

1. Sumari

1. SUMARI	1
2. DISSENY I CàLCUL DE LA FONAMENTACIÓ	3
2.1. Fonamentació utilitzada en el projecte.....	3
2.2. Aspectes descriptius de la fonamentació superficial.....	4
2.2.1. Tipus de sabates	4
2.2.2. Tensions admissibles i assentaments	6
2.2.3. Interacció entre el sòl i l'estructura.....	7
2.2.4. Verificació dels Estats Límit Últims	8
2.3. Resultats de l'estudi geotècnic	8
2.4. Exposició teòrica del càlcul de sabates.....	10
2.4.1. Sabates contínues amb càrrega centrada.....	10
2.4.2. Sabates contínues amb càrrega centrada i moment flector	14
2.4.3. Sabates aïllades	17
2.5. Verificació dels Estats Límit Últims.....	21
2.5.1. Comprovació a bolcada	21
2.5.2. Comprovació a lliscament.....	22
2.6. Recomanacions generals.....	23
2.6.1. Dimensions i armadures mínimes. Disposició de l'armadura	23
2.6.2. Armadura mínima vertical	24
2.6.3. Quanties mínimes	24
2.6.4. Bigues de travament.....	25
2.7. Càlcul de la fonamentació de la nau	26
2.7.1. Fonament de les parets divisòries	26
2.7.2. Fonamentació del tancament de façanes.....	29
2.7.3. Sabates aïllades	35



2. Disseny i càlcul de la fonamentació

2.1. Fonamentació utilitzada en el projecte

Aquest projecte constarà d'una fonamentació de tipus superficial. Estarà formada per sabates aïllades i contínues, amb la creació de pous, si fos necessari, per tal d'encastar la fonamentació en la capa resistent de terreny, un mínim de 30 cm, o per solucionar el pendent existent en la parcel·la.

S'han detectat dues unitats geotècniques en l'estudi que s'ha realitzat:

- Unitat R: Recobriment superficial de 0,50 m d'espessor, format per materials remoguts i reblerts, integrats per fins sorrencs, amb una mica de graves i gravetes de color marró. Es descarta aquesta unitat per a recolzar-hi la fonamentació, per la seva heterogeneïtat i escassa resistència. El moviment de terres comportarà el sanejament íntegre d'aquesta unitat.
- Unitat A: Formada per mescles de graves i gravetes, amb argiles sorrenques de color vermell. Es detecta per sota de la Unitat R, i profunditza, com a mínim, fins a la màxima profunditat investigada de 9,25 m.

La Unitat A serà, doncs, la capa resistent de terreny on s'encastarà la fonamentació.

Les sabates de fonamentació es formigonaran in-situ. Seran l'únic element estructural de la nau no prefabricat.

De totes formes, el disseny de les sabates aïllades estarà ben definit, seguint els paràmetres establerts per "Hormipresa". D'aquesta manera els pilars prefabricats encaixaran en el calze de la sabata, creant una unió d'encastament perfecte de l'element pilar amb el fonament. Així s'estableix la transmissió total del moment flector obtingut en la base de l'estructura cap a la fonamentació. A més, amb aquest disseny s'eviten punxonaments i es pot calcular com si es tractés d'un fonament tradicional.



Les sabates corregudes s'utilitzaran per suportar la càrrega de les parets de tancament exterior i de les parets divisòries.

Així, es tindrà una sabata contínua perimetral que travarà totes les sabates aïllades dels pilars de façana.

2.2. Aspectes descriptius de la fonamentació superficial

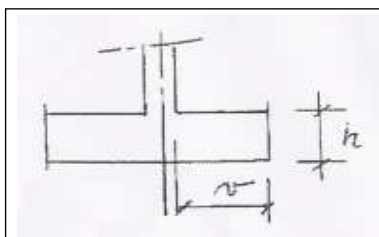
Els fonaments superficials són aquells que estan situats a un nivell immediatament per sota de l'estructura, o en una cota de recolzament en el terreny pròxima a ella. És un tipus de fonament que s'estén bàsicament en planta.

Correspon a terrenys que ja tenen, en la superfície, una mitja o bona resistència en front a les càrregues de l'estructura, i són suficientment homogenis per tal d'evitar excessius assentaments diferencials.

2.2.1. Tipus de sabates

Segons la relació entre dimensions, les sabates poden ser de dos tipus:

- Rígides: $v \leq 2 \cdot h \rightarrow$ càlcul mitjançant el model de bieles i tirants.
- Flexibles: $v > 2 \cdot h \rightarrow$ càlcul a flexió.

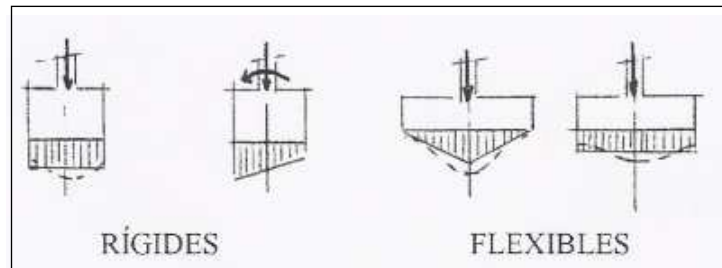


Aquesta classificació és convencional. Només cal pensar que en anteriors normatives es consideraven rígides amb una relació $v \leq h$. En realitat, hi ha un període de transició entre $h \leq v \leq 2 \cdot h$, on es passa d'un comportament estructural a l'altre sense solució de continuïtat.

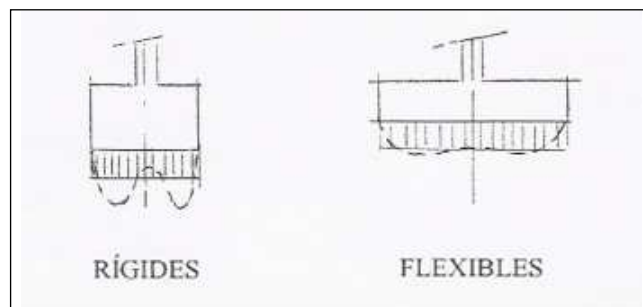


Aquesta classificació, per altra banda, a part de que definirà el criteri de càlcul de la pròpia llosa del fonament, afecta també a la distribució de pressions en el terreny. Així, en un fonament rígid es pot considerar, amb molta aproximació, que les pressions en el sòl es reparteixen uniformement. En les flexibles, en canvi, les pressions pròximes als suports seran superiors, disminuint a mesura que s'allunyen.

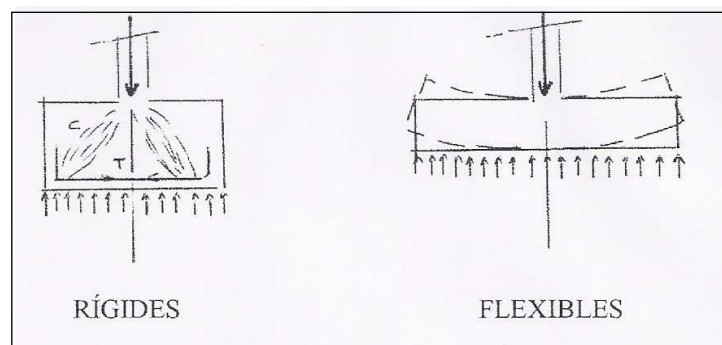
Així, en sòls sense cohesió (sorra, grava, etc):



I en sòls amb cohesió (argiles):



En les sabates rígides les seccions no compleixen la llei de Bernouilli (conservació de les seccions planes durant la flexió). Un càlcul més adient seria considerar bieles de compressió en el formigó, unides per un tirant d'acer (regió "D"). En les flexibles s'aplicaria la teoria general de flexió, calculant la llosa en voladís baix l'estat de pressions que es consideri.



En qualsevol cas, i d'acord amb la "EHE-08", es podrà, també, aplicar el mètode general de càlcul a flexió en una sabata rígida, doncs dona un càlcul pel costat de la seguretat (veure justificació en [Cálculo de Estructuras de Cimentación, de J. Calavera, 2.000, Apartat 2.3.1.1]).

2.2.2. Tensions admissibles i assentaments

En referència a les tensions admissibles i els assentaments, les pressions admissibles sobre el terreny venen condicionades per:

- Motius purament resistents. Llavors: $\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{terreny}}{coef.seguretat}$
- Assentaments compatibles amb la capacitat de deformació de l'estructura.

A efectes de la comprovació de la tensió admissible i dels assentaments, es calcularà amb les accions característiques provinents de l'estructura (axil, esforços horitzontals i moments) + pes propi del fonament + pes de les terres que hi graviten.

A efectes del dimensionament dels elements estructurals de formigó, es prendran accions majorades i càlcul en l'Estat Límit Últim.

Referent als valors dels assentaments, i segons [Hormigón Armado, de P. J. Montoya, 2.000, Apartat 23.2.4] es podran adoptar:

DISTORSIÓ ANGULAR	DANYS
< 1/500	No fissuració en envans i tancaments
< 1/360	Únicament lleugeres esquerdes en tancaments
< 1/250	No visible a simple vista
< 1/200	Possibles lesions en estructures de formigó armat
< 1/150	Possibles lesions en estructures metàl·liques



És usual limitar els assentaments en una sabata al valor d'1" (2,54 cm). Aquest valor és utilitzat per la majoria d'empreses d'estudis geològics en les fórmules de càlcul de la $[\sigma_{adm}]$ en funció de l'assentament. Òbviament és una imposició excessivament rígida, al no tenir en compte el material estructural, la tipologia de l'edificació i del fonament, les diferències entre estructura hiperestàtica i isostàtica, distància entre pilars, etc.

La norma "NBE-AE-88" dona la Taula 8.2 "Asientos generales máximos admisibles" en funció de la tipologia de l'edifici, i segons si es tracta de terrenys cohesius o sense cohesió.

Per últim, i en referència als assentaments, es pot parlar bàsicament de dos tipus:

- Instantanis: es produeixen en el moment d'aplicar la càrrega. En els terrenys sorrencs constitueixen la major part dels totals.
- De consolidació: diferits en el temps per drenatge de l'aigua intersticial baix càrrega en argiles saturades. En els terrenys argilosos es tenen, doncs, dos assentaments (instantanis + diferits).

Referent al coeficient de seguretat a l'enfonsament, es prendrà el valor habitual de 3. Segons [Hormigón Armado, de P. J. Montoya, 2.000] es pot baixar a 2 quan es considera el sisme (p.p. + s/c d'ús + vent + sisme).

2.2.3. Interacció entre el sòl i l'estructura

En quant a la interacció sòl-estructura, normalment es suposa que els pilars estan encastats rígidament en la cimentació. 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 realitzar aquesta consideració.



2.2.4. Verificació dels Estats Límit Últims

Per concloure aquesta breu introducció, s'indiquen els Estats Límit Últims que s'hauran de verificar en els fonaments directes:

- $\sigma < \sigma_{adm}$ (capacitat front a l'enfonsament i tenint en compte les limitacions per assentaments màxims);
- Bolcada;
- Lliscament;
- Resistència estructural del fonament;
- Estabilitat global.

2.3. Resultats de l'estudi geotècnic

A continuació es presenten les dades més significatives sobre l'estudi geotècnic per tal de realitzar el disseny i el càlcul de la fonamentació.

Es descarta l'existència de problemes d'agressivitat al formigó per causes d'acidesa del terreny. Per tant, es considera que cal contemplar, per als elements enterrats i en contacte amb el terreny, un formigó adequat per a un ambient d'exposició IIa.

En cap prospecció s'ha detectat la presència d'aigua freàtica en el subsòl del terreny estudiat.

Els materials existents en el subsòl de la parcel·la no presenten indicis expansius o de col·lapse.

En aquest projecte s'ha calculat, amb un coeficient de seguretat $F = 3$, la següent tensió admissible del terreny:

- Sabates aïllades i contínues: $\sigma_{adm} = 2,40 \text{ kp/cm}^2$



Els assentaments induïts per les càrregues es preveu que seran inferiors a 2,50 cm, tal com estableix, per aquests tipus de fonamentacions, el “CTE, DB-SE-C”.

Per tal de minimitzar el risc de que es produeixin assentaments diferencials entre recolzaments pròxims, es recomana dur a terme les següents actuacions, ja en fase executiva:

- Encastar totes les estructures de fonamentació en la mateixa unitat, i en cas de detectar-se heterogeneïtats en el terreny, tractar de recolzar totes les estructures en materials de similar comportament geotècnic.
- Sanejar bé els fons d'excavació de les rases o pous de fonamentació, retirant el gruix de materials més superficials i alterats, sempre encastant en la unitat seleccionada com a nivell de fonamentació (un mínim de 30 cm). En cas contrari la càrrega que pot suportar el terreny podria ser menor i els assentaments superiors als que s'han establert.
- Un cop excavades les rases o pous es recomana formigonar-les amb celeritat per tal d'evitar l'alteració del terreny sobre el qual es pretén fonamentar.

Aquestes són dades importants sobre les característiques del terreny:

- Cohesió (c) = 0,05 kg/cm²;
- Densitat aparent (ρ) = 2,00 Tn/m³;
- Angle de fregament intern (φ) = 30°.

Referent a l'aplicació de la “Norma de Construcción Sismorresistente: parte general y Edificación (NCSE-02)”, al ser els valors de l'acceleració sísmica bàsica inferiors a 0,08·g, no són d'aplicació les previsions d'aquesta norma, sempre i quan els pòrtics de la construcció estiguin ben travats entre sí.

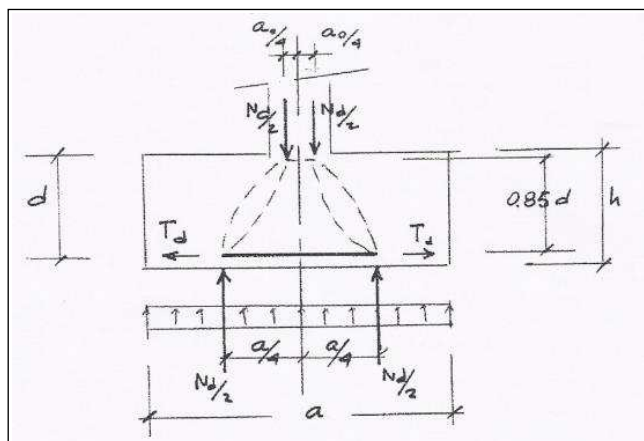


2.4. Exposició teòrica del càlcul de sabates

2.4.1. Sabates contínues amb càrrega centrada

La sabata contínua amb càrrega centrada serà el cas de la fonamentació de les parets divisòries de la nau. Aquestes són tancaments interiors, així que no estaran sotmeses a les accions eòliques, ja que en aquest projecte s'ha menyspreat l'existència de pressions interiors. Per tant, aquest tipus de sabata únicament suportarà la càrrega centrada derivada del pes del tancament.

Segons aquests criteris, es dissenyarà una llosa de fonament rígida: $v \leq 2 \cdot h$. S'utilitzarà el model de bieles i tirants, doncs es considera una regió "D". La "EHE-08" i el "MODEL CODE" proposen el següent mètode discretitzat, de caràcter general, on es substitueix la reacció uniformement repartida del sòl en cada vol per les resultants.



De l'equilibri de moments es dedueix:

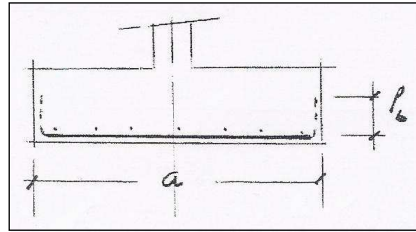
$$T_d \cdot 0,85 \cdot d = \frac{N_d}{2} \cdot \left(\frac{a}{4} - \frac{a_0}{4} \right) \rightarrow T_d = \frac{N_d}{6,80 \cdot d} \cdot (a - a_0) = A_s \cdot f_{yd}, \text{ on } f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$$

Aquesta armadura es col·locarà sense reducció en tot l'ample [a] del fonament, i s'ancorarà d'acord amb els criteris de "EHE-08":

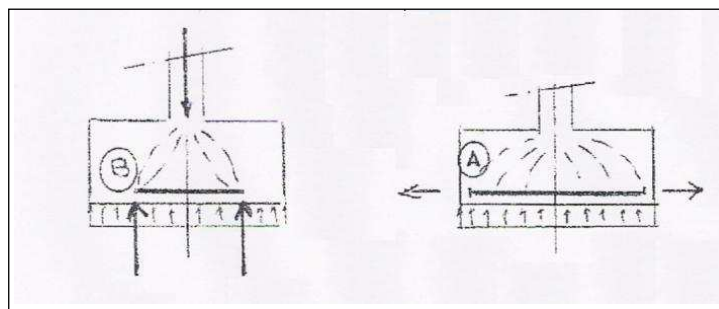
$$l_b = m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi, \text{ on}$$

$m=15$ per una resistència característica del formigó de 25 N/mm^2 , i un acer B-500-S.





Amb el mètode de la "EHE-08", la longitud d'ancoratge s'hauria de desenvolupar a partir de "B". La realitat, però, no s'ajusta a aquest model, doncs les traccions en el tirant es produeixen a tot el seu llarg, augmentant vers l'extrem. Per això les barres s'han d'ancorar a partir del punt "A", amb tota la longitud d'ancoratge.

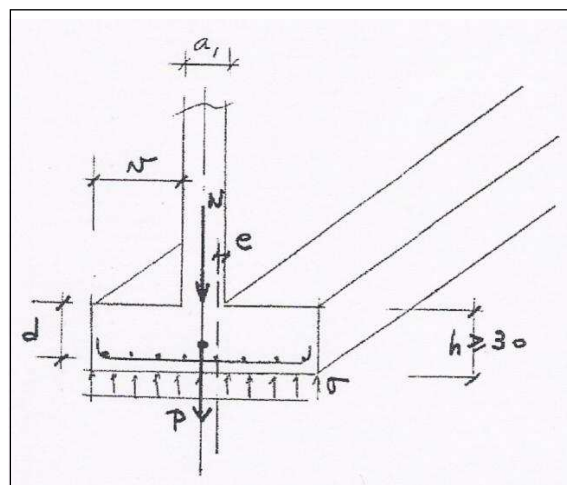


Model esquematitzat de "EHE-08"

Model més real

El càlcul de l'armat es pot realitzar també tractant el fonament com a flexible, tal com s'ha especificat anteriorment. El càlcul resulta del costat de la seguretat.

Es té una distribució de pressions uniforme (opció més desfavorable) i el càlcul s'efectua com una llosa.



S'ha de complir: $\sigma = \frac{N + P}{a} \leq \sigma_{adm}$, on P = pes propi del fonament.

Moment flector per un ample unitari: $M = \frac{N}{a} \left(\frac{a - a_1}{2} + e \right)^2 \cdot \frac{1}{2}$, definint [e] com una secció

de referència situada a:

- 0,15·a₁ (mur de formigó);
- 0,25·a₁ (mur de fàbrica).

Amb [M₀] s'obté [A_s · f_{yd}] (armadura principal transversal).

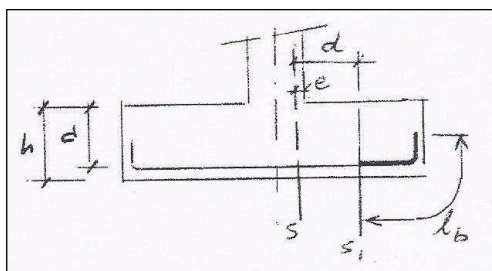
Es col·locarà una armadura longitudinal (secundària, paral·lela al mur) de valor [0,20 · A_s · f_{yd}]. Aquesta es situarà sobre la principal, per tal de no perdre cantell.

A més a més, es faran les següents comprovacions:

- ANCORATGE:

D'acord amb la "EHE-08", el més desfavorable entre els dos criteris següents:

- a) Longituds d'ancoratge d'acord amb els criteris generals a partir de la secció de referència S:



$$l_b = m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi, \text{ [m] segons "EHE-08"};$$

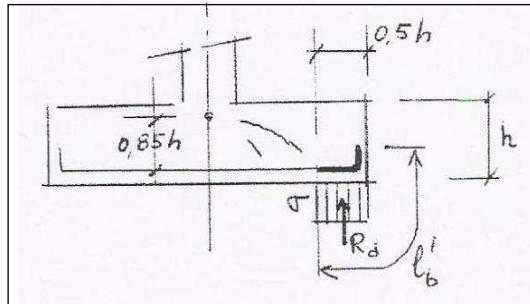
$$l_{b,neta} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}}, \text{ [\beta] segons "EHE-08"}.$$



b) Longitud d'ancoratge per un esforç en la barra:

$$T_d = R_d \cdot \frac{v + 0,15 \cdot a_1 - 0,25 \cdot h}{0,85 \cdot h},$$

situat a $[0,50 \cdot h]$ de l'extrem del fonament. Aleshores: $l'_b = \frac{T_d}{A_s \cdot f_{yd}} \cdot l_b$.



De totes maneres, és recomanable que, com a mínim, l'armadura vagi de costat a costat del fonament, ja que normalment no és necessari ancorar-la.

- ESFORÇ TALLANT:

L'esforç tallant es comprovarà segons "EHE-08", però normalment no hi ha problemes d'aquest tipus. En el cas de que es produeixin la solució implica un augment del cantell de la sabata.

La fonamentació de la nau objecte té un cantell considerable degut al tipus d'elements estructurals utilitzats (formigó prefabricat). Així que aquest tipus de problema serà del tot menyspreable.

- PUNXONAMENT:

Normalment no hi haurà lloc a tenir-lo en compte. En qualsevol cas es comprovaria segons "EHE-08".

De la mateixa manera que amb l'esforç tallant, el cantell de la fonamentació que s'ha dissenyat anul·la qualsevol problema d'aquest tipus.



- FISSURACIÓ:

L'armadura en les dues direccions dificulta que es produeixi aquest tipus de fenomen. A més, una exposició en un ambient de classe IIa (exposició humida) no requereix cap estudi específic.

- RECOBRIMENTS:

[Cálculo de Estructuras de Cimentación, de J. Calavera, 2.000], recomana un $[r_{\min}]$ (recobriments mínim) ≥ 25 mm, al marge de que "EHE-08" especifica 25 mm per un ambient de classe IIa.

Si s'encofren les parets laterals el recobriments serà el nominal, si no, serà de 70 mm.

Per últim cal disposar una capa de formigó pobre d'uns 10 cm d'espessor en tota la superfície inferior de la fonamentació, que es troba en contacte amb el terreny.

- QUANTIES LÍMIT:

"EHE-08" no determina cap quantia en concret, exposant que s'ha de realitzar un estudi especial.

[Cálculo de Estructuras de Cimentación, de J. Calavera, 2.000, Apartat 2.12, pàg. 72] indica també aquesta mancança, i proposa el valor de $[\rho = 0,0015]$ en les dues direccions per tal d'evitar problemes de retracció ("EC-2", per a peces lineals en general).

2.4.2. Sabates contínues amb càrrega centrada i moment flector

La sabata contínua amb càrrega centrada i moment flector (o bé càrrega descentrada), serà el cas de la fonamentació del tancament exterior de la nau. Aquest estarà format per plafons col·locats horitzontalment, que transmetran la càrrega centrada del seu pes, i un moment flector degut a l'acció del vent que actua sobre ells.

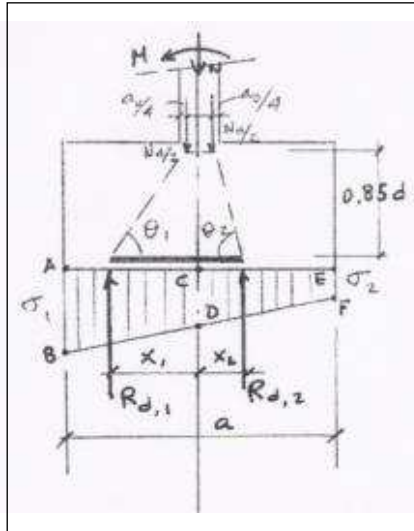
Segons aquests criteris, es dissenyarà una llosa de fonament rígida: $v \leq 2 \cdot h$.



Es proposa el següent model esquematitzat de bieles i tirants, tal com s'observa en la pàgina següent, on:

x_1 i $x_2 \rightarrow$ abscisses del c.d.g. dels blocs de tensions ABCD i CDEF;

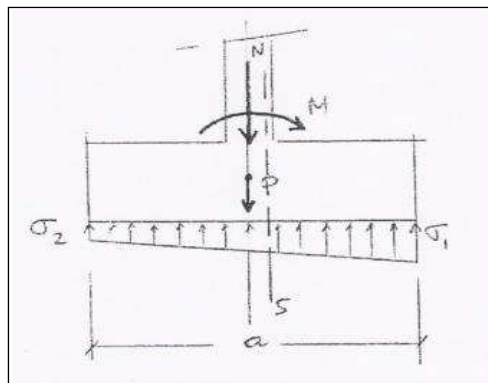
$$R_{d,1} = \frac{N_d}{2} \cdot (1 + 3 \cdot \eta); \quad x_1 = a \cdot \frac{1 + 4 \cdot \eta}{4 + 12 \cdot \eta}; \quad \eta = \frac{M_d}{N_d \cdot a}.$$



Aleshores, l'esforç que permet obtenir l'armadura serà:

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

Igual que abans, el càlcul de l'armat es pot realitzar també tractant el fonament com a flexible, tal com s'ha especificat anteriorment. El càlcul resulta del costat de la seguretat.



Es calcula l'excentricitat: $e = \frac{M}{N+P}$ i pot passar:

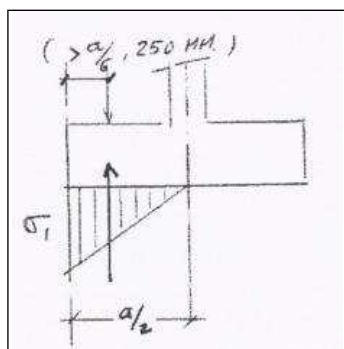
$$\text{a) } e < \frac{a}{6} \rightarrow \sigma = \frac{N+P}{a} \pm \frac{6 \cdot M}{a^2} = \sigma_{1,m\grave{a}x}, \sigma_{2,m\grave{i}n}$$

$$\text{b) } e > \frac{a}{6} \rightarrow \sigma_{m\grave{a}x} = \frac{2 \cdot (N+P)}{3 \left(\frac{a}{2} - e \right)}$$

Com en el cas de càrrega centrada, es calcula [M] en la secció de referència S-S'. L'armat obtingut es segueix col·locant a tot l'ample [a] del fonament.

$$M = (\sigma_{m\grave{a}x} - \sigma_{pp}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{a - a_1}{2} + e \right)^2, \text{ per unitat d'ample.}$$

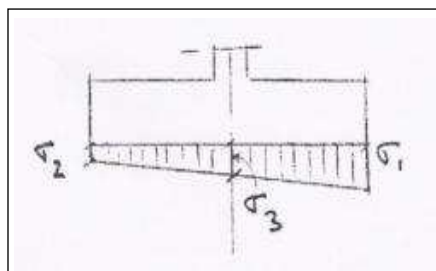
Es fan les comprovacions habituals del tallant i ancoratges. És recomanable que la resultant es separi, com a mínim, 250 mm o $a/6$ de l' extrem de la sabata, doncs amb excentricitats majors, qualsevol dispersió en les accions, desviacions de construcció, etc, es produirien forts increments de tensió.



S'admet que la pressió màxima en les vores pugui superar lleugerament la pressió admissible del terreny. Llavors es pot considerar:

$$\sigma_1 \leq 1,25\sigma_{adm}$$

$$\text{però } \sigma_3 \leq \sigma_{adm}$$

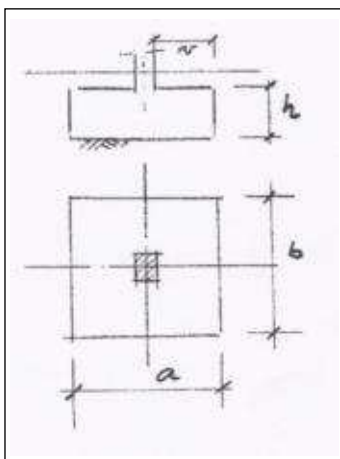


2.4.3. Sabates aïllades

Són aquelles sobre les que hi carrega un sol pilar. També dos pilars contigus separats per una junta de dilatació, o una paret divisòria, com és el cas que s'està estudiant.

En general, és vàlid tot el que s'ha dit per les sabates corregudes, si bé ara hi ha dues direccions de treball.

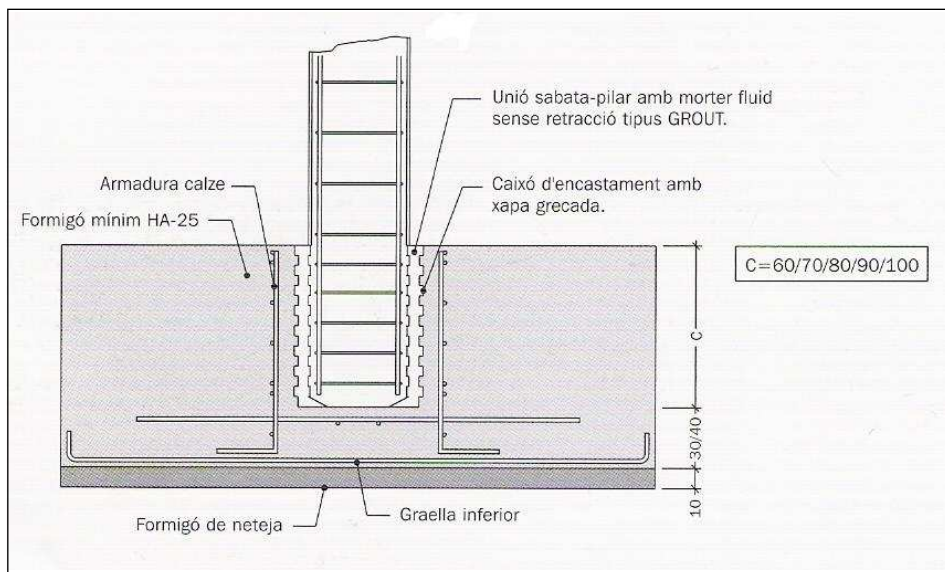
La planta pot ser quadrada o rectangular. En principi, si es possible, convé fer la planta quadrada [$a = b$], doncs hi haurà un sol càlcul i l'armat serà el mateix en ambdues direccions.



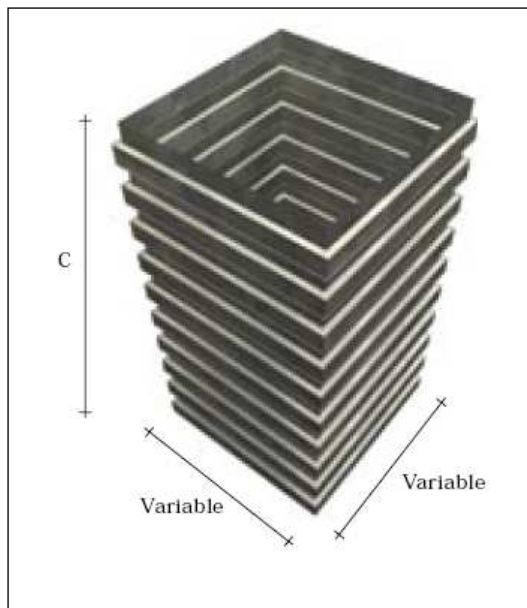
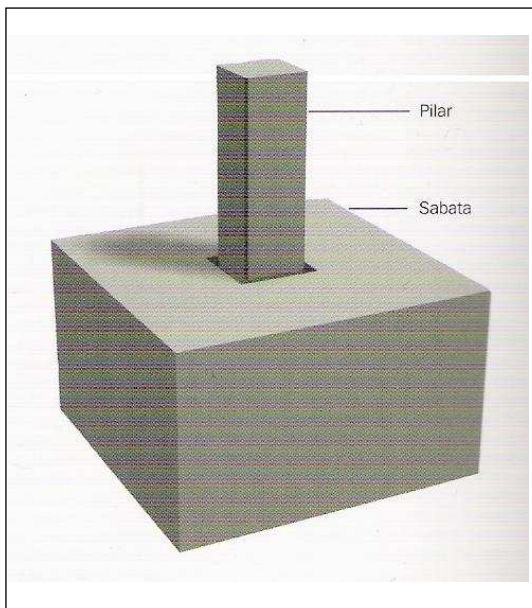
És totalment recomanable que [$h \geq 0,30m$]. Les sabates aïllades de la nau tindran un cantell d'1,20 m, ja que estan preparades per crear una unió d'encastament perfecte de l'element pilar amb el fonament. Així, part del seu disseny i del seu armat ja estaran definits per l'empresa de formigó prefabricat "Hormipresa", tal com s'observa en la pàgina següent:



Armat tipus de la connexió del pilar prefabricat amb la sabata – C = 0,80 m.



Representació del conjunt i caixó d'encastament de xapa grecada per la formació del calze.



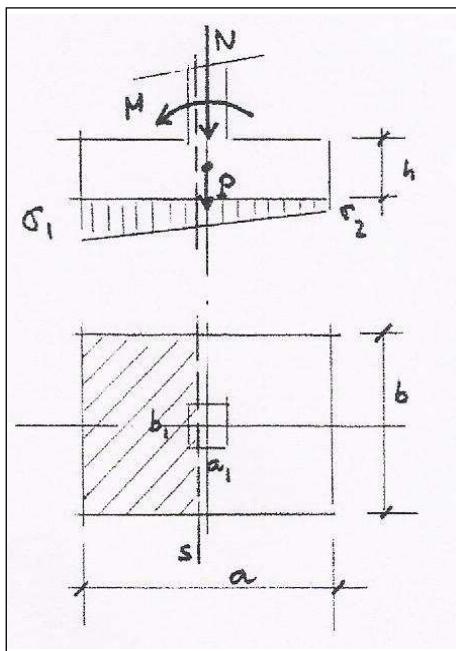
Per tant, les sabates aïllades seran del tipus rígides, ja que el vol [v] (en ambdues direccions) $\leq 2 \cdot h = 2,40$ m.

Aquest sistema s'estableix la transmissió total del moment flector obtingut en la base de l'estructura cap a la fonamentació. A més, s'eviten punxonaments i permet realitzar el càlcul de les sabates de forma tradicional.

Així que, les sabates rígides poden ser calculades pel mètode de bieles i tirant ja explicat, si bé, d'acord amb el que s'ha comentat anteriorment, es pot fer el càlcul de l'armat com a fonament flexible (del costat de la seguretat). [Cálculo de Estructuras de Cimentación, de J. Calavera, 2.000], en parlar del "Método general de cálculo para zapatas aisladas", ni tant sols anomena el procediment de bieles-tirant, calculant sempre a flexió.

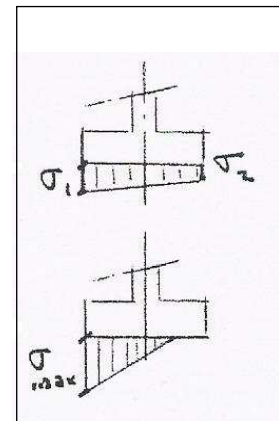
Per tant, el càlcul de les sabates aïllades es realitzarà com si fossin sabates flexibles, amb una càrrega descentrada que produirà excentricitat simple.

Així que es calcula l'excentricitat:



$$e = \frac{M}{N + P} < \frac{a}{6} \rightarrow$$

$$e = \frac{M}{N + P} > \frac{a}{6} \rightarrow$$



$$\text{a) } e < \frac{a}{6} \rightarrow \sigma = \frac{N+P}{a \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot a^2} = \sigma_{1,\text{m}\acute{a}\text{x}}, \sigma_{2,\text{m}\acute{\text{i}}\text{n}}$$

$$\text{b) } e > \frac{a}{6} \rightarrow \sigma_{\text{m}\acute{a}\text{x}} = \frac{2 \cdot (N+P)}{3 \cdot \left(\frac{a}{2} - e\right)}$$

El moment, com abans, es calcula en una secció de referència S-S'.

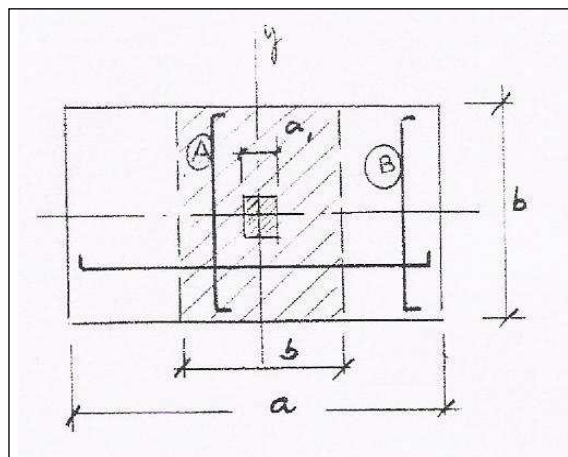
$$M = (\sigma_{\text{m}\acute{a}\text{x}} - \sigma_{\text{pp}}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{a-a_1}{2} + 0,15 \cdot a_1\right)^2, \text{ per unitat d'ample de sabata.}$$

Amb [M] s'obté [$A_s \cdot f_{yd}$], per tal de calcular l'armat.

Es faria el mateix en l'altra direcció, obtenint un engrallat, amb l'armadura en la direcció curta per sobre.

La distribució de l'armadura es realitza:

- Sabata quadrada \rightarrow uniformement distribuïda en les dues direccions.
- Sabata rectangular \rightarrow es durà a terme la distribució d'armat següent:



$$\text{Armadura A: } \frac{2 \cdot b}{a+b} \cdot A_s$$

Armadura B: resta armadura A_s



L'armadura en l'altra direcció anirà uniformement distribuïda en l'ample [b], però complint:

$$b \geq a_1 + 2 \cdot h$$

L'armadura paral·lela a la direcció menor es col·locarà a sobre. A més, degut al creuament d'armadures, el cantell [d] no és el mateix en ambdues direccions.

Una variant a aquesta proposta és col·locar una armadura paral·lela al costat curt [b], uniformement repartida, però de capacitat mecànica:

$$A_s \cdot f_{yd} = \frac{2 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot a}{a + b}$$

En qualsevol cas es recomana: $a \leq 2 \cdot b$.

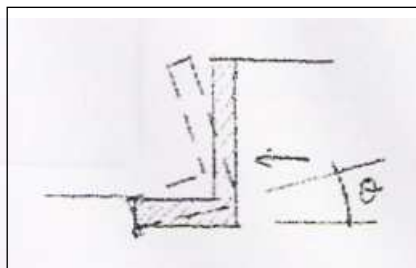
Sempre és antieconòmic posar armadura a tallant i/o punxonament. Per això és millor fixar un cantell suficient per a no haver d'armar per evitar aquests esforços.

Les condicions d'ancoratge es comproven en cada direcció d'acord amb el que ja s'ha comentat per a les sabates contínues flexibles.

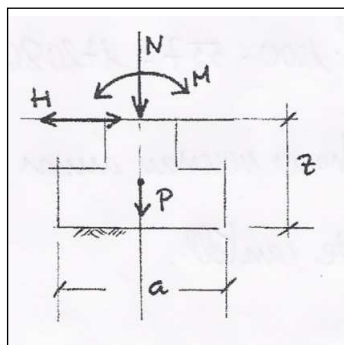
2.5. Verificació dels Estats Límit Últims

2.5.1. Comprovació a bolcada

En la bolcada el moviment predominant és un gir respecte l'aresta exterior de la base del fonament, quan el moment és molt més important que la càrrega axil.



Aleshores es té la següent representació de la sabata:



$$\text{d'on s'obté l'expressió: } (N + P) \cdot \frac{a}{2} \geq (M + H \cdot z) \cdot \gamma_E$$

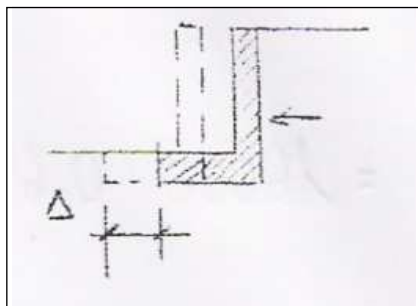
El coeficient de majoració de les accions, $[\gamma_E]$, pot tenir els següents valors:

- “CTE”: $\gamma_E = 1,80$.
- [Hormigón Armado, de P. J. Montoya, 2.000]: $\gamma_E = 1,50$.
- [Cálculo de Estructuras de Cimentación, de J. Calavera, 2.000]: $\gamma_E = 1,80$.

2.5.2. Comprovació a lliscament

S'han de comprovar els casos en que les sabates no estiguin travades, i sempre que la màxima component horitzontal sigui major del 10% de la càrrega vertical (segons “CTE”).

Només es podrà comptar el frec sabata-terreny com a força estabilitzadora (no empenta passiva).



Es diferencia entre sols granulars i cohesius:

- Sorres $\rightarrow (N + P) \cdot \operatorname{tg} \varphi_d \geq \gamma \cdot H$, on:

$$\varphi_d = 2/3 \varphi \quad (\varphi = \text{angle de fregament intern});$$

$$\gamma = 1,50.$$

- Argiles $\rightarrow C_d \cdot A(\text{cm}^2) \geq \gamma \cdot H$, on:

$$C_d = 0,50 C \quad (\text{cohesió reduïda, segons "CTE"} \leq 0,05 \text{ N/mm}^2 = 0,50 \text{ kp/cm}^2);$$

C = cohesió efectiva;

$$\gamma = 1,50;$$

A = àrea de la superfície de la base de la sabata.

2.6. Recomanacions generals

2.6.1. Dimensions i armadures mínimes. Disposició de l'armadura

El cantell mínim en la vora de les sabates de formigó en massa no serà inferior a 35 cm. [EHE-08, Apartat 58.8.1]

El cantell total mínim en la vora dels elements de fonamentació de formigó armat no serà inferior a 25 cm si es recolzen sobre el terreny. [EHE-08, Apartat 58.8.1]

És aconsellable donar valors més grans per a realitzar el disseny i el càlcul de les sabates, ja que al ser més rígides no presentaran problemes de tallant i de punxonament.

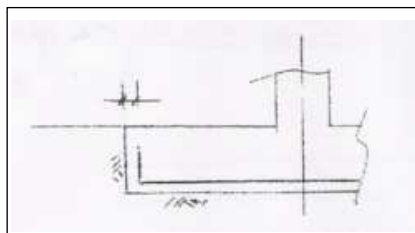
L'armadura longitudinal ha de satisfer l'establert en l'Article 42 de la "EHE-08". [EHE-08, Apartat 58.8.2]

La separació de l'armadura, disposada en les cares superior, inferior i laterals, no serà major de 30 cm (≤ 30 cm), ni menor de 10 cm (≥ 10 cm). [EHE-08, Apartat 58.8.2]



Es recomana que el diàmetre mínim de les armadures a disposar en un element de fonamentació no sigui inferior a 12 mm. [EHE-08, Apartat 58.8.2]

El recobriment lateral serà ≥ 7 cm.



És molt recomanable disposar una capa d'uns 10 cm de formigó pobre de subbase.

2.6.2. Armadura mínima vertical

En les sabates flexibles no serà precís disposar armadura transversal, sempre que no sigui necessària per raons de càlcul i s'executi sense discontinuïtat en el formigonat. [EHE-08, Apartat 58.8.3]

Si la sabata es comporta essencialment com una biga ampla i es calcula com element lineal, d'acord amb el punt 58.4.2.1.2.1 de la "EHE-08", l'armadura transversal haurà de complir amb l'establert en l'Article 44 d'aquesta norma. [EHE-08, Apartat 58.8.3]

Si la sabata es comporta essencialment actuant en dos i es calcula a punxonament, d'acord amb el punt 58.4.2.1.2.2 de la "EHE-08", l'armadura transversal haurà de complir amb l'establert en l'Article 46 d'aquesta norma. [EHE-08, Apartat 58.8.3]

2.6.3. Quanties mínimes

La quantia mínima es refereix a la suma de l'armadura de la cara inferior, de la cara superior i de les parets laterals, en la direcció considerada. [EHE-08, Apartat 58.8.2]

Segons [Cálculo de Estructuras de Cimentación, de J. Calavera, 2.000, Apartat 2.12, pàg. 72], es pot considerar una quantia mínima de valor 0,0015 (1,5‰) en les dues direccions d'armat.



També s'ha de complir amb l'armat mínim per a evitar la ruptura fràgil:

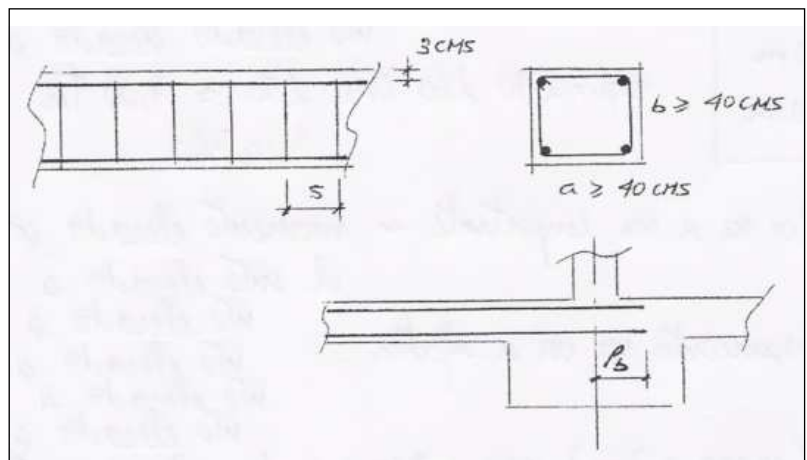
$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0,04 \cdot f_{cd} \cdot A_c$$

2.6.4. Bigues de travament

Per últim, es convenient lligar les sabates perimetrals amb bigues de travament.

Han de complir les següents condicions:

- $s \leq 0,85 \cdot a$
- $s \leq 0,85 \cdot b$
- $s \leq 30 \text{ cm}$
- $s \leq 15 \cdot \emptyset$



I han de ser capaces de transmetre un axil de 0,05 N (tracció o compressió). Per tant:

- $A_s \cdot f_{yd} = 0,05N$

- Esveltesa: $\frac{l}{\sqrt{\frac{a \cdot b^3}{\frac{12}{a \cdot b}}}} \leq 35$



2.7. Càlcul de la fonamentació de la nau

2.7.1. Fonament de les parets divisòries

A continuació es descriurà el disseny i el càlcul del fonament de les parets divisòries, que consistirà en una biga de fonamentació contínua. Aquesta està sotmesa a una càrrega centrada provocada pel tancament interior, que separa els diferents establiments industrials de la nau. Aquest tancament està format per plaques alveolars de 25 cm de cantell, amb una longitud màxima de 13,00 m, i un pes propi de 2,21 kN/m².

Al tractar-se d'un tancament interior, es considera que no estarà exposat a l'acció de les pressions o succions eòliques, ja que en aquest projecte s'han menyspreat les pressions interiors. Per tant, la sabata contínua es dissenyarà i calcularà únicament per a esforços verticals [N+P].

Aquesta sabata serà del tipus rígida, ja que es dissenyarà de tal manera que $v \leq 2 \cdot h$.

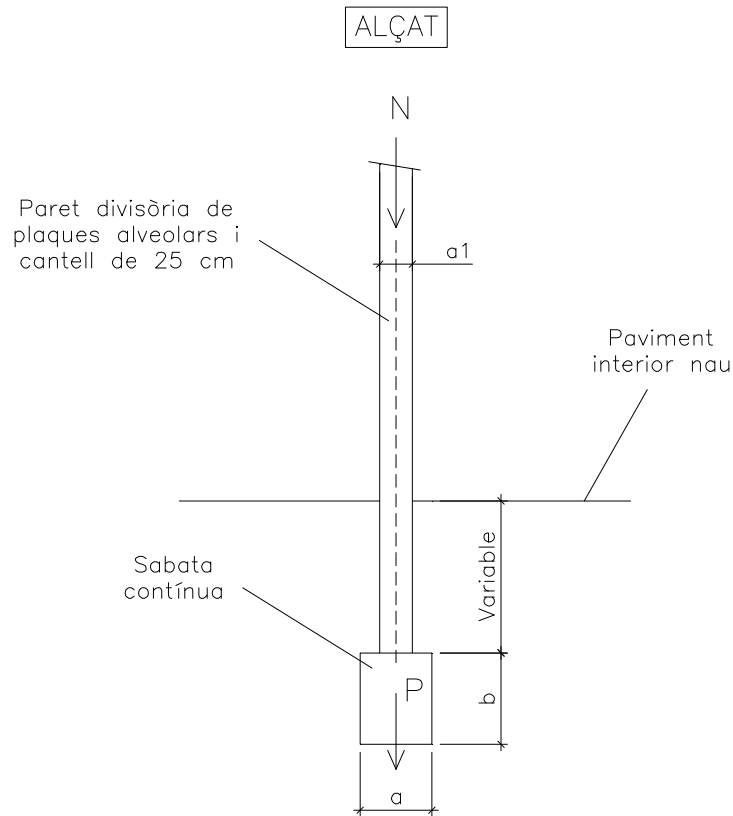
Per tal de fer la comprovació a tensió s'assignen les següents dimensions al fonament:

$a = 0,55$ m; $b = 0,70$ m; $a_1 = 0,25$ m.

Així es tindrà una sabata amb un pes propi: $P = 962,50$ kg/ml = 0,97 Tn/ml.

El pes propi de les parets divisòries és: $N = 2.873$ kg/ml = 2,88 Tn/ml.





$$\text{S'ha de complir: } \sigma = \frac{N + P}{a} \leq \sigma_{adm}$$

$$\text{Per tant: } \sigma = \frac{2,88Tn/ml + 0,97Tn/ml}{0,55m} = 7,00 \frac{Tn}{m^2} = 0,70 \frac{kp}{cm^2} \leq 2,40 \frac{kp}{cm^2}$$

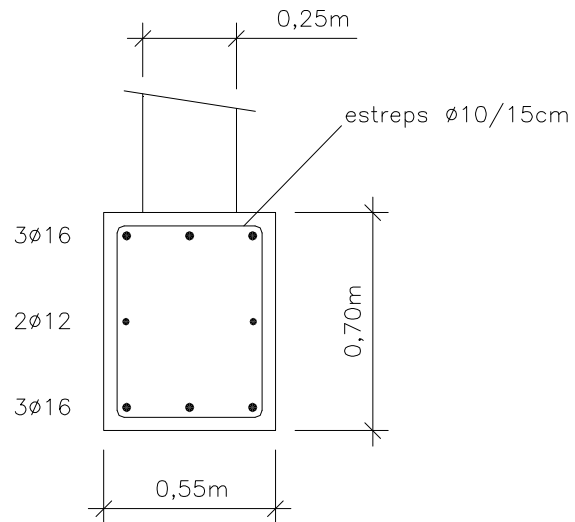
La comprovació a tensió és correcte segons el disseny de sabata especificat.

L'armat ha de satisfer els requeriments de quantia mínima per a aquest tipus de fonamentació:

$$\rho = 0,0028 = \frac{A_s}{A_c} \rightarrow A_s = 0,0028 \cdot 70cm \cdot 55cm = 10,78cm^2 \text{ d'acer B-500-S.}$$

Així que l'armat consistirà en 6 barres Ø16 disposades longitudinalment ($12 \text{ cm}^2 > 10,78 \text{ cm}^2$). A més, s'utilitzaran 2 barres Ø12 disposades en la part central, degut al cantell elevat de la sabata ($h=0,70m$). Totes elles quedaran situades de la forma que es mostra a continuació:





I s'han de complir les següents condicions, amb $s = 15$ cm:

- $a = 55 \text{ cm} \geq 40 \text{ cm}$ OK!
- $b = 70 \text{ cm} \geq 40 \text{ cm}$ OK!
- $s \leq 0,85 \cdot a = 0,85 \cdot 55 \text{ cm} = 46,75 \text{ cm}$ OK!
- $s \leq 0,85 \cdot b = 0,85 \cdot 70 \text{ cm} = 59,50 \text{ cm}$ OK!
- $s \leq 30 \text{ cm}$ OK!
- $s \leq 15 \cdot \emptyset = 15 \cdot 1 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$ OK!

També els requeriments mecànics i d'esveltesa:

- $A_s \cdot f_{yd} = 0,05N \rightarrow$ La biga de fonamentació ha de ser capaç de transmetre un axil de 0,05 N (tracció o compressió) OK!

- Esveltesa: $\frac{\frac{l}{2}}{\sqrt{\frac{a \cdot b^3}{12}}}$ ≤ 35 OK!



El $[r_{\min}]$ (recobriment mínim) serà de 3,50 cm, per un ambient de classe IIa.

El tipus de formigó utilitzat en aquesta fonamentació serà el HA-25/B/20/IIa.

Aquesta etiqueta indica que el formigó serà armat; de resistència característica $f_{ck} = 25$ N/mm²; amb una consistència Tova (B); format per un granulat amb una grandària màxima de 20 mm; i la classe d'exposició serà un ambient IIa, segons "l'EHE-08".

L'ambient IIa implica una màxima relació a/c de 0,60 i un mínim contingut de ciment de 275 Kg/m³.

Per últim, sota les sabates es disposarà una capa de neteja d'uns 10 cm de formigó pobre de subbase, amb una resistència característica $f_{ck} = 20$ N/mm².

D'aquesta forma es compleixen totes les recomanacions constructives que s'han exposat al llarg d'aquest document.

2.7.2. Fonamentació del tancament de façanes

A continuació es descriurà el disseny i el càlcul de la sabata contínua que suporta el tancament de les façanes. Aquest està format per plafons tipus motlle de 20 cm de cantell, amb una alçada màxima de 12,80 m, i un pes propi de 4,00 kN/m².

Aquesta sabata contínua es dissenyarà i calcularà per a suportar la càrrega centrada provocada pel tancament, i el moment flector provocat per l'acció del vent sobre els plafons.

Segons s'ha considerat, al ser un tancament del tipus horitzontal, l'efecte de la pressió del vent es transmetrà mitjançant una càrrega lineal al llarg de tota l'alçada del pilar, calculada a través de la superfície tributària, i provocant un moment flector i un esforç tallant en la seva base. Aquestes accions es resoldran amb les sabates aïllades.

Aleshores, per al càlcul de la sabata contínua es consideraran els efectes locals provocats per l'acció del vent. És a dir, la succió que provoca aquest sobre els plafons de tancament.

Per tant, sabent que el valor de la succió provocada pel vent és de 80 kp/m² en la major part del perímetre de la nau, i l'alçada màxima del tancament és 12,80 m, es té una càrrega lineal actuant en la base de la paret exterior: $H = 1.024 \text{ kp/ml} = 1,03 \text{ Tn/ml}$.

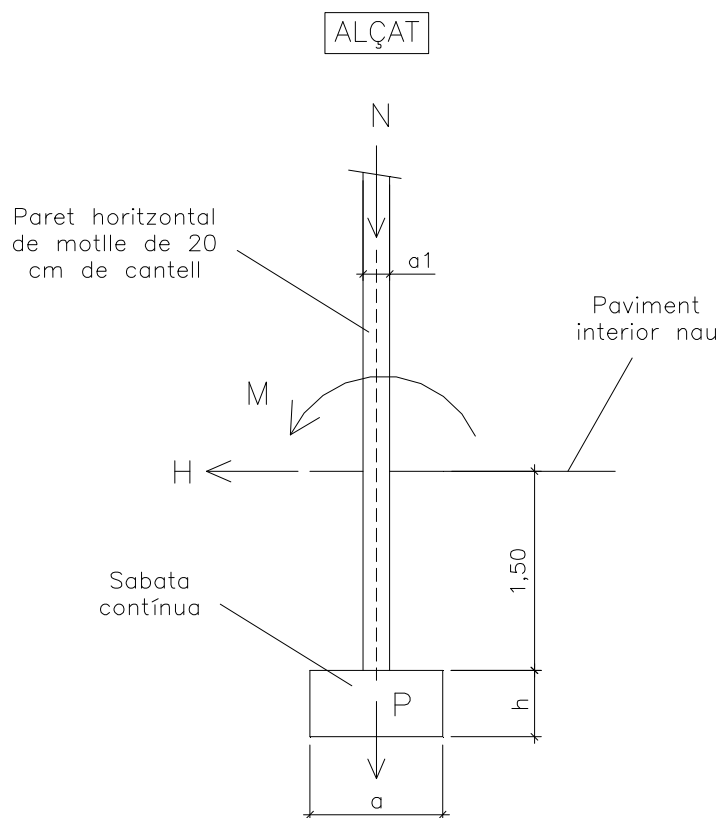


Per tal de fer la comprovació a tensió s'assignen les següents dimensions a la sabata contínua:

$$a = 1,00 \text{ m}; h = 0,50 \text{ m}; a_1 = 0,20 \text{ m}.$$

Així es tindrà una sabata amb un pes propi: $P = 1.250 \text{ kg/ml} = 1,25 \text{ Tn/ml}$.

El pes propi del tancament de les façanes és: $N = 5.120 \text{ kg/ml} = 5,12 \text{ Tn/ml}$.



(NOTA) La distància d'1,50 m, entre la part superior de la sabata i la base del paviment interior de la nau, correspon al cas més desfavorable. Aquesta varia segons la zona de la fonamentació.

Aquesta serà una llosa de fonament rígida, ja que $v \leq 2 \cdot h$.

El càlcul de l'armat es realitzarà tractant el fonament com a flexible, tal com s'ha especificat anteriorment. El càlcul resulta del costat de la seguretat.



Es calcula l'excentricitat:

$$e = \frac{M}{N + P} = \frac{1,03Tn/ml \cdot (1,50m + 0,50m)}{5,12Tn/ml + 1,25Tn/ml} = 0,32m > \frac{a}{6} = \frac{1,00m}{6} = 0,17m$$

Per tant:

$$\sigma_{m\grave{a}x} = \frac{2 \cdot (N + P)}{3 \left(\frac{a}{2} - e \right)} = \frac{2 \cdot (5,12Tn/ml + 1,25Tn/ml)}{3 \left(\frac{1,00m}{2} - 0,32m \right)} = 23,60 \frac{Tn}{m^2} = 2,36 \frac{kp}{cm^2} < 2,40 \frac{kp}{cm^2}$$

Així la comprovació a tensió és correcte segons les dimensions de sabata contínua especificades.

Es calcula el moment flector. L'armat obtingut es segueix col·locant a tot l'ample [a] del fonament.

$$M = (\sigma_{m\grave{a}x} - \sigma_{pp}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{a - a_1}{2} + e \right)^2, \text{ per unitat d'ample.}$$

El pes propi del fonament no provoca moment flector, per això es resta. Així que:

$$\sigma_{pp} = 2,50 \frac{Tn}{m^3} \cdot 0,50m = 1,25 \frac{Tn}{m^2}.$$

Per tant:

$$M = \left(23,60 \frac{Tn}{m^2} - 1,25 \frac{Tn}{m^2} \right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1,00m - 0,20m}{2} + 0,32m \right)^2 = 0,07Tn \cdot m = 71,50kp \cdot m$$

Però, per tal d'armar la sabata s'utilitzaran els següents criteris:

- Armadura mínima per ruptura fràgil. Si el formigó aguanta a tracció més que l'acer, es trenca sense avisar.

$$A_s \cdot f_{yd} = 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,04 \cdot 50cm \cdot 100cm \cdot \frac{250kp/cm^2}{1,50} = 33.334kp.$$



$$\text{Per tant: } A_s = \frac{33.334kp}{\frac{5.100kp/cm^2}{1,15}} = 7,52cm^2 \text{ d'acer B-500-S.}$$

Sabent que: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250kp/cm^2}{1,50}$, per al formigó HA-25;

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

- Armadura mínima per retracció i variacions tèrmiques. La quantia mínima d'acer en les dues direccions serà la següent:

$$\rho = 0,0015 = \frac{A_s}{A_c} \rightarrow A_s = 0,0015 \cdot 50cm \cdot 100cm = 7,50cm^2 \text{ d'acer B-500-S.}$$

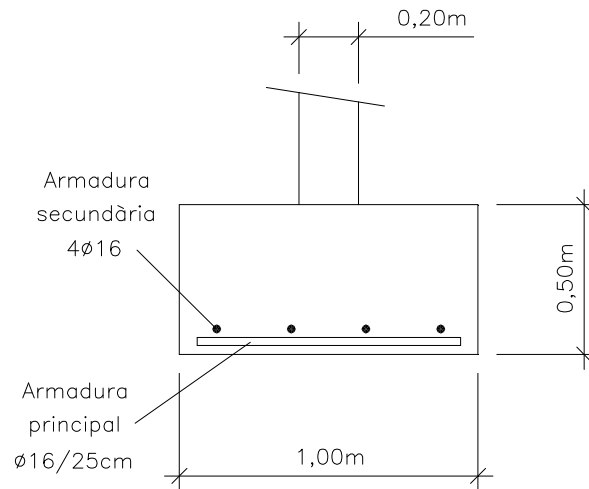
Per tant, per tal d'evitar aquests problemes de ruptura fràgil i retracció, s'adoptarà un armat principal format per barres de Ø16 a 25 cm, de manera que es disposen unes 4 barres per metre lineal d'acer B-500-S ($8,042 \text{ cm}^2 > 7,50 \text{ cm}^2$).

L'armadura longitudinal (secundària, paral·lela al mur) també estarà formada per barres de Ø16 a 25 cm. Aquesta es situarà sobre la principal, per tal de no perdre cantell.

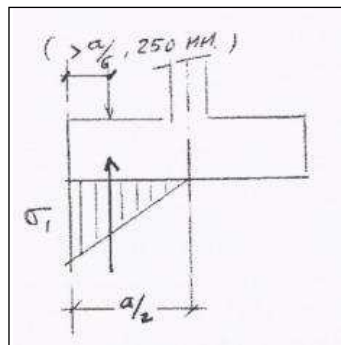
Aquest armat compleix sobradament tots els requeriments mecànics sol·licitats pel moment flector considerat.



D'aquesta forma l'armat de la sabata contínua quedarà disposat de la forma següent:



Es fan les comprovacions habituals del tallant i ancoratges. És recomanable que la resultant es separi, com a mínim, 250 mm o $a/6$ de l' extrem de la sabata, doncs amb excentricitats majors, qualsevol dispersió en les accions, desviacions de construcció, etc, es produirien forts increments de tensió.



Comprovació a tallant:

Aquest tipus de problema serà del tot menyspreable, ja que s'ha disposat d'un cantell important ($h=0,50m$), i, per tant, no és necessari armar a tallant.



Ancoratge:

D'acord amb la "EHE-08", la longitud d'ancoratge per un esforç en la barra és el següent:

$$T_d = R_d \cdot \frac{v + 0,15 \cdot a_1 - 0,25 \cdot h}{0,85 \cdot h}, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata, i on:}$$

$$R_d = (\sigma_{\max} - \sigma_{pp}) \cdot 0,50 \cdot h \cdot \gamma = (23,60 \frac{Tn}{m^2} - 1,25 \frac{Tn}{m^2}) \cdot 0,50 \cdot 0,50m \cdot 1,60 = 8,94Tn.$$

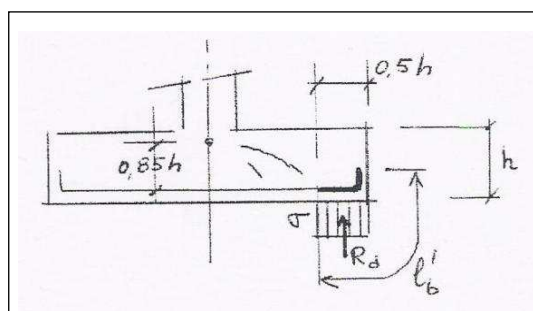
$$\text{Per tant: } T_d = 8,94Tn \cdot \frac{0,40m + 0,15 \cdot 0,20m - 0,25 \cdot 0,50m}{0,85 \cdot 0,50m} = 6,42Tn,$$

situat a $[0,50 \cdot h]$ de l'extrem del fonament. Aleshores: $l'_b = \frac{T_d}{A_s \cdot f_{yd}} \cdot l_b$, on:

$$A_s \cdot f_{yd} = 34,97Tn \text{ (4 barres } \varnothing 16\text{)};$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 = 15 \cdot 1,60^2 = 38,40cm < \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = 40cm.$$

$$\text{Per tant: } l'_b = \frac{6,42Tn}{34,97Tn} \cdot 40cm \approx 10cm$$



No serà necessari ancorar l'armadura, ja que $[l'_b < 0,50 \cdot h = 25cm]$. Per tant, aquesta es col·locarà de costat a costat del fonament, en tot l'ample $[a]$.

El $[r_{\min}]$ (recobriment mínim) serà de 3,50 cm, per un ambient de classe IIa.

El tipus de formigó utilitzat en aquesta fonamentació serà el HA-25/B/20/IIa.



Aquesta etiqueta indica que el formigó serà armat; de resistència característica $f_{ck} = 25$ N/mm²; amb una consistència Tova (B); format per un granulat amb una grandària màxima de 20 mm; i la classe d'exposició serà un ambient Ila, segons "l'EHE-08".

L'ambient Ila implica una màxima relació a/c de 0,60 i un mínim contingut de ciment de 275 Kg/m³.

Per últim, sota les sabates es disposarà una capa de neteja d'uns 10 cm de formigó pobre de subbase, amb una resistència característica $f_{ck} = 20$ N/mm².

D'aquesta forma es compleixen totes les recomanacions constructives que s'han exposat al llarg d'aquest document.

2.7.3. Sabates aïllades

Primer de tot, es mostren els esforços tallants [Ty], els axils [Ax] i els moments flectors [Mz] més desfavorables per a cadascun dels pilars de la nau:

PILARS	TY = H [kN]	AX = N [kN]	Mz = M [kN·m]
P1	28,07	-557,19	-134,41
P2	58,04	-984,18	-294,68
P3	55,49	-1.047,08	-292,45
P4	46,60	-1.047,08	-270,48
P5	44,43	-1.020,40	-268,42
P6 + P7	44,96	-1.152,32	-230,00
P8	44,43	-1.020,40	-268,42
P9	46,60	-1.047,08	-270,48
P10	55,49	-1.047,08	-292,45



P11	58,04	-984,18	-294,68
P12	28,07	-557,19	-134,41
P13 – P16	8,16	-651,43	-54,26
P17 + P29	25,42	-1.231,78	-125,66
P18 + P30	56,07	-2.534,76	-292,91
P19 + P31	53,07	-2.883,13	-290,60
P20 + P32	44,96	-2.864,93	276,60
P21 + P33	43,75	-2.838,24	276,60
P22+P23+P34	-43,12	-2.974,20	276,60
P24 + P35	43,75	-2.838,24	276,60
P25 + P36	44,96	-2.864,93	276,60
P26 + P37	53,07	-2.883,13	-290,60
P27 + P38	56,07	-2.534,76	-292,91
P28 + P39	25,42	-1.231,78	-125,66
P40 – P41	-8,50	-535,75	56,45
P42 – P43	-17,25	-147,93	101,44
P44 – P47	-16,60	-776,66	95,30
P48	-20,83	-1.044,61	106,33
P49	-50,40	-1.880,22	288,50
P50	-48,45	-1.840,25	280,55
P51 – P55	-46,45	-1.812,78	278,66



P56	-48,45	-1.840,25	280,55
P57	-50,40	-1.880,22	288,50
P58	-20,83	-1.044,61	106,33

Amb aquests valors es calcularan les sabates aïllades tal i com s'ha especificat en l'exposició teòrica.

Tot seguit, es determinaran diferents grups de fonamentació. Cada grup tindrà unes dimensions i un armat de sabata específics.

GRUP DE FONAMENTACIÓ 1 (GF1) – Pilars de cantonada Façana Nord: P1 i P12.

En primer lloc s'analitzaran els grups de fonamentació de la Façana Nord. Aquests estaran formats per sabates aïllades travades entre sí per una sabata contínua, que servirà de recolzament per la paret de motlle horitzontal. Aquest tancament exterior, per tant, també recolzarà part del seu pes en les sabates aïllades. Això crearà una certa excentricitat afegida que provocarà un moment flector. Aquest actuarà compensant el produït per l'acció del vent. En tot cas, serà menyspreable.

D'altra banda, segons s'ha considerat, al ser un tancament del tipus horitzontal, l'efecte de la pressió del vent es transmetrà mitjançant una càrrega lineal al llarg de tota l'alçada del pilar, calculada a través de la superfície tributària, i provocant un moment flector [M] i un esforç tallant [H] en la seva base.

Aquest grup presenta les següents càrregues (valors més desfavorables):

$$H = 28,07 \text{ kN} = 2,81 \text{ Tn};$$

$$N = 557,19 \text{ kN} = 55,72 \text{ Tn};$$

$$M = 134,41 \text{ kN}\cdot\text{m} = 13,44 \text{ Tn}\cdot\text{m}.$$

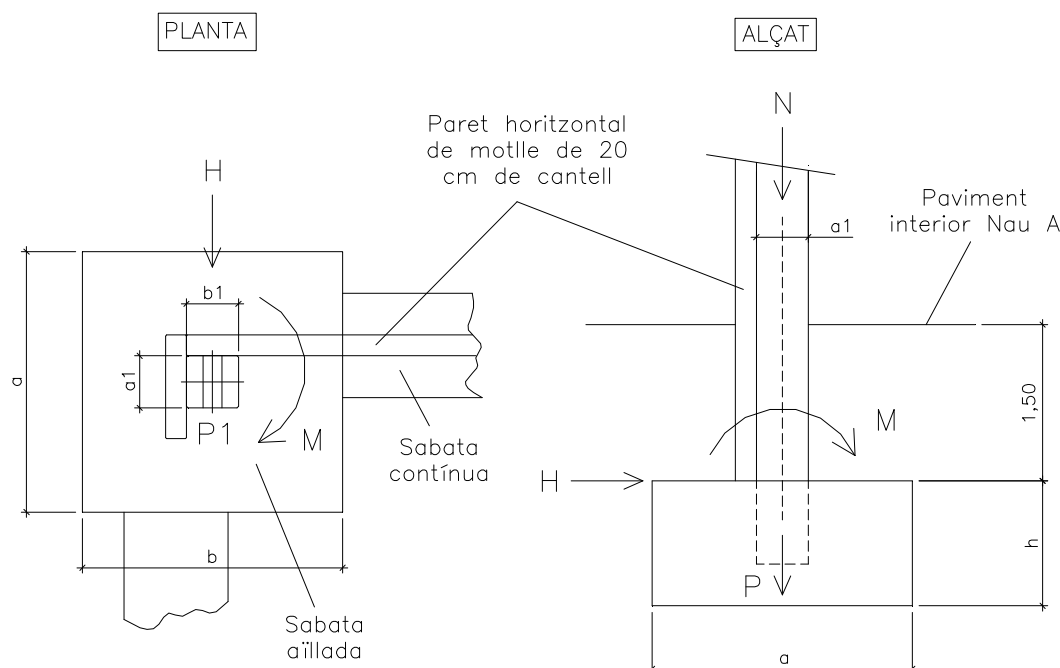
Per tal de realitzar la comprovació a tensió, aquesta sabata de fonamentació es comprovarà a partir de les següents dimensions:



$a = 2,40 \text{ m}$; $b = 2,40 \text{ m}$; $h = 1,20 \text{ m}$; $a_1 = 0,50 \text{ m}$; $b_1 = 0,50 \text{ m}$.

Aquests valors formen un pes propi del fonament: $P = 17,28 \text{ Tn}$.

E tancament exterior té un pes de $0,40 \text{ Tn/m}^2$, amb una alçada màxima de $12,80 \text{ m}$.



(NOTA) En el pilar P12 la distància entre la part superior de la sabata i la base del paviment interior de la Nau B és d'1,40 m. De totes maneres, aquesta dada no intervé en el càlcul pel tipus de consideracions que s'han establert.

Amb aquestes dades es calcula l'excentricitat:

$$e = \frac{M}{N + P} = \frac{13,44Tn \cdot m + 1,20m \cdot 2,81Tn}{55,72Tn + 17,28Tn + 12,55Tn} = 0,20m < \frac{a}{6} = 0,40m.$$

Per tant:

$$\sigma = \frac{N + P}{a \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot a^2} = \frac{55,72Tn + 17,28Tn + 12,55Tn}{2,40m \cdot 2,40m} \pm \frac{6 \cdot (13,44Tn \cdot m + 1,20m \cdot 2,81Tn)}{2,40m \cdot (2,40m)^2}, \text{ on:}$$



$$\sigma_{1,m\grave{a}x} = 22,15Tn / m^2 = 2,22kp / cm^2 < \sigma_{adm} = 2,40kp / cm^2 \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{2,m\grave{m}n} = 7,56Tn / m^2 = 0,76kp / cm^2 .$$

És correcte la comprovació a tensió.

La comprovació a bolcada es realitza de la forma següent:

Sols existeix l'empenta provinent del cap del pilar, doncs els plafons de tancament descansen directament sobre el fonament, el qual rep l'empenta horitzontal. Si la sabata contínua fos una biga recolzada en les sabates aïllades aleshores s'introduirien nous moments i empentes, però no és el cas. Per tant:

$$(N + P) \cdot \frac{a}{2} \geq (M + H \cdot z) \cdot \gamma_E$$

$$(55,72Tn + 17,28Tn + 12,55Tn) \cdot \frac{2,40}{2} \geq (13,44Tn \cdot m + 2,81Tn \cdot 1,20m) \cdot 1,80$$

$$102,66Tn \cdot m \geq 30,27Tn \cdot m \quad \text{OK!}$$

També es compleix aquesta comprovació.

Tot seguit es realitza la comprovació a lliscament, fenomen que no acostuma a produir-se en aquests casos.

Per a terrenys formats per sorres es té: $(N + P) \cdot tg \varphi_d \geq \gamma \cdot H$, on:

$$\varphi_d = 2/3 \varphi \quad (\varphi = \text{angle de fregament intern});$$

$$\gamma = 1,50.$$

$$\text{Per tant: } (55,72Tn + 17,28Tn + 12,55Tn) \cdot tg \frac{2}{3} 30^\circ \geq 1,50 \cdot 2,81Tn$$

$$85,55Tn \geq 4,22Tn \quad \text{OK!}$$

Així que tampoc hi ha problemes de lliscament.



Ara es calcula el moment per tal d'obtenir l'armat necessari per a la sabata. Per a realitzar-lo es pren una secció de referència S-S', tal com s'ha especificat en la part teòrica de l'explicació.

$$M = (\sigma_{\max} - \sigma_{pp}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{a - a_1}{2} + 0,15 \cdot a_1 \right)^2, \text{ es calcula per unitat d'amplada de sabata.}$$

El pes propi del fonament no provoca moment flector, per això es resta. Així que:

$$\sigma_{pp} = 2,50 \frac{Tn}{m^3} \cdot 1,20m = 3,00 \frac{Tn}{m^2}$$

$$M = \left(22,15 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2} \right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{2,40m - 0,50m}{2} + 0,15 \cdot 0,50m \right)^2 = 10,06 Tn \cdot m$$

Les sabates rígides poden ser calculades pel mètode de bieles i tirant ja explicat, si bé, d'acord amb el que s'ha comentat anteriorment, es pot fer el càlcul de l'armat com a fonament flexible (del costat de la seguretat).

Armatura mínima per ruptura fràgil. Si el formigó aguanta a tracció més que l'acer, es trenca sense avisar.

$$A_s \cdot f_{yd} = 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,04 \cdot 100cm \cdot 116cm \cdot \frac{250kp/cm^2}{1,50} = 77.334kp.$$

$$\text{Per tant: } A_s = \frac{77.334kp}{\frac{5.100kp/cm^2}{1,15}} = 17,44cm^2 \text{ d'acer B-500-S.}$$

$$\text{Sabent que: } f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250kp/cm^2}{1,50}, \text{ per al formigó HA-25;}$$

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



Armadura mínima per retracció i variacions tèrmiques:

$$\rho = 0,0015 = \frac{A_s}{A_c} \rightarrow A_s = 0,0015 \cdot 100\text{cm} \cdot 116\text{cm} = 17,40\text{cm}^2 \text{ d'acer B-500-S.}$$

Segons aquests criteris, s'adoptarà un engraellat de Ø20 a 15 cm, de manera que es disposen unes 6 barres per metre lineal ($18,85 \text{ cm}^2 > 17,44 \text{ cm}^2$).

L'engraellat consisteix en un armat uniformement distribuït en les dues direccions per tal d'evitar els possibles problemes de retracció.

Comprovació a tallant:

La fonamentació de la nau objecte té un cantell considerable ($h=1,20 \text{ m}$), degut al tipus d'elements estructurals utilitzats (formigó prefabricat). Aquests determinen la unió necessària entre pilar prefabricat i sabata.

Així que aquest tipus de problema serà del tot menyspreable, i per tant, no és necessari armar a tallant.

Ancoratge:

D'acord amb la "EHE-08", la longitud d'ancoratge per un esforç en la barra és el següent:

$$T_d = R_d \cdot \frac{v + 0,15 \cdot a_1 - 0,25 \cdot h}{0,85 \cdot h}, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata, i on:}$$

$$R_d = (\sigma_{\max} - \sigma_{pp}) \cdot 0,50 \cdot h \cdot \gamma = \left(22,15 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} - 3,00 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}\right) \cdot 0,50 \cdot 1,20\text{m} \cdot 1,60 = 18,39\text{Tn} .$$

$$\text{Per tant: } T_d = 18,39\text{Tn} \cdot \frac{0,95\text{m} + 0,15 \cdot 0,50\text{m} - 0,25 \cdot 1,20\text{m}}{0,85 \cdot 1,20\text{m}} = 13,07\text{Tn} ,$$

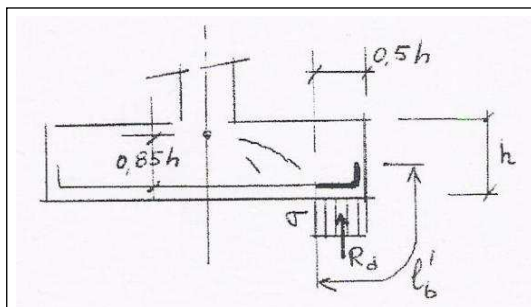
$$\text{situat a } [0,50 \cdot h] \text{ de l'extrem del fonament. Aleshores: } l'_b = \frac{T_d}{A_s \cdot f_{yd}} \cdot l_b, \text{ on:}$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 81,96\text{Tn} \text{ (6 barres } \text{Ø}20\text{)};$$



$$l_b = m \cdot \phi^2 = 15 \cdot 2,00^2 = 60\text{cm} > \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = 50\text{cm}.$$

$$\text{Per tant: } l'_b = \frac{13,07Tn}{81,96Tn} \cdot 60\text{cm} \approx 10\text{cm}.$$



No serà necessari ancorar l'armadura, ja que $[l'_b < 0,50 \cdot h = 60\text{cm}]$. Per tant, aquesta es col·locarà de costat a costat del fonament, en tot l'ample [a] i [b].

GRUP DE FONAMENTACIÓ 2 (GF2) – Pilars Façana Nord: P2 – P5 i P8 – P11.

Per calcular el GF2 es seguiran els mateixos criteris i consideracions que s'han establert en el GF1.

$$H = 58,04 \text{ kN} = 5,81 \text{ Tn};$$

$$N = 1.047,08 \text{ kN} = 104,71 \text{ Tn};$$

$$M = 294,68 \text{ kN}\cdot\text{m} = 29,47 \text{ Tn}\cdot\text{m}.$$

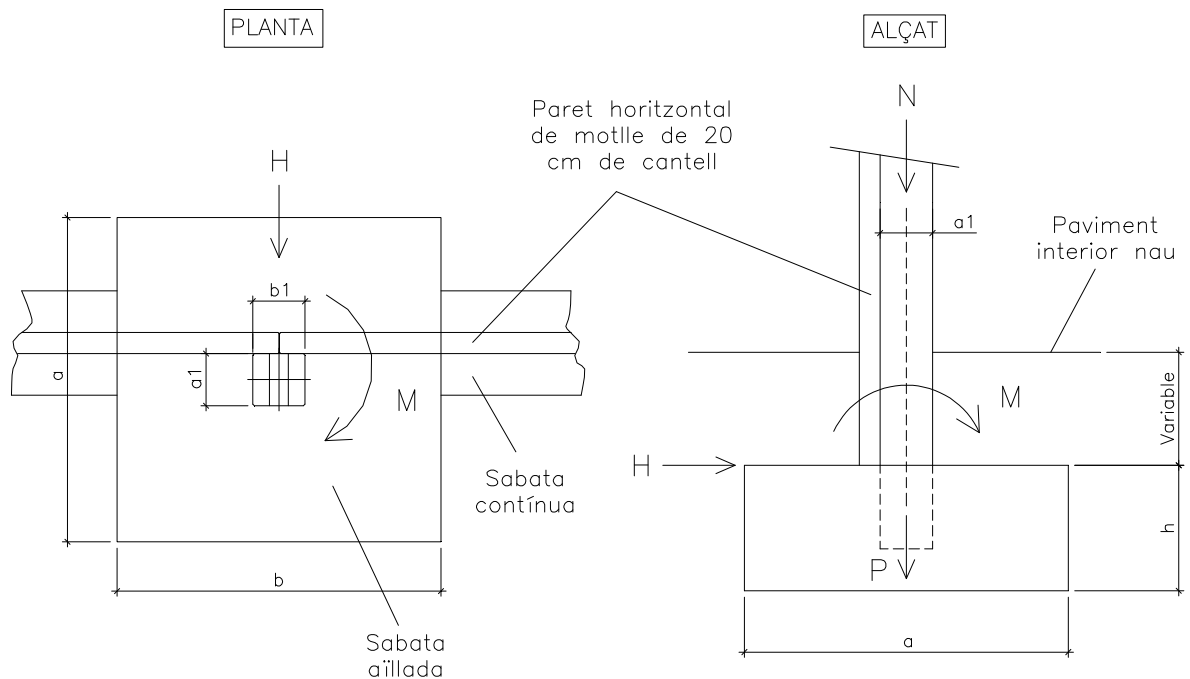
Per tal de realitzar la comprovació a tensió, aquesta sabata de fonamentació es comprovarà a partir de les següents dimensions:

$$a = 3,10 \text{ m}; b = 3,10 \text{ m}; h = 1,20 \text{ m}; a_1 = 0,50 \text{ m}; b_1 = 0,50 \text{ m}.$$

Aquests valors formen un pes propi del fonament: $P = 28,83 \text{ Tn}$.

El tancament exterior té un pes de $0,40 \text{ Tn/m}^2$, amb una alçada màxima de 12,80 m.





(NOTA) En els pilars P8, P9, P10 i P11, la distància entre la part superior de la sabata i la base del paviment interior de la Nau B és d'1,40 m. En la resta de pilars d'aquest grup és de 0,40 m. De totes maneres, aquesta dada no intervé en el càlcul pel tipus de consideracions que s'han establert en l'apartat anterior.

Amb aquestes dades es calcula l'excentricitat:

$$e = \frac{M}{N + P} = \frac{29,47Tn \cdot m + 1,20m \cdot 5,81Tn}{104,71Tn + 28,83Tn + 15,88Tn} = 0,24m < \frac{a}{6} = 0,52m$$

Per tant:

$$\sigma = \frac{N + P}{a \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot a^2} = \frac{104,71Tn + 28,83Tn + 15,88Tn}{3,10m \cdot 3,10m} \pm \frac{6 \cdot (29,47Tn \cdot m + 1,20m \cdot 5,81Tn)}{3,10m \cdot (3,10m)^2}$$

$$\sigma_{1,màx} = 22,90Tn/m^2 = 2,29kp/cm^2 < \sigma_{adm} = 2,40kp/cm^2 \text{ OK!}$$

$$\sigma_{2,mín} = 8,21Tn/m^2 = 0,82kp/cm^2$$



Comprovació a bolcada:

$$(N + P) \cdot \frac{a}{2} \geq (M + H \cdot z) \cdot \gamma_E$$

$$(104,71Tn + 28,83Tn + 15,88Tn) \cdot \frac{3,10}{2} \geq (29,47Tn \cdot m + 5,81Tn \cdot 1,20m) \cdot 1,80$$

$$231,59Tn \cdot m \geq 65,60Tn \cdot m \quad \text{OK!}$$

Comprovació a lliscament:

$$(N + P) \cdot \text{tg} \varphi_d \geq \gamma \cdot H$$

$$(104,71Tn + 28,83Tn + 15,88Tn) \cdot \text{tg} \frac{2}{3} 30^\circ \geq 1,50 \cdot 5,81Tn$$

$$149,42Tn \geq 8,72Tn \quad \text{OK!}$$

El moment per tal d'obtenir l'armat necessari per a la sabata serà el següent:

$$M = (\sigma_{\max} - \sigma_{pp}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{a - a_1}{2} + 0,15 \cdot a_1 \right)^2, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata.}$$

$$M = \left(22,90 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2} \right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{3,10m - 0,50m}{2} + 0,15 \cdot 0,50m \right)^2 = 18,80Tn \cdot m$$

Les sabates rígides poden ser calculades pel mètode de bieles i tirant ja explicat, si bé, d'acord amb el que s'ha comentat anteriorment, es pot fer el càlcul de l'armat com a fonament flexible (del costat de la seguretat).

Totes les sabates d'aquesta fonamentació tindran el mateix cantell ($h=1,20$ m). Així que, realitzant els càlculs d'armadura mínima per ruptura fràgil i d'armadura mínima per retracció i variacions tèrmiques, s'obté que en totes les sabates es disposarà el mateix armat mínim. Aquest compleix sobradament tots els requeriments mecànics sol·licitats pel moment flector considerat.



Segons aquests criteris, s'adoptarà un engraellat de Ø20 a 15 cm, de manera que es disposen unes 6 barres per metre lineal d'acer B-500-S ($18,85 \text{ cm}^2 > 17,44 \text{ cm}^2$).

Comprovació a tallant:

Tal com s'ha exposat anteriorment, no és necessari armar a tallant.

Ancoratge:

D'acord amb la "EHE-08", la longitud d'ancoratge per un esforç en la barra és el següent:

$$T_d = R_d \cdot \frac{\nu + 0,15 \cdot a_1 - 0,25 \cdot h}{0,85 \cdot h}, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata, i on:}$$

$$R_d = (\sigma_{m\grave{a}x} - \sigma_{pp}) \cdot 0,50 \cdot h \cdot \gamma = (22,90 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2}) \cdot 0,50 \cdot 1,20m \cdot 1,60 = 19,10Tn .$$

$$\text{Per tant: } T_d = 19,10Tn \cdot \frac{1,30m + 0,15 \cdot 0,50m - 0,25 \cdot 1,20m}{0,85 \cdot 1,20m} = 20,12Tn ,$$

situat a $[0,50 \cdot h]$ de l'extrem del fonament. Aleshores: $l'_b = \frac{T_d}{A_s \cdot f_{yd}} \cdot l_b$, on:

$$A_s \cdot f_{yd} = 81,96Tn \text{ (6 barres } \text{Ø}20\text{)};$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 = 15 \cdot 2,00^2 = 60cm > \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = 50cm .$$

$$\text{Per tant: } l'_b = \frac{20,12Tn}{81,96Tn} \cdot 60cm \approx 15cm$$

No serà necessari ancorar l'armadura, ja que $[l'_b < 0,50 \cdot h = 60cm]$. Per tant, aquesta es col·locarà de costat a costat del fonament, en tot l'ample $[a]$ i $[b]$.



GRUP DE FONAMENTACIÓ 3 (GF3) – Pilars Façana Nord: P6+P7.

Aquesta sabata agrupa dos pilars, encara que a l'hora de realitzar el càlcul es considerarà una única càrrega centrada [N], ja que la distància que els separa és molt petita (paret divisòria de 25 cm). Per tant no es calcula com una sabata combinada. A més, els esforços horitzontals [H] i els moments flectors [M] de cada pilar també es sumaran, ja que actuen en el mateix sentit i direcció. Es seguiran els mateixos criteris que s'han establert anteriorment. Per tant:

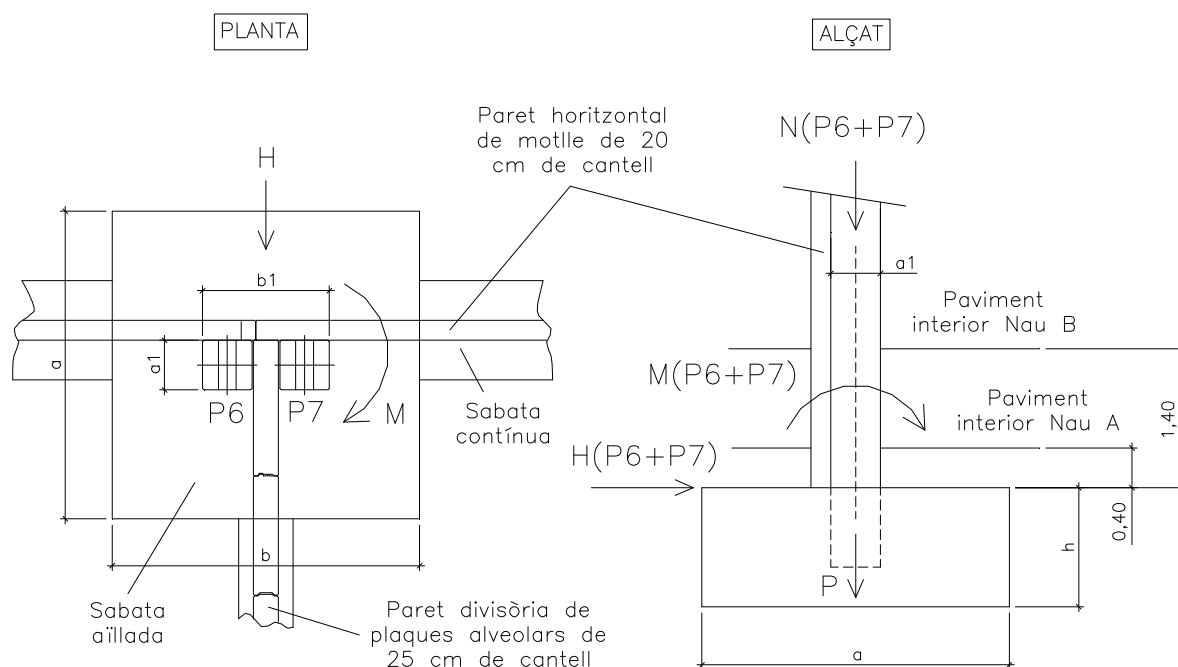
$$H = 44,96 \text{ kN} = 4,50 \text{ Tn};$$

$$N = 1.152,32 \text{ kN} = 115,23 \text{ Tn};$$

$$M = 230,00 \text{ kN}\cdot\text{m} = 23,00 \text{ Tn}\cdot\text{m}.$$

Per tal de realitzar la comprovació a tensió, aquesta sabata de fonamentació es comprovarà a partir de les següents dimensions:

$$a = 3,10 \text{ m}; b = 3,10 \text{ m}; h = 1,20 \text{ m}; a_1 = 0,50 \text{ m}; b_1 = 1,25 \text{ m}.$$



Aquests valors formen un pes propi del fonament: $P = 28,83 \text{ Tn}$.

El tancament exterior té un pes de $0,40 \text{ Tn/m}^2$, amb una alçada màxima de $12,80 \text{ m}$.

La paret divisòria de 25 cm en té un de $0,22 \text{ Tn/m}^2$, amb una alçada màxima de $13,00 \text{ m}$. Aquesta no afegeix cap excentricitat desfavorable per al càlcul de la sabata. Així que es menysprea.

Amb aquestes dades es calcula l'excentricitat:

$$e = \frac{M}{N + P} = \frac{23,00\text{Tn} \cdot \text{m} + 1,20\text{m} \cdot 4,50\text{Tn}}{115,23\text{Tn} + 28,83\text{Tn} + 20,05\text{Tn}} = 0,17\text{m} < \frac{a}{6} = 0,52\text{m}$$

Per tant:

$$\sigma = \frac{N + P}{a \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot a^2} = \frac{115,23\text{Tn} + 28,83\text{Tn} + 20,05\text{Tn}}{3,10\text{m} \cdot 3,10\text{m}} \pm \frac{6 \cdot (23,00\text{Tn} \cdot \text{m} + 1,20\text{m} \cdot 4,50\text{Tn})}{3,10\text{m} \cdot (3,10\text{m})^2}$$

$$\sigma_{1,\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 22,90\text{Tn} / \text{m}^2 = 2,29\text{kp} / \text{cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 2,40\text{kp} / \text{cm}^2 \text{ OK!}$$

$$\sigma_{2,\text{m}\acute{\text{i}}\text{n}} = 11,46\text{Tn} / \text{m}^2 = 1,15\text{kp} / \text{cm}^2$$

Comprovació a bolcada:

$$(N + P) \cdot \frac{a}{2} \geq (M + H \cdot z) \cdot \gamma_E$$

$$(115,23\text{Tn} + 28,83\text{Tn} + 20,05\text{Tn}) \cdot \frac{3,10}{2} \geq (23,00\text{Tn} \cdot \text{m} + 4,50\text{Tn} \cdot 1,20\text{m}) \cdot 1,80$$

$$255,91\text{Tn} \cdot \text{m} \geq 51,12\text{Tn} \cdot \text{m} \text{ OK!}$$

Comprovació a lliscament:

$$(N + P) \cdot \text{tg} \varphi_d \geq \gamma \cdot H$$

$$(115,23\text{Tn} + 28,83\text{Tn} + 20,05\text{Tn}) \cdot \text{tg} \frac{2}{3} 30^\circ \geq 1,50 \cdot 4,50\text{Tn}$$



$$165,11Tn \geq 6,75Tn \quad \text{OK!}$$

El moment per tal d'obtenir l'armat necessari per a la sabata serà el següent:

$$M = (\sigma_{m\grave{a}x} - \sigma_{pp}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{a - a_1}{2} + 0,15 \cdot a_1 \right)^2, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata.}$$

$$M = \left(22,90 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2} \right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{3,10m - 0,50m}{2} + 0,15 \cdot 0,50m \right)^2 = 18,82Tn \cdot m$$

Igual que abans, segons els criteris d'armadura mínima per ruptura fràgil i d'armadura mínima per retracció i variacions tèrmiques, s'adoptarà un engraellat de Ø20 a 15 cm, de manera que es disposen unes 6 barres per metre lineal d'acer B-500-S ($18,85 \text{ cm}^2 > 17,44 \text{ cm}^2$).

Comprovació a tallant:

Tal com s'ha exposat anteriorment, no és necessari armar a tallant.

Ancoratge:

D'acord amb la "EHE-08", la longitud d'ancoratge per un esforç en la barra és el següent:

$$T_d = R_d \cdot \frac{v + 0,15 \cdot a_1 - 0,25 \cdot h}{0,85 \cdot h}, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata, i on:}$$

$$R_d = (\sigma_{m\grave{a}x} - \sigma_{pp}) \cdot 0,50 \cdot h \cdot \gamma = \left(22,90 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2} \right) \cdot 0,50 \cdot 1,20m \cdot 1,60 = 19,11Tn.$$

$$\text{Per tant: } T_d = 19,11Tn \cdot \frac{1,30m + 0,15 \cdot 0,50m - 0,25 \cdot 1,20m}{0,85 \cdot 1,20m} = 20,14Tn,$$

situat a $[0,50 \cdot h]$ de l'extrem del fonament. Aleshores: $l'_b = \frac{T_d}{A_s \cdot f_{yd}} \cdot l_b$, on:

$$A_s \cdot f_{yd} = 81,96Tn \text{ (6 barres } \text{Ø}20\text{)};$$



$$l_b = m \cdot \phi^2 = 15 \cdot 2,00^2 = 60\text{cm} > \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = 50\text{cm}.$$

$$\text{Per tant: } l'_b = \frac{20,14Tn}{81,96Tn} \cdot 60\text{cm} \approx 15\text{cm}$$

No serà necessari ancorar l'armadura, ja que $[l'_b < 0,50 \cdot h = 60\text{cm}]$. Per tant, aquesta es col·locarà de costat a costat del fonament, en tot l'ample [a] i [b].

GRUP DE FONAMENTACIÓ 4 (GF4) – Pilars interiors de 40 cm: P13 – P16.

Aquest grup de pilars de 40 cm de costat estaran situats en l'interior de la nau, per tal de formar els forats d'escaleres, de muntacàrregues i ascensors. Per tant, no estaran dissenyats i calculats per resistir les accions eòliques.

Els pilars P13 i P16 si que serien de façana, però en ells no es recolzen els plafons de tancament que lis transmetrien aquestes accions. Per tant, també se lis aplicarà aquesta consideració.

Aquest plafons, en canvi, si que es recolzen sobre les sabates d'aquests dos pilars. Així que aquesta càrrega sí que s'ha de tenir en compte en aquest grup.

$$H = 8,16 \text{ kN} = 0,82 \text{ Tn};$$

$$N = 651,43 \text{ kN} = 65,15 \text{ Tn};$$

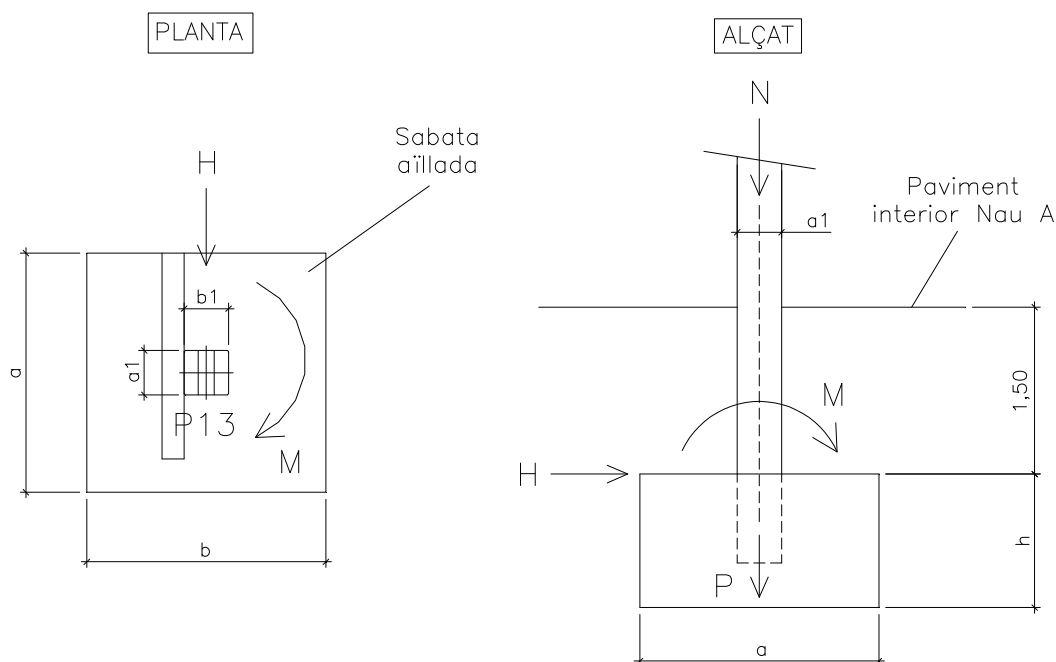
$$M = 54,26 \text{ kN}\cdot\text{m} = 5,43 \text{ Tn}\cdot\text{m}.$$

Per tal de realitzar la comprovació a tensió, aquesta sabata de fonamentació es comprovarà a partir de les següents dimensions:

$$a = 2,15 \text{ m}; b = 2,15 \text{ m}; h = 1,20 \text{ m}; a_1 = 0,40 \text{ m}; b_1 = 0,40 \text{ m}.$$

Aquests valors formen un pes propi del fonament: $P = 13,87 \text{ Tn}$.





(NOTA) En els pilars P13 i P14 la distància entre la part superior de la sabata i la base del paviment interior de la Nau A és d'1,50 m. En els pilars P15 i P16 aquesta distància és d'1,40 m, respecte la base del paviment interior de la Nau B. De totes maneres, aquesta dada no intervé en el càlcul pel tipus de consideracions que s'han establert.

Amb aquestes dades es calcula l'excentricitat:

$$e = \frac{M}{N + P} = \frac{5,43Tn \cdot m + 1,20m \cdot 0,82Tn}{65,15Tn + 13,87Tn + 11,01Tn} = 0,07m < \frac{a}{6} = 0,36m$$

Per tant:

$$\sigma = \frac{N + P}{a \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot a^2} = \frac{65,15Tn + 13,87Tn + 11,01Tn}{2,15m \cdot 2,15m} \pm \frac{6 \cdot (5,43Tn \cdot m + 1,20m \cdot 0,82Tn)}{2,15m \cdot (2,15m)^2}$$

$$\sigma_{1,m\grave{a}x} = 23,34Tn/m^2 = 2,34kp/cm^2 < \sigma_{adm} = 2,40kp/cm^2 \text{ OK!}$$

$$\sigma_{2,m\grave{i}n} = 15,61Tn/m^2 = 1,56kp/cm^2$$



Comprovació a bolcada:

$$(N + P) \cdot \frac{a}{2} \geq (M + H \cdot z) \cdot \gamma_E$$

$$(65,15Tn + 13,87Tn + 11,01Tn) \cdot \frac{2,15}{2} \geq (5,43Tn \cdot m + 0,82Tn \cdot 1,20m) \cdot 1,80$$

$$96,77Tn \cdot m \geq 11,53Tn \cdot m \quad \text{OK!}$$

Comprovació a lliscament:

$$(N + P) \cdot \text{tg} \varphi_d \geq \gamma \cdot H, \text{ on:}$$

$$\text{Per tant: } (65,15Tn + 13,87Tn + 11,01Tn) \cdot \text{tg} \frac{2}{3} 30^\circ \geq 1,50 \cdot 0,82Tn$$

$$90,02Tn \geq 1,23Tn \quad \text{OK!}$$

El moment per tal d'obtenir l'armat necessari per a la sabata serà el següent:

$$M = (\sigma_{m\grave{a}x} - \sigma_{pp}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{a - a_1}{2} + 0,15 \cdot a_1 \right)^2, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata.}$$

$$M = \left(23,34 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2} \right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{2,15m - 0,40m}{2} + 0,15 \cdot 0,40m \right)^2 = 8,90Tn \cdot m$$

Igual que en els GF anteriors, segons els criteris d'armadura mínima per ruptura fràgil i d'armadura mínima per retracció i variacions tèrmiques, s'adoptarà un engraellat de Ø20 a 15 cm, de manera que es disposen unes 6 barres per metre lineal d'acer B-500-S (18,85 cm² > 17,44 cm²).

Comprovació a tallant:

Tal com s'ha exposat anteriorment, no és necessari armar a tallant.



Ancoratge:

D'acord amb la "EHE-08", la longitud d'ancoratge per un esforç en la barra és el següent:

$$T_d = R_d \cdot \frac{v + 0,15 \cdot a_1 - 0,25 \cdot h}{0,85 \cdot h}, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata, i on:}$$

$$R_d = (\sigma_{\max} - \sigma_{pp}) \cdot 0,50 \cdot h \cdot \gamma = (23,34 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2}) \cdot 0,50 \cdot 1,20m \cdot 1,60 = 19,53Tn .$$

$$\text{Per tant: } T_d = 19,53Tn \cdot \frac{0,88m + 0,15 \cdot 0,40m - 0,25 \cdot 1,20m}{0,85 \cdot 1,20m} = 12,16Tn ,$$

situat a $[0,50 \cdot h]$ de l'extrem del fonament. Aleshores: $l'_b = \frac{T_d}{A_s \cdot f_{yd}} \cdot l_b$, on:

$$A_s \cdot f_{yd} = 81,96Tn \text{ (6 barres } \varnothing 20\text{);}$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 = 15 \cdot 2,00^2 = 60cm > \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = 50cm .$$

$$\text{Per tant: } l'_b = \frac{12,16Tn}{81,96Tn} \cdot 60cm \approx 10cm$$

No serà necessari ancorar l'armadura, ja que $[l'_b < 0,50 \cdot h = 60cm]$. Per tant, aquesta es col·locarà de costat a costat del fonament, en tot l'ample [a] i [b].

(NOTA) En els pilars P14 i P15, que no suporten la càrrega de cap paret de tancament, es poden reduir les seves dimensions, si es necessari:

a = 2,00 m; b = 2,00 m; h = 1,20 m,

conservant el mateix armat que les altres dues sabates del GF4.



GRUP DE FONAMENTACIÓ 5 (GF5) – Pilars interiors de 40 cm: P40 – P41.

Aquests pilars també són interiors, així que s'apliquen el mateixos criteris que els descrits en el GF4. Excepte la càrrega dels plafons de tancament, inexistent en aquest grup.

$$H = 8,50 \text{ kN} = 0,85 \text{ Tn};$$

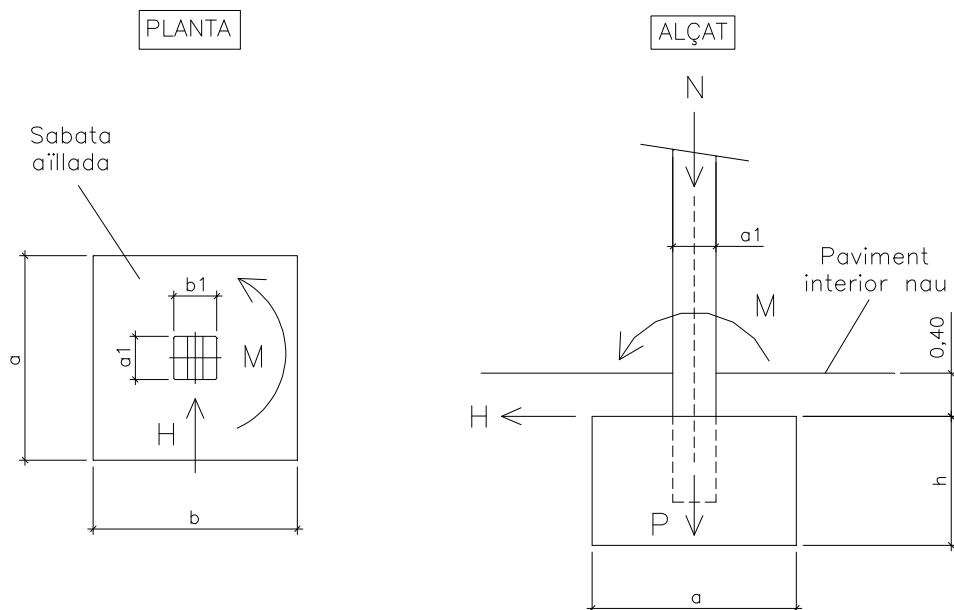
$$N = 535,75 \text{ kN} = 53,58 \text{ Tn};$$

$$M = 56,45 \text{ kN}\cdot\text{m} = 5,65 \text{ Tn}\cdot\text{m}.$$

Per tal de realitzar la comprovació a tensió, aquesta sabata de fonamentació es comprovarà a partir de les següents dimensions:

$$a = 1,90 \text{ m}; b = 1,90 \text{ m}; h = 1,20 \text{ m}; a_1 = 0,40 \text{ m}; b_1 = 0,40 \text{ m}.$$

Aquests valors formen un pes propi del fonament: $P = 10,83 \text{ Tn}$.



Amb aquestes dades es calcula l'excentricitat:

$$e = \frac{M}{N + P} = \frac{5,65 \text{ Tn} \cdot \text{m} + 1,20 \text{ m} \cdot 0,85 \text{ Tn}}{53,58 \text{ Tn} + 10,83 \text{ Tn}} = 0,10 \text{ m} < \frac{a}{6} = 0,32 \text{ m}$$



Per tant:

$$\sigma = \frac{N + P}{a \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot a^2} = \frac{53,58Tn + 10,83Tn}{1,90m \cdot 1,90m} \pm \frac{6 \cdot (5,65Tn \cdot m + 1,20m \cdot 0,85Tn)}{1,90m \cdot (1,90m)^2}$$

$$\sigma_{1,m\grave{a}x} = 23,68Tn/m^2 = 2,37kp/cm^2 < \sigma_{adm} = 2,40kp/cm^2 \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{2,m\grave{i}n} = 12,01Tn/m^2 = 1,20kp/cm^2$$

Comprovació a bolcada:

$$(N + P) \cdot \frac{a}{2} \geq (M + H \cdot z) \cdot \gamma_E$$

$$(53,58Tn + 10,83Tn) \cdot \frac{1,90}{2} \geq (5,65Tn \cdot m + 0,85Tn \cdot 1,20m) \cdot 1,80$$

$$61,19Tn \cdot m \geq 12,01Tn \cdot m \quad \text{OK!}$$

Comprovació a lliscament:

$$(N + P) \cdot tg \varphi_d \geq \gamma \cdot H, \text{ on:}$$

$$\text{Per tant: } (53,58Tn + 10,83Tn) \cdot tg \frac{2}{3} 30^\circ \geq 1,50 \cdot 0,85Tn$$

$$64,42Tn \geq 1,28Tn \quad \text{OK!}$$

El moment per tal d'obtenir l'armat necessari per a la sabata serà el següent:

$$M = (\sigma_{m\grave{a}x} - \sigma_{pp}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{a - a_1}{2} + 0,15 \cdot a_1 \right)^2, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata.}$$

$$M = \left(23,68 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2} \right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1,90m - 0,40m}{2} + 0,15 \cdot 0,40m \right)^2 = 6,79Tn \cdot m$$



Igual que en els GF anteriors, segons els criteris d'armadura mínima per ruptura fràgil i d'armadura mínima per retracció i variacions tèrmiques, s'adoptarà un engraellat de Ø20 a 15 cm, de manera que es disposen unes 6 barres per metre lineal d'acer B-500-S ($18,85 \text{ cm}^2 > 17,44 \text{ cm}^2$).

Comprovació a tallant:

Tal com s'ha exposat anteriorment, no és necessari armar a tallant.

Ancoratge:

D'acord amb la "EHE-08", la longitud d'ancoratge per un esforç en la barra és el següent:

$$T_d = R_d \cdot \frac{v + 0,15 \cdot a_1 - 0,25 \cdot h}{0,85 \cdot h}, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata, i on:}$$

$$R_d = (\sigma_{m\grave{a}x} - \sigma_{pp}) \cdot 0,50 \cdot h \cdot \gamma = (23,68 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2}) \cdot 0,50 \cdot 1,20m \cdot 1,60 = 19,85Tn.$$

$$\text{Per tant: } T_d = 19,85Tn \cdot \frac{0,75m + 0,15 \cdot 0,40m - 0,25 \cdot 1,20m}{0,85 \cdot 1,20m} = 9,93Tn,$$

$$\text{situat a } [0,50 \cdot h] \text{ de l'extrem del fonament. Aleshores: } l'_b = \frac{T_d}{A_s \cdot f_{yd}} \cdot l_b, \text{ on:}$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 81,96Tn \text{ (6 barres } \text{Ø}20\text{);}$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 = 15 \cdot 2,00^2 = 60cm > \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = 50cm.$$

$$\text{Per tant: } l'_b = \frac{9,93Tn}{81,96Tn} \cdot 60cm \approx 10cm$$

No serà necessari ancorar l'armadura, ja que $[l'_b < 0,50 \cdot h = 60cm]$. Per tant, aquesta es col·locarà de costat a costat del fonament, en tot l'ample [a] i [b].



GRUP DE FONAMENTACIÓ 6 (GF6) – Pilars interiors de 40 cm: P44 – P47.

Aquests pilars també són interiors, així que s'apliquen el mateixos criteris que els descrits en el GF4. Excepte la càrrega dels plafons de tancament, inexistent en aquest grup.

$$H = 16,60 \text{ kN} = 1,66 \text{ Tn};$$

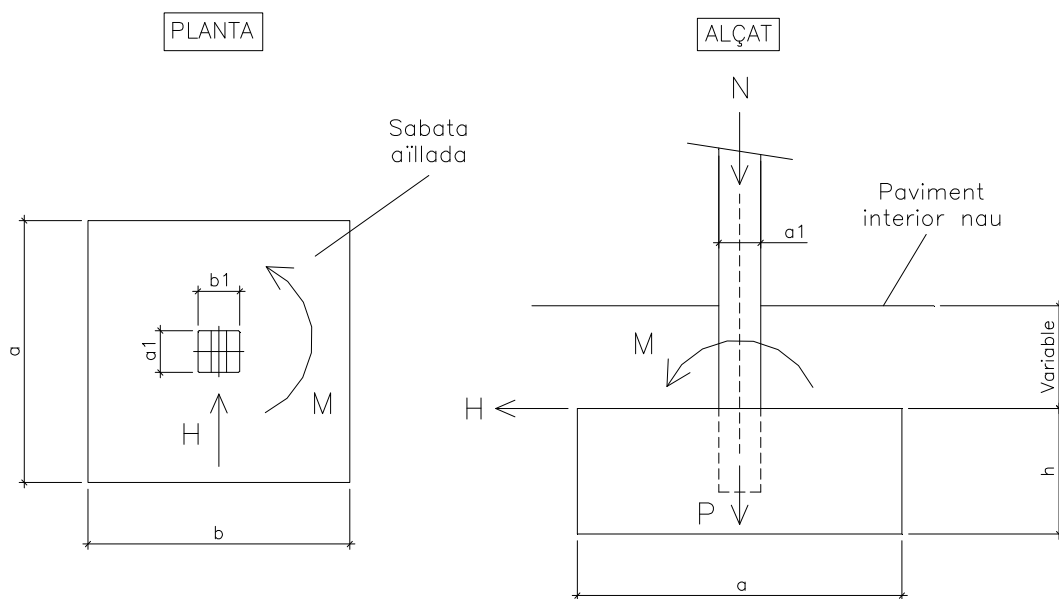
$$N = 776,66 \text{ kN} = 77,67 \text{ Tn};$$

$$M = 95,30 \text{ kN}\cdot\text{m} = 9,53 \text{ Tn}\cdot\text{m}.$$

Per tal de realitzar la comprovació a tensió, aquesta sabata de fonamentació es comprovarà a partir de les següents dimensions:

$$a = 2,40 \text{ m}; b = 2,40 \text{ m}; h = 1,20 \text{ m}; a_1 = 0,40 \text{ m}; b_1 = 0,40 \text{ m}.$$

Aquests valors formen un pes propi del fonament: $P = 17,28 \text{ Tn}$.



(NOTA) En els pilars P44 i P45 la distància entre la part superior de la sabata i la base del paviment interior de la nau és d'1,50 m. En els pilars P46 i P47 aquesta distància és de 0,40 m. Aquesta dada no té interès en el procediment.



Amb aquestes dades es calcula l'excentricitat:

$$e = \frac{M}{N + P} = \frac{9,53Tn \cdot m + 1,20m \cdot 1,66Tn}{77,67Tn + 17,28Tn} = 0,12m < \frac{a}{6} = 0,40m$$

Per tant:

$$\sigma = \frac{N + P}{a \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot a^2} = \frac{77,67Tn + 17,28Tn}{2,40m \cdot 2,40m} \pm \frac{6 \cdot (9,53Tn \cdot m + 1,20m \cdot 1,66Tn)}{2,40m \cdot (2,40m)^2}$$

$$\sigma_{1,m\grave{a}x} = 21,50Tn / m^2 = 2,15kp / cm^2 < \sigma_{adm} = 2,40kp / cm^2 \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{2,m\grave{i}n} = 11,50Tn / m^2 = 1,15kp / cm^2$$

Comprovació a bolcada:

$$(N + P) \cdot \frac{a}{2} \geq (M + H \cdot z) \cdot \gamma_E$$

$$(77,67Tn + 17,28Tn) \cdot \frac{2,40}{2} \geq (9,53Tn \cdot m + 1,66Tn \cdot 1,20m) \cdot 1,80$$

$$113,94Tn \cdot m \geq 20,74Tn \cdot m \quad \text{OK!}$$

Comprovació a lliscament:

$$(N + P) \cdot tg \varphi_d \geq \gamma \cdot H, \text{ on:}$$

$$\text{Per tant: } (77,67Tn + 17,28Tn) \cdot tg \frac{2}{3} 30^\circ \geq 1,50 \cdot 1,66Tn$$

$$94,95Tn \geq 2,49Tn \quad \text{OK!}$$

El moment per tal d'obtenir l'armat necessari per a la sabata serà el següent:

$$M = (\sigma_{m\grave{a}x} - \sigma_{pp}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{a - a_1}{2} + 0,15 \cdot a_1 \right)^2, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata.}$$



$$M = \left(21,50 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2} \right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{2,40m - 0,40m}{2} + 0,15 \cdot 0,40m \right)^2 = 10,39Tn \cdot m$$

Igual que en els GF anteriors, segons els criteris d'armadura mínima per ruptura fràgil i d'armadura mínima per retracció i variacions tèrmiques, s'adoptarà un engraellat de Ø20 a 15 cm, de manera que es disposen unes 6 barres per metre lineal d'acer B-500-S ($18,85 \text{ cm}^2 > 17,44 \text{ cm}^2$).

Comprovació a tallant:

Tal com s'ha exposat anteriorment, no és necessari armar a tallant.

Ancoratge:

D'acord amb la "EHE-08", la longitud d'ancoratge per un esforç en la barra és el següent:

$$T_d = R_d \cdot \frac{v + 0,15 \cdot a_1 - 0,25 \cdot h}{0,85 \cdot h}, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata, i on:}$$

$$R_d = (\sigma_{\max} - \sigma_{pp}) \cdot 0,50 \cdot h \cdot \gamma = \left(21,50 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2} \right) \cdot 0,50 \cdot 1,20m \cdot 1,60 = 17,75Tn.$$

$$\text{Per tant: } T_d = 17,75Tn \cdot \frac{1,00m + 0,15 \cdot 0,40m - 0,25 \cdot 1,20m}{0,85 \cdot 1,20m} = 13,22Tn,$$

situat a $[0,50 \cdot h]$ de l'extrem del fonament. Aleshores: $l'_b = \frac{T_d}{A_s \cdot f_{yd}} \cdot l_b$, on:

$$A_s \cdot f_{yd} = 81,96Tn \text{ (6 barres } \text{Ø}20\text{)};$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 = 15 \cdot 2,00^2 = 60cm > \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = 50cm.$$

$$\text{Per tant: } l'_b = \frac{13,22Tn}{81,96Tn} \cdot 60cm \approx 10cm$$

No serà necessari ancorar l'armadura, ja que $[l'_b < 0,50 \cdot h = 60cm]$. Per tant, aquesta es col·locarà de costat a costat del fonament, en tot l'ample [a] i [b].



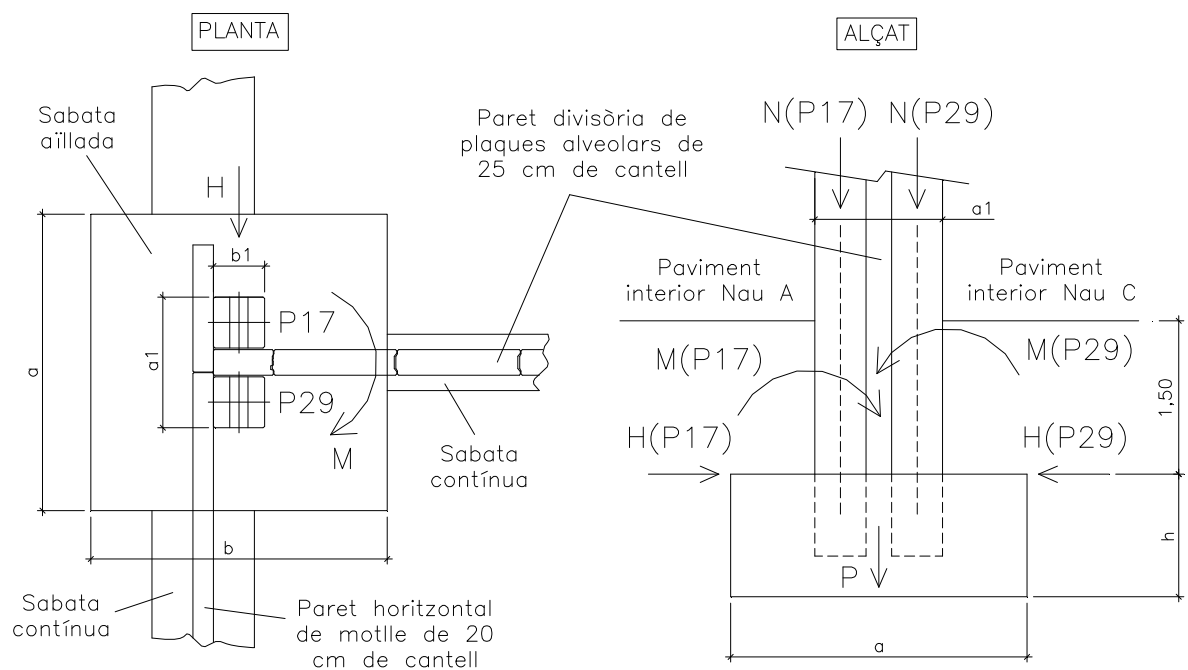
GRUP DE FONAMENTACIÓ 7 (GF7) – Pilars: P17+P29 i P28+P39.

Aquesta sabata agrupa dos pilars, encara que a l'hora de realitzar el càlcul es considerarà una única càrrega centrada [N], ja que la distància que els separa és molt petita (paret divisòria de 25 cm). Per tant no es calcula com una sabata combinada. Els esforços horitzontals [H] i els moments flectors [M] de cada pilar són oposats, és a dir, actuen en la mateixa direcció, però en sentit contrari. En tot cas, s'adoptaran els valors més desfavorables a l'hora de realitzar el càlcul. Per tant:

$$H = 25,42 \text{ kN} = 2,54 \text{ Tn};$$

$$N = 1.231,78 \text{ kN} = 123,18 \text{ Tn};$$

$$M = 125,66 \text{ kN}\cdot\text{m} = 12,57 \text{ Tn}\cdot\text{m}.$$



(NOTA) En el pilar P28+P39 la distància entre la part superior de la sabata i la base del paviment interior de la nau és, per una banda d'1,40 m (Nau B), i per l'altra de 0,40 m (Nau C). De totes maneres, aquesta dada no intervé en el càlcul pel tipus de consideracions que s'han establert.



Per tal de realitzar la comprovació a tensió, aquesta sabata de fonamentació es comprovarà a partir de les següents dimensions:

$$a = 2,90 \text{ m}; b = 2,90 \text{ m}; h = 1,20 \text{ m}; a_1 = 1,25 \text{ m}; b_1 = 0,50 \text{ m}.$$

Aquests valors formen un pes propi del fonament: $P = 25,23 \text{ Tn}$.

El tancament exterior té un pes de $0,40 \text{ Tn/m}^2$, amb una alçada màxima de $12,80 \text{ m}$.

La paret divisòria de 25 cm en té un de $0,22 \text{ Tn/m}^2$, amb una alçada màxima de $13,00 \text{ m}$. Aquesta paret divisòria recolzarà part del seu pes en les sabates aïllades. Però aquest fet no crearà una excentricitat afegida en la fonamentació, i si la crea serà del tot menyspreable, ja que el tancament està totalment centrat. Així que, únicament augmentarà les càrregues verticals.

Amb aquestes dades es calcula l'excentricitat:

$$e = \frac{M}{N + P} = \frac{12,57\text{Tn} \cdot m + 1,20\text{m} \cdot 2,54\text{Tn}}{123,18\text{Tn} + 25,23\text{Tn} + 19,74\text{Tn}} = 0,09\text{m} < \frac{a}{6} = 0,48\text{m}$$

Per tant:

$$\sigma = \frac{N + P}{a \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot a^2} = \frac{123,18\text{Tn} + 25,23\text{Tn} + 19,74\text{Tn}}{2,90\text{m} \cdot 2,90\text{m}} \pm \frac{6 \cdot (12,57\text{Tn} \cdot m + 1,20\text{m} \cdot 2,54\text{Tn})}{2,90\text{m} \cdot (2,90\text{m})^2}$$

$$\sigma_{1,\text{màx}} = 23,84\text{Tn/m}^2 = 2,39\text{kp/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 2,40\text{kp/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{2,\text{mín}} = 16,15\text{Tn/m}^2 = 1,62\text{kp/cm}^2$$

Comprovació a bolcada:

$$(N + P) \cdot \frac{a}{2} \geq (M + H \cdot z) \cdot \gamma_E$$

$$(123,18\text{Tn} + 25,23\text{Tn} + 19,74\text{Tn}) \cdot \frac{2,90}{2} \geq (12,57\text{Tn} \cdot m + 2,54\text{Tn} \cdot 1,20\text{m}) \cdot 1,80$$

$$243,81\text{Tn} \cdot m \geq 28,12\text{Tn} \cdot m \quad \text{OK!}$$



Comprovació a lliscament:

$$(N + P) \cdot \operatorname{tg} \varphi_d \geq \gamma \cdot H$$

$$(123,18Tn + 25,23Tn + 19,74Tn) \cdot \operatorname{tg} \frac{2}{3} 30^\circ \geq 1,50 \cdot 2,54Tn$$

$$168,15Tn \geq 3,82Tn \quad \text{OK!}$$

El moment per tal d'obtenir l'armat necessari per a la sabata serà el següent:

$$M = (\sigma_{\max} - \sigma_{pp}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{a - a_1}{2} + 0,15 \cdot a_1 \right)^2, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata.}$$

$$M = \left(23,84 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2} \right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{2,90m - 1,25m}{2} + 0,15 \cdot 1,25m \right)^2 = 10,68Tn \cdot m$$

Igual que en els GF anteriors, segons els criteris d'armadura mínima per ruptura fràgil i d'armadura mínima per retracció i variacions tèrmiques, s'adoptarà un engrallat de Ø20 a 15 cm, de manera que es disposen unes 6 barres per metre lineal d'acer B-500-S (18,85 cm² > 17,44 cm²).

Comprovació a tallant:

Tal com s'ha exposat anteriorment, no és necessari armar a tallant.

Ancoratge:

D'acord amb la "EHE-08", la longitud d'ancoratge per un esforç en la barra és el següent:

$$T_d = R_d \cdot \frac{v + 0,15 \cdot a_1 - 0,25 \cdot h}{0,85 \cdot h}, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata, i on:}$$

$$R_d = (\sigma_{\max} - \sigma_{pp}) \cdot 0,50 \cdot h \cdot \gamma = \left(23,84 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2} \right) \cdot 0,50 \cdot 1,20m \cdot 1,60 = 20,01Tn.$$

$$\text{Per tant: } T_d = 20,01Tn \cdot \frac{0,83m + 0,15 \cdot 1,25m - 0,25 \cdot 1,20m}{0,85 \cdot 1,20m} = 13,98Tn,$$



situat a $[0,50 \cdot h]$ de l'extrem del fonament. Aleshores: $l'_b = \frac{T_d}{A_s \cdot f_{yd}} \cdot l_b$, on:

$$A_s \cdot f_{yd} = 81,96Tn \text{ (6 barres } \varnothing 20\text{)};$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 = 15 \cdot 2,00^2 = 60cm > \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = 50cm .$$

$$\text{Per tant: } l'_b = \frac{13,98Tn}{81,96Tn} \cdot 60cm \approx 15cm$$

No serà necessari ancorar l'armadura, ja que $[l'_b < 0,50 \cdot h = 60cm]$. Per tant, aquesta es col·locarà de costat a costat del fonament, en tot l'ample [a] i [b].

GRUP DE FONAMENTACIÓ 8 (GF8) – Pilars: P18+P30 – P21+P33 i P24+P35 – P27+P38.

Per calcular el GF8 es seguiran els mateixos criteris que s'han establert en el GF7. Sabata aïllada que agrupa dos pilars que es consideren com un de sol, amb esforços tallants i moments flectors oposats. Per tant:

$$H = 56,07 \text{ kN} = 5,61 \text{ Tn};$$

$$N = 2.883,13 \text{ kN} = 288,32 \text{ Tn};$$

$$M = 292,91 \text{ kN}\cdot\text{m} = 29,29 \text{ Tn}\cdot\text{m}.$$

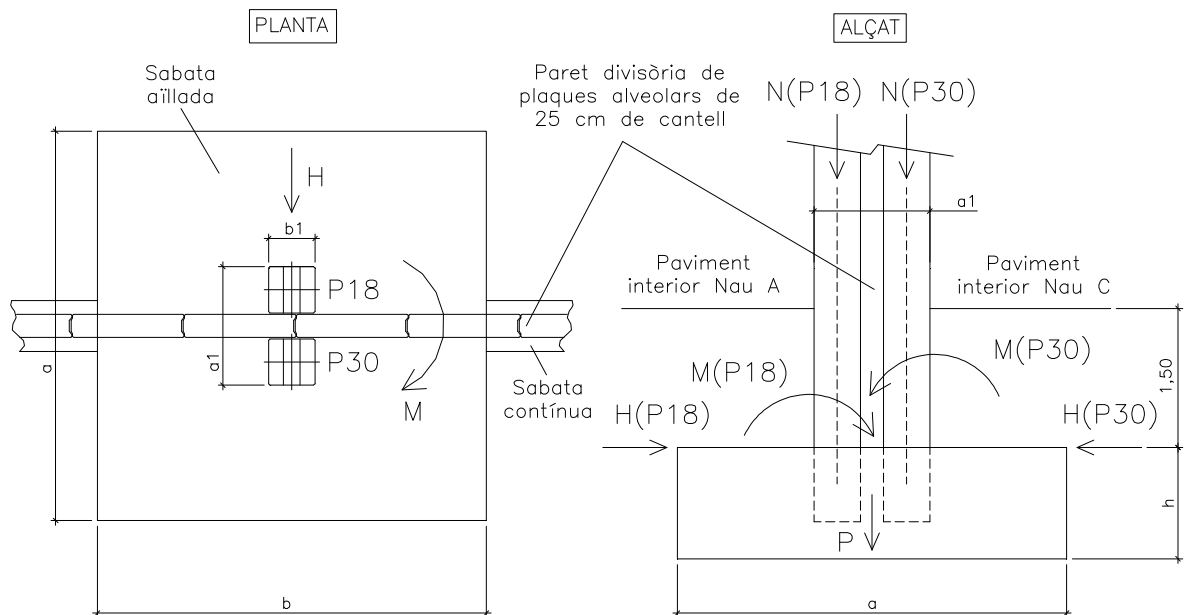
Per tal de realitzar la comprovació a tensió, aquesta sabata de fonamentació es comprovarà a partir de les següents dimensions:

$$a = 4,10 \text{ m}; b = 4,10 \text{ m}; h = 1,20 \text{ m}; a_1 = 1,25 \text{ m}; b_1 = 0,50 \text{ m}.$$

Aquests valors formen un pes propi del fonament: $P = 50,43 \text{ Tn}$.

La paret divisòria de 25 cm té un pes de $0,22 \text{ Tn/m}^2$, amb una alçada màxima de 13,00 m





(NOTA) La distància d'1,50 m, entre la part superior de la sabata i la base del paviment interior de les naus, correspon als pilars P18+P30 i P19+P31. En els pilars P20+P32 i P21+P33 aquesta distància és de 0,40 m. Per últim, en el grup de pilars P24+P35 – P27+P38 serà, per una banda d'1,40 m (Nau B), i per l'altra de 0,40 m (Nau C). De totes maneres, aquesta dada no intervé en el càlcul pel tipus de consideracions que s'han establert.

Amb aquestes dades es calcula l'excentricitat:

$$e = \frac{M}{N + P} = \frac{29,29Tn \cdot m + 1,20m \cdot 5,61Tn}{288,32Tn + 50,43Tn + 11,78Tn} = 0,10m < \frac{a}{6} = 0,68m$$

Per tant:

$$\sigma = \frac{N + P}{a \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot a^2} = \frac{288,32Tn + 50,43Tn + 11,78Tn}{4,10m \cdot 4,10m} \pm \frac{6 \cdot (29,29Tn \cdot m + 1,20m \cdot 5,61Tn)}{4,10m \cdot (4,10m)^2}$$

$$\sigma_{1,m\grave{a}x} = 23,99Tn / m^2 = 2,40kp / cm^2 \leq \sigma_{adm} = 2,40kp / cm^2 \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{2,m\grave{i}n} = 17,72Tn / m^2 = 1,77kp / cm^2$$



Comprovació a bolcada:

$$(N + P) \cdot \frac{a}{2} \geq (M + H \cdot z) \cdot \gamma_E$$

$$(288,32Tn + 50,43Tn + 11,78Tn) \cdot \frac{4,10}{2} \geq (29,29Tn \cdot m + 5,61Tn \cdot 1,20m) \cdot 1,80$$

$$718,57Tn \cdot m \geq 64,84Tn \cdot m \quad \text{OK!}$$

Comprovació a lliscament:

$$(N + P) \cdot \text{tg} \varphi_d \geq \gamma \cdot H$$

$$(288,32Tn + 50,43Tn + 11,78Tn) \cdot \text{tg} \frac{2}{3} 30^\circ \geq 1,50 \cdot 5,61Tn$$

$$350,53Tn \geq 8,42Tn \quad \text{OK!}$$

El moment per tal d'obtenir l'armat necessari per a la sabata serà el següent:

$$M = (\sigma_{\max} - \sigma_{pp}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{a - a_1}{2} + 0,15 \cdot a_1 \right)^2, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata.}$$

$$M = \left(23,99 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2} \right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{4,10m - 1,25m}{2} + 0,15 \cdot 1,25m \right)^2 = 27,29Tn \cdot m$$

Igual que en els GF anteriors, segons els criteris d'armadura mínima per ruptura fràgil i d'armadura mínima per retracció i variacions tèrmiques, s'adoptarà un engraellat de Ø20 a 15 cm, de manera que es disposen unes 6 barres per metre lineal d'acer B-500-S ($18,85 \text{ cm}^2 > 17,44 \text{ cm}^2$).

Comprovació a tallant:

Tal com s'ha exposat anteriorment, no és necessari armar a tallant.



Ancoratge:

D'acord amb la "EHE-08", la longitud d'ancoratge per un esforç en la barra és el següent:

$$T_d = R_d \cdot \frac{v + 0,15 \cdot a_1 - 0,25 \cdot h}{0,85 \cdot h}, \text{ es calcula per unitat d'amplada de sabata, i on:}$$

$$R_d = (\sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{pp}) \cdot 0,50 \cdot h \cdot \gamma = (23,99 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2}) \cdot 0,50 \cdot 1,20m \cdot 1,60 = 20,15Tn.$$

$$\text{Per tant: } T_d = 20,15Tn \cdot \frac{1,43m + 0,15 \cdot 1,25m - 0,25 \cdot 1,20m}{0,85 \cdot 1,20m} = 25,93Tn,$$

situat a $[0,50 \cdot h]$ de l'extrem del fonament. Aleshores: $l'_b = \frac{T_d}{A_s \cdot f_{yd}} \cdot l_b$, on:

$$A_s \cdot f_{yd} = 81,96Tn \text{ (6 barres } \varnothing 20\text{)};$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 = 15 \cdot 2,00^2 = 60cm > \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = 50cm.$$

$$\text{Per tant: } l'_b = \frac{25,93Tn}{81,96Tn} \cdot 60cm \approx 20cm$$

No serà necessari ancorar l'armadura, ja que $[l'_b < 0,50 \cdot h = 60cm]$. Per tant, aquesta es col·locarà de costat a costat del fonament, en tot l'amplada $[a]$ i $[b]$.

GRUP DE FONAMENTACIÓ 9 (GF9) – Pilars: P22+P23+P34.

Sabata aïllada que agrupa tres pilars que es consideren com un de sol. Per tant, a l'hora de realitzar el càlcul es considerarà una única càrrega centrada $[N]$, la suma dels tres pilars, ja que la distància que els separa és molt petita (paret divisòria de 25 cm). Els esforços horitzontals $[H]$ i els moments flectors $[M]$ dels pilars P22 i P23 actuen en el mateix sentit i direcció, per tant es sumen. En canvi, els esforços horitzontals $[H]$ i els moments flectors $[M]$ d'aquests dos pilars són oposats amb els del pilar P34, és a dir, actuen en la mateixa direcció, però en sentit contrari. En tot cas, es sumaran les accions



del P22 i P23 i es compararan amb les del P34. Finalment s'adoptaran els valors més desfavorables a l'hora de realitzar el càlcul. Per tant:

$$H = 43,12 \text{ kN} = 4,31 \text{ Tn};$$

$$N = 2.974,20 \text{ kN} = 297,42 \text{ Tn};$$

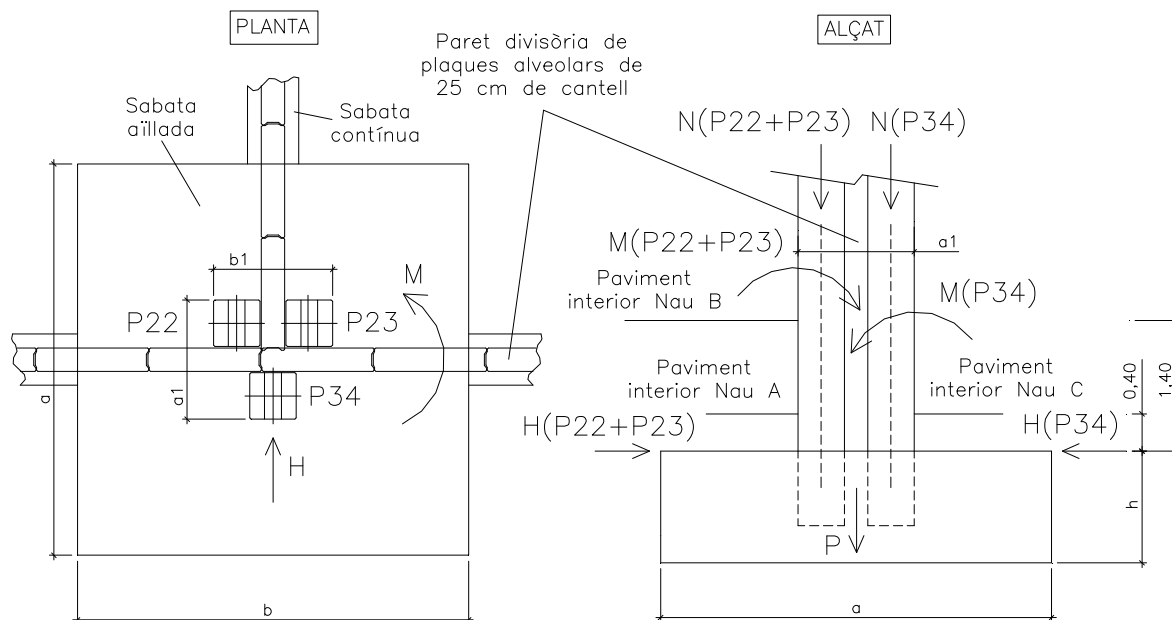
$$M = 276,60 \text{ kN}\cdot\text{m} = 27,66 \text{ Tn}\cdot\text{m}.$$

Per tal de realitzar la comprovació a tensió, aquesta sabata de fonamentació es comprovarà a partir de les següents dimensions:

$$a = 4,20 \text{ m}; b = 4,20 \text{ m}; h = 1,20 \text{ m}; a_1 = 1,25 \text{ m}; b_1 = 1,25 \text{ m}.$$

Aquests valors formen un pes propi del fonament: $P = 52,92 \text{ Tn}$.

A part, la paret divisòria de 25 cm té un pes de $0,22 \text{ Tn/m}^2$, amb una alçada màxima de 13,00 m.



Amb aquestes dades es calcula l'excentricitat:

$$e = \frac{M}{N + P} = \frac{27,66Tn \cdot m + 1,20m \cdot 4,31Tn}{297,42Tn + 52,92Tn + 18,82Tn} = 0,09m < \frac{a}{6} = 0,70m$$

Per tant:

$$\sigma = \frac{N + P}{a \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot a^2} = \frac{297,42Tn + 52,92Tn + 18,82Tn}{4,20m \cdot 4,20m} \pm \frac{6 \cdot (27,66Tn \cdot m + 1,20m \cdot 4,31Tn)}{4,20m \cdot (4,20m)^2}$$

$$\sigma_{1,m\grave{a}x} = 23,59Tn / m^2 = 2,36kp / cm^2 < \sigma_{adm} = 2,40kp / cm^2 \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{2,m\grave{i}n} = 18,27Tn / m^2 = 1,83kp / cm^2$$

Comprovació a bolcada:

$$(N + P) \cdot \frac{a}{2} \geq (M + H \cdot z) \cdot \gamma_E$$

$$(297,42Tn + 52,92Tn + 18,82Tn) \cdot \frac{4,20}{2} \geq (27,66Tn \cdot m + 4,31Tn \cdot 1,20m) \cdot 1,80$$

$$775,24Tn \cdot m \geq 59,10Tn \cdot m \quad \text{OK!}$$

Comprovació a lliscament:

$$(N + P) \cdot tg \varphi_d \geq \gamma \cdot H$$

$$(297,42Tn + 52,92Tn + 18,82Tn) \cdot tg \frac{2}{3} 30^\circ \geq 1,50 \cdot 4,31Tn$$

$$369,16Tn \geq 6,47Tn \quad \text{OK!}$$

El moment per tal d'obtenir l'armat necessari per a la sabata serà el següent:

$$M = (\sigma_{m\grave{a}x} - \sigma_{pp}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{a - a_1}{2} + 0,15 \cdot a_1 \right)^2, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata.}$$



$$M = \left(23,59 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2} \right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{4,20m - 1,25m}{2} + 0,15 \cdot 1,25m \right)^2 = 28,45Tn \cdot m$$

Igual que en els GF anteriors, segons els criteris d'armadura mínima per ruptura fràgil i d'armadura mínima per retracció i variacions tèrmiques, s'adoptarà un engraellat de Ø20 a 15 cm, de manera que es disposen unes 6 barres per metre lineal d'acer B-500-S (18,85 cm² > 17,44 cm²).

Comprovació a tallant:

Tal com s'ha exposat anteriorment, no és necessari armar a tallant.

Ancoratge:

D'acord amb la "EHE-08", la longitud d'ancoratge per un esforç en la barra és el següent:

$$T_d = R_d \cdot \frac{v + 0,15 \cdot a_1 - 0,25 \cdot h}{0,85 \cdot h}, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata, i on:}$$

$$R_d = (\sigma_{\max} - \sigma_{pp}) \cdot 0,50 \cdot h \cdot \gamma = \left(23,59 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2} \right) \cdot 0,50 \cdot 1,20m \cdot 1,60 = 19,77Tn.$$

$$\text{Per tant: } T_d = 19,77Tn \cdot \frac{1,48m + 0,15 \cdot 1,25m - 0,25 \cdot 1,20m}{0,85 \cdot 1,20m} = 26,40Tn,$$

situat a $[0,50 \cdot h]$ de l'extrem del fonament. Aleshores: $l'_b = \frac{T_d}{A_s \cdot f_{yd}} \cdot l_b$, on:

$$A_s \cdot f_{yd} = 81,96Tn \text{ (6 barres } \text{Ø}20\text{)};$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 = 15 \cdot 2,00^2 = 60cm > \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = 50cm.$$

$$\text{Per tant: } l'_b = \frac{26,40Tn}{81,96Tn} \cdot 60cm \approx 20cm$$

No serà necessari ancorar l'armadura, ja que $[l'_b < 0,50 \cdot h = 60cm]$. Per tant, aquesta es col·locarà de costat a costat del fonament, en tot l'ample [a] i [b].



GRUP DE FONAMENTACIÓ 10 (GF10) – Pilars: P42 i P43.

$$H = 17,25 \text{ kN} = 1,73 \text{ Tn};$$

$$N = 147,93 \text{ kN} = 14,80 \text{ Tn};$$

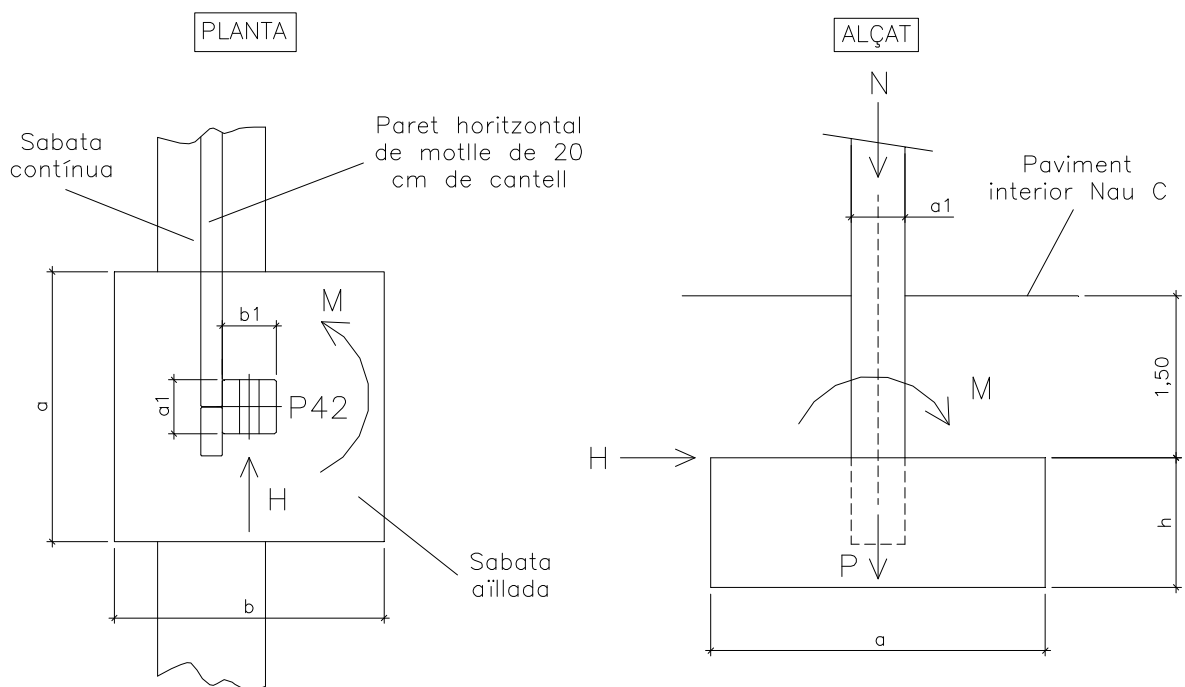
$$M = 101,44 \text{ kN}\cdot\text{m} = 10,15 \text{ Tn}\cdot\text{m}.$$

Per tal de realitzar la comprovació a tensió, aquesta sabata de fonamentació es comprovarà a partir de les següents dimensions:

$$a = 2,40 \text{ m}; b = 2,40 \text{ m}; h = 1,20 \text{ m}; a_1 = 0,50 \text{ m}; b_1 = 0,50 \text{ m}.$$

Aquests valors formen un pes propi del fonament: $P = 17,28 \text{ Tn}$.

El tancament exterior té un pes de $0,40 \text{ Tn/m}^2$, amb una alçada màxima de $12,80 \text{ m}$.



(NOTA) La distància d'1,50 m, entre la part superior de la sabata i la base del paviment interior de la Nau C, correspon al pilar P42. En el pilar P43 aquesta distància és de 0,40 m. De totes maneres, aquesta dada no intervé en el càlcul pel tipus de consideracions que s'han establert.



Amb aquestes dades es calcula l'excentricitat:

$$e = \frac{M}{N + P} = \frac{10,15Tn \cdot m + 1,20m \cdot 1,73Tn}{14,80Tn + 17,28Tn + 8,96Tn} = 0,30m < \frac{a}{6} = 0,40m$$

Per tant:

$$\sigma = \frac{N + P}{a \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot a^2} = \frac{14,80Tn + 17,28Tn + 8,96Tn}{2,40m \cdot 2,40m} \pm \frac{6 \cdot (10,15Tn \cdot m + 1,20m \cdot 1,73Tn)}{2,40m \cdot (2,40m)^2}$$

$$\sigma_{1,\max} = 12,44Tn / m^2 = 1,25kp / cm^2 < \sigma_{adm} = 2,40kp / cm^2 \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{2,\min} = 1,82Tn / m^2 = 0,18kp / cm^2$$

Comprovació a bolcada:

$$(N + P) \cdot \frac{a}{2} \geq (M + H \cdot z) \cdot \gamma_E$$

$$(14,80Tn + 17,28Tn + 8,96Tn) \cdot \frac{2,40}{2} \geq (10,15Tn \cdot m + 1,73Tn \cdot 1,20m) \cdot 1,80$$

$$49,25Tn \cdot m \geq 22,01Tn \cdot m \quad \text{OK!}$$

Comprovació a lliscament:

$$(N + P) \cdot \text{tg} \varphi_d \geq \gamma \cdot H$$

$$(14,80Tn + 17,28Tn + 8,96Tn) \cdot \text{tg} \frac{2}{3} 30^\circ \geq 1,50 \cdot 1,73Tn$$

$$41,05Tn \geq 2,60Tn \quad \text{OK!}$$

El moment per tal d'obtenir l'armat necessari per a la sabata serà el següent:

$$M = (\sigma_{\max} - \sigma_{pp}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{a - a_1}{2} + 0,15 \cdot a_1 \right)^2, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata.}$$



$$M = \left(12,44 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2} \right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{2,40m - 0,50m}{2} + 0,15 \cdot 0,50m \right)^2 = 4,96Tn \cdot m$$

Igual que en els GF anteriors, segons els criteris d'armadura mínima per ruptura fràgil i d'armadura mínima per retracció i variacions tèrmiques, s'adoptarà un engraellat de Ø20 a 15 cm, de manera que es disposen unes 6 barres per metre lineal d'acer B-500-S ($18,85 \text{ cm}^2 > 17,44 \text{ cm}^2$).

Comprovació a tallant:

Tal com s'ha exposat anteriorment, no és necessari armar a tallant.

Ancoratge:

D'acord amb la "EHE-08", la longitud d'ancoratge per un esforç en la barra és el següent:

$$T_d = R_d \cdot \frac{v + 0,15 \cdot a_1 - 0,25 \cdot h}{0,85 \cdot h}, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata, i on:}$$

$$R_d = (\sigma_{\max} - \sigma_{pp}) \cdot 0,50 \cdot h \cdot \gamma = \left(12,44 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2} \right) \cdot 0,50 \cdot 1,20m \cdot 1,60 = 9,06Tn.$$

$$\text{Per tant: } T_d = 9,06Tn \cdot \frac{0,95m + 0,15 \cdot 0,50m - 0,25 \cdot 1,20m}{0,85 \cdot 1,20m} = 6,44Tn,$$

$$\text{situat a } [0,50 \cdot h] \text{ de l'extrem del fonament. Aleshores: } l'_b = \frac{T_d}{A_s \cdot f_{yd}} \cdot l_b, \text{ on:}$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 81,96Tn \text{ (6 barres } \varnothing 20\text{)};$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 = 15 \cdot 2,00^2 = 60cm > \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = 50cm.$$

$$\text{Per tant: } l'_b = \frac{6,44Tn}{81,96Tn} \cdot 60cm \approx 5cm$$

No serà necessari ancorar l'armadura, ja que $[l'_b < 0,50 \cdot h = 60cm]$. Per tant, aquesta es col·locarà de costat a costat del fonament, en tot l'ample [a] i [b].



GRUP DE FONAMENTACIÓ 11 (GF11) – Pilars de cantonada Façana Sud: P48 i P58.

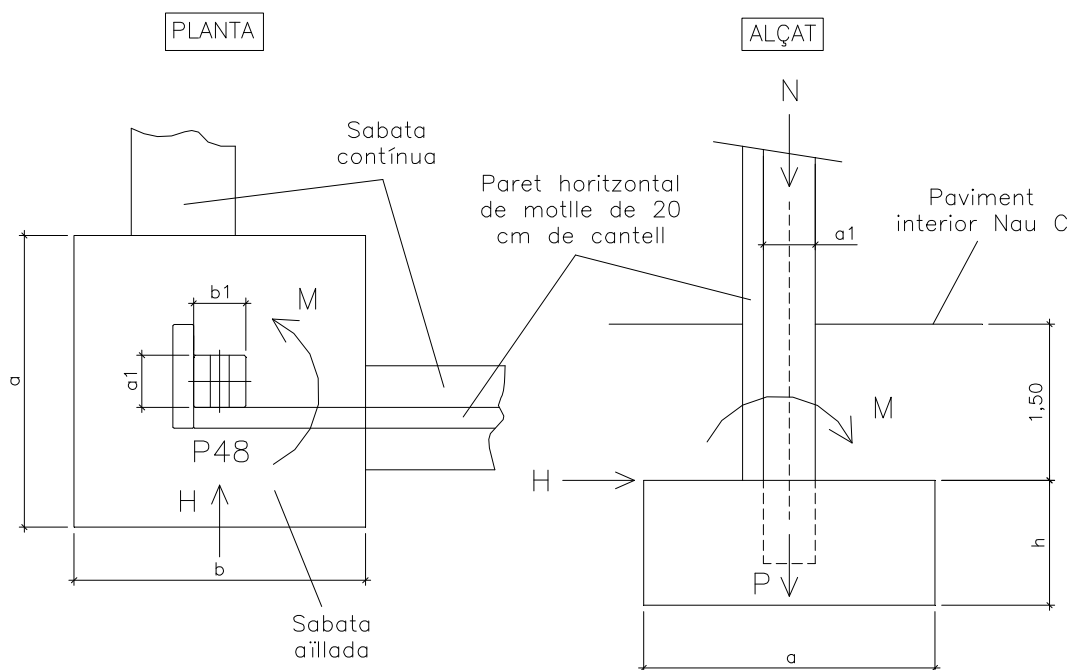
Els grups de fonamentació de la Façana Nord, igual que els de la Façana Sud, estaran formats per sabates aïllades travades entre sí per una sabata contínua, que servirà de recolzament per la paret de motlle horitzontal. Aquest tancament exterior, per tant, també recolzarà part del seu pes en les sabates aïllades. Això crearà una certa excentricitat afegida que provocarà un moment flector. Aquest actuarà compensant el produït per l'acció del vent. En tot cas, serà menyspreable.

Les càrregues més desfavorables d'aquest grup són:

$$H = 20,83 \text{ kN} = 2,09 \text{ Tn};$$

$$N = 1.044,61 \text{ kN} = 104,46 \text{ Tn};$$

$$M = 106,33 \text{ kN}\cdot\text{m} = 10,64 \text{ Tn}\cdot\text{m}.$$



(NOTA) La distància d'1,50 m, entre la part superior de la sabata i la base del paviment interior de la Nau C, correspon al pilar P48. En el pilar P58 aquesta distància és de 0,40 m.



Per tal de realitzar la comprovació a tensió, aquesta sabata de fonamentació es comprovarà a partir de les següents dimensions:

$$a = 2,80 \text{ m}; b = 2,80 \text{ m}; h = 1,20 \text{ m}; a_1 = 0,50 \text{ m}; b_1 = 0,50 \text{ m}.$$

Aquests valors formen un pes propi del fonament: $P = 23,52 \text{ Tn}$.

El tancament exterior té un pes de $0,40 \text{ Tn/m}^2$, amb una alçada màxima de $12,80 \text{ m}$.

Amb aquestes dades es calcula l'excentricitat:

$$e = \frac{M}{N + P} = \frac{10,64\text{Tn} \cdot m + 1,20\text{m} \cdot 2,09\text{Tn}}{104,46\text{Tn} + 23,52\text{Tn} + 13,57\text{Tn}} = 0,09\text{m} < \frac{a}{6} = 0,47\text{m}$$

Per tant:

$$\sigma = \frac{N + P}{a \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot a^2} = \frac{104,46\text{Tn} + 23,52\text{Tn} + 13,57\text{Tn}}{2,80\text{m} \cdot 2,80\text{m}} \pm \frac{6 \cdot (10,64\text{Tn} \cdot m + 1,20\text{m} \cdot 2,09\text{Tn})}{2,80\text{m} \cdot (2,80\text{m})^2}$$

$$\sigma_{1,\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 21,65\text{Tn/m}^2 = 2,17\text{kp/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 2,40\text{kp/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{2,\text{m}\acute{\text{i}}\text{n}} = 14,46\text{Tn/m}^2 = 1,45\text{kp/cm}^2$$

Comprovació a bolcada:

$$(N + P) \cdot \frac{a}{2} \geq (M + H \cdot z) \cdot \gamma_E$$

$$(104,46\text{Tn} + 23,52\text{Tn} + 13,57\text{Tn}) \cdot \frac{2,80}{2} \geq (10,64\text{Tn} \cdot m + 2,09\text{Tn} \cdot 1,20\text{m}) \cdot 1,80$$

$$198,17\text{Tn} \cdot m \geq 23,67\text{Tn} \cdot m \quad \text{OK!}$$

Comprovació a lliscament:

$$(N + P) \cdot \text{tg} \varphi_d \geq \gamma \cdot H$$

$$(104,46\text{Tn} + 23,52\text{Tn} + 13,57\text{Tn}) \cdot \text{tg} \frac{2}{3} 30^\circ \geq 1,50 \cdot 2,09\text{Tn}$$



$$141,55Tn \geq 3,14Tn \quad \text{OK!}$$

El moment per tal d'obtenir l'armat necessari per a la sabata serà el següent:

$$M = (\sigma_{m\grave{a}x} - \sigma_{pp}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{a - a_1}{2} + 0,15 \cdot a_1 \right)^2, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata.}$$

$$M = \left(21,65 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2} \right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{2,80m - 0,50m}{2} + 0,15 \cdot 0,50m \right)^2 = 14,00Tn \cdot m$$

Igual que en els GF anteriors, segons els criteris d'armadura mínima per ruptura fràgil i d'armadura mínima per retracció i variacions tèrmiques, s'adoptarà un engraellat de Ø20 a 15 cm, de manera que es disposen unes 6 barres per metre lineal d'acer B-500-S (18,85 cm² > 17,44 cm²).

Comprovació a tallant:

Tal com s'ha exposat anteriorment, no és necessari armar a tallant.

Ancoratge:

D'acord amb la "EHE-08", la longitud d'ancoratge per un esforç en la barra és el següent:

$$T_d = R_d \cdot \frac{v + 0,15 \cdot a_1 - 0,25 \cdot h}{0,85 \cdot h}, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata, i on:}$$

$$R_d = (\sigma_{m\grave{a}x} - \sigma_{pp}) \cdot 0,50 \cdot h \cdot \gamma = \left(21,65 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2} \right) \cdot 0,50 \cdot 1,20m \cdot 1,60 = 17,91Tn.$$

$$\text{Per tant: } T_d = 17,91Tn \cdot \frac{1,15m + 0,15 \cdot 0,50m - 0,25 \cdot 1,20m}{0,85 \cdot 1,20m} = 16,24Tn,$$

situat a $[0,50 \cdot h]$ de l'extrem del fonament. Aleshores: $l'_b = \frac{T_d}{A_s \cdot f_{yd}} \cdot l_b$, on:

$$A_s \cdot f_{yd} = 81,96Tn \text{ (6 barres } \text{Ø}20\text{);}$$



$$l_b = m \cdot \phi^2 = 15 \cdot 2,00^2 = 60\text{cm} > \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = 50\text{cm}.$$

$$\text{Per tant: } l'_b = \frac{16,24\text{Tn}}{81,96\text{Tn}} \cdot 60\text{cm} \approx 15\text{cm}$$

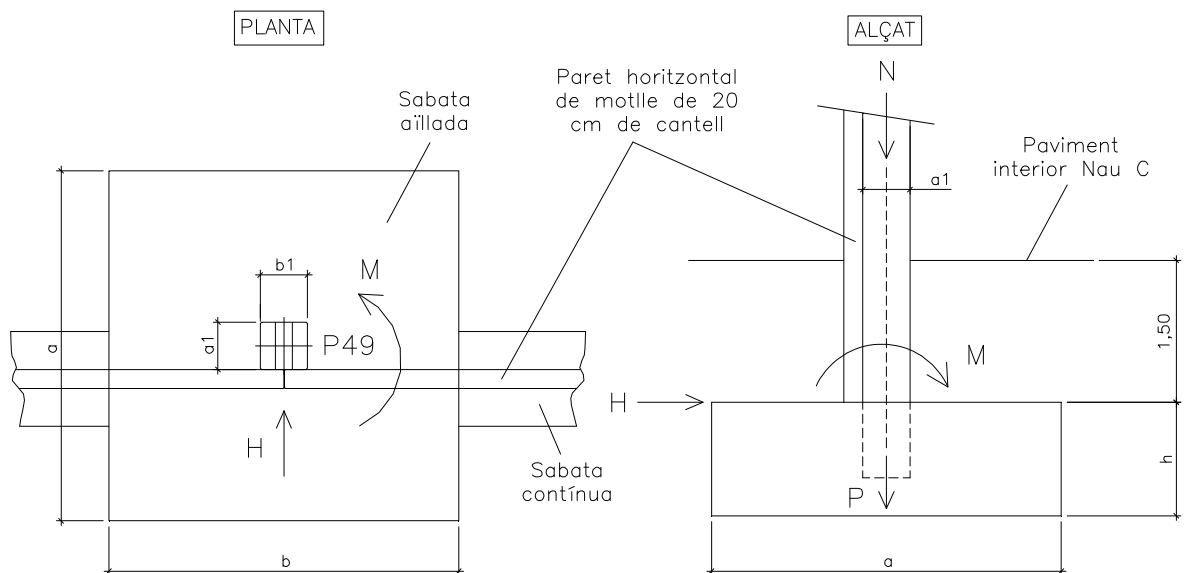
No serà necessari ancorar l'armadura, ja que $[l'_b < 0,50 \cdot h = 60\text{cm}]$. Per tant, aquesta es col·locarà de costat a costat del fonament, en tot l'ample [a] i [b].

GRUP DE FONAMENTACIÓ 12 (GF12) – Pilars Façana Sud: P49 – P57.

$$H = 50,40 \text{ kN} = 5,04 \text{ Tn};$$

$$N = 1.880,22 \text{ kN} = 188,02 \text{ Tn};$$

$$M = 288,50 \text{ kN}\cdot\text{m} = 28,85 \text{ Tn}\cdot\text{m}.$$



(NOTA) La distància d'1,50 m, entre la part superior de la sabata i la base del paviment interior de la Nau C, correspon al grup de pilars P49 – P53. En els pilars P54 – P57 aquesta



distància és de 0,40 m. De totes maneres, aquesta dada no intervé en el càlcul pel tipus de consideracions que s'han establert.

Per tal de realitzar la comprovació a tensió, aquesta sabata de fonamentació es comprovarà a partir de les següents dimensions:

$a = 3,60 \text{ m}$; $b = 3,60 \text{ m}$; $h = 1,20 \text{ m}$; $a_1 = 0,50 \text{ m}$; $b_1 = 0,50 \text{ m}$.

Aquests valors formen un pes propi del fonament: $P = 38,88 \text{ Tn}$.

El tancament exterior té un pes de $0,40 \text{ Tn/m}^2$, amb una alçada màxima de $12,80 \text{ m}$.

Amb aquestes dades es calcula l'excentricitat:

$$e = \frac{M}{N + P} = \frac{28,85\text{Tn} \cdot m + 1,20\text{m} \cdot 5,04\text{Tn}}{188,02\text{Tn} + 38,88\text{Tn} + 18,44\text{Tn}} = 0,14\text{m} < \frac{a}{6} = 0,60\text{m}$$

Per tant:

$$\sigma = \frac{N + P}{a \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot a^2} = \frac{188,02\text{Tn} + 38,88\text{Tn} + 18,44\text{Tn}}{3,60\text{m} \cdot 3,60\text{m}} \pm \frac{6 \cdot (28,85\text{Tn} \cdot m + 1,20\text{m} \cdot 5,04\text{Tn})}{3,60\text{m} \cdot (3,60\text{m})^2}$$

$$\sigma_{1,\text{màx}} = 23,42\text{Tn/m}^2 = 2,34\text{kp/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 2,40\text{kp/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{2,\text{mín}} = 14,44\text{Tn/m}^2 = 1,44\text{kp/cm}^2$$

Comprovació a bolcada:

$$(N + P) \cdot \frac{a}{2} \geq (M + H \cdot z) \cdot \gamma_E$$

$$(188,02\text{Tn} + 38,88\text{Tn} + 18,44\text{Tn}) \cdot \frac{3,60}{2} \geq (28,85\text{Tn} \cdot m + 5,04\text{Tn} \cdot 1,20\text{m}) \cdot 1,80$$

$$441,60\text{Tn} \cdot m \geq 62,82\text{Tn} \cdot m \quad \text{OK!}$$

Comprovació a lliscament:

$$(N + P) \cdot \text{tg} \varphi_d \geq \gamma \cdot H$$



$$(188,02Tn + 38,88Tn + 18,44Tn) \cdot tg \frac{2}{3} 30^\circ \geq 1,50 \cdot 5,04Tn$$

$$245,34Tn \geq 7,56Tn \quad \text{OK!}$$

El moment per tal d'obtenir l'armat necessari per a la sabata serà el següent:

$$M = (\sigma_{m\grave{a}x} - \sigma_{pp}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{a - a_1}{2} + 0,15 \cdot a_1 \right)^2, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata.}$$

$$M = \left(23,42 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2} \right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{3,60m - 0,50m}{2} + 0,15 \cdot 0,50m \right)^2 = 26,96Tn \cdot m$$

Igual que en els GF anteriors, segons els criteris d'armadura mínima per ruptura fràgil i d'armadura mínima per retracció i variacions tèrmiques, s'adoptarà un engraellat de Ø20 a 15 cm, de manera que es disposen unes 6 barres per metre lineal d'acer B-500-S (18,85 cm² > 17,44 cm²).

Comprovació a tallant:

Tal com s'ha exposat anteriorment, no és necessari armar a tallant.

Ancoratge:

D'acord amb la "EHE-08", la longitud d'ancoratge per un esforç en la barra és el següent:

$$T_d = R_d \cdot \frac{\gamma + 0,15 \cdot a_1 - 0,25 \cdot h}{0,85 \cdot h}, \text{ es calcula per unitat d'ample de sabata, i on:}$$

$$R_d = (\sigma_{m\grave{a}x} - \sigma_{pp}) \cdot 0,50 \cdot h \cdot \gamma = \left(23,42 \frac{Tn}{m^2} - 3,00 \frac{Tn}{m^2} \right) \cdot 0,50 \cdot 1,20m \cdot 1,60 = 19,60Tn.$$

$$\text{Per tant: } T_d = 19,60Tn \cdot \frac{1,55m + 0,15 \cdot 0,50m - 0,25 \cdot 1,20m}{0,85 \cdot 1,20m} = 25,47Tn,$$

situat a $[0,50 \cdot h]$ de l'extrem del fonament. Aleshores: $l'_b = \frac{T_d}{A_s \cdot f_{yd}} \cdot l_b$, on:



$$A_s \cdot f_{yd} = 81,96Tn \text{ (6 barres } \emptyset 20\text{)};$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 = 15 \cdot 2,00^2 = 60cm > \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = 50cm .$$

$$\text{Per tant: } l'_b = \frac{25,47Tn}{81,96Tn} \cdot 60cm \approx 20cm$$

No serà necessari ancorar l'armadura, ja que $[l'_b < 0,50 \cdot h = 60cm]$. Per tant, aquesta es col·locarà de costat a costat del fonament, en tot l'ample [a] i [b].



A continuació es presenta una taula resum amb les dimensions de les sabates de tots els Grups de Fonamentació (GF):

GF	PILARS	CÀRREGUES APLICADES	a [m]	b [m]	h [m]
1	P1 i P12	H=28,07 kN N=557,19 kN M=134,41 kN·m	2,40	2,40	1,20
2	P2 – P5 i P8 – P11	H=58,04 kN N=1.047,08 kN M=294,68 kN·m	3,10	3,10	1,20
3	P6+P7	H=44,96 kN N=1.152,32 kN M=230,00 kN·m	3,10	3,10	1,20
4	P13 i P16 P14 i P15	H=8,16 kN N=651,43 kN M=54,26 kN·m	2,15 2,00	2,15 2,00	1,20 1,20
5	P40 – P41	H=8,50 kN N=535,75 kN M=56,45 kN·m	1,90	1,90	1,20
6	P44 – P47	H=16,60 kN N=776,66 kN M=95,30 kN·m	2,40	2,40	1,20



7	P17+P29 i P28+P39	H=25,42 kN N=1.231,78 kN M=125,66 kN·m	2,90	2,90	1,20
8	P18+P30 – P21+P33 i P24+P35 – P27+P38	H=56,07 kN N=2.864,93 kN M=292,91 kN·m	4,10	4,10	1,20
9	P22+P23+P34	H=43,12 kN N=2.974,20 kN M=276,60 kN·m	4,20	4,20	1,20
10	P42 i P43	H=17,25 kN N=147,93 kN M=101,44 kN·m	2,40	2,40	1,20
11	P48 i P58	H=20,83 kN N=1.044,61 kN M=106,33 kN·m	2,80	2,80	1,20
12	P49 – P57	H=50,40 kN N=1.880,22 kN M=288,50 kN·m	3,60	3,60	1,20



Totes les sabates aïllades d'aquesta fonamentació tenen el mateix cantell ($h=1,20$ m). Així que, realitzant els càlculs d'armadura mínima per ruptura fràgil i d'armadura mínima per retracció i variacions tèrmiques, s'obté que en totes les sabates es disposarà el mateix armat mínim. Aquest compleix sobradament tots els requeriments mecànics sol·licitats pels moments flectors considerats.

Segons aquests criteris, s'adoptarà un engraellat de $\varnothing 20$ a 15 cm, de manera que es disposen unes 6 barres per metre lineal d'acer B-500-S ($18,85 \text{ cm}^2 > 17,44 \text{ cm}^2$).

Aquest fet permet facilitar la posta en obra i evitar equivocacions a l'hora d'armar.

A part, no serà necessari ancorar l'armadura en cap sabata aïllada. Per tant, aquesta es col·locarà de costat a costat del fonament, en tot l'ample [a] i [b].

El $[r_{\min}]$ (recobriment mínim) serà de 3,50 cm, per un ambient de classe IIa.

El tipus de formigó utilitzat en aquesta fonamentació serà el HA-25/B/20/IIa.

Aquesta etiqueta indica que el formigó serà armat; de resistència característica $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$; amb una consistència Tova (B); format per un granulat amb una grandària màxima de 20 mm; i la classe d'exposició serà un ambient IIa, segons "l'EHE-08".

L'ambient IIa implica una màxima relació a/c de 0,60 i un mínim contingut de ciment de 275 Kg/m^3 .

Per últim, sota les sabates es disposarà una capa de neteja d'uns 10 cm de formigó pobre de subbase, amb una resistència característica $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$.

D'aquesta forma es compleixen totes les recomanacions constructives que s'han exposat al llarg d'aquest document.



