCD". Hi ha un valor màxim de $[P]$ a partir del qual l'estructura es fa inestable (punt crític o d'inestabilitat "C"). Posteriorment es produeix el col·lapse en arribar a la línia d'interacció (punt "D"), per a un axil inferior als valors $[P']$ o $[P'']$, però la columna ja ha quedat fora de servei en arribar a "C" (vinclament pròpiament dit). Aquest valor del punt "C", a partir del qual les deformacions ja creixen indefinidament i la peça ja no és capaç de tomar a l'equilibri, seria, per aquesta columna, la càrrega crítica de vinclament.



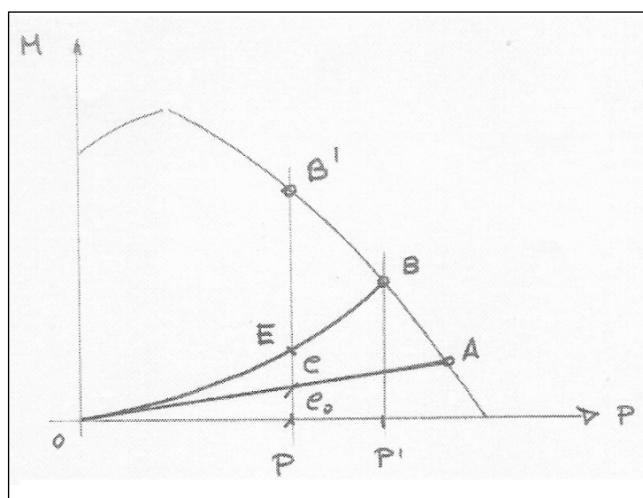
Aquest anàlisi sobre el comportament d'una columna esvelta baix càrrega creixent, revela un fet definitivament determinant respecte el problema del vinclament. En efecte, (i en contra del que deien les normes antigues, d'augmentar el valor de la càrrega $[P]$) es veu que una forma més correcta de tractar-lo serà introduint una excentricitat complementària $[e]$.

Aquesta excentricitat complementària dependrà de la inicial $[e_0]$ i de la càrrega $[P]$. També de la resposta interna ($[M_{int}]$), la qual depèn, a la vegada, de la rigidesa $[E \cdot I]$, així com de la longitud i de les condicions de sustentació dels extrems (esveltesa).

Un aprofundiment en l'anàlisi de la figura ens porta a les següents reflexions:

Així, en el cas de la peça moderadament esvelta (corba "OB") l'excentricitat addicional $[e]$ sumada a $[e_0]$ condueix, sota $[P]$, al diagrama d'interacció, o sigui, a l'Estat Últim representat per "B". Es veu doncs, que, en aquest cas, l'excentricitat addicional té sentit físic. Però en el cas de la corba "OCD", s'hi suma l'excentricitat real que hi ha en "C" a la $[e_0]$, i sota $[P_{crit}]$ no s'arriba al punt "D" del diagrama d'interacció. Per tant, partint de l'idea d'assimilar el fenomen d'instabilitat a una comprovació per flexo-compensió, s'han de considerar $[e]$ superiors a les reals, i per tant, sense un clar sentit físic.

Per últim, no es pot deixar de banda la influència del temps d'aplicació de la càrrega (efecte fluència del formigó). Es considera la corba "OB" que es tenia del pilar moderadament esvelt, i en ella el punt interior "E" (d'equilibri estable), tal com s'observa en el següent diagrama.



Si es manté la càrrega [P], el formigó flueix i apareix la fletxa diferida [e_{dif}] la qual, si és prou gran, pot desplaçar el punt "E" fins la corba d'interacció, en el punt "B' ", trencant per flexo-compensió, però, com es veu en el diagrama, amb la disminució de [P'] fins [P]. Àdhuc, en el cas de gran esveltesa es podria arribar a l'esgotament per inestabilitat.

Per tant, i de seguir amb l'assimilació del fenomen d'inestabilitat a un problema de flexo-compensió, s'haurà d' augmentar l'excentricitat fictícia a introduir en el càlcul per a tenir en compte les deformacions diferides.

2.2.1.2. Factors que influeixen en l'aparició dels fenòmens de 2n ordre

Els paràmetres, tan geomètrics com mecànics, que més afecten al comportament de pilars esvelts són, entre altres:

- AXIL I LA SEVA DURADA.

Afecta doblement. D'un costat en el valor de l'esforç de 2n ordre [N·y] i, d'altra banda, en el comportament de la secció a través del diagrama moment-curvatura. S'ha vist, a més, en l'estudi del diagrama d'interacció [M-N], la influència en la durada del temps d'aplicació de la càrrega, en el sentit d'augmentar les deformacions diferides (fluència).

- ESVELTESA.

És un dels factors més importants al ser representativa del grau de flexibilitat de la peça i, en conseqüència, de la possible generació d'esforços de 2n ordre. Es pot definir una columna com esvelta si les dimensions de la secció són petites en comparació amb la seva alçada. Es defineix:

- Esveltesa geomètrica: $\lambda_f = \frac{l_p}{h}$;
- Esveltesa mecànica: $\lambda_m = \frac{l_p}{i}$, on:

l_p = longitud de vinclament;

i = radi de gir de la secció transversal.



La majoria de normes i instruccions utilitzen quasi exclusivament aquest factor per a avaluar la importància dels efectes de 2n ordre.

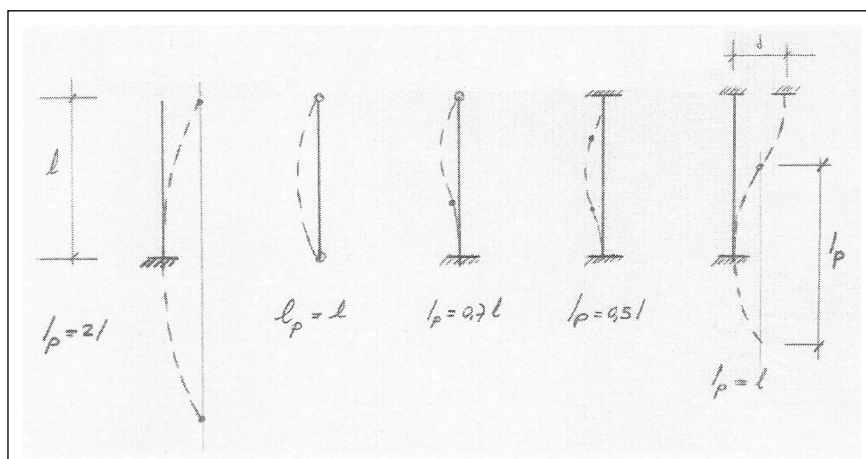
Aquests comencen a ser importants a partir de valors de l'esveltesa de 30. Així, la "instrucció espanyola" estableix que per sota de valors de 35 es pot obviar la comprovació a vinclament. Per valors mitjans ($35 < \lambda < 100$) es podrà aplicar un "mètode de càlcul aproximat" (major o menor exactitud en el mètode de trobar l'excentricitat complementària), i, per últim, per a valors alts ($\lambda > 100$) s'haurà de fer l'estudi aplicant el que s'anomena "mètode general de càlcul", en el que es consideren les deformacions provocades pels efectes de 2n ordre al plantejar les equacions d'equilibri i compatibilitat (tant a nivell de secció com d'estructura). Valors de λ majors de 200 no són admissibles, i s'haurà d'augmentar la secció.

- LONGITUD DE VINCLAMENT.

Es pot definir com la distància entre punts de moment nul (en el moment de la inestabilitat).

S'acostuma a expressar com el producte de la longitud real de la peça per una constant [k], la qual aglutina totes les condicions d'enllaç en les que es troben els extrems.

Així, i per a pilars aïllats, s'han de recordar els següents casos:



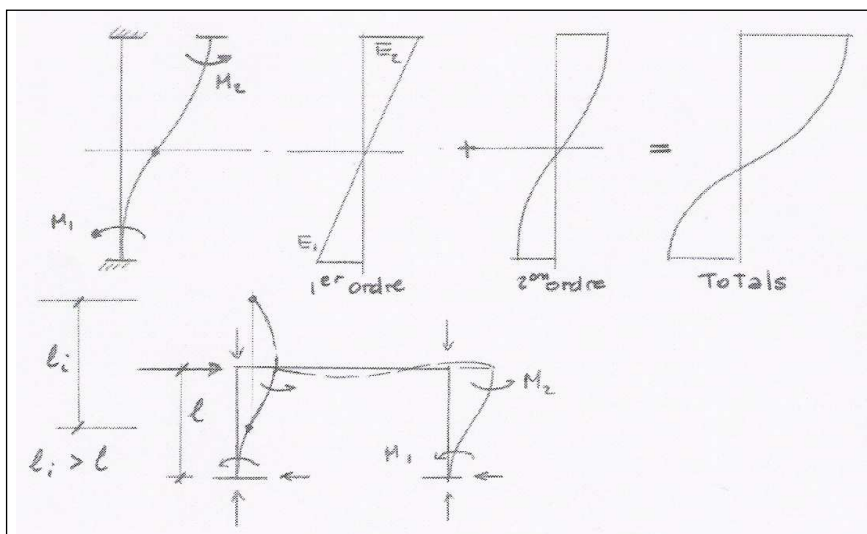
Si els pilars formen part d'entramats, aquests poden ser translacionals o intraslacionals, influint en les coaccions al gir dels nusos.



Aquesta coacció ve donada per la relació de rigidesa de les barres que conflueixen en el nus. Evidentment, a major rigidesa relativa de les bigues respecte dels suports, augmenta el grau d'encastament i , per tant, menors deformacions del pilar i , en conseqüència, menors moments addicionals de 2n ordre.

- EXCENTRICITATS EN ELS EXTREMS DEL PILAR I LA SEVA DISTRIBUCIÓ AL LLARG DE L'ELEMENT.

Pilars en entramats translacionals (translació + gir en els nusos).



Normalment els efectes de 1r i 2n ordre tindran lloc a la mateixa secció. O sigui, resultaran incrementats els moments en els extrems. En aquest cas, doncs, els efectes de 2n ordre poden tenir molta més importància en el dimensionat del pilar.

- DIAGRAMA MOMENT-CURVATURA [M-ρ].

La quantia de les armadures i les propietats mecàniques dels materials són els paràmetres que influeixen d'una manera més directa en les característiques de deformació i en les resistents de la secció, reflexant-se en el diagrama [M-ρ-N].

Aquest diagrama no deixa de ser una altra forma de veure les relacions tenso-deformacionals per una secció donada. Aquesta relació no es fàcil d'obtenir a l'intervenir fenòmens com la fissuració del formigó, la plastificació de l'acer i la del formigó, l'adherència entre ells, etc. En definitiva, es fa quasi impossible adjudicar un clar sentit



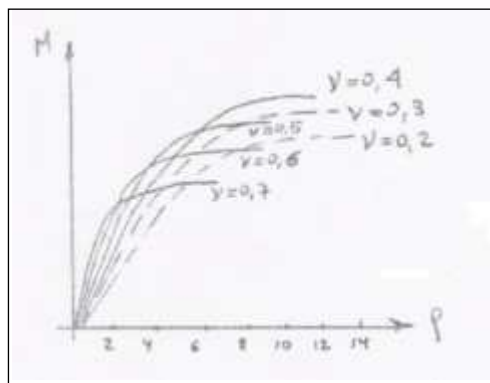
físic i un valor numèric als termes $[E]$ (mòdul d'elasticitat) i $[I]$ (moment d'inèrcia de la secció).

Més adequat resulta tractar amb el producte $[E \cdot I]$, com a relació entre el moment flector i la curvatura que produeix:

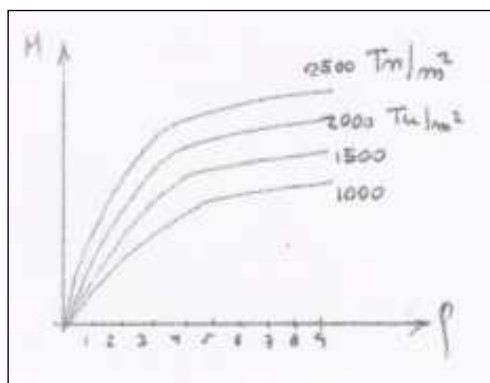
$$\frac{M}{E \cdot I} = \frac{1}{r} = \rho \rightarrow M = E \cdot I \cdot \rho$$

S'haurà, per tant, de poder establir la relació entre aquests moments que sol·liciten la secció i les curvatures que produeixen.

Hi ha un diagrama $[M-\rho]$ per a cada valor de l'axil que sol·licita el pilar. Aquesta relació entre diagrama $[M-\rho]$ i axil es pot observar en el diagrama que s'observa a continuació (la curvatura disminueix a l'augmentar l'axil, a igualtat de quanties i qualitat de l'acer).

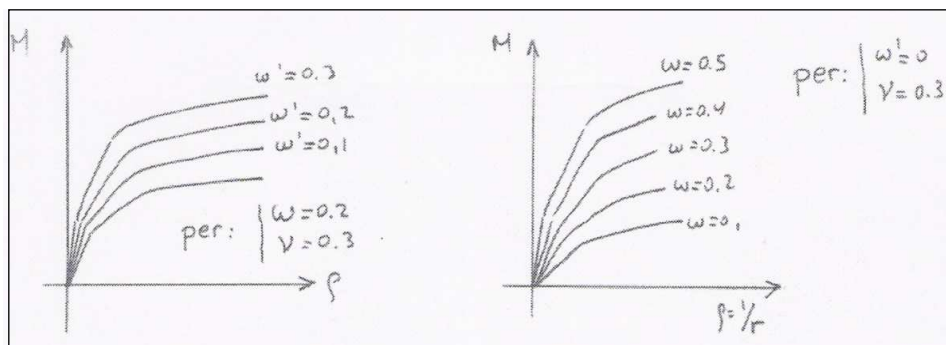


La influència de la resistència del formigó, per als mateixos valors de quantia i qualitat de l'acer, queda indicada en el diagrama següent:



La influència de la resistència de l'acer s'estableix d'aquesta manera: a menor límit elàstic, major és la relació $[M-\rho]$, per lo que, des d'aquest punt de vista, resultaria interessant utilitzar acers de límit elàstic petit.

Per últim, la influència de la quantia és la següent: a majors quanties d'acer, major és la relació $[M-\rho]$.



2.2.1.3. Mètode general de càlcul (anàlisi no lineal de l'estructura)

En un anàlisi general o rigorós d'elements esvelts, i que millor representi el seu comportament real, s'hauria de fer considerant aquests efectes de 2n ordre provocats per les deformacions.

Es pot parlar d'una "no linealitat geomètrica" (estructural). Aquesta pot ser a nivell de tota l'estructura (desplaçaments dels nusos extrems de cada un dels pilars), o a nivell de l'element (deformació pròpia de cada pilar).

A la vegada, aquestes deformacions s'hauran d'avaluar tenint en compte les variacions de rigidesa deguda a la fissuració, a la influència de l'armadura, a les deformacions diferides, etc. En suma, la "no linealitat pròpia dels materials" (no linealitat mecànica).

Tots aquests fenòmens hauran de ser satisfets al plantejar les tradicionals equacions d'equilibri i compatibilitat de l'estructura:

- D'equilibri, a nivell d'estructura (entre esforços externs i interns, càrregues i reaccions), i a nivell de secció (entre esforços i tensions).



- De compatibilitat, a nivell d'estructura (identificació de la curvatura $[\rho]$ amb y'' , condicions de contorn), i a nivell de secció (deformació plana de les seccions, adherència formigó-acer).

El "mètode" implicarà, per tant, conèixer els vertaders diagrames moments-curvatures.

Trobar una relació que satisfaci les condicions anteriors s'ha d'aconseguir a través d'un procés de càlcul iteratiu, no lineal, plantejat sobre la base de segments curts de la peça, la curvatura de la qual es calcula en cada etapa en funció dels esforços (axil i flector) que la sol·liciten, i així trobar la solució que satisfaci les condicions d'equilibri i compatibilitat esmentades. Els esforços depenen de les deformacions i, quan es saben aquestes, tornen a canviar, a la vegada, els valors d'aquells esforços, i així successivament fins obtenir uns resultats amb un grau de desviació suficientment petit que permeti menysprear l'error comès.

En grans entramats, el "mètode" pot resultar molt difícil, a la vegada que requereix ordinadors de gran capacitat i potència. A més a més, i com es veu, és un mètode de comprovació i no de dimensionament.

En qualsevol cas, per a peces de secció variable, o estructures de gran esveltesa i sensibles als efectes de 2n ordre, serà quasi inevitable la seva utilització.

Afortunadament, però, en la majoria dels casos serà possible l'estudi dels pilars dels entramats com a pilars aïllats, introduint les condicions d'extrem mitjançant el concepte de longitud de vinclament. En aquests casos tenen interès els mètodes amb una certa simplificació ("columna model", "deformada senoidal", etc), dels quals hi ha abundància de gràfics.

2.2.1.4. Mètode de la columna model

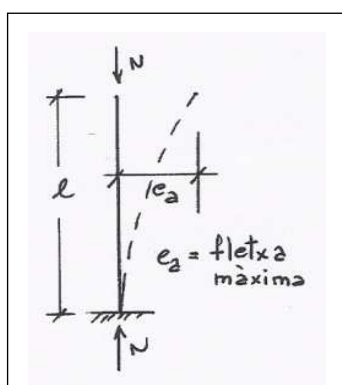
El "mètode" és proposat pel [CEB Bulletins Information, l'any 1978, en el butlletí 103 "Buckling & Instability"] i recollit tant per "l'Eurocodi" com per la "EHE-08". És vàlid per a suports a flexo-compensió recta i de secció i armat constant.



Aquest “mètode” introdueix la simplificació d'assimilar la deformada de la peça a una funció de tipus conegut (per exemple, de tipus senoidal):

$$y = f\left(\sin \frac{\pi \cdot x}{l_p}\right), \text{ on } l_p = \text{longitud de vinclament.}$$

El “mètode” estudia una columna model. La defineix com un pilar esvelt, encastat per la seva base i lliure en l'extrem superior, i sempre que la deformada produïda per les càrregues exteriors sigui tal que la curvatura no presenti punts d'inflexió (curvatura simple).

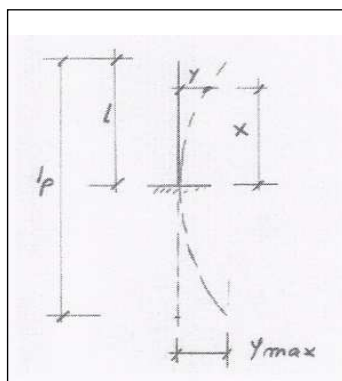


El fet d'haver escollit, en principi, una deformada coneguda, permet conèixer la fletxa màxima i, per tant, els moments de 2n ordre:

$$M_2 \text{ (moment de 2n ordre)} = N \cdot e_a ;$$

El moment total serà, doncs: $M_T = M_e$ (1r ordre equivalent) + M_a (2n ordre).

El “mètode” assimila la deformada a una funció senoidal; llavors es pot conèixer $[e_a]$ (fletxa màxima de 2n ordre):



Segons la representació anterior:

$$y = y_{m\grave{a}x} \cdot \sin \frac{\pi}{l_p} x, \text{ compleix les condicions de contorn: } y(0) = y = 0; y\left(\frac{l_p}{2}\right) = y_{m\grave{a}x};$$

$$\text{aleshores, derivant dues vegades i aplicant } x = \frac{l_p}{2} \text{ s'obté: } y'' = \frac{1}{r} = -\frac{\pi^2}{l_p^2} e_a \cong -\frac{10}{l_p^2} e_a;$$

$$\text{on: } e_a = f_{m\grave{a}x} = -\frac{l_p^2}{10} \cdot \frac{1}{r};$$

$$\text{o bé: } e_a = -0,40 \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r}, \text{ (havent fet } l_p = 2 \cdot l \text{).}$$

S'observa que $[M_a]$ és directament proporcional a $[N]$, a la curvatura i molt sensible a la longitud del pilar.

Es tracta ara del major o menor grau d'exactitud per a trobar el valor $[1/r]$ (curvatura en la secció d'encastament).

$$\text{Curvatura segons "EC-2"} \rightarrow \boxed{\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0}}$$

- $K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1 \rightarrow$ té en compte l'efecte de l'axil en la curvatura, i on:

$$n = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \text{ (axil reduït);}$$

$$n_u = 1 + \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \text{ (} A_s \text{ és l'àrea total de l'armadura);}$$

$$n_{bal} \cong 0,40 \text{ (valor de } n \text{ que fa màxima la capacitat de moment últim).}$$



- $K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1$, on:

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150};$$

φ_{ef} (veure Aartat 5.8.4 de "EC-2").

- $\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \cdot d}$, on:

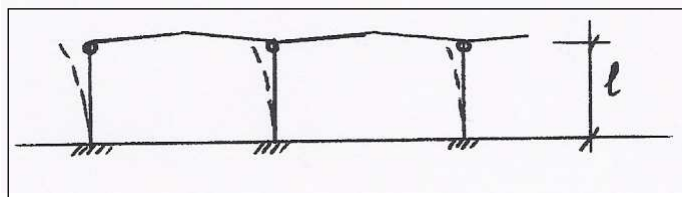
d = cantell útil → Si la part de l'armadura està col·locada paral·lelament al pla de

flexió, llavors: $d = \frac{h}{2} + i_s$ (i_s = radi de gir de tota la secció de l'armadura).

La proposta de "l'EC-2" té en compte, doncs, la fluència, l'axil, la quantitat d'acer i la qualitat resistent dels materials.

Aquesta aplicació del "mètode de la columna model" és immediata per a pilars que tenen les següents coaccions d'extrem: encastament perfecte en la base i lliure en l'extrem superior.

És el cas típic de pilars de naus industrials, poliesportius, centres comercials, etc, amb estructures isostàtiques, els pilars de les quals obeeixen aquest comportament:



Aquests pilars tindran alçades importants i la seva longitud de vinclament serà $[l_p = 2 \cdot l]$.

Per tant no serà estrany trobar-se amb esvelteses $\lambda > 100$, i haver d'aplicar el mètode descrit.

Basat en el "mètode de la columna model", s'han efectuat mètodes de representació, ja siguin gràfics [N-M] (àbacs d'interacció), o bé taules.



En els gràfics [N-M] es relaciona el moment de 1r ordre, l'axil i la quantia mecànica. Estan preparats per una esveltesa determinada, per un determinat valor del coeficient de fluència i per una determinada llei de variació de l'excentricitat.

És d'anomenar la col·lecció de 81 diagrames publicats en el llibre [Cálculo de soportes de Hormigón Armado en teoría de 2º orden, Dr. Enginyer Juan J. Arenas de Pablo, 1.980].

Així mateix, esmentar també el llibre [Pandeo de estructuras de Hormigón Armado. Ábacos, Jordi Maristany, 1.997], i el complement d'àbacs, amb diferents tipus d'armats, secció, incloent flexió esbiaixada.

2.2.2. Quanties mecàniques i geomètriques. Disposicions constructives

A continuació es descriuen una sèrie de requeriments que s'han de complir a l'hora d'armar els pilars, segons "l'EHE-08":

- Quantia mecànica mínima:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0,10 \cdot N_d, \text{ amb armadura simètrica, i on } f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2.$$

- Quantia mecànica màxima:

$$A_s \cdot f_{yd} \leq A_c \cdot f_{cd}$$

- Quantia geomètrica mínima:

$$A_s \geq 0,004 \cdot A_c$$

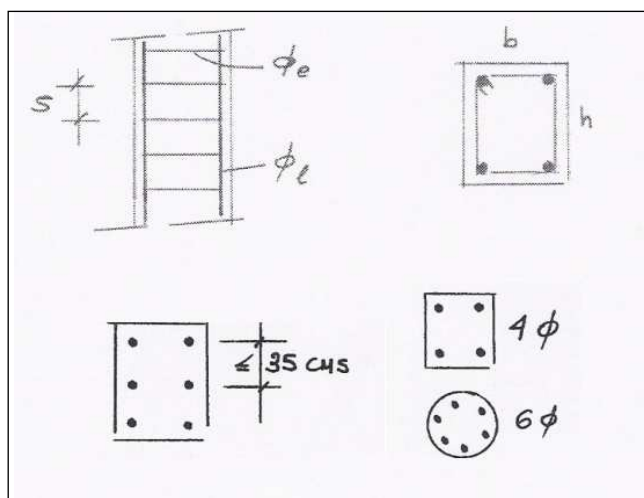
També s'exigeixen disposicions relatives als estreps i a l'armadura longitudinal:

Si existeixen armadures passives en compressió, per a poder tenir-les en compte en el càlcul serà precís que estiguin subjectes per cercols o estreps, que hauran de complir els següents criteris, segons "l'EHE-08": [EHE-08, Apartat 42.3.1]



- $s \leq 15 \cdot \phi_{l,\min}$, on $\phi_{l,\min}$ és el diàmetre de l'armadura comprimida més prima.
- $\phi_e \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{l,\max}$, on $\phi_{l,\max}$ és el diàmetre de l'armadura comprimida més grossa.

A continuació s'observa la representació dels paràmetres utilitzats, i també s'indica la distància màxima entre barres longitudinals (35 cm), i l'armadura mínima longitudinal en seccions quadrades, o rectangulars, i circulars.



Per a peces comprimides, en qualsevol cas, [s] haurà de ser inferior a la dimensió més petita de l'element, i no superior a 30 cm. [EHE-08, Apartat 42.3.1]

L'armadura passiva longitudinal resistent, o la de pell, haurà de quedar distribuïda convenientment per evitar que quedin zones de formigó sense armadures, de manera que la distància [s] entre dues barres longitudinals consecutives compleixi les següents limitacions: [EHE-08, Apartat 42.3.1]

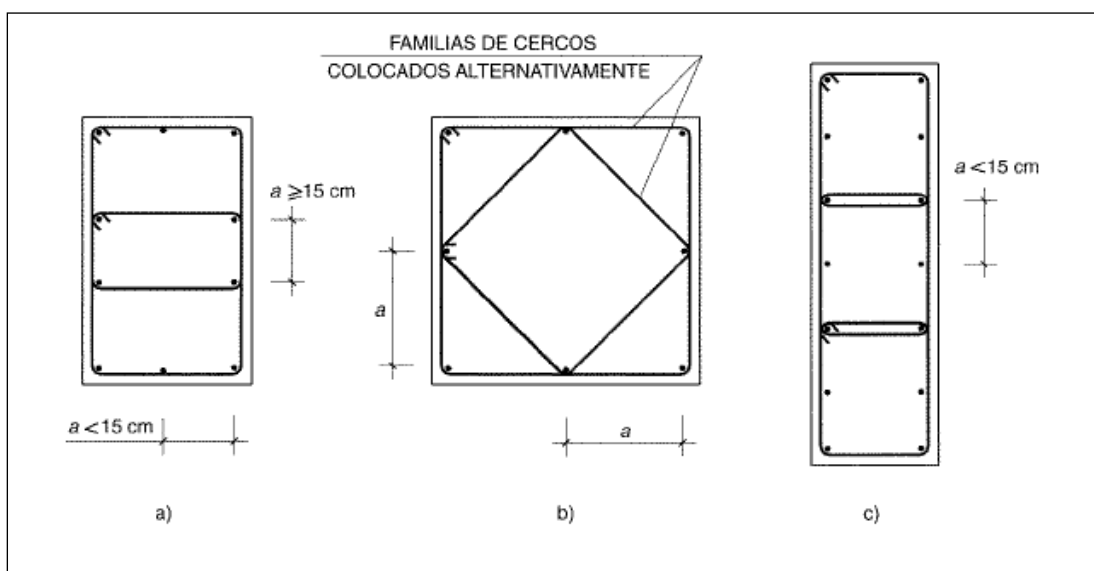
- $s \leq 30 \text{ cm}$
- $s \leq b$
- $s \leq$ tres vegades l'espessor brut de la part de la secció de l'element ànima o ales, en les que vagin situades.

En zones de solapament o de doblat de les barres pot ser necessari augmentar l'armadura transversal. [EHE-08, Apartat 42.3.1]



Per últim, per a que els cercols travin eficaçment l'armadura longitudinal, es precis que subjectin realment les barres longitudinals en compressió, evitant el seu vinclament. Així, per exemple, si en un suport l'armadura longitudinal es disposa no només en les cantonades, si no també en les seves cares, per a que les barres centrals quedin realment subjectes, s'hauran d'adoptar les disposicions indicades en les figures 42.3.1.a, 42.3.1.b i 42.3.1.c de l'Article 42 de la normativa "EHE-08", subjectant, com a mínim, una de cada dues barres consecutives de la mateixa cara, i totes aquelles que es disposin a una distància $[a] \geq 15$ cm. [EHE-08, Apartat 42.3.1]

En les vores o extrems d'aquests elements es disposarà armadura transversal suficient lligant tots els nusos. [EHE-08, Apartat 42.3.1]



2.2.3. Recomanacions per a la protecció addicional dels pilars contra el foc

2.2.3.1. Introducció

El contingut de l'Annex 6 de la norma "EHE-08" constitueix un conjunt de recomanacions d'aplicació a estructures de formigó estructural que, per raons de seguretat general enfront d'incendis, han de complir les condicions següents quan estiguin exposades al foc: [EHE-08, Annex 6, Apartat 1]



- Evitar un col·lapse prematur de l'estructura (funció portant).
- Limitar la propagació del foc (flames, gasos calents, calor excessiu) fora d'àrees concretes (funció separadora).

En aquest Annex s'estableixen mètodes simplificats i taules que permeten determinar, del costat de la seguretat, la resistència dels elements estructurals de formigó davant l'acció representada per la corba normalitzada temps-temperatura, segons "UNE-EN 1363-1". Aquests mètodes han de considerar-se com condició suficient per a establir la resistència al foc dels elements estructurals de formigó, però no com condició necessària, havent-se d'utilitzar sempre mètodes més precisos o avançats que els proposats, i fins i tot mètodes experimentals, per a determinar la resistència al foc d'aquests elements, segons l'establert en l'Apartat 4 de l'Annex 6 de la "EHE-08". [EHE-08, Annex 6, Apartat 1]

Es denomina resistència al foc d'una estructura o d'un part d'ella a la seva capacitat per a mantenir durant un període de temps determinat la funció portant que li sigui exigible, així com la integritat i/o l'aïllament tèrmic en els termes especificats en l'assaig normalitzat corresponent (RD 312/2005). [EHE-08, Annex 6, Apartat 2]

Es denomina, així mateix, resistència normalitzada al foc d'una estructura o part d'ella (usualment només elements aïllats) a la seva resistència al foc normalitzat, donat per la corba de temps-temperatura "UNE-EN 1363-1". El temps màxim d'exposició fins que resulti imminent la pèrdua de capacitat per a satisfer les funcions requerides es denomina període de resistència al foc normalitzat, i s'expressa en minuts segons una escala que estableix la "UNE-EN 13501-2". [EHE-08, Annex 6, Apartat 2]

Els temps nominals de resistència al foc utilitzats en aquest Annex pertanyen a l'escala que estableix la norma "UNE-EN 13501-2" i són els següents: 30, 60, 90, 120, 180 i 240 minuts. [EHE-08, Annex 6, Apartat 2]

Per a la classificació del comportament enfront del foc, s'estableixen tres criteris: [EHE-08, Annex 6, Apartat 2]

- Per capacitat portant de l'estructura (criteri R).
- Per estanqueïtat al pas de flames i gasos calents (criteri I).
- Per aïllament tèrmic en cas de foc (criteri I).



2.2.3.2. Mètodes de comprovació

El mètode general consisteix en la comprovació dels diferents Estats Límit Últims, tenint en compte, tant en l'obtenció d'esforços de càlcul com en l'anàlisi de la resposta estructural la influència de l'acció de foc considerant el comportament físic fonamental. [EHE-08, Annex 6, Apartat 4]

El model per a l'anàlisi estructural ha de representar adequadament les propietats del material en funció de la temperatura, incloent la rigidesa, la distribució de temperatura en els diferents elements de l'estructura i l'efecte de les dilatacions i deformacions tèrmiques (accions indirectes degudes al foc). [EHE-08, Annex 6, Apartat 4]

Per altra banda, la resposta estructural ha de tenir en compte les característiques dels materials per a les diferents temperatures que poden produir-se en una mateixa secció transversal o element estructural. [EHE-08, Annex 6, Apartat 4]

Qualsevol manera de fallida que no es tingui en compte explícitament en l'anàlisi d'esforços o en la resposta estructural (per exemple, insuficient capacitat de gir, expulsió del recobriments, vinclament local de l'armadura comprimida, fallides d'adherència i esforç tallant, danys en els dispositius d'ancoratge) ha d'evitar-se mitjançant detalls constructius apropiats. [EHE-08, Annex 6, Apartat 4]

Poden emprar-se mètodes simplificats de comprovació sempre que condueixin a resultats equivalents o del costat de la seguretat. En general, els mètodes simplificats suposen una comprovació dels diferents Estats Límit Últims considerant elements estructurals aïllats (es menyspreen les accions indirectes degudes al foc (dilatacions, deformacions, etc), distribucions de temperatura preestablertes, generalment per a seccions rectangulars i, com variacions en les propietats dels materials per efecte de la temperatura, models així mateix simplificats i senzills. [EHE-08, Annex 6, Apartat 4]

La utilització del mètode de comprovació mitjançant taules, que es desenvolupa en l'Apartat 5 de l'Annex 6 de la "EHE-08", consisteix en la realització de comprovacions dimensionals de les seccions transversals i dels recobriments mecànics, a partir d'hipòtesis simplificades i del costat de la seguretat. Per a alguns tipus poden requerir-se altres comprovacions addicionals, i en aquests casos poden obtenir-se dades més específiques en la norma del producte corresponent. [EHE-08, Annex 6, Apartat 4]



En qualsevol cas, també és vàlid avaluar el comportament d'una estructura, de part d'ella o d'un element estructural mitjançant la realització dels assajos que estableix el "Real Decreto 312/2005" de 18 de març. [EHE-08, Annex 6, Apartat 4]

2.2.3.3. Mètode de comprovació mitjançant taules

Mitjançant les taules i els apartats següents pot obtenir-se la resistència dels elements estructurals a l'acció representada per la corba normalitzada temps-temperatura dels elements estructurals, en funció de les seves dimensions i de la distància mínima equivalent a l'eix de les armadures. [EHE-08, Annex 6, Apartat 5.1]

Per a l'aplicació de les taules, es defineix com distància equivalent a l'eix $[a_m]$, a l'efecte de resistència al foc, al valor: [EHE-08, Annex 6, Apartat 5.1]

$$a_m = \frac{\sum [A_{si} \cdot f_{yki} \cdot (a_{si} + \Delta a_{si})]}{\sum A_{si} \cdot f_{yki}}, \text{ sent:}$$

- A_{si} = Àrea de cadascuna de les armadures i , passiva o activa;
- a_{si} = distància de l'eix de cadascuna de les armadures i , al parament exposat més pròxim;
- f_{yki} = resistència característica de l'acer de les armadures i ;
- Δa_{si} = correcció deguda a les diferents temperatures crítiques de l'acer i a les condicions particulars d'exposició al foc, segons els valors de la Taula A.6.5.1. de l'Annex 6 de la normativa "EHE-08".

En aquesta Taula s'estableixen els valors de $[\Delta a_{si}]$ (mm) en funció del coeficient de sobredimensionat de la secció estudiada, definit com: [EHE-08, Annex 6, Apartat 5.1]

$$\mu_{fi} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_{fi,d,0}}, \text{ on:}$$

- $E_{fi,d,t}$ = Valor dels esforços de càlcul a considerar en la comprovació de la situació accidental de foc.



- $R_{fi,d,0}$ = Resistència de l'element estructural en situació d'incendi en l'instant inicial $t = 0$, a temperatura normal.

Per a valors intermedis es pot interpolat linealment. [EHE-08, Annex 6, Apartat 5.1]

De forma simplificada, per a situacions amb nivell de control normal, pot adoptar-se com valor de $[\mu_{fi}]$ 0,50 amb caràcter general, i 0,60 en zones de magatzem. [EHE-08, Annex 6, Apartat 5.1]

Els valors donats en les taules són aplicables a formigons de densitat normal, de resistència característica $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$, confeccionats amb àrids de naturalesa silícia. [EHE-08, Annex 6, Apartat 5.1]

Per tant, segons aquestes premisses i els valors establerts en la Taula A.6.5.1, es té que per a pilars d'acer armat, amb valors de $[\mu_{fi}]$ entre 0,50 i 0,60 $\rightarrow \Delta a_{si} = 0$.

En zones traccionades amb recobriments de formigó majors de 50 mm ha de disposar-se una armadura de pell per a prevenir el despreniment d'aquest formigó durant el període de resistència al foc, consistent en una malla amb distàncies inferiors a 150 mm entre armadures (en ambdues direccions), ancorada regularment en la massa de formigó. [EHE-08, Annex 6, Apartat 5.1]

Mitjançant la Taula A.6.5.2 de l'Annex 6 de la "EHE-08" pot obtenir-se la resistència al foc dels suports (pilars) circulars i rectangulars exposats per tres o quatre cares, referida a la distància mínima equivalent a l'eix de les armadures de les cares exposades. [EHE-08, Annex 6, Apartat 5.2]

RESISTÈNCIA AL FOC	DIMENSIÓ MÍNIMA (b_{\min}) / DISTÀNCIA MÍNIMA EQUIVALENT A L'EIX a_{\min} (mm)
R 120	250 / 40

Segons aquesta Taula, per una resistència al foc R 120 (estudi realitzat segons "RSIEI" en l'Annex A del projecte) es té una dimensió mínima, $b_{\min} = 250 \text{ mm}$, i una distància mínima equivalent a l'eix, $a_{\min} = 40 \text{ mm}$ (recobriment mínim per a realitzar el càlcul resistent).



Els recobriments, per exigències de durabilitat, poden requerir valors superiors als especificats, però no serà al cas. [EHE-08, Annex 6, Apartat 5.2]

Per a resistències al foc majors que R 90, i quan l'armadura del suport sigui superior al 2% de la secció de formigó, aquesta armadura es distribuirà en totes les seves cares. Aquesta condició no es refereix a les zones de solapament d'armadura. [EHE-08, Annex 6, Apartat 5.2]

2.3. Càlcul de l'armat per als pilars de la nau

Tal i com s'ha exposat en l'Apartat 2.1 d'aquest Annex, per simplificar els càlculs de l'armat necessari de cada pilar, la seva posta en obra i l'encàrrec a "Hormipresa", es definiran únicament tres grups de pilars:

- Pilars de 50x50 cm, en les Naus A i B.
- Pilars de 50x50 cm, en la Nau C.
- Pilars de 40x40 cm, en les Naus A, B i C.

A l'hora de realitzar el càlcul de l'armat es consideraran les accions més desfavorables en cadascun dels tres casos.

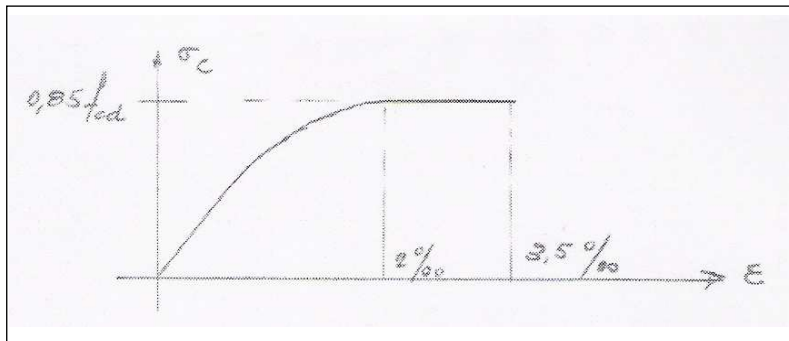
El formigó utilitzat en els pilars d'aquest projecte serà el HA-35/F/20/IIa, i l'acer serà del tipus B-500-S.

Quan els pilars treballen totalment a compressió es pot utilitzar l'acer B-400-S per realitzar el càlcul.

La raó d'aquest criteri és que l'acer no treballarà mai per sobre del valor de resistència del formigó: $[0,85 \cdot f_{cd}]$ (on 0,85 és el coeficient que té en compte el fenomen de cansament degut a càrregues lentes).



Aquesta tensió de $[0,85 \cdot f_{cd}]$ correspon a una deformació del 2‰ en el diagrama de càlcul adoptat pel formigó (deformació de ruptura del formigó a compressió simple, segons resultats empírics).



Per tant, la col·laboració de l'acer serà:

$$\sigma_s = 0,002 \cdot E = 0,002 \cdot 200.000 \frac{N}{mm^2} = 400 \frac{N}{mm^2}$$

Però, en el cas de pilars esvelts de naus industrials, on la càrrega vertical de la coberta és poc significativa respecte les càrregues eòliques, no es podrà considerar aquest criteri. En aquests pilars domina la flexió envers la compressió, i, per tant, aquesta tensió de $[0,85 \cdot f_{cd}]$, en la zona comprimida, correspon a una deformació del 3,5‰ en el diagrama de càlcul adoptat pel formigó. Així que:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{350 \text{kp/cm}^2}{1,50}, \text{ per al formigó HA-35;}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5.100 \text{kp/cm}^2}{1,15}, \text{ per a l'acer B-500-S.}$$

2.3.1. Criteris utilitzats en el càlcul de les accions

Aquests són alguns dels criteris que s'han utilitzat a l'hora de calcular les accions:

- El pes propi dels plafons de tancament el suporten les sabates corregudes perimetrals. Aquests tenen una disposició horitzontal. D'aquesta forma, els plafons



superiors es recolzen en els inferiors, i aquests traslladen tot el pes a la fonamentació. Per tant, aquesta acció no repercutirà en el càlcul del pilar, tot i que el tancament exterior quedarà recolzat en l'element estructural.

- Per aquesta disposició horitzontal dels plafons de tancament, l'acció eòlica actuarà com una càrrega uniformement repartida en tota la vertical dels pilars. Així que s'haurà de multiplicar la càrrega superficial del vent per l'ària tributària de façana sobre la que actua.
- Aquests plafons de tancament de façanes eviten el vinclament dels pilars fora del pla, en la direcció longitudinal de la nau.
- Les parets divisòries formades per plaques alveolars també carregaran el seu pes directament a la fonamentació, i no als pilars, sobre els quals únicament es recolzaran.
- El vent considerat per a realitzar el càlcul estructural ha estat el $[W_3]$ (càrrega de vent amb una incidència de $\pm 45^\circ$ sobre la Façana lateral Nord), en els casos de les Naus A i B; i $[W_4]$ (càrrega de vent amb una incidència de $\pm 45^\circ$ sobre la Façana lateral Sud), en el de la Nau C. Aquests determinaran els casos més desfavorables. A més, en aquesta direcció transversal de la nau, els pòrtics no estan travats pels plafons de tancament, i el vinclament dels pilars serà, també, més desfavorable.
- Les càrregues de succió en façanes, provocades pel vent, no s'han considerat com un efecte global que afecta a l'estructura. És a dir, s'han considerat com un efecte local, que determinarà l'elecció del tipus de plafons de tancament i el disseny de les seves fixacions.
- Tota l'estructura de la nau és isostàtica, degut a que està formada per elements prefabricats disposats mitjançant unions articulades.
- En quant a la interacció sòl-estructura, s'ha definit que els pilars estan encastats rígidament en la fonamentació. D'aquesta forma s'entén que el conjunt format pel fonament i el sòl és molt més rígid que l'estructura. Aquesta hipòtesi no sempre es complirà. En el cas d'estructures isostàtiques, com la de nau que s'està estudiant, serà correcte aquesta consideració.



A continuació es mostra una taula amb les longituds de cada pilar, la nau en la que està situat, i els esforços més desfavorables als que està sotmès (en la seva base).

PILAR [REF]	NAU	SECCIÓ [cmxcm]	LONGITUD [m]	$T_Y = H$ [kN]	$A_X = N$ [kN]	$M_Z = M$ [kN·m]
P1	A	50x50	12,25	28,07	-557,19	-134,41
P2-P5	A	50x50	11,15	58,04	-1.047,08	-294,68
P6	A	50x50	11,15	22,48	-576,16	-115,00
P7	B	50x50	12,15	22,48	-576,16	-115,00
P8-P11	B	50x50	12,15	58,04	-1.047,08	-294,68
P12	B	50x50	12,15	28,07	-557,19	-134,41
P13-P14	A	40x40	6,85	8,16	-651,43	-54,26
P15-P16	B	40x40	6,75	8,16	-651,43	-54,26
P17	A	50x50	12,78	25,42	-175,50	-125,66
P18-P19	A	50x50	12,78	56,07	-1.060,53	-292,91
P20-P21	A	50x50	11,68	44,96	-1.051,43	-265,50
P22	A	50x50	11,68	19,43	-580,35	-111,62
P23	B	50x50	12,68	19,43	-580,35	-111,62
P24-P27	B	50x50	12,68	56,07	-1.060,53	-292,91
P28	B	50x50	12,68	25,42	-175,50	-125,66
P29	C	50x50	12,68	-11,50	-1.056,28	104,21
P30-P31	C	50x50	12,68	-46,60	-1.890,19	287,57
P32-P38	C	50x50	11,58	-46,60	-1.890,19	287,57



P39	C	50x50	11,58	-11,50	-1.056,28	104,21
P40-P41	C	40x40	5,60	-8,50	-535,75	56,45
P42	C	50x50	12,45	-17,25	-147,93	101,44
P43	C	50x50	11,35	-17,25	-147,93	101,44
P44-P45	C	40x40	6,70	-16,60	-776,66	95,30
P46-P47	C	40x40	5,60	-16,60	-776,66	95,30
P48	C	50x50	11,93	-20,83	-1.044,61	106,33
P49-P53	C	50x50	11,93	-50,40	-1.880,22	288,50
P54-P57	C	50x50	10,83	-50,40	-1.880,22	288,50
P58	C	50x50	10,83	-20,83	-1.044,61	106,33

2.3.2. Armat dels pilars de 50x50 cm, Naus A i B

Aquests pilars suportaran, mitjançant mènsules, les jàsseres on es recolzen les plaques alveolars que formen el forjat de PE, i, mitjançant el seu cap en forma de forquilla, les jàsseres de coberta on es recolzen les corretges.

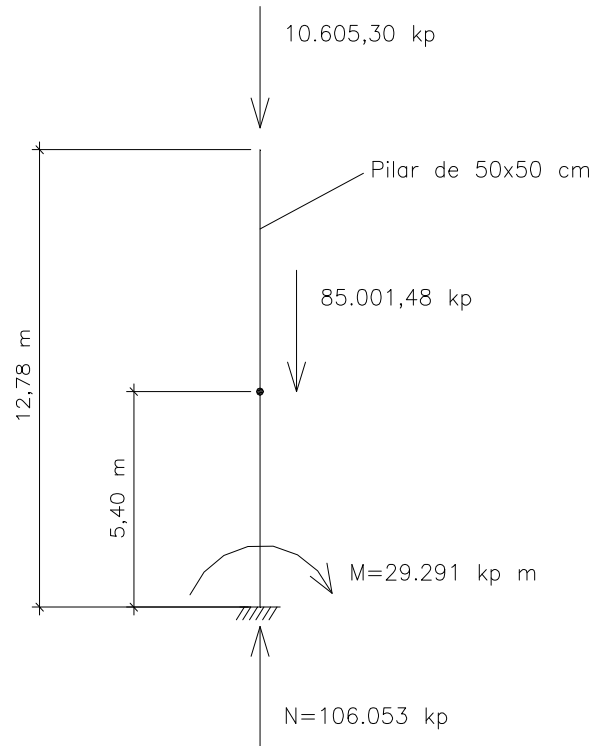
Per tant, els pilars que reuneixen la combinació més desfavorable (longitud, esforç normal i moment flector) d'aquest grup seran:

PILAR [REF]	NAU	SECCIÓ [cmxcm]	LONGITUD [m]	TY = H [kN]	AX = N [kN]	MZ = M [kN·m]
P18-P19	A	50x50	12,78	56,07	-1.060,53	-292,91



Quan les càrregues van entrant a diferents alçades, la longitud de vinclament del pilar és:

$$l_p = 2 \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1} P_i \cdot l_i^2}{\sum_{i=1} P_i}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{10.605,30kp \cdot (12,78m)^2 + (85.001,48kp + 10.446,22kp) \cdot (5,40m)^2}{10.605,30kp + 85.001,48kp + 10.446,22kp}}$$



La resultant de la càrrega de coberta actua en el cap del pilar (10.605,30 kp), inclòs el pes de les jàsseres de coberta i les corretges; la resultant de la càrrega que provoquen les jàsseres de forjat, el forjat de PE i la seva sobrecàrrega d'ús actua a una alçada de 5,40 m (85.001,48 kp); per últim, s'ha suposat la resultant del pes propi del pilar (10.446,22 kp) a una alçada, també, de 5,40 m. Així es defineixen els següents paràmetres:

- Longitud de vinclament: $l_p = 13,05m = 1.305cm$
- Radi de gir de la secció transversal:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot 50cm \cdot (50cm)^3}{50cm \cdot 50cm}} = 14,43cm$$



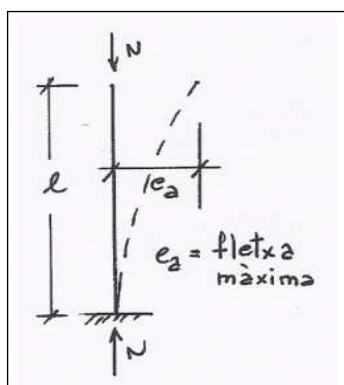
- Esveltesa: $\lambda = \frac{l_p}{i} = \frac{1.305cm}{14,43cm} = 90,42 \rightarrow 35 < \lambda < 100$

En el cas que s'està projectant serà possible l'estudi dels pilars dels entramats com a pilars aïllats, introduint les condicions d'extrem mitjançant el concepte de longitud de vinclament.

Per tant, per realitzar l'estudi dels efectes de 2n ordre i definir el càlcul dels pilars de la nau, tal i com s'ha exposat en la part teòrica d'aquest Annex, s'utilitzarà el "mètode de la columna model".

Aquest "mètode" és vàlid per a suports a flexo-compensió recta i de secció i armat constant. A més, aquesta aplicació és immediata per a pilars que tenen les següents coaccions d'extrem: encastament perfecte en la base, i lliure en l'extrem superior, cas dels pilars que s'estan estudiant.

Per tant, segons l'Apartat 2.2.1.4 d'aquest Annex, el "mètode" estudia una columna model. La defineix com un pilar esvelt, encastat per la seva base i lliure en l'extrem superior, i sempre que la deformada produïda per les càrregues exteriors sigui tal que la curvatura no presenti punts d'inflexió (curvatura simple).



El fet d'haver escollit, en principi, una deformada coneguda, permet conèixer la fleixa màxima i, per tant, els moments de 2n ordre:

$$M_2 \text{ (moment de 2n ordre)} = N \cdot e_a ;$$

El moment total serà, doncs: $M_T = M_e \text{ (1r ordre equivalent)} + M_a \text{ (2n ordre)}$.



El “mètode” assimila la deformada a una funció sinoidal; llavors es pot conèixer $[e_a]$ (fletxa màxima de $2n$ ordre):

$$e_a = f_{\max} = -\frac{l_p^2}{10} \cdot \frac{1}{r}$$

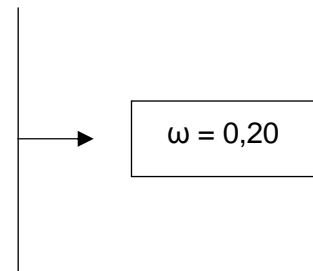
Es tracta ara del major o menor grau d'exactitud per a trobar el valor $[1/r]$ (curvatura en la secció d'encastament).

Primer de tot, s'haurà de fer un predimensionament de l'armat del pilar, per tal de poder calcular la curvatura segons “EC-2”.

Aquest es realitzarà mitjançant els diagrames d'interacció adimensionals del llibre [Hormigón Armado, de P. J. Montoya, 2.000, pàg. 649]. Per a $[d' = 0,10 \cdot h]$ es té:

$$\mu = \frac{N_d \cdot e_0}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1,60 \cdot 2.929.100kp \cdot cm}{2.500cm^2 \cdot 50cm \cdot \frac{350kp/cm^2}{1,50}} = 0,16$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1,60 \cdot 106.053kp}{2.500cm^2 \cdot \frac{350kp/cm^2}{1,50}} = 0,29$$



$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \rightarrow A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,20 \cdot 2.500cm^2 \cdot \frac{350kp/cm^2}{1,50} = 116.666,67kp$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 116,67Tn \rightarrow 6 \text{ barres } \varnothing 25 \text{ d'acer B-500-S (128,054 Tn).}$$

Un cop finalitzat el predimensionament, es passa al càlcul de la curvatura, tal i com s'indica a partir de la pàgina següent:



Curvatura segons "EC-2" $\rightarrow \boxed{\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0}}$

- $K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = \frac{1,22 - 0,29}{1,22 - 0,40} = 1,14 > 1 \rightarrow K_r = 1$ (l'axil no influeix en la curvatura).

$$n = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1,60 \cdot 106.053 \text{kp}}{2.500 \text{cm}^2 \cdot \frac{350 \text{kp/cm}^2}{1,50}} = 0,29$$

$$n_u = 1 + \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 1 + \frac{6 \cdot \pi \cdot (1,25 \text{cm})^2 \cdot \frac{5.100 \text{kp/cm}^2}{1,15}}{2.500 \text{cm}^2 \cdot \frac{350 \text{kp/cm}^2}{1,50}} = 1 + 0,22 = 1,22$$

$$n_{bal} \cong 0,40$$

- $K_\varphi = 1$

- $\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 2.100.000 \text{kp/cm}^2}{0,45 \cdot 46 \text{cm}} = 0,000102 \text{cm}^{-1}$

Curvatura segons "EC-2":

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} = \frac{1}{r_0} = 0,000102 \text{cm}^{-1}$$

Per tant, la fletxa màxima de 2n ordre és:

$$e_a = f_{\max} = -\frac{l_p^2}{10} \cdot \frac{1}{r} = -\frac{(1.305 \text{cm})^2}{10} \cdot 0,000102 \text{cm}^{-1} = -17,37 \text{cm}$$

I el moment de 2n ordre:

$$M_2 = N \cdot e_a = 106.053 \text{kp} \cdot 17,37 \text{cm} = 1.842.140,61 \text{kp} \cdot \text{cm} = 18.421,41 \text{kp} \cdot \text{m}$$



El moment total serà, doncs:

$$M_T = M + M_2 = 29.291kp \cdot m + 18.421,41kp \cdot m = 47.712,41kp \cdot m$$

Mitjançant els diagrames d'interacció adimensionals del llibre [Hormigón Armado, de P. J. Montoya, 2.000, pàg. 649], es farà el càlcul i la posterior disposició de l'armat, amb el nou moment total calculat.

$$M_T = 47.712,41 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$N = 106.053 \text{ kp}$$

Per a $[d' = 0,10 \cdot h]$ es té:

$$\mu = \frac{N_d \cdot e_0}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1,60 \cdot 4.771.241kp \cdot cm}{2.500cm^2 \cdot 50cm \cdot \frac{350kp/cm^2}{1,50}} = 0,26$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1,60 \cdot 106.053kp}{2.500cm^2 \cdot \frac{350kp/cm^2}{1,50}} = 0,29$$

$$\omega = 0,44$$

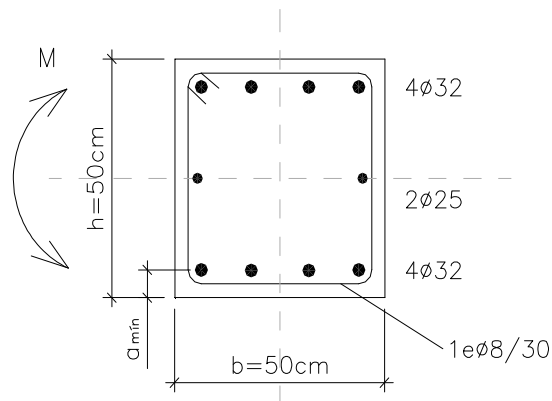
$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \rightarrow A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,44 \cdot 2.500cm^2 \cdot \frac{350kp/cm^2}{1,50} = 256.666,67kp$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 256,67Tn \rightarrow 8 \text{ barres } \varnothing 32 \text{ d'acer B-500-S (279,738 Tn)}.$$

Ha augmentat l'armat respecte el predimensionament. Tot i així, repetint el procés amb aquest nou resultat s'obtenen els mateixos valors.



Per tant, l'armat quedarà distribuït de la següent manera:



Es compleixen els requeriments descrits en l'Apartat 2.2.2 d'aquest Annex:

- Quantia mecànica mínima:

$$A_s \cdot f_{yd} = 279,738Tn \geq 0,10 \cdot N_d = 0,10 \cdot 1,60 \cdot 106,053Tn = 16,97Tn \quad \text{OK!}$$

- Quantia mecànica màxima:

$$A_s \cdot f_{yd} = 279,738Tn \leq A_c \cdot f_{cd} = 2.500\text{cm}^2 \cdot \frac{0,35Tn/\text{cm}^2}{1,50} = 583,34Tn \quad \text{OK!}$$

- Quantia geomètrica mínima:

$$A_s = 64,340\text{cm}^2 \geq 0,004 \cdot A_c = 0,004 \cdot 2.500\text{cm}^2 = 10\text{cm}^2 \quad \text{OK!}$$

- $s = 30\text{cm} \leq 15 \cdot \phi_{l,\min} = 15 \cdot 2,50\text{cm} = 37,50\text{cm} \quad \text{OK!}$

- $\phi_e = 0,80\text{cm} \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{l,\max} = \frac{1}{4} \cdot 3,20\text{cm} = 0,80\text{cm} \quad \text{OK!}$

- $s = 30\text{cm} \leq 30\text{cm} \quad \text{OK!}$

- $s = 30\text{cm} \leq b = 50\text{cm} \quad \text{OK!}$



També es compleixen les recomanacions per a la protecció addicional dels pilars contra el foc, esmentades en l'Apartat 2.2.3 d'aquest Annex:

- Per una resistència al foc R 120 (estudi realitzat segons "RSIEI" en l'Annex A del projecte) es té una dimensió mínima, $b_{\min} = 250$ mm, i una distància mínima equivalent a l'eix, $a_{\min} = 40$ mm (recobriments mínims per a realitzar el càlcul resistent).

2.3.3. Armat dels pilars de 50x50 cm, Nau C

Per calcular l'armat necessari dels pilars de 50x50 cm de la Nau C, es seguirà el mateix procés que per els de 50x50 cm de les Naus A i B.

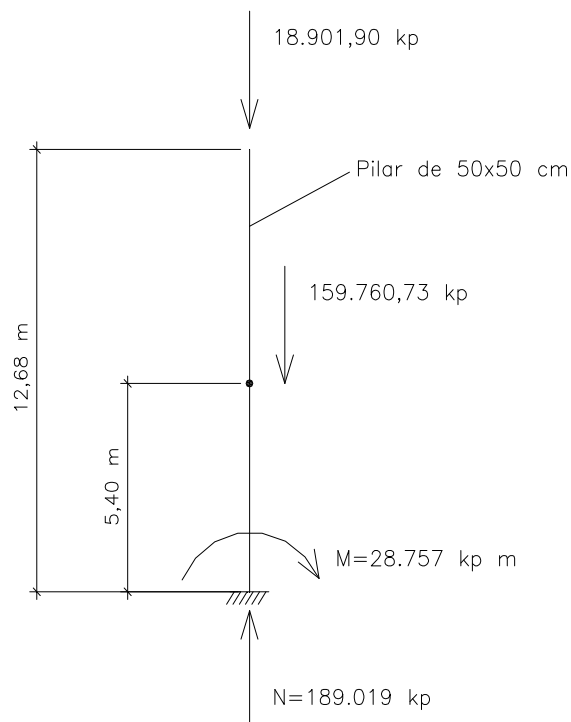
Els pilars que reuneixen la combinació més desfavorable (longitud, esforç normal i moment flector) d'aquest grup seran:

PILAR [REF]	NAU	SECCIÓ [cmxcm]	LONGITUD [m]	TY = H [kN]	AX = N [kN]	Mz = M [kN·m]
P30-P31	C	50x50	12,68	-46,60	-1.890,19	287,57

Quan les càrregues van entrant a diferents alçades, la longitud de vinclament del pilar és:

$$l_p = 2 \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1} P_i \cdot l_i^2}{\sum_{i=1} P_i}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{18.901,90kp \cdot (12,68m)^2 + (159.760,73kp + 10.356,37kp) \cdot (5,40m)^2}{18.901,90kp + 159.760,73kp + 10.356,37kp}}$$





La resultant de la càrrega de coberta actua en el cap del pilar (18.901,90 kp), inclòs el pes de les jàsseres de coberta i les corretges; la resultant de la càrrega que provoquen les jàsseres de forjat, el forjat de PE i la seva sobrecàrrega d'ús actua a una alçada de 5,40 m (159.760,73 kp); per últim, s'ha suposat la resultant del pes propi del pilar (10.356,37 kp) a una alçada, també, de 5,40 m. Així es defineixen els següents paràmetres:

- Longitud de vinclament: $l_p = 13,01m = 1.301cm$
- Radi de gir de la secció transversal:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot 50cm \cdot (50cm)^3}{50cm \cdot 50cm}} = 14,43cm$$

- Esveltesa: $\lambda = \frac{l_p}{i} = \frac{1.301cm}{14,43cm} = 90,14 \rightarrow 35 < \lambda < 100$

Tal com s'ha plantejat en el cas anterior, per als pilars de 50x50 cm de les Naus A i B, per realitzar l'estudi dels efectes de 2n ordre i definir el càlcul dels pilars de 50x50 cm de la Nau C s'utilitzarà igualment el "mètode de la columna model".



Seguint el mateix procediment, primer de tot, s'haurà de fer un predimensionament de l'armat del pilar, per tal de poder calcular la curvatura segons "EC-2".

Aquest es realitzarà mitjançant els diagrames d'interacció adimensionals del llibre [Hormigón Armado, de P. J. Montoya, 2.000, pàg. 649]. Per a $[d' = 0,10 \cdot h]$ es té:

$$\mu = \frac{N_d \cdot e_0}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1,60 \cdot 2.875.700 \text{kp} \cdot \text{cm}}{2.500 \text{cm}^2 \cdot 50 \text{cm} \cdot \frac{350 \text{kp} / \text{cm}^2}{1,50}} = 0,16$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1,60 \cdot 189.019 \text{kp}}{2.500 \text{cm}^2 \cdot \frac{350 \text{kp} / \text{cm}^2}{1,50}} = 0,52$$

\rightarrow $\omega = 0,19$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \rightarrow A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,19 \cdot 2.500 \text{cm}^2 \cdot \frac{350 \text{kp} / \text{cm}^2}{1,50} = 110.833,34 \text{kp}$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 110,84 \text{Tn} \rightarrow 6 \text{ barres } \varnothing 25 \text{ d'acer B-500-S (128,054 Tn)}.$$

Un cop finalitzat el predimensionament, es passa al càlcul de la curvatura:

$$\text{Curvatura segons "EC-2"} \rightarrow \frac{1}{r} = K_r \cdot K_\phi \cdot \frac{1}{r_0}$$

$$\bullet \quad K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = \frac{1,22 - 0,52}{1,22 - 0,40} = 0,85 < 1 \text{ (l'axil influeix en la curvatura).}$$

$$n = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1,60 \cdot 189.019 \text{kp}}{2.500 \text{cm}^2 \cdot \frac{350 \text{kp} / \text{cm}^2}{1,50}} = 0,52$$

$$n_u = 1 + \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 1 + \frac{6 \cdot \pi \cdot (1,25 \text{cm})^2 \cdot \frac{5.100 \text{kp} / \text{cm}^2}{1,15}}{2.500 \text{cm}^2 \cdot \frac{350 \text{kp} / \text{cm}^2}{1,50}} = 1 + 0,22 = 1,22$$

$$n_{bal} \cong 0,40$$



- $K_{\varphi} = 1$

- $\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \cdot d} = \frac{5.100kp/cm^2}{1,15 \cdot 2.100.000kp/cm^2} = 0,000102cm^{-1}$

Curvatura segons "EC-2":

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_{\varphi} \cdot \frac{1}{r_0} = 0,85 \cdot 1 \cdot \frac{1}{r_0} = 0,0000872cm^{-1}$$

Per tant, la fletxa màxima de 2n ordre és:

$$e_a = f_{m\grave{a}x} = -\frac{l_p^2}{10} \cdot \frac{1}{r} = -\frac{(1.301cm)^2}{10} \cdot 0,0000872cm^{-1} = -14,76cm$$

I el moment de 2n ordre:

$$M_2 = N \cdot e_a = 189.019kp \cdot 14,76cm = 2.789.920,44kp \cdot cm = 27.899,21kp \cdot m$$

El moment total serà, doncs:

$$M_T = M + M_2 = 28.757kp \cdot m + 27.899,21kp \cdot m = 56.656,21kp \cdot m$$

Mitjançant els diagrames d'interacció adimensionals del llibre [Hormigón Armado, de P. J. Montoya, 2.000, pàg. 649], es farà el càlcul i la posterior disposició de l'armat, amb el nou moment total calculat.

$$M_T = 56.656,21 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$N = 189.019 \text{ kp}$$



Per a $[d' = 0,10 \cdot h]$ es té:

$$\mu = \frac{N_d \cdot e_0}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1,60 \cdot 5.665.620,44kp \cdot cm}{2.500cm^2 \cdot 50cm \cdot \frac{350kp/cm^2}{1,50}} = 0,31$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1,60 \cdot 189.019kp}{2.500cm^2 \cdot \frac{350kp/cm^2}{1,50}} = 0,52$$

$\omega = 0,58$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \rightarrow A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,58 \cdot 2.500cm^2 \cdot \frac{350kp/cm^2}{1,50} = 338.333,34kp$$

Calculant la secció útil d'acer necessària:

$$A_s = \frac{338.333,34kp}{f_{yd}} = \frac{338.333,34kp}{\frac{5.100kp/cm^2}{1,15}} = 76,29cm^2$$

Per tant, l'armat consistirà en 10 barres Ø32 d'acer B-500-S (80,43 cm² de secció útil > 76,29 cm²). Ha augmentat respecte el predimensionament. Així que s'haurà de repetir el procés, ja que, en aquest cas, es poden modificar els resultats (l'axil influeix en la curvatura).

Curvatura segons "EC-2" → $\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0}$

- $K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = \frac{1,61 - 0,52}{1,61 - 0,40} = 0,90 < 1$ (l'axil influeix en la curvatura).

$$n = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1,60 \cdot 189.019kp}{2.500cm^2 \cdot \frac{350kp/cm^2}{1,50}} = 0,52$$



$$n_u = 1 + \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 1 + \frac{10 \cdot \pi \cdot (1,60\text{cm})^2 \cdot \frac{5.100\text{kp/cm}^2}{1,15}}{2.500\text{cm}^2 \cdot \frac{350\text{kp/cm}^2}{1,50}} = 1 + 0,61 = 1,61$$

$$n_{bal} \cong 0,40$$

- $K_\varphi = 1$

- $\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 2.100.000\text{kp/cm}^2}{0,45 \cdot 46\text{cm}} = 0,000102\text{cm}^{-1}$

Curvatura segons "EC-2":

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} = 0,90 \cdot 1 \cdot 0,000102\text{cm}^{-1} = 0,0000918\text{cm}^{-1}$$

Per tant, la fletxa màxima de 2n ordre és:

$$e_a = f_{m\grave{a}x} = -\frac{l_p^2}{10} \cdot \frac{1}{r} = -\frac{(1.301\text{cm})^2}{10} \cdot 0,0000918\text{cm}^{-1} = -15,54\text{cm}$$

I el moment de 2n ordre:

$$M_2 = N \cdot e_a = 189.019\text{kp} \cdot 15,54\text{cm} = 2.937.355,26\text{kp} \cdot \text{cm} = 29.373,55\text{kp} \cdot \text{m}$$

El moment total serà, doncs:

$$M_T = M + M_2 = 28.757\text{kp} \cdot \text{m} + 29.373,55\text{kp} \cdot \text{m} = 58.130,55\text{kp} \cdot \text{m}$$

Mitjançant els diagrames d'interacció adimensionals del llibre [Hormigón Armado, de P. J. Montoya, 2.000, pàg. 649], es farà el càlcul i la posterior disposició de l'armat, amb el nou moment total calculat.

$$M_T = 58.130,55 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

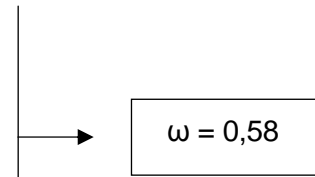
$$N = 189.019 \text{ kp}$$



Per a $[d' = 0,10 \cdot h]$ es té:

$$\mu = \frac{N_d \cdot e_0}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1,60 \cdot 5.813.055,26 \text{kp} \cdot \text{cm}}{2.500 \text{cm}^2 \cdot 50 \text{cm} \cdot \frac{350 \text{kp/cm}^2}{1,50}} = 0,32$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1,60 \cdot 189.019 \text{kp}}{2.500 \text{cm}^2 \cdot \frac{350 \text{kp/cm}^2}{1,50}} = 0,52$$



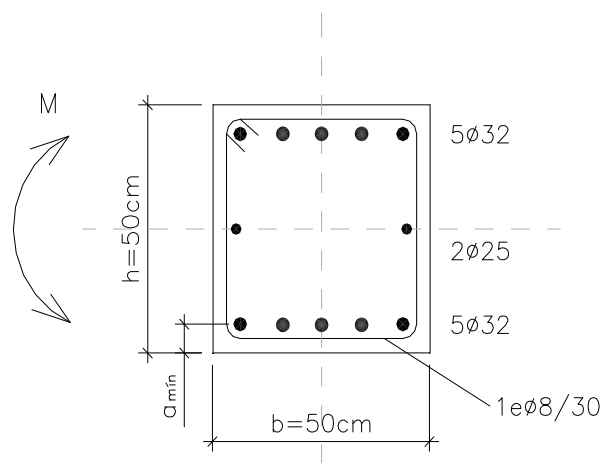
$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \rightarrow A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,58 \cdot 2.500 \text{cm}^2 \cdot \frac{350 \text{kp/cm}^2}{1,50} = 338.333,34 \text{kp}$$

Calculant la secció útil d'acer necessària:

$$A_s = \frac{338.333,34 \text{kp}}{f_{yd}} = \frac{338.333,34 \text{kp}}{\frac{5.100 \text{kp/cm}^2}{1,15}} = 76,29 \text{cm}^2$$

Per tant, l'armat consistirà en 10 barres Ø32 d'acer B-500-S (80,43 cm² de secció útil > 76,29 cm²). Realitzant aquesta segona iteració els resultats, finalment, no s'han modificat.

L'armat quedarà distribuït de la següent manera:



Es compleixen els requeriments descrits en l'Apartat 2.2.2 d'aquest Annex:

- Quantia mecànica mínima:

$$A_s \cdot f_{yd} = 338,330Tn \geq 0,10 \cdot N_d = 0,10 \cdot 1,60 \cdot 189,019Tn = 30,24Tn \quad \text{OK!}$$

- Quantia mecànica màxima:

$$A_s \cdot f_{yd} = 338,330Tn \leq A_c \cdot f_{cd} = 2.500cm^2 \cdot \frac{0,35Tn/cm^2}{1,50} = 583,34Tn \quad \text{OK!}$$

- Quantia geomètrica mínima:

$$A_s = 76,290cm^2 \geq 0,004 \cdot A_c = 0,004 \cdot 2.500cm^2 = 10cm^2 \quad \text{OK!}$$

- $s = 30cm \leq 15 \cdot \phi_{l,\min} = 15 \cdot 2,50cm = 37,50cm \quad \text{OK!}$

- $\phi_e = 0,80cm \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{l,\max} = \frac{1}{4} \cdot 3,20cm = 0,80cm \quad \text{OK!}$

- $s = 30cm \leq 30cm \quad \text{OK!}$

- $s = 30cm \leq b = 50cm \quad \text{OK!}$

També es compleixen les recomanacions per a la protecció addicional dels pilars contra el foc, esmentades en l'Apartat 2.2.3 d'aquest Annex:

- $b_{\min} = 250 \text{ mm} \quad \text{OK!}$
- $a_{\min} = 40 \text{ mm}$ (recobriment mínim per a realitzar el càlcul resistent) **OK!**

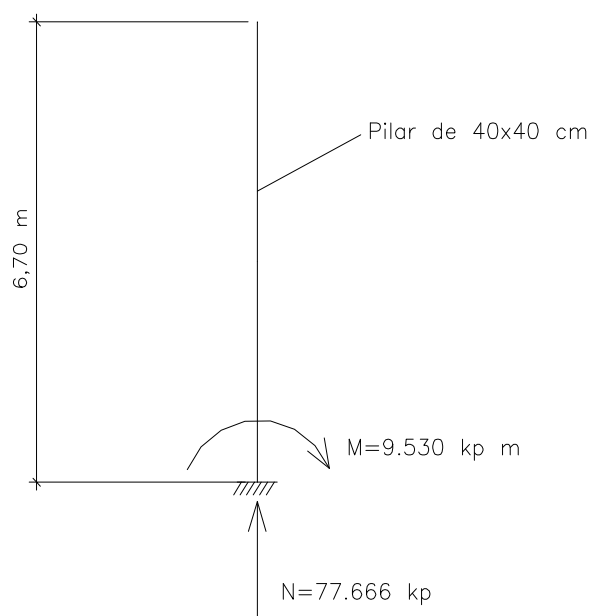
2.3.4. Armat dels pilars de 40x40 cm, Naus A, B i C

Els pilars de 40 cm de costat van de fonamentació a PE, i únicament suportaran les jàsseres per a forjats que permeten la creació dels forats d'escales, muntacàrregues i ascensors en aquesta planta.



Els pilars que reuneixen la combinació més desfavorable (longitud, esforç normal i moment flector) d'aquest grup seran:

PILAR [REF]	NAU	SECCIÓ [cmxcm]	LONGITUD [m]	$T_Y = H$ [kN]	$A_X = N$ [kN]	$M_Z = M$ [kN·m]
P44-P45	C	40x40	6,70	-16,60	-776,66	95,30



En aquest cas, no es considera que les càrregues van entrant a diferents alçades. Per tant, la longitud de vinclament del pilar és: $l_p = 2 \cdot l$.

Es calculen els següents paràmetres:

- Longitud de vinclament: $l_p = 2 \cdot l = 2 \cdot 670 \text{ cm} = 1.340 \text{ cm}$
- Radi de gir de la secció transversal:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot 40 \text{ cm} \cdot (40 \text{ cm})^3}{40 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm}}} = 11,55 \text{ cm}$$



- Esveltesa: $\lambda = \frac{l_p}{i} = \frac{1.340cm}{11,55cm} = 116 \rightarrow \lambda > 100$

Com en els casos anteriors, s'utilitzarà igualment el "mètode de la columna model", seguint els criteris descrits.

Primer de tot es fa el predimensionament de l'armat del pilar, per tal de poder calcular la curvatura segons "EC-2".

Aquest es realitzarà mitjançant els diagrames d'interacció adimensionals del llibre [Hormigón Armado, de P. J. Montoya, 2.000, pàg. 649]. Per a $[d' = 0,10 \cdot h]$ es té:

$$\mu = \frac{N_d \cdot e_0}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1,60 \cdot 953.000kp \cdot cm}{1.600cm^2 \cdot 40cm \cdot \frac{350kp/cm^2}{1,50}} = 0,10$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1,60 \cdot 77.666kp}{1.600cm^2 \cdot \frac{350kp/cm^2}{1,50}} = 0,34$$

$\omega = 0,01$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \rightarrow A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,01 \cdot 1.600cm^2 \cdot \frac{350kp/cm^2}{1,50} = 3.733,34kp$$

Aquesta predimensionament dona un armat insignificant. Per tant, s'hauran d'utilitzar els criteris de quanties mecàniques i geomètriques mínimes:

Quantia mecànica mínima:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0,10 \cdot N_d = 0,10 \cdot 1,60 \cdot 77.666kp = 12.426,56kp$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 12,43Tn \rightarrow 4 \text{ } \emptyset 10 \text{ d'acer B-500-S (13,659 Tn).}$$

Quantia geomètrica mínima:

$$A_s \geq 0,004 \cdot A_c = 0,004 \cdot 1.600cm^2 = 6,40cm^2 \rightarrow 4 \text{ } \emptyset 16 \text{ d'acer B-500-S (8,042 cm}^2\text{).}$$

Per tant, el predimensionament estableix 4 barres $\emptyset 16$ d'acer B-500-S.



El següent pas consisteix en el càlcul de la curvatura:

$$\text{Curvatura segons "EC-2"} \rightarrow \boxed{\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0}}$$

$$\bullet \quad K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = \frac{1,10 - 0,34}{1,10 - 0,40} = 1,09 > 1 \rightarrow K_r = 1 \text{ (l'axil no influeix en la curvatura).}$$

$$n = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1,60 \cdot 77.666 \text{kp}}{1.600 \text{cm}^2 \cdot \frac{350 \text{kp/cm}^2}{1,50}} = 0,34$$

$$n_u = 1 + \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 1 + \frac{4 \cdot \pi \cdot (0,80 \text{cm})^2 \cdot \frac{5.100 \text{kp/cm}^2}{1,15}}{1.600 \text{cm}^2 \cdot \frac{350 \text{kp/cm}^2}{1,50}} = 1 + 0,10 = 1,10$$

$$n_{bal} \cong 0,40$$

$$\bullet \quad K_\varphi = 1$$

$$\bullet \quad \frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \cdot d} = \frac{\frac{5.100 \text{kp/cm}^2}{1,15 \cdot 2.100.000 \text{kp/cm}^2}}{0,45 \cdot 36 \text{cm}} = 0,000131 \text{cm}^{-1}$$

Curvatura segons "EC-2":

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} = \frac{1}{r_0} = 0,000131 \text{cm}^{-1}$$

Per tant, la fletxa màxima de 2n ordre és (havent adoptat $l_p = 2 \cdot l$):

$$e_a = -0,40 \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r} = -0,40 \cdot (670 \text{cm})^2 \cdot 0,000131 \text{cm}^{-1} = -23,52 \text{cm}$$

I el moment de 2n ordre:

$$M_2 = N \cdot e_a = 77.666 \text{kp} \cdot 23,52 \text{cm} = 1.826.887,61 \text{kp} \cdot \text{cm} = 18.268,88 \text{kp} \cdot \text{m}$$



El moment total serà, doncs:

$$M_T = M + M_2 = 9.530kp \cdot m + 18.268,88kp \cdot m = 27.798,88kp \cdot m$$

Mitjançant els diagrames d'interacció adimensionals del llibre [Hormigón Armado, de P. J. Montoya, 2.000, pàg. 649], es farà el càlcul i la posterior disposició de l'armat, amb el nou moment total calculat.

$$M_T = 27.798,88 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$N = 77.666 \text{ kp}$$

Per a $[d' = 0,10 \cdot h]$ es té:

$$\mu = \frac{N_d \cdot e_0}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1,60 \cdot 2.779.888kp \cdot cm}{1.600cm^2 \cdot 40cm \cdot \frac{350kp/cm^2}{1,50}} = 0,30$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1,60 \cdot 77.666kp}{1.600cm^2 \cdot \frac{350kp/cm^2}{1,50}} = 0,34$$

$$\omega = 0,50$$

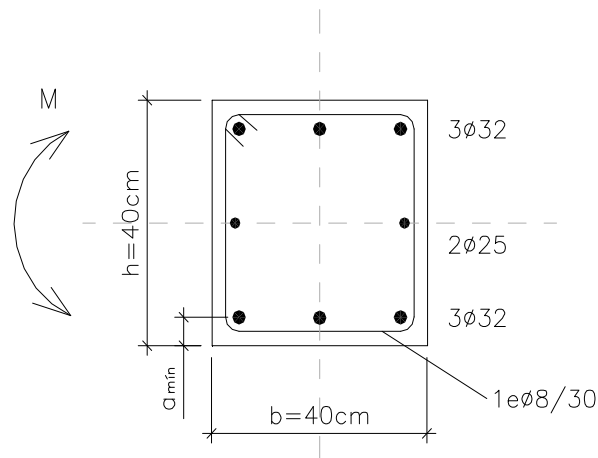
$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \rightarrow A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,50 \cdot 1.600cm^2 \cdot \frac{350kp/cm^2}{1,50} = 186.666,67kp$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 186,67Tn \rightarrow 6 \text{ barres } \varnothing 32 \text{ d'acer B-500-S (209,804 Tn)}.$$

Ha augmentat l'armat respecte el predimensionament. Tot i així, repetint el procés amb aquest nou resultat s'obtenen els mateixos valors.



Per tant, l'armat quedarà distribuït de la següent manera:



Es compleixen els requeriments descrits en l'Apartat 2.2.2 d'aquest Annex:

- Quantia mecànica mínima:

$$A_s \cdot f_{yd} = 209,804Tn \geq 0,10 \cdot N_d = 0,10 \cdot 77,67Tn = 7,77Tn \quad \text{OK!}$$

- Quantia mecànica màxima:

$$A_s \cdot f_{yd} = 209,804Tn \leq A_c \cdot f_{cd} = 1.600\text{cm}^2 \cdot \frac{0,35Tn/\text{cm}^2}{1,50} = 373,34Tn \quad \text{OK!}$$

- Quantia geomètrica mínima:

$$A_s = 48,255 \geq 0,004 \cdot A_c = 0,004 \cdot 1.600\text{cm}^2 = 6,40\text{cm}^2 \quad \text{OK!}$$

- $s = 30\text{cm} \leq 15 \cdot \phi_{l,\min} = 15 \cdot 2,50\text{cm} = 37,50\text{cm} \quad \text{OK!}$

- $\phi_e = 0,80\text{cm} \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{l,\max} = \frac{1}{4} \cdot 3,20\text{cm} = 0,80\text{cm} \quad \text{OK!}$

- $s = 30\text{cm} \leq 30\text{cm} \quad \text{OK!}$

- $s = 30\text{cm} \leq b = 40\text{cm} \quad \text{OK!}$



També es compleixen les recomanacions per a la protecció addicional dels pilars contra el foc, esmentades en l'Apartat 2.2.3 d'aquest Annex:

- $b_{\text{mín}} = 250 \text{ mm}$ OK!
- $a_{\text{mín}} = 40 \text{ mm}$ (recobriments mínims per a realitzar el càlcul resistent) OK!

