

1 ex
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT Genie-civil

المركز الوطني للعلوم والتقنية
الكتبة
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

R + 4 + Sous-Sol
Ossature métallique

Proposé par :

ENCC

Etudié par :

Benidir
Bendjeba

Dirigé par :

HAMOUTENE

PROMOTION : JUIN 85



Handwritten text, possibly a signature or date, located in the lower middle section of the page. The text is faint and difficult to decipher.

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et
de la recherche scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

Département de Génie-Civil

Projet de fin d'études

SUJET

Etude d'un bâtiment administratif à ossature métallique, comprenant un rez-de chaussée, quatre étages, et un sous-sol

Proposé par : E.N.C.C

Etudié par : BENIDIR Mahfoud
et BENDJEBA Abdelghani

Dirigé par : MF HAMOUTENE

Promotion: JUIN 1985

Spécialité: .. GENIE CIVIL.....
Auteur: .. Mr. HAMOUTENE.....
Ingénieur: .. BENIDIR ET BENDJEBA.

مصلحة .. الهندسة المدنية
موجه حاموتان
تلميذ مهند ساربن ادير وبن جبة

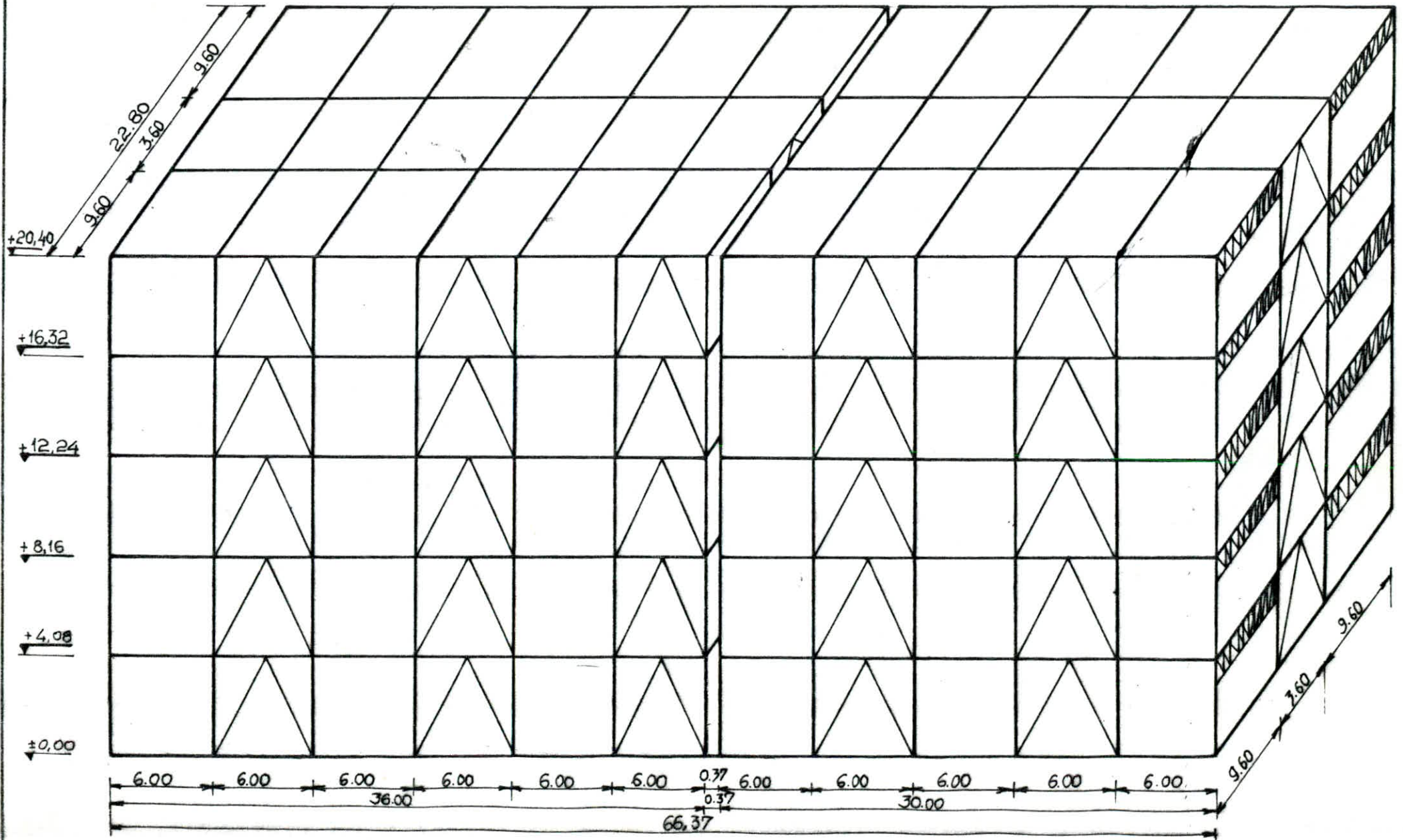
- الموضوع
- الملغصمان الموضوع الذي أسند اليه يتضمن دراسة عمارة ادراية متكونة من
أربعة طبقات وطابق تحت الأرض . العمارة هي ذات هيكل فولانف ، والطابق تحت الأرض
ذات هيكل بتون مسلح . الدراسة هذه مركزة بالقوانين الوردية في CM66 و
RPA 81 و NV65 مقر هذه العمارة سيكون في مدينة حسين داي ناحية 2 ذات
أرضية متوسطة .

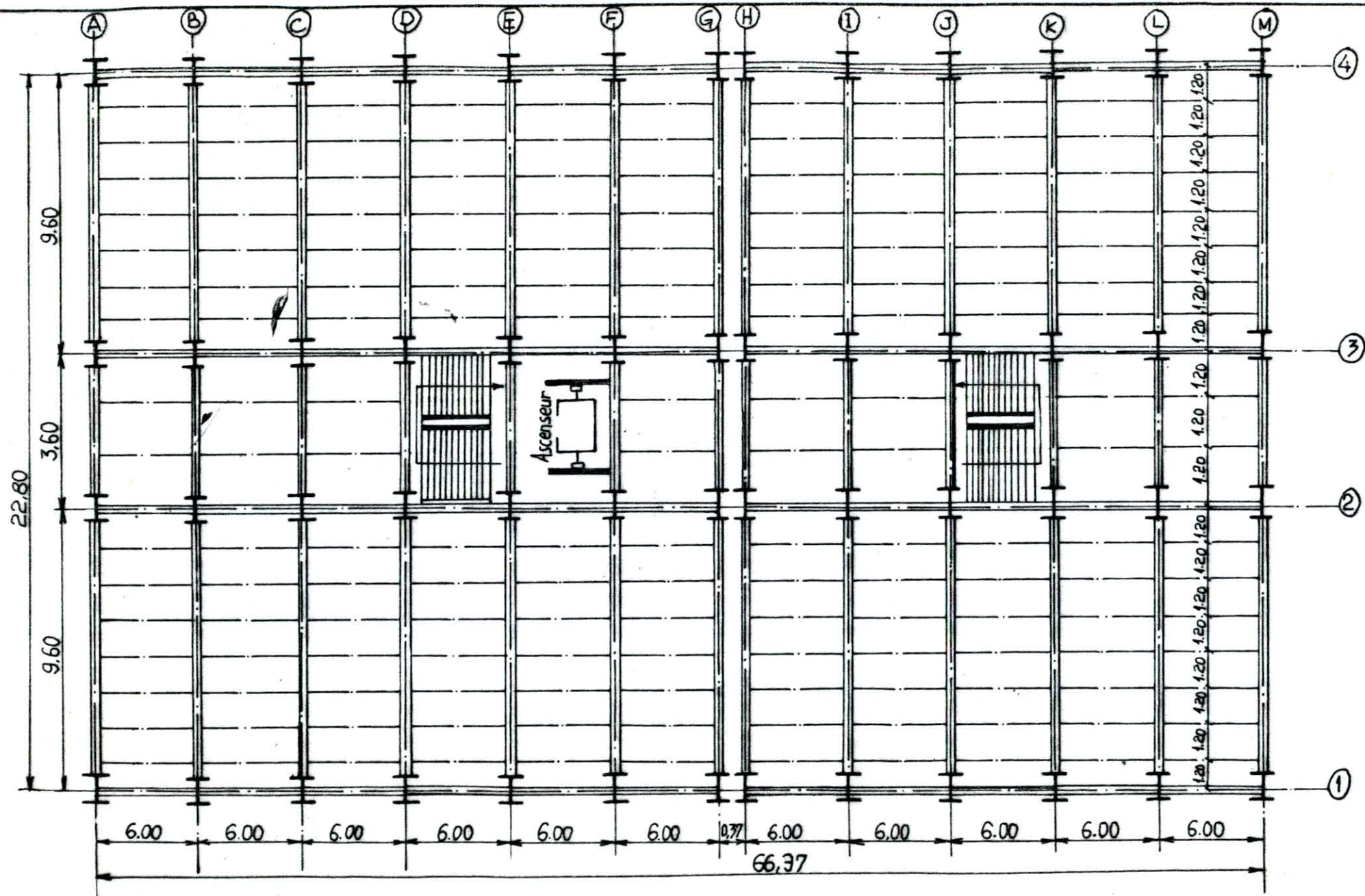
Objet: .. qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment administratif comportant un rez
de chaussée, 4 étages et un sous-sol. Le bâtiment est composé de 2 blocs, séparés par
un joint de dilatation . La superstructure est à ossature métallique, et le sous sol
est en béton armé. Le contreventement est assuré par des palées de stabilité dans
les deux sens. Toute l'étude est régie par les règlements CM66, RPA 81, et N.V65.
L'implantation est prévue à Hussein Dey, classée Zone 2, zone de moyenne sismicité .

Subject: .. Our project is a study about an administrative building.....
Abstract: comprising a ground floor, 4 floors and a basement . The
building is constituted 2 blocks , separated by a dilation
joint .The superstructure is made from a metal structure ,
and the basement is made of reinforced concrete. The contreventement
is assured by the stabilisation pallet in the two directions.
All the study is based on the regulations CM66, RPA81, and NV65.
The implantation is foreseen at Hussein-Dey, zone 2 , average
cismicity zone..

"BLOC A"

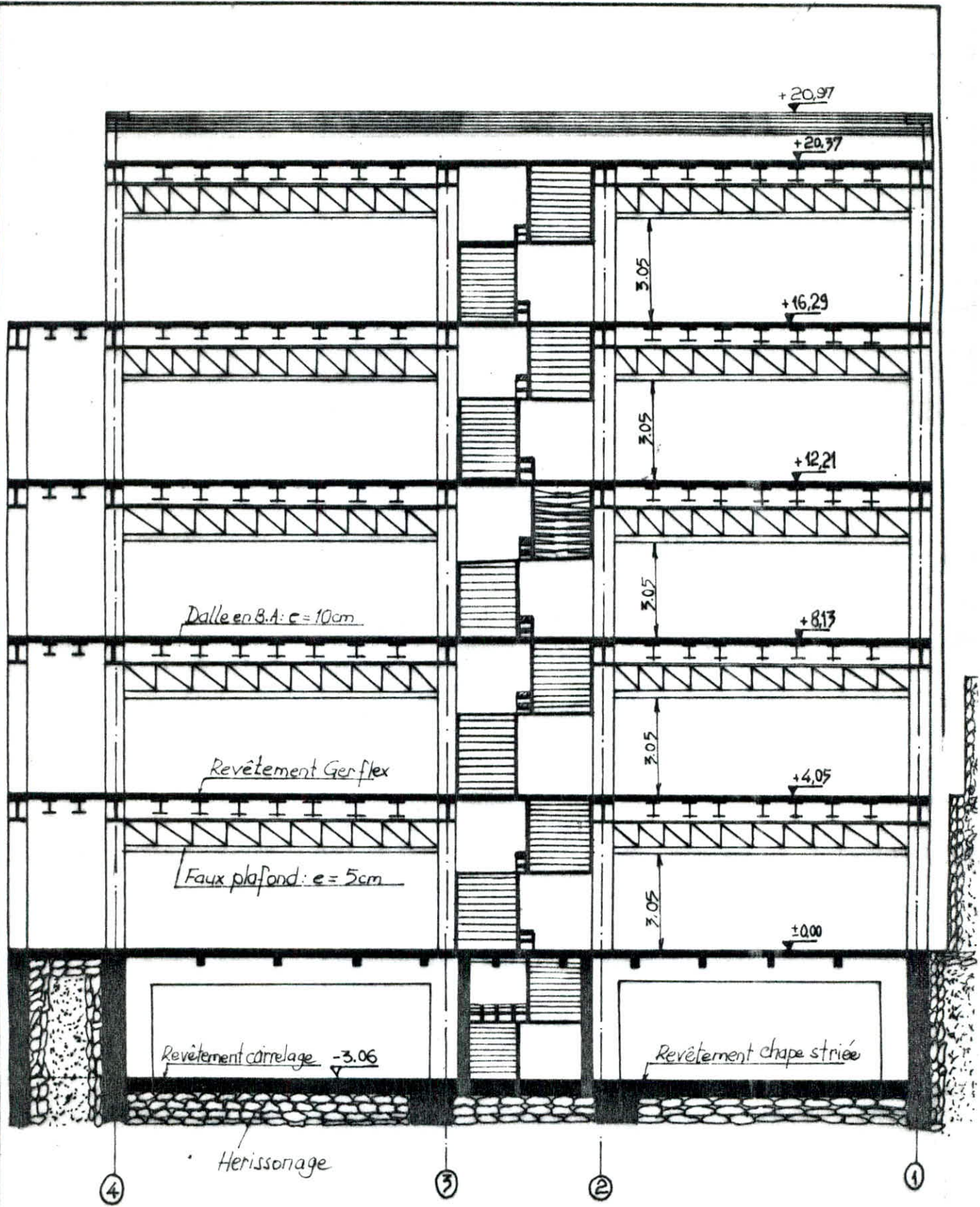
"BLOC B"





VUE EN PLAN

(les échelles ne sont pas respectées)



COUPE TRANSVERSALE

CARACTERISTIQUES

DES

MATERIAUX

Caractéristiques mécaniques des matériaux

1. Béton : Conforme au règlement CCBA68 et à tous les règlements applicables en Algérie. La composition d'un mètre cube de béton sera :

- 350 Kgs de ciment CPA 325, contrôle atténué

- 800 litres de gravillons de grosseur $C_g = 5/15$

- 400 litres de sable fin : $C_g \leq 5\text{mm}$, et 175 litres d'eau.

On obtient après 28 jours de durcissement : $\sigma_{28}' = 270 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{28} = 23,2 \text{ kg/cm}^2$.

$$\sigma_b' = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma_{28}' \text{ avec } \alpha = 1 \text{ (CPA 325)}; \beta = \frac{5}{6} \text{ (Contrôle atténué)}; \gamma = 1 \text{ (} f_{cm} > 4 C_g \text{)}$$

$$\delta = \begin{cases} 0,3 \text{ en compression simple} \\ 0,6 \text{ en flexion simple ou composée avec N effort de traction} \\ \text{Min} \{ 0,6; 0,30(1 + \frac{e_0}{3e_1}) \} \text{ en flexion composée avec N effort de compression} \end{cases}$$

ε dépend de la forme de la section, et de la position de l'axe neutre.

$\varepsilon = 1$ en compression simple ou flexion simple, ou calculé tel que $\sigma_m' \leq \sigma_{b0}'$: $(0,7 \leq \varepsilon \leq 1)$

$$\sigma_{b0}' = 67,5 \text{ Kgs/cm}^2; \sigma_b' = 135 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \alpha \beta \gamma \delta \sigma_{28} \text{ avec } \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}} = 0,025 \Rightarrow \sigma_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

2/ Acier de ferrailage.

$$\text{Acier doux : Nuance FeE24 : } \sigma_{ten} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_{ten} = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous SP1} \\ \sigma_a = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous SP2} \end{cases}$$

$$\text{Acier à haute adhérence : FeE40 : } \sigma_{ten} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ si } \phi \leq 20\text{mm} \begin{cases} \sigma_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous SP1} \\ \sigma_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous SP2} \end{cases}$$

$$\text{Treillis soudés : } \sigma_{ten} = 5300 \text{ Kg/cm}^2 \text{ si } \phi \leq 6\text{mm} \begin{cases} \sigma_a = 2667 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous SP1} \\ \sigma_a = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous SP2} \end{cases}$$

$$\sigma_{ten} = 4500 \text{ Kg/cm}^2 \text{ si } \phi > 6\text{mm}$$

Les valeurs des contraintes admissibles des armatures tendues doivent être compatibles avec les conséquences de la fissuration systématique ou accidentelle.

$$\sigma_1 = K \eta_f \frac{\omega_f}{\phi} \text{ avec } \omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{\text{section d'acier}}{\text{section du béton tendu}}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta_b \sigma_b}{\phi}} \text{ avec } \phi = \text{diamètre de la plus grosse barre.}$$

$\eta_b = 1$ pour Adx, $\eta_b = 1,6$ pour les H.A

$K = 1,5 \cdot 10^6$ si fissuration peu nuisible

$K = 1 \cdot 10^6$ " " préjudiciable

$K = 0,5 \cdot 10^6$ " " très "

$$\sigma_a = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{ten}; \text{Max} (\sigma_1; \sigma_2) \right\}$$

3/ Aciers profilés : Les aciers qui forment l'ossature de l'ouvrage sont de nuance E24

$\sigma_{ten} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$. Les poutres sont des HEA et IPE; les poteaux sont des HEA et HEB; les solives sont des IPE, et les poutres de paillasse d'escaliers des CAP

Assemblages

1. Boulons ordinaires

Qualité des vis et écrous

Classe de qualité	4-6	4-8	5-6	5-8	6-6	6-8	6-9	8-8	10-9
σ_{en}	2400	3200	3000	4000	3500	4800	5400	6400	9000

Diamètres utilisés

Φ (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	40
A(mm ²)	50,2	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707	1257
A _r (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561	1006

Percage des trous de boulons : d_{tr}

$$d_{\text{tr}} = \Phi + 1\text{mm} \text{ pour } d \leq 10\text{mm}$$

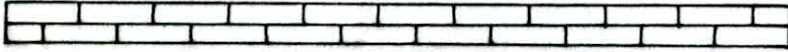
$$d_{\text{tr}} = \Phi + 2\text{mm} \text{ pour } 12\text{mm} \leq d \leq 22\text{mm}$$

$$d_{\text{tr}} = \Phi + 3\text{mm} \text{ pour } d \geq 24\text{mm}$$

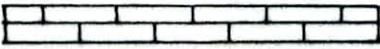
Boulons à haute résistance : Effort précontraint $0,8\sigma_{\text{eb}}A_r$

Φ_{boulon}	8	10	12	14	16	18	20	22	24	30
HR 8-8	1874	2970	4316	5888	8083	9830	12544	15514	18074	28723
HR 10-9	2635	4176	6070	8280	11304	13824	17640	21816	25416	40392

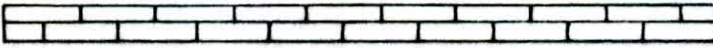
ETUDE



AU



VENT



ETUDE AU VENT

Définitions

Surfaces au vent : Ce sont celles éclairées par une source lumineuse dont le faisceau a pour direction celle du vent.

Surfaces sous le vent : Ce sont celles qui sont dans l'ombre.

Maître couple : C'est la projection de la construction sur un plan perpendiculaire à la direction du vent.

Préssion ou dépréssion : La face d'un élément de construction est dite soumise à une préssion lorsque l'action du vent est dirigée contre elle. Elle est dite soumise à une dépréssion dans le cas contraire.

Perméabilité des parois : On appelle M le pourcentage d'ouverture dans une paroi :

$$M = \frac{\text{Surface ouverte}}{\text{Surface totale de la paroi}}$$

$M \leq 5\% \Rightarrow$ Construction fermée

$5\% < M \leq 35\% \Rightarrow$ Construction partiellement ouverte

$M > 35\% \Rightarrow$ Construction ouverte

Coéfficients correcteurs

- Effet de site : $k_m = 1$; Site normal
- Effet de masque : $k_m = 1$; ouvrage non masqué
- Effet de la hauteur : $k_h = 1,2$
- Effet de dimensions : $S = 0,72$; fonction de la plus grande dimension.

Actions statiques exercées par le vent

Q_e = Action extérieure : $Q_e = C_e \cdot q$

Q_i = Action intérieure : $Q_i = C_i \cdot q$

Action résultante : $R = Q_e - Q_i = q(C_e - C_i)S$

q = Préssion dynamique de base

$q_n = 70 \text{ daN/cm}^2$: Préssion dynamique normale

$q_e = 122,5 \text{ daN/cm}^2$: " " " " extrême

Caracteristiques des parois :

- Paroi Nord-Est : Surface totale $S_T = 36 \times 21 = 756 \text{ m}^2$

Surface ouverte: $S_o = 234,06 \text{ m}^2$

$$\mu = \frac{234,06}{756} = 30,96\% \text{ donc paroi partiellement ouverte}$$

- Paroi sud-ouest : $S_T = 756 \text{ m}^2$, $\Rightarrow \mu = \frac{281,70}{756} = 37,26\%$
 $S_o = 281,70 \text{ m}^2$ donc paroi ouverte

- Pignon Nord-ouest : $S_T = 548,88 \text{ m}^2$
 $S_o = 133,80 \text{ m}^2 \Rightarrow \mu = 24,37\%$: Paroi partiellement ouverte

- Pignon sud-est : $S_T = 548,88 \text{ m}^2$
 $S_o = 164,52 \text{ m}^2 \Rightarrow \mu = 29,97\%$: Paroi partiellement ouverte

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{21}{36} = 0,58$$

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{21}{22,80} = 0,92$$

1. Vent $\perp S_a \Rightarrow \lambda_a = 0,58 \Rightarrow \gamma_o = 1$
 $\frac{a}{b} = 1,58$

2. Vent $\perp S_b \Rightarrow \lambda_b = 0,92 \Rightarrow \gamma_o = 1$
 $\frac{b}{a} = 0,63$

Actions exterieures

$C_e = +0,8$ (Face au vent)

$C_e = -(1,3\gamma_o - 0,8) = -0,5$

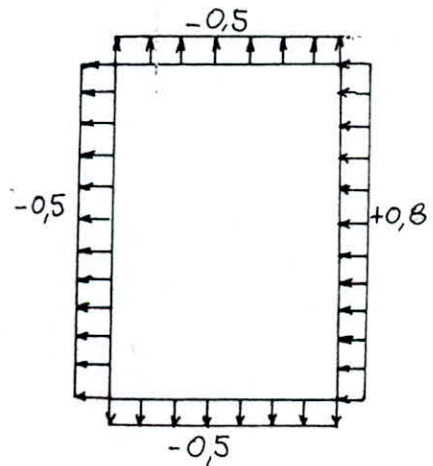
Vent parallele aux génératrices

Vent $\perp S_a$: $\alpha = 0$; $C_e = f(\alpha, \gamma_o)$: Face au vent : $C_e = +0,8$

Face sous le vent : $C_e = -(1,3\gamma_o - 0,8) = -0,5$

Actions interieures

Notre cas n'est pas exposé dans le N.V65, on est ramené à considérer le cas le plus défavorable, et ce après avoir procédé à toutes les combinaisons possibles. Le cas le plus défavorable étant la construction fermée



Dépression : $C_i = -0,3$

Surpression : $C_i = +0,3$

Actions résultantes : $C = C_e - C_i$

Face au vent : $C_e = +0,8$
 $C_i = -0,3 \Rightarrow C_e - C_i = +1,10$

Face sous le vent : $C_e = -0,5$
 $C_i = +0,3 \Rightarrow C_e - C_i = -0,80$

$$P_r = q(C_e - C_i) S K_m K_h K_s \delta$$

Face au vent : $q_r = 70 \times 1,1 \times 1 \times 1,1 \times 1,2 \times 0,72 = 66,53 \text{ Kg/m}^2$

Face sous le vent : $q_r = 70 \times 0,8 \times 1 \times 1 \times 1,2 \times 0,72 = 48,38 \text{ Kg/m}^2$

Face au vent normal : $q'_e = 66,53 \times 36 = 2395,08 \text{ Kg/ml}$

$$q'_t = 66,53 \times 22,80 = 1516,65 \text{ Kg/ml}$$

Face sous le vent normal : $q'_e = 48,38 \times 36 = 1741,68 \text{ Kg/ml}$

$$q'_t = 48,38 \times 22,80 = 1103,06 \text{ Kg/ml}$$

Cas le plus défavorable : $q_e = 2395,08 \text{ Kg/ml}$

$$q_t = 1516,65 \text{ Kg/ml}$$

Vent extrême : $q_{le} = q_e \cdot 1,75 = 4191,4 \text{ Kg/ml}$

$$q_{te} = q_t \cdot 1,75 = 2654,14 \text{ Kgs/ml}$$

Forces résultantes concentrées au niveau des planchers

$P_r = qh$ avec h = différence de niveau entre étages :

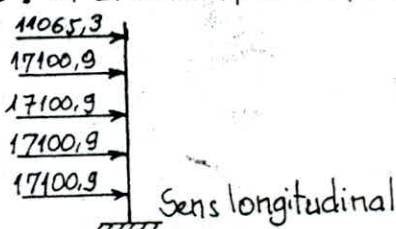
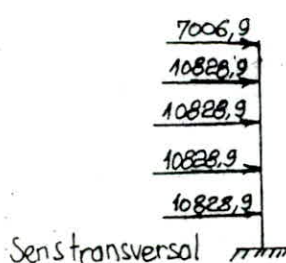
$h = 4,08 \text{ m}$ pour les niveaux 1, 2, 3, 4, $h = 2,04 + 0,60 = 2,64$ pour le niveau terrasse

Sens longitudinal : Niveaux 1, 2, 3, 4 : $P_r = 4191,4 \times 4,08 = 17100,9 \text{ Kgs}$

$$\text{NIVEAU 5 : } P_r = 4191,4 \times 2,64 = 11065,3 \text{ Kgs}$$

Sens transversal : Niveau 1, 2, 3, 4 : $P_r = 2654,14 \times 4,08 = 10828,9 \text{ Kgs}$

$$\text{Niveau 5 : } P_r = 2654,14 \times 2,64 = 7006,9 \text{ Kgs}$$



PRE-

DIMENSIONNEMENT

DES

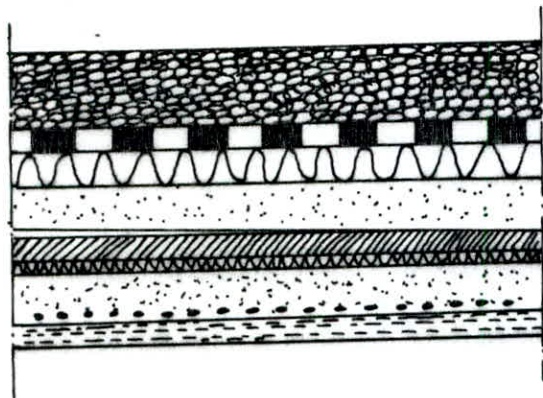
ELEMENTS

Prédimensionnement des éléments

Poteaux - Poutres - Poutrelles

EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES

1. Plancher terrasse



Protection en gravier roulés 5cm: $0,05 \times 1800 =$	90 Kg/m^2
Etanchéité multicouche :	10 Kg/m^2
Isolation thermique: LIEGE 4cm:	16 Kg/m^2
Forme de pente (1,5%) en béton	110 Kg/m^2
Pare-vapeur	5 Kg/m^2
T.N 40	35 Kg/m^2
Dalle en béton armé: 10cm: $2500 \times 0,10 =$	250 Kg/m^2
Faux Plafond en plâtre	45 Kg/m^2

$$G = 561 \text{ Kg/m}^2$$

2. Plancher étage

Revêtement en Gerflex : 5 Kg/m^2

Dalle en béton armé : $e = 10 \text{ cm} : 250 \text{ Kg/m}^2$

T.N 40 35 Kg/m^2

Faux plafond 5cm en plâtre: 45 Kg/m^2

Cloisons 105 Kg/m^2

$$G = 440 \text{ Kg/m}^2$$

3. Plancher RDC

Revêtement Gerflex: 5 Kg/m^2

Dalle en béton armé : $e = 10 \text{ cm} : 250 \text{ Kg/m}^2$

Cloisons : 105 Kg/m^2

$$G = 360 \text{ Kg/m}^2$$

SURCHARGES D'EXPLOITATION

Terrasse inaccessible : $P = 100 \text{ Kg/m}^2$

Plancher étage : $P = 250 \text{ Kg/m}^2$

Plancher RDC : $P = 250 \text{ Kg/m}^2$

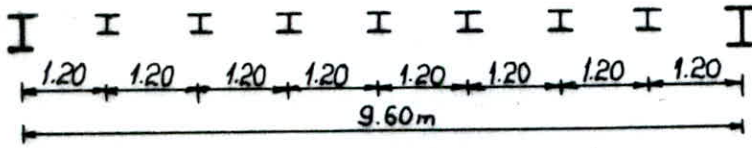
Les surcharges dues à la neige n'agissent pas en même temps que la surcharge

d'exploitation $P = 100 \text{ kg/m}^2$, d'où il est inutile d'en tenir compte.

Prédimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont supposées, articulées aux poutres.

$q = (G + P)l$, avec $l =$ entraxe de 2 poutrelles successives.



Plancher terrasse

$$q = (561 + 100)1,20 = 793,20 \text{ daN/ml}$$

Plancher étage

$$q = (440 + 250)1,20 = 828 \text{ daN/ml}$$

Le prédimensionnement est effectué selon le critère de déformabilité

Charge uniformément répartie.

la fleche, est donnée par: $f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI} \leq \frac{l}{300}$ (CM66 Art 5-251)

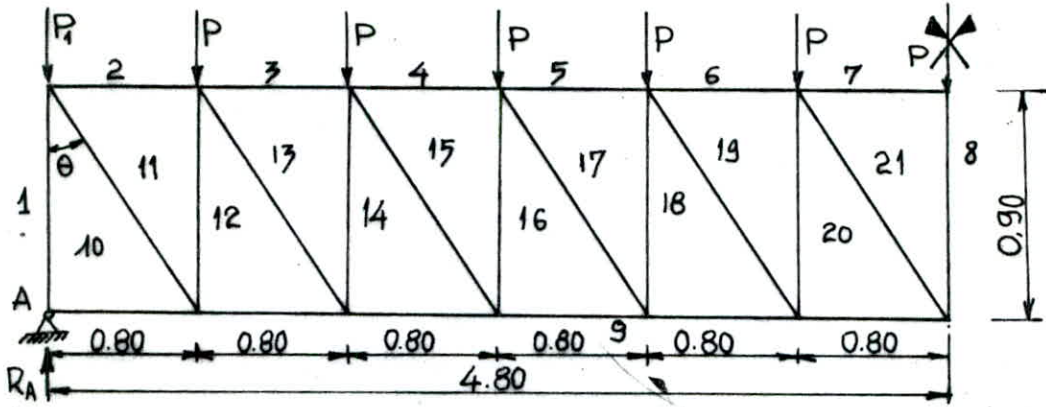
* Plancher terrasse: $I_{xx} \geq \frac{5}{384} \frac{ql^3}{E} \cdot 300 = \frac{5}{384} \cdot \frac{793,20}{2,1 \cdot 10^{10}} \cdot 6^3$

d'où $I_{xx} \geq 3186,90 \text{ cm}^4 \Rightarrow$ on prend un IPE 240 : $I_{xx} = 3892 \text{ cm}^4$

* Plancher étage

$$I_{xx} \geq \frac{5}{384} \cdot \frac{828}{2,1 \cdot 10^{10}} \cdot 6^3 \cdot 300 = 3688 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{On prend un IPE 240}$$

PREDIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE A TREILLIS



Les poutres à treillis reçoivent les charges du plancher, et font partie des portiques transversaux du bâtiment. Dans un premier lieu, elles seront assimilées à des poutres reposant sur des appuis simples.

Charges et surcharges

Plancher : $G' = 440 \text{ kg/m}^2$ (Effet le plus défavorable celui du plancher terrasse)

Charge revenant à la ferme : $440 \cdot 6 = 2640 \text{ kg/ml}$
 Poids propre des solives (IPE 240) = $30,7 \text{ kg/ml}$ } $G = 2670,7 \text{ kg/ml}$

Surcharge d'exploitation : $S = 250 \cdot 6 = 1500 \text{ kg/ml}$

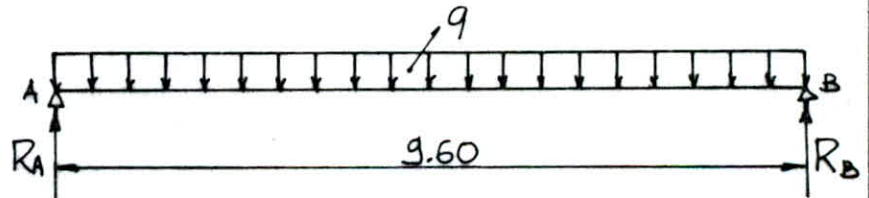
Combinaison la plus défavorable d'après C.M 66 : $q = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} S$

$$q = \frac{4}{3} \cdot 2670,7 + \frac{3}{2} \cdot 1500 = 5810,73 \text{ kg/ml}$$

Calcul des réactions

$$R_A = R_B = \frac{qL}{2}$$

$$R_A = 27,9 \text{ t} ; R_B = 27,9 \text{ t}$$



Charges Pi revenant aux nœuds

$$P = q \cdot L' = 5,81 \cdot 0,80 = 4,64 \text{ tonnes}$$

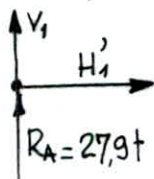
$$P_i = q \frac{L'}{2} = 5,81 \cdot \frac{0,80}{2} = 2,32 \text{ tonnes}$$

Calcul des efforts dans les barres

Le calcul des efforts se fera par la méthode des nœuds.

$$\theta = 41,63 ; \sin \theta = 0,664 ; \cos \theta = 0,747$$

Nœud A :



$$V_1 = -27,9 \text{ t}$$

$$H_1' = 0$$

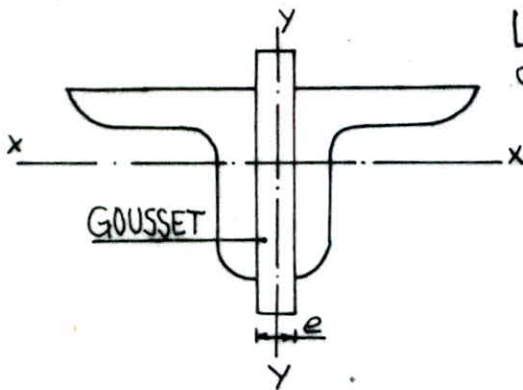
4/ Membrure supérieure

La membrure supérieure située à mi-travée est la plus sollicitée $N = 74,45t$

$$S \geq \frac{74450}{2400} = 31,02 \text{ cm}^2 \text{ on prend un HEA 220 } (S = 64,3 \text{ cm}^2)$$

L'assemblage des solives (IPE 240) sur la poutre à treillis justifie le choix du HEA pour membrure supérieure.

Disposition des cornières



L'épaisseur "e" du gousset est fonction de l'effort de traction ou de compression N dans la barre la plus proche de l'appui de la poutre.

$$20t < N < 45t \Rightarrow e = 1 \text{ cm}$$

$$N < 20t \Rightarrow e = 0,8 \text{ cm}$$

Vérifications

Les pièces comprimées seront vérifiées au flambement
" " tendues " " à l'élançement

1/ MONTANT : Pièce comprimée

$$I_x = 144,5 \text{ cm}^4; d = 5,73 \text{ cm};$$

$$S = 24,54 \text{ cm}^2; 2I_{y_0} = 144,5 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2I_{y_0} + Sd^2 = 144,5 + 24,54 \cdot (5,73)^2 = 950,22 \text{ cm}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = \sqrt{\frac{144,5}{24,54}} = 2,43 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_x = \frac{l_0}{i_x} = \frac{90}{2,43} = 37,03$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = \sqrt{\frac{950,22}{24,54}} = 7,45 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_y = \frac{0,8 l_0}{i_y} = \frac{0,8 \cdot 90}{7,45} = 9,66$$

$$\lambda = \text{Max}(\lambda_x, \lambda_y) = 37,03 \Rightarrow \text{Tableau CM66 : Coefficient de flambement : } k = 1,056$$

$$k\sigma = 1,056 \cdot \frac{27,9 \cdot 10^3}{24,54} = 1200,58 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} \text{ c'est vérifié}$$

2/ DIAGONALE

Les diagonales sont des pièces tendues. Elles seront vérifiées à l'élançement.

$$\lambda_{\text{max}} < \lambda_{\text{lim}} = 200$$

$$l_0 = 1,20 \text{ m}; i_x = 2,43 \text{ cm}; i_y = 7,45 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_x = \frac{120}{2,43} = 49,83$$

$$\lambda_y = \frac{0,8 \cdot 120}{7,45} = 15,43 \left. \begin{array}{l} \lambda_{\text{max}} < \lambda_{\text{limite}} \\ \text{c'est vérifié} \end{array} \right\}$$

Membrures inférieures

Les membrures inférieures sont des pièces tendues.

$$I_x = 2I_{x_0} = 735,4 \text{ cm}^4 ; S = 55,08 \text{ cm}^2 ; d = 8,60 \text{ cm}.$$

$$I_y = 2I_{y_0} + Sd^2 = 735,4 + 55,08 \cdot 8,6^2 = 4809,11 \text{ cm}^4.$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = \sqrt{\frac{735,4}{55,08}} = 3,65 \text{ cm}.$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = \sqrt{\frac{4809,11}{55,08}} = 9,34 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_c}{i_x} = \frac{80}{3,65} = 21,92$$

$$\Rightarrow \lambda = \text{Max}(\lambda_x, \lambda_y) = 21,92 < \lambda_{\text{lim}} = 200$$

$$\lambda_y = \frac{0,8l_0}{i_y} = \frac{0,8 \cdot 80}{9,34} = 6,85$$

C'est vérifié

Membrures supérieures

Ce sont des pièces comprimées, elles seront vérifiées au flambement.

$$I_x = 5410 \text{ cm}^4 ; I_y = 1955 \text{ cm}^4 ; S = 64,3 \text{ cm}^2$$

$$i_x = \sqrt{\frac{5410}{64,3}} = 9,17 \text{ cm} ; \Rightarrow \lambda_x = \frac{l_c}{i_x} = \frac{80}{9,17} = 8,72$$

$$i_y = \sqrt{\frac{1955}{64,3}} = 5,51 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_y = \frac{0,8 \cdot 80}{5,51} = 11,61$$

$$\lambda = \text{Max}(\lambda_x, \lambda_y) = 11,61 \Rightarrow K = 1,005$$

$$K\sigma = 1,005 \cdot \frac{74,45 \cdot 10^3}{64,3} = 1163,64 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ c'est vérifié.}$$

2/ Vérification de la flèche

La vérification se fait sous les charges non pondérées. Pour cela on considère la poutre à treillis comme une poutre à âme pleine avec une inertie équivalente I_e

La flèche est donnée par l'annexe 13-40 CM66

$$F = F_M + F_T < F_a = \frac{L}{200} = \frac{960}{200} = 4,8 \text{ cm}.$$

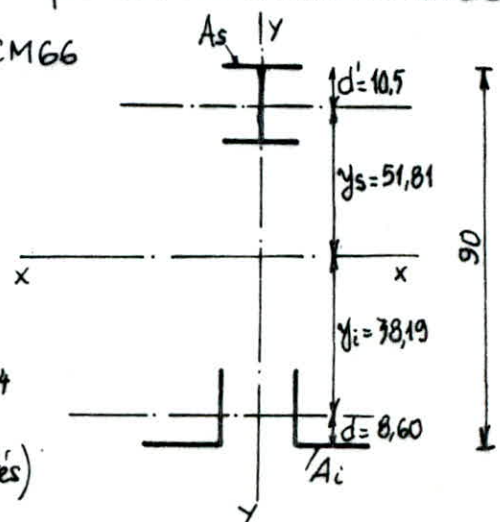
$$I_e = K [A_i y_i^2 + A_s y_s^2] \text{ à mi portée.}$$

$K = 0,9$ pour une poutre de pente nulle.

$$A_i = 55,08 \text{ cm}^2 ; A_s = 64,3 \text{ cm}^2$$

$$I_e = 0,9 [55,08 \cdot 51,81^2 + 64,30 \cdot 38,20^2] = 2175,11 \text{ cm}^4$$

$$F_M = \frac{5ql^4}{384EI} \text{ avec : } q = G' + P \text{ (charges non pondérées)}$$



$G' = G + p$ avec $p =$ poids propre de la poutre.

$$G' = 2070,7 + 132,22 = 2202,92 \text{ Kg/ml.}$$

$$P = 250 \cdot 6 = 1500 \text{ Kg/ml}$$

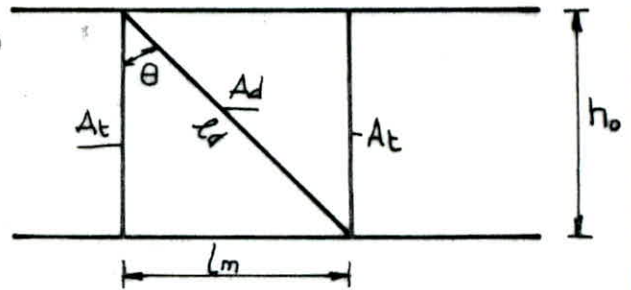
$$\Rightarrow q = 2202,92 + 1500 = 3702,92 \text{ Kg/ml.}$$

$$F_M = \frac{5 \cdot 3702,92 \cdot 10^{-2} \cdot 9,60^4 \cdot 10^8}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 21,75 \cdot 10^4} = 0,89658 \text{ cm}$$

$F_T = \frac{M_{ed}}{G \cdot A_a}$ avec $G =$ Module de Young
 $A_a =$ section de l'âme équivalente donnée par (Annexe 13-942 CM66)

$$A_a = \frac{2,6 A_d \frac{l_m}{h_0}}{\frac{A_d}{A_t} + \frac{l_d^3}{h_0^3}}$$

$$l_d = \sqrt{90^2 + 80^2} = 120,41 \text{ cm}$$



$$A_a = \frac{2,6 \cdot 24,54 \cdot \frac{80}{90}}{\frac{24,54}{24,54} + \frac{120,41^3}{90^3}} = 16,7 \text{ cm}^2$$

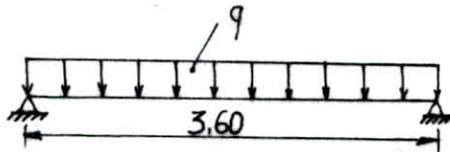
$$M_{ed} = \frac{q l^2}{8} = \frac{3702,92 \cdot 9,60^2}{8} = 42657,63 \text{ Kg m}$$

$$F_T = \frac{42657,63 \cdot 10^2}{16,7 \cdot 0,81 \cdot 10^6} = 0,31 \text{ cm}$$

$F = 0,896 + 0,310 = 1,206 \text{ cm} < F_a = 4,8 \text{ cm} \Rightarrow$ la fleche est vérifiée

PREDIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE TRANSVERSALE (Petite portée)

Schema statique



Charge due au plancher: $q' = \frac{828 \cdot 6}{3,60} = 1380 \text{ Kg/ml}$

" " aux solives: $p' = \frac{30,7 \cdot 6}{3,60} = 51,6 \text{ Kg/ml} \Rightarrow q = q' + p' = 1431,16 \text{ Kg/ml.}$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{1431,16 \cdot l^4}{EI} \leq \frac{l}{300} \Rightarrow I \geq \frac{5}{384} \cdot \frac{1431,16}{2,1 \cdot 10^6} \cdot 3,6^3 \cdot 300 = 12420,4 \text{ cm}^4$$

On prend un IPE 360 ($I_x = 16270 \text{ cm}^4$)

PREDIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE LONGITUDINALE

Sollicitation: $Q = 828 \text{ Kg/ml}$: La poutre est supposée appuyée aux extrémités.

$$f_{\max} = \frac{5 q l^4}{384 E I_x} \leq \frac{l}{300} \Rightarrow I_x \geq 3326,7 \text{ cm}^4$$

On prend un HEA 220 ($I_x = 5410 \text{ cm}^4$; $A = 64,3$; $P = 50,5 \text{ Kg/ml}$)

PREDIMENSIONNEMENT DU POTEAU

Poids des poutres longitudinales: $P = 50,5 \cdot 6 = 303 \text{ Kgs}$

Poids des poutres transversales: $P_1 = 57,10 \cdot 1,80 = 102,78 \text{ Kgs}$

Poids de la poutre à treillis qui revient au poteau

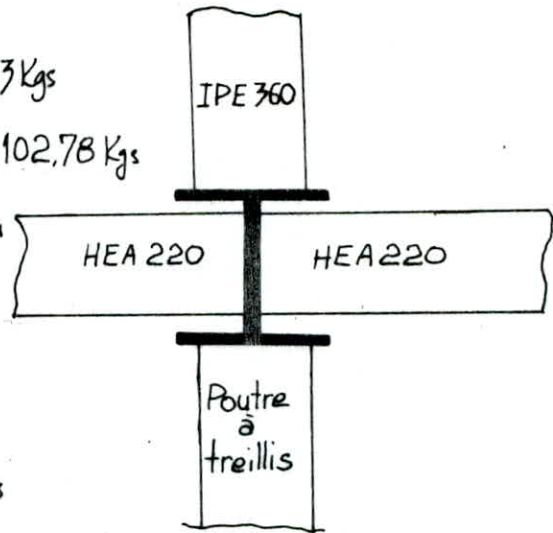
Montants: $7,0,90 \cdot 2 \cdot 9,63 = 121,33 \text{ Kgs}$

Diagonales: $6 \cdot 1,20 \cdot 2 \cdot 9,63 = 138,67 \text{ Kgs}$

Membrure inférieure: $4,80 \cdot 2 \cdot 9,6 = 207,36 \text{ Kgs}$

" supérieure: $4,80 \cdot 50,5 = 242,4 \text{ Kgs}$

$$P_2 = 709,76 \text{ Kgs}$$



Surface qui revient au poteau: $S = 6 \cdot (4,80 + 1,80) = 39,6 \text{ m}^2$

1) Niveau terrasse: $G_1 = 561 \text{ Kg/m}^2$
 $P_1 + P_2 = 457,6 \text{ Kgs}$
 $P = 303 \text{ Kgs}$
 $S \cdot E = 100 \text{ Kg/m}^2$

2) Niveau courant: $G_1 = 440 \text{ Kg/m}^2$
 $P_1 + P_2 = 457,6 \text{ Kgs}$
 $P = 303 \text{ Kgs}$
 $SE = 250 \text{ Kg/m}^2$

Charges permanentes totales revenant au poteau: $G = (561 + 440 \cdot 4)S + (P_1 + P_2)5 + P \cdot 5$

$$G = (561 + 4 \cdot 440)39,6 + 5 \cdot 457,6 + 5 \cdot 303 = 95714,6 \text{ Kgs}$$

Surcharges d'exploitation totale: $P = (100 + 4 \cdot 250) \cdot 39,6 = 43560 \text{ Kgs}$

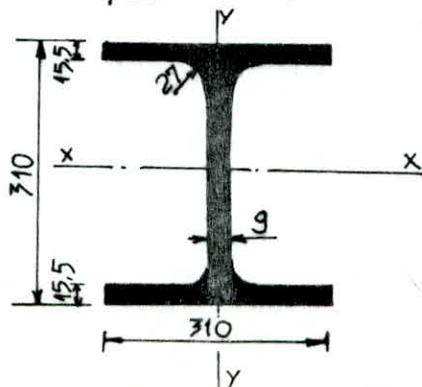
Effort normal agissant sur le poteau: $N' = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P = 192959,47 \text{ Kgs}$

Le prédimensionnement se fait en compression simple: $K \frac{N'}{A} \leq \sigma_c$

K étant le coefficient de flambement, il est pris égal à 2.

$$\frac{2 \cdot 192959,47}{A} \leq 2400 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow A \geq 160,80 \text{ cm}^2$$

On prend un HEB 320 avec $A = 161,3 \text{ cm}^2$; $I_x = 30820 \text{ cm}^4$; $I_y = 9239 \text{ cm}^4$



ALLOU

DES

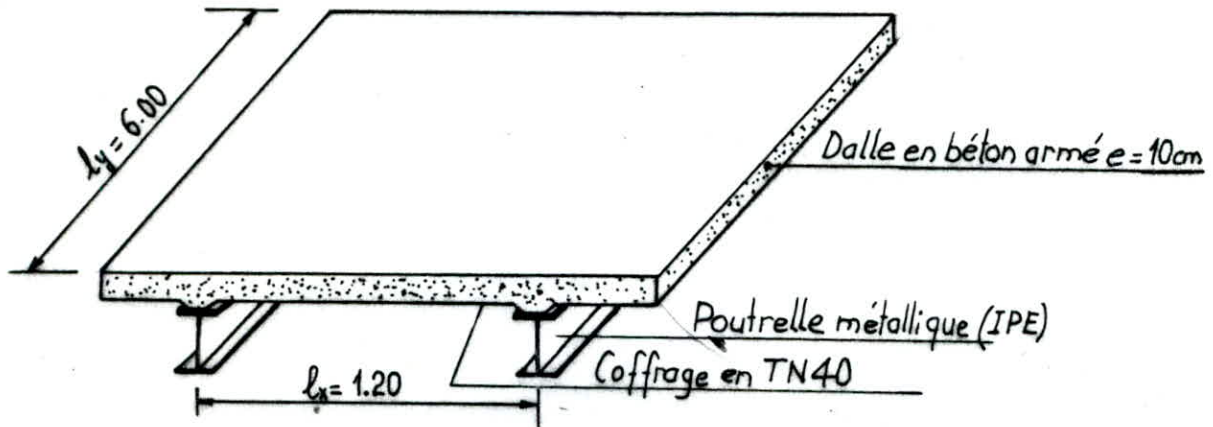
ELEMENTS

CALCUL DES ELEMENTS

I/ Etude d'un panneau de dalle

Nous avons deux types de planchers : - Etage et terrasse : Plancher mixte
- RDC : Plancher en dalle nervurée

1/ Plancher mixte : Acier-Béton.



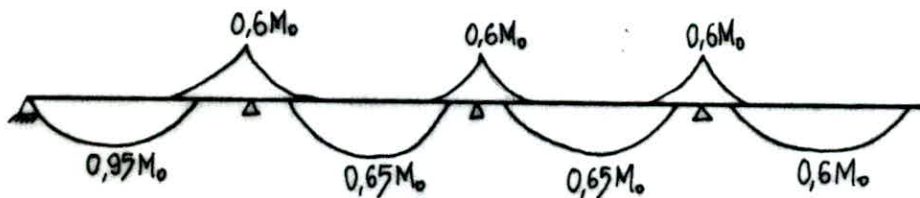
Rapport des portées : $\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.20}{6.00} = 0,20 < 0,40$: La dalle travaille dans le sens l_x .

$$M_x = \frac{q_x l_x^2}{8} = \frac{828 \cdot 1,20^2}{8} = 149,04 \text{ kgm}$$

Condition à vérifier pour les moments en travée et en appui.

$$M_{tx} + \left| \frac{M_w + M_e}{2} \right| \geq 1,25 M_0$$

Schéma statique



En travée de rive : $M_{tx} = 0,95 M_0 = 0,95 \cdot 149,04 = 141,59 \text{ kgm}$

En travée intermédiaire : $M_{tx} = 0,65 M_0 = 0,65 \cdot 149,04 = 96,88 \text{ kgm}$

Aux appuis : $M_{ax} = 0,6 M_0 = 0,6 \cdot 149,04 = 89,42 \text{ kgm}$

Ferraillage du panneau dans le sens l_x

$$h_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow h = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$

Condition de choix des aciers : $\phi \leq \frac{h_t}{10} = 10 \text{ mm}$

$$A = \frac{M}{z \cdot \sigma_a} \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} h = 8 \text{ cm}$$

Section d'acier: $A = \frac{14159}{7 \cdot 2800} = 0,72 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On prend 3T6/ml ($A = 0,848 \text{ cm}^2$)

Travée intermédiaire: $A = \frac{9688}{7 \cdot 2800} = 0,49 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on prend 2T6/ml

Aux appuis: $A = \frac{8942}{7 \cdot 2800} = 0,46 \text{ cm}^2$

$A = 0,565 \text{ cm}^2$

On prend: 2T6/ml ($A = 0,565 \text{ cm}^2$)

Férrailage dans le sens L_y

$A_y = \frac{A_x}{4}$; Panneau de rive: $A_y = \frac{0,72}{4} = 0,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on prend 1T6/ml

Panneau intermédiaire: $A_y = \frac{0,49}{4} = 0,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on prend 1T6/ml

VERIFICATIONS

1/ Condition de non fragilité

La section d'acier suffisante pour résister aux sollicitations est A_0 .

$A_0 = 0,848 \text{ cm}^2$

$A_1 = 1,2 A_0 = 1,018 \text{ cm}^2$

$\frac{A_2}{bh} = 0,69 \frac{2-4}{2} \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \Rightarrow A_2 = 0,69 \frac{2-0,2}{2} \cdot \frac{5,9}{4120} \cdot 100 \cdot 8 = 0,67 \text{ cm}^2$

$\left. \begin{matrix} A_1 > A_2 \\ A_0 > A_2 \end{matrix} \right\} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

2/ Effort tranchant

$q = 828 \text{ kg/ml}$; $l = 1,20 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$ (On prend une bande de 1m)

$T = \frac{ql}{2} = \frac{828 \cdot 1,20}{2} = 496,8 \text{ Kgs}$

La contrainte tangentielle vaut: $\tau = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{496,8}{100 \cdot 7} = 0,71 \text{ kg/cm}^2$

$1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,79 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \tau < 1,15 \bar{\sigma}_b$ c'est vérifié

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3/ Fissuration

$\bar{\sigma}_a = \text{Min} \left\{ \begin{matrix} \frac{2}{3} \sigma_{en} \\ \text{Max}(\sigma_1; \sigma_2) \end{matrix} \right.$

Fissuration peu nuisible: $K = 1,5 \cdot 10^6$

Acier haute adhérence: $\eta_b = 1,6$; $\phi = 6 \text{ mm}$; $\sigma_{en} = 4200 \text{ daN/cm}^2$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd} = \frac{0,72}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 1,8 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = K \frac{\eta_b}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{10\tilde{\omega}_f + 1} = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{6} \cdot \frac{1,8 \cdot 10^{-3}}{10 \cdot 1,8 \cdot 10^{-3} + 1} = 707,27 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta_b \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{6}} = 3687 \text{ daN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ daN/cm}^2 \\ \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) = 3687 \text{ daN/cm}^2 \end{array} \right. = 2800 \text{ daN/cm}^2$$

Donc la vérification de la fissuration est réalisée.

4/ Vérification de la flèche

La flèche maximale est $\Delta f_t = f_{g00} + f_{q0} - f_{g0}$

Vérification : $\Delta f_t < \bar{f}$

* Moment sous G et P

$$M_{G+P} = \frac{0,95(440+250)1,20^2}{8} = 118 \text{ daN.m/ml}$$

* Moment sous G : $M_G = \frac{440 \cdot 1,2^2 \cdot 0,95}{8} = 75,24 \text{ daN.m/ml}$

* Inertie totale : On suppose la section non fissurée

1. Position de l'axe neutre

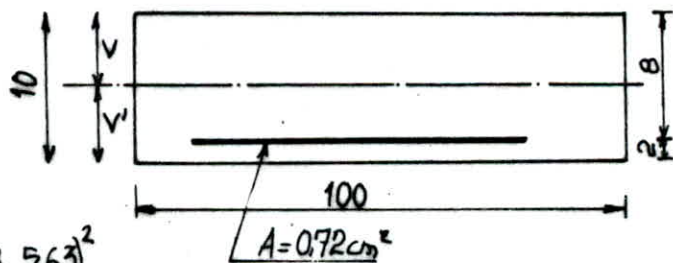
$$v = \frac{mA h^2 + bh_t \cdot \frac{h^2}{2}}{mA + bh_t} = \frac{15 \cdot 0,72 \cdot 8^2 + 100 \cdot 10 \cdot 5}{15 \cdot 0,72 + 100 \cdot 10} = 5,63 \text{ cm}$$

$$v' = h_t - v = 10 - 5,63 = 4,37 \text{ cm}$$

2. Inertie totale

$$I_t = \frac{bv^3}{3} + \frac{bv'^3}{3} + mA(h-v)^2$$

$$I_t = \frac{100 \cdot 5,63^3}{3} + \frac{100 \cdot 4,37^3}{3} + 15 \cdot 0,72(8-5,63)^2$$



$$I_t = 8790,9 \text{ cm}^4$$

3. Valeur de λ et μ

$$\mu = \frac{1 - 5\bar{\sigma}_b}{4\tilde{\omega}\bar{\sigma}_a + 3\bar{\sigma}_b} \quad \text{avec : } \tilde{\omega} = \frac{A}{bh} = \frac{0,72}{100 \cdot 8} = 9 \cdot 10^{-4}$$

$$\sigma_a = \frac{M_{G+P}}{3 \cdot A} = \frac{118 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 8 \cdot 0,72} = 2341,26 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{M_G}{3 \cdot A} = \frac{75,24 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 8 \cdot 0,72} = 1492,85 \text{ daN/cm}^2$$

$$M = 1 - \frac{5,5,9}{4 \cdot 0,9 \cdot 10^{-4} \cdot 2341,26 + 3,5,9} = -0,13 < 0 \Rightarrow \text{on prend } M = 0$$

$$M = 1 - \frac{5,5,9}{4 \cdot 0,9 \cdot 10^{-4} \cdot 1492,85 + 3,5,9} = - < 0 \Rightarrow M = 0$$

a/ Charges de faible durée d'application

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72 \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \bar{\omega}} \quad (b_0 = b \text{ dalle})$$

$$\lambda_i = \frac{5,9}{72(2+3) \cdot 9 \cdot 10^{-4}} = 18,21$$

b/ Pour les charges de longue durée d'application

$$\lambda_v = \frac{\lambda_i}{2,5} = \frac{18,21}{2,5} = 7,28$$

Module de déformation longitudinale

$$E_v = 7000 \sqrt{1,2 \cdot \sigma_{28}'} = 7000 \sqrt{1,2 \cdot 270} = 126000 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_i = 3E_v = 378000 \text{ daN/cm}^2$$

CALCUL DES FLECHES

a. Calcul de f_{g0} : $I_{fv} = \frac{I_t}{\lambda + \lambda_v^4} = I_t = 8790,9 \text{ cm}^4$

$$f_{g0} = \frac{M_g l^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = \frac{75,24 \cdot 100 \cdot 120^2}{10 \cdot 126000 \cdot 8790,9} = 9,78 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$$

b. Calcul de f_{g0} : $I_{fi} = \frac{I_t}{\lambda + \lambda_i^4} = I_t = 8790,9 \text{ cm}^4$

$$f_{g0} = \frac{M_g l^2}{10 E_i \cdot I_{fi}} = \frac{75,24 \cdot 100 \cdot 120^2}{10 \cdot 378000 \cdot 8790,9} = 3,26 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$$

c. Calcul de f_{q0}

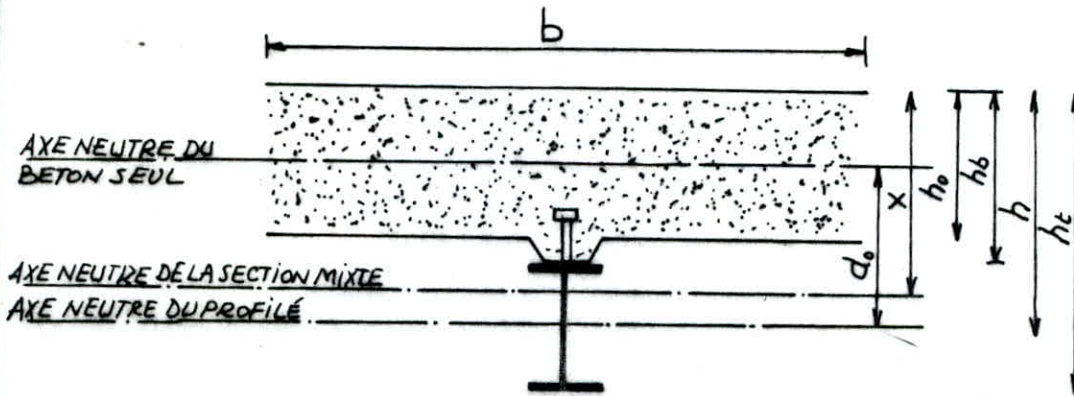
$$I_{fi} = 8790,9 \text{ cm}^4 ; f_{q0} = \frac{M_{G+P} \cdot l^2}{10 E_i \cdot I_{fi}} = \frac{118,100 \cdot 120^2}{10 \cdot 378000 \cdot 8790,9} = 5,11 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Delta f_{\text{totale}} = f_{g0} + f_{q0} - f_{g0} = (9,78 + 5,11 - 3,26) \cdot 10^{-3} = 11,63 \cdot 10^{-3} \text{ cm} = 0,011 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = 0,24 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_t \ll \bar{f} \text{ d'où la fleche est vérifiée}$$

PLANCHER COLLABORANT

Il est avantageux de faire collaborer le béton des dalles à la poutre du plancher. On relie la dalle aux poutrelles par flexion des connecteurs qui s'opposent à leur glissement relatif et également à un décollement éventuel de la dalle. Les connecteurs les plus connus et les plus utilisés sont les goujons à tête soudée.



On a les relations : $h = \frac{h_0}{2} + d_0$

$$B = bh_0 \quad I_b = \frac{bh_0^3}{12}$$

$$B_0 = B + nA \quad (A \text{ est la section du profilé})$$

Calcul de la position de l'axe neutre de la section mixte

$$h_0 = 10 \text{ cm}$$

Poutrelle IPE 240

Hauteur des nervures (T.N40) = 4 cm

$$d_0 = \frac{h_0}{2} + 4 + \frac{h_{\text{poutrelle}}}{2} = \frac{100}{2} + 40 + \frac{240}{2} = 330 \text{ mm} = 33 \text{ cm}$$

$$h = \frac{10}{2} + 33 = 38 \text{ cm}$$

largeur du plancher collaborant

$$b = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \ell/2 = \frac{1,20}{2} = 0,60 \text{ m} \\ \ell/10 = \frac{6}{10} = 0,60 \text{ m} \\ \frac{3}{4} (\text{Distance de la section considérée à l'appui } E_2 \text{ plus proche}) = \frac{3}{4} \cdot 1,20 = 0,90 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b = 0,60 \text{ m}$$

$$\frac{B}{nA} = \frac{60 \cdot 10}{15 \cdot 39,1} = 1,023$$

$$\frac{2(h-h_0)}{h_0} = \frac{2(38-10)}{10} = 5,6$$

On constate que $\frac{B}{nA} < \frac{2(h-h_0)}{h_0}$; donc l'axe neutre tombe en dessous de la dalle en B.A

Calcul de la position de l'axe neutre

$$x = \frac{h_0}{2} + \frac{d_0 \cdot m \cdot A}{B_0} = \frac{10}{2} + \frac{33 \cdot 15 \cdot 39,1}{B_0}$$

$$B_0 = B + m \cdot A = 60 \cdot 10 + 4 \cdot 12 + 15 \cdot 39,1 = 1234,5 \text{ cm}^2$$

$$x = 5 + \frac{33 \cdot 15 \cdot 39,1}{1234,5} = 20,68 \text{ cm}$$

CALCUL DES CONNECTEURS

Les connecteurs assurent la transmission des forces de glissement des poutrelles vers le béton, et s'opposent au soulèvement de la dalle.

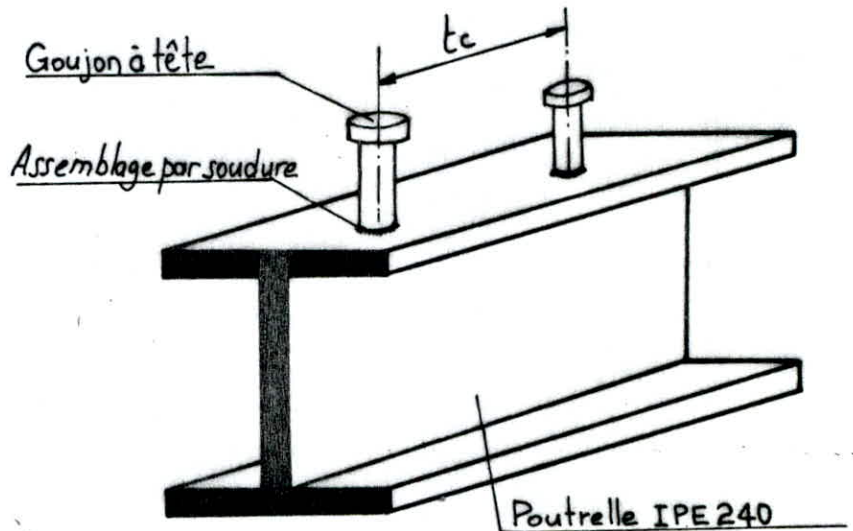
Il existe plusieurs types de connecteurs, dont les plus utilisés sont les goujons à tête et les cornières.

On adoptera des goujons à tête cylindrique d'une capacité: $\bar{Q} = 42d\sqrt{d\sigma_j'}$

Espacement des connecteurs: Art CTICM 3-32

$$t_c \leq 10h_0$$

$$t_c \leq 100 \text{ cm}$$



Capacité d'un goujon

$$\bar{Q} = 42d\sqrt{d\sigma_j'} \quad \text{Art CTICM 3.422}$$

Cette relation n'est valable que si :

$$0,6d \leq t \leq d$$

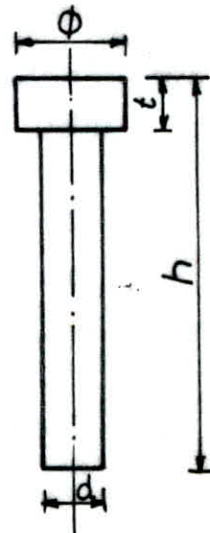
$$1 \text{ cm} \leq d \leq 3,2 \text{ cm}$$

$$h \geq 4d$$

$$1,2d \leq \Phi \leq 1,4d$$

On prend un goujon : $d = 1,8 \text{ cm}$
 $h = 7,5 \text{ cm}$
 $t = 1,40 \text{ cm}$
 $\Phi = 2,20 \text{ cm}$

$$\bar{Q} = 42 \cdot 1,8 \sqrt{1,8 \cdot 270} = 1666,63 \text{ daN}$$



Vérification de glissement entre la dalle et la solive.

Action de l'effort tranchant : CTICM Art: 2-41

$T_1 = \frac{TS^*}{I_0}$ avec T_1 = effort de glissement de la dalle sur la solive par unité de longueur
car $x > h_0$ déjà vérifié.

$S^* = d_0 \frac{mAB}{B_0}$: Moment statique d'une partie de la section mixte par rapport à l'axe neutre.

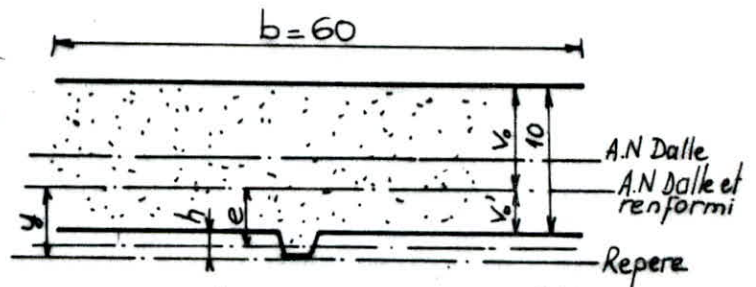
I_0 = moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre de la section mixte.

$I_0 = I_b + nI_A + S^*d_0$ avec I_b = moment d'inertie du béton et renfort
 I_A = " " " profilé métallique

$$A = 39,1 \text{ cm}^2; B = 648 \text{ cm}^2; B_0 = 1234,5 \text{ cm}^2; d_0 = 33 \text{ cm}$$

On trouve $I_A = 3892 \text{ cm}^4$

$$b = 60 \text{ cm}; V_0 = 14 - 8,48 = 5,52 \text{ cm}$$
$$y = 8,48 \text{ cm}; V'_0 = 10 - 5,52 = 4,48 \text{ cm}$$
$$e = 8,48 - 2 = 6,48 \text{ cm}$$
$$h = 4 \text{ cm}; \Omega_1 = 4 \cdot 12 = 48 \text{ cm}^2$$



$$I_b = \frac{bV_0^3}{3} + \frac{bV_0'^3}{3} + \frac{h^3d}{12} + hde^2$$

$$I_b = 7241,77 \text{ cm}^4$$

$$S^* = \frac{d_0 mAB}{B_0} = \frac{33 \cdot 15 \cdot 39,1 \cdot 648}{1234,5} = 10159,35 \text{ cm}^3$$

$$I_0 = 7241,77 + 15 \cdot 3892 + 10159,35 \cdot 33 = 400880,32 \text{ cm}^4$$

On admet que $T = \frac{q\ell}{2,4}$ CTICM Art 2-413

$$\text{avec : } q = (G + 1,2P)b = (440 + 1,2 \cdot 250) \cdot 0,60 = 444 \text{ daN/ml}$$

$$\text{d'où : } T = \frac{444 \cdot 6}{2,4} = 1110 \text{ daN}$$

$$\text{Effort de glissement : } T_1 = \frac{T \cdot S^*}{I_0} = \frac{1110 \cdot 10159,35}{400880,32} = 28,13 \text{ daN/cm}$$

Si on fixe un espacement entre les goujons $t' = 50 \text{ cm}$; l'effort revenant à un goujon est :

$$T'_1 = 28,13 \cdot 50 = 1406,50 \text{ daN} < \bar{Q} = 1666,63 \text{ daN}$$

Donc on peut dire qu'il n'y aura pas de glissement entre la dalle et les solives

2/ Plancher du rez de chaussée

Le plancher est constitué d'une dalle pleine en béton armé, nervurée.

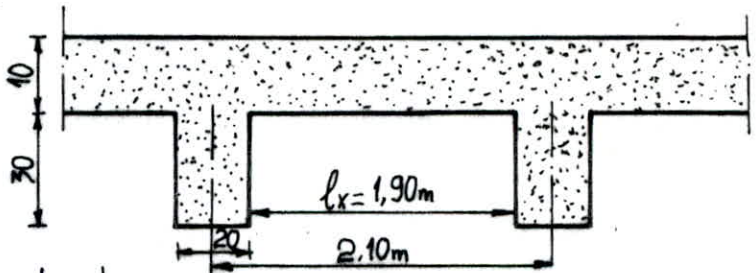
A/ Sollicitations

$$h_t = 10 \text{ cm}; h = 8 \text{ cm}$$

$$l_x = 1,90 \text{ m}; l_y = 5,65 \text{ m}$$

$$\varphi = \frac{1,90}{5,65} = 0,33 < 0,40$$

On en déduit que la dalle travaille dans le sens de la petite portée l_x , et se calcule comme une poutre continue avec une bande de 1 m.



Charges et surcharges

Charges permanentes : $G = 360 \text{ kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $P = 250 \text{ kg/m}^2$

$$\Rightarrow \frac{P}{G} = \frac{250}{360} = 0,69 < 1,5$$

$\frac{P}{G} < 1,5$, donc on peut appliquer la méthode forfaitaire car la dalle travaille dans un seul sens avec surcharges modérées.

Sollicitation totale pondérée du 1^{er} genre : $S_1 = G + 1,2P = 660 \text{ kg/m}^2$

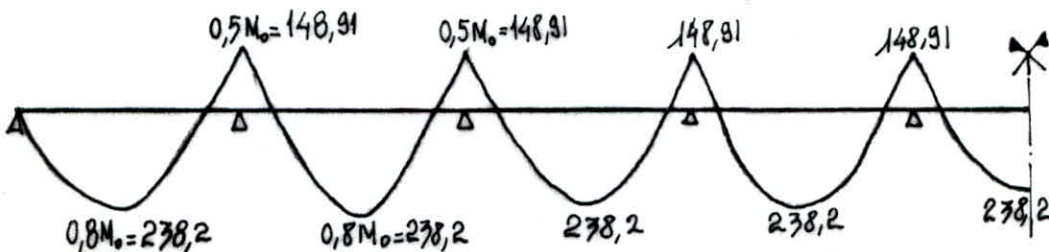
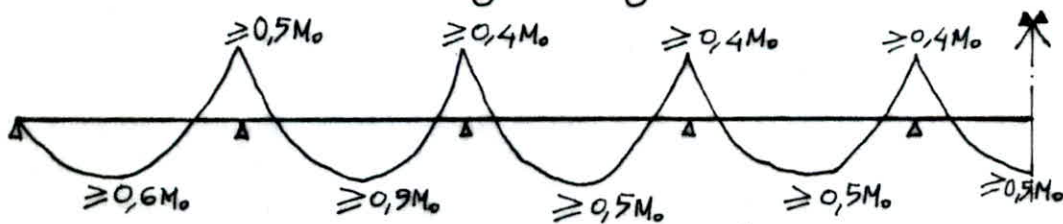
" " " " 2nd " : $S_2 = G + 1,5P = 735 \text{ kg/m}^2$

$\frac{S_2}{S_1} = \frac{735}{660} = 1,11 < 1,5$: Donc la sollicitation S_1 est la plus défavorable, il est inutile d'envisager la S_2 .

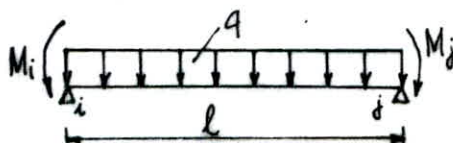
Méthode forfaitaire du CCBA68 (Art 55)

$$M_t + \left| \frac{M_{i-1} + M_i}{2} \right| \geq 1,15 M_0$$

$$M_0 = \text{Moment isostatique} : M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{660 \cdot 1,9^2}{8} = 297,82 \text{ Kg m}$$

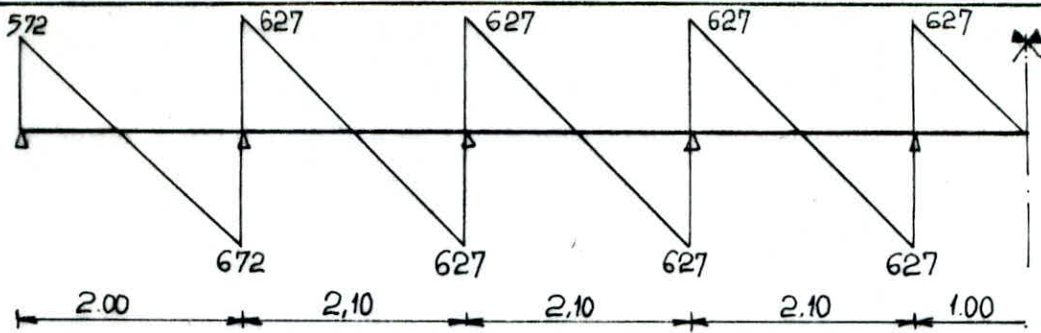


Effort tranchant



$$T_{id} = \frac{ql}{2} + \frac{M_i - M_j}{l}$$

$$T_{ij} = -\frac{ql}{2} + \frac{M_j - M_i}{l}$$



Détermination des armatures

$\phi \leq \frac{h_0}{10} = 10 \text{ mm}$; on prend des barres de $\phi 8$

$e = \text{enrobage} = 1 \text{ cm}$ (local couvert et clos)

$$h_x = h_t - e - \frac{\phi}{2} = 10 - 1 - \frac{0,6}{2} = 8,7 \text{ cm}$$

$$h_y = h_x - \phi = 8,7 - 0,6 = 8,1 \text{ cm}$$

Panneau de rive

* Armatures inférieures dans le sens de la petite portée : $A = \frac{M}{\epsilon h_x \bar{\sigma}_a}$

$$M = \frac{\eta M}{\bar{\sigma}_a \cdot 100 \cdot h_x^2} = \frac{15 \cdot 238,2 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 8,6^2} = 0,0172 \Rightarrow K = 71,5$$

$$\epsilon = 0,9422$$

$$A = \frac{23820}{2800 \cdot 8,7 \cdot 0,9422} = 1,05 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \text{ T6/ml } (A = 1,13 \text{ cm}^2)$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{71,5} = 39,16 \text{ Kg/cm}^2 < 162 \text{ vérifié} \Rightarrow A' = 0$$

* Armatures de répartition de le sens de la grande portée

$$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,29 \text{ cm}^2 : \text{ on prend } 2 \text{ T6/ml } (A = 0,565 \text{ cm}^2)$$

* Armatures supérieures sur appuis de continuité

$$M_{xa} = 148,71 \text{ Kg m} ; A = \frac{M_{xa}}{\epsilon h_x \bar{\sigma}_a}$$

$$M = \frac{\eta M_{xa}}{\bar{\sigma}_a \cdot h_x^2 \cdot b} = \frac{15 \cdot 148,71 \cdot 10^2}{2800 \cdot 8,7^2 \cdot 100} = 0,0107 \Rightarrow K = 93$$

$$\epsilon = 0,9537$$

$$A = \frac{14871}{2800 \cdot 8,7 \cdot 0,9537} = 0,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{ on prend } 3 \text{ T6/ml } (A = 0,84 \text{ cm}^2)$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{93} = 30,10 \text{ Kg/cm}^2 < 162 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

* Armature de répartition dans le sens de la grande portée

$$A_y \geq \frac{A_x}{4} = \frac{0,84}{4} = 0,21 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{ on prend } 1 \text{ T6/ml } (A = 0,28 \text{ cm}^2)$$

* Armatures supérieures sur appuis de rive

On prend forfaitairement $M = 0,2M_0 \Rightarrow A = \frac{1,049}{4} = 0,26 \text{ cm}^2$

On prend 1T6/ml ($A = 0,28 \text{ cm}^2$)

* Vérification à l'effort tranchant

$T = 627 \text{ Kgs}$; $\beta = \frac{7}{8}h = \frac{7}{8} \cdot 8,7 = 7,61 \text{ cm}$

$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot \beta} = \frac{627}{100 \cdot 7,61} = 0,82 \text{ Kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$ vérifié

Vérifications

1/ Condition de non fragilité : (CCBA 68 Art 19.2)

On doit vérifier : $A_0 = 1,13 \text{ cm}^2$

$A_1 = 1,2 A_0 = 1,35 \text{ cm}^2$

$\frac{A_2}{bh} = 0,69 \frac{2-\varphi}{2} \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \Rightarrow A_2 = 0,69 \cdot \frac{2-0,33}{2} \cdot \frac{5,9}{4120} = 0,66 \text{ cm}^2$

$A_1 > A_2$

$A_0 > A_2$

\Rightarrow La condition de non fragilité est vérifiée

2/ Ecartement des armatures

Sens X : 4T6/ml $\Rightarrow e = 25 \text{ cm} < \begin{cases} l_d \\ 3h_0 \end{cases}$

Sens Y : 2T6/ml $\Rightarrow e = 50 \text{ cm} < \begin{cases} l_d \\ 3h_0 \end{cases}$

3/ Fissuration

$\bar{\omega}_f \min = \frac{A^{\min}}{2bd} = \frac{1,049}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 2,62 \cdot 10^{-3}$

$\sigma_1 = \frac{K m_b}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6}{6} \cdot \frac{2,62 \cdot 10^{-3}}{1 + 2,62 \cdot 10^{-2}} = 1021 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K m_b}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6}{6} \cdot 1,6 \cdot 5,9} = 3686,94 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 < \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) \Rightarrow$ Fissuration vérifiée.

4/ Fleche : (CCBA 68 Art 61.22)

Si les conditions suivantes sont réalisées, il est inutile de donner une vérification de la fleche.

1° $\frac{h_0}{l_x} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x}$ avec $M_t \geq 0,75 M_x$

$$2^{\circ} \tilde{\omega}_0 = \frac{A}{bh} < \frac{20}{\sigma_{en}}$$

$$1^{\circ} \frac{h_0}{l_x} = \frac{10}{190} = 5,26 \cdot 10^{-2}$$

$$\Rightarrow \frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} \text{ vérifié}$$

$$\frac{0,8M_0}{20M_0} = 4 \cdot 10^{-2}$$

$$2^{\circ} \tilde{\omega}_0 = \frac{1,13}{100,8} = 1,4 \cdot 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \tilde{\omega}_0 < \frac{20}{\sigma_{en}} \text{ vérifié}$$

$$\frac{20}{\sigma_{en}} = \frac{20}{4120} = 4,85 \cdot 10^{-3}$$

Les deux conditions citées sont vérifiées, il est inutile de faire une vérification de la flèche.

Arrêt des barres

Les armatures inférieures dans chaque sens peuvent être arrêtées par moitié. La longueur du lit arrêtée est égale à $0,8l_x = 1,52\text{m}$ (suivant le sens principal $x-x$), et à $l_y - 0,2l_x = 5,27\text{m}$ (suivant le sens secondaire y). L'autre moitié étant totalement ancrée au delà de l'appui.

Les armatures supérieures (Chapeaux) ont une longueur égale au maximum

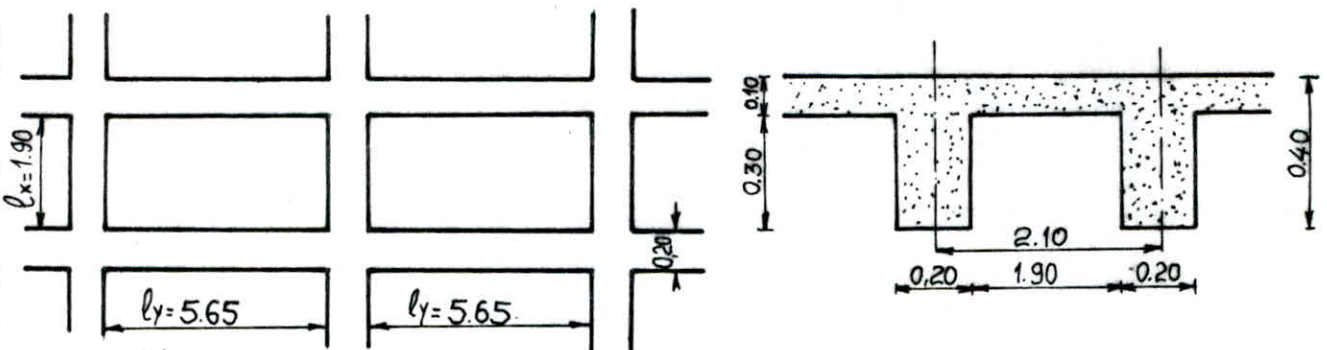
$$l_d = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} \cdot \frac{\phi}{4} = \frac{2800}{\bar{\sigma}_d} \cdot \frac{0,6}{4}; \text{ et } \frac{l_x}{5} = \frac{190}{5} = 38\text{cm}$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_s \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,9 = 16,60 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{2800}{16,60} \cdot \frac{0,6}{4} = 25,30\text{cm}$$

$$\text{Max}(l_d; \frac{l_x}{5}) = 38\text{cm}$$

CALCUL DE LA POUTRELLE



$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,90}{5,65} = 0,33 < 0,40$$



On suppose que les charges des panneaux se transmettent totalement aux poutrelles.

1. Charges permanentes:

$$G \text{ dû à la dalle: } G = 360 \times (0,2 + 1,90) = 756 \text{ Kg/ml}$$

$$G': \text{ retombée de la poutrelle: } G' = 2500 \times 0,2 \times 0,3 = 150 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charges permanentes totales: } G = 906 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation: } S = 250 (1,90 + 0,2) = 525 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge totale: } q = G + 1,2S = 906 + 1,2 \cdot 525 = 1536 \text{ Kg/ml}$$

$$a) \text{ Poutrelle isostatique: } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{1536l^2}{8}$$

$$T_0 = ql/2 = \frac{1536 \cdot l}{2}$$

$$* \text{ Déchargée: } M_0 = 3615,22 \text{ Kg m}$$

$$T_0 = 2559,45 \text{ Kgs}$$

$$* \text{ Surcharge seule: } M_0 = 2094,91 \text{ Kg m}$$

$$T_0 = 1483,12 \text{ Kgs}$$

$$* \text{ Chargée: } M_0 = 6129,12 \text{ Kg m}$$

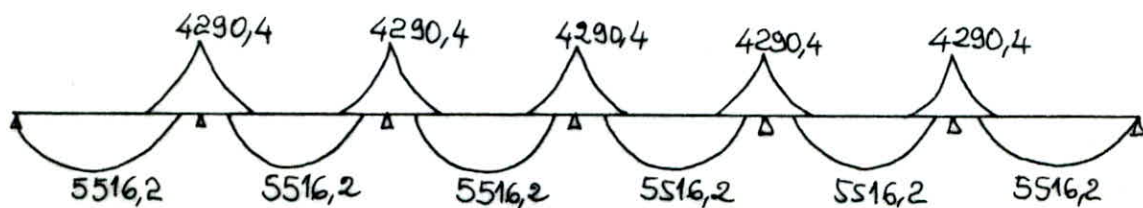
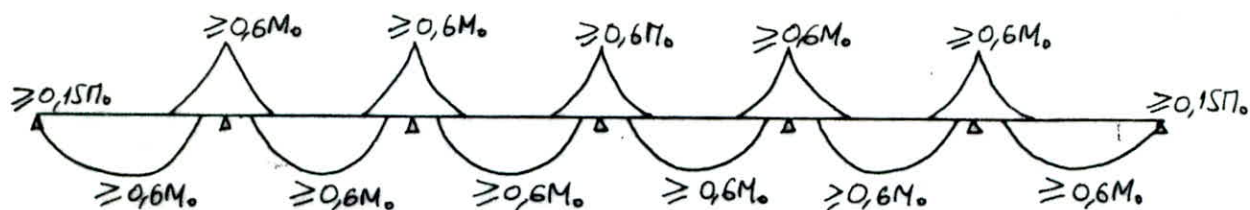
$$T_0 = 4330,20 \text{ Kgs}$$

b) Poutrelle continue sur plusieurs appuis

$$\frac{T_{\text{op}}}{T_{\text{og}}} = \frac{1483,12}{2559,45} = 0,58 < 1,5 \Rightarrow \text{on peut appliquer la méthode forfaitaire de l'article 55 du CCBA 68.}$$

$$M_t + \left| \frac{M_{i-1} + M_i}{2} \right| \geq 1,15 M_0$$

$$M_0 = 6129,12 \text{ Kg m}$$

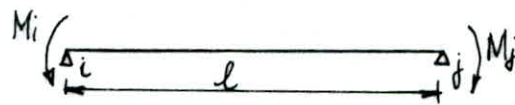


Sur l'appui de rive on prend forfaitairement un moment $M = 0,15 M_0 = 919,4 \text{ Kg m}$

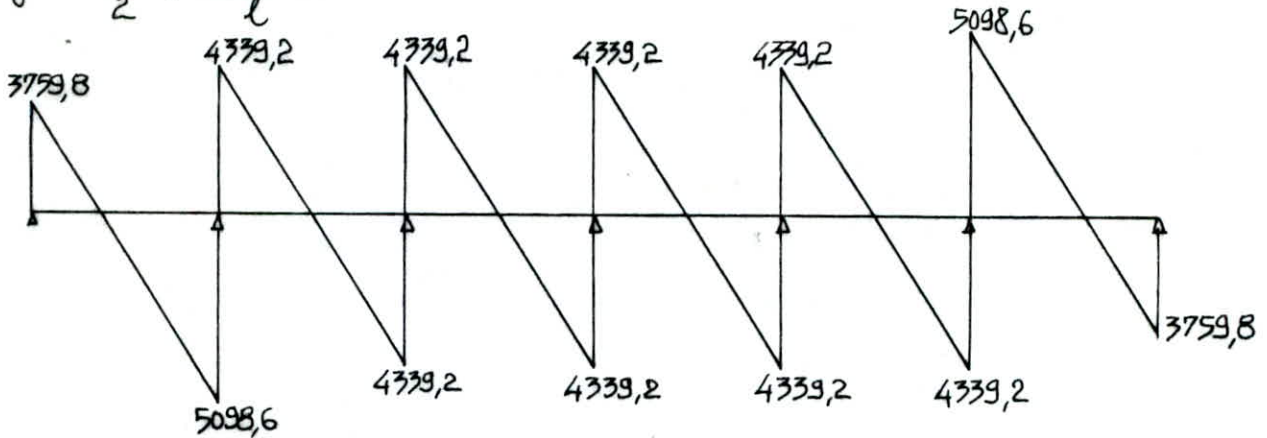
Efforts tranchants

$$T_0 = 4339,2 \text{ Kgs}$$

$$T_{id} = \frac{ql}{2} + \frac{M_i - M_j}{l}$$



$$T_{ig} = -\frac{ql}{2} + \frac{M_j - M_i}{l}$$



Calcul des armatures

1. Armatures longitudinales

1-1: Section d'acier sur appuis intermédiaires

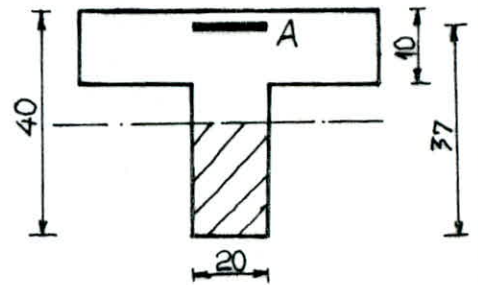
$$M_{ai} = 4290,40 \text{ Kgm}$$

$$S = 20 \times 30 \text{ cm}$$

$$M = \frac{15 \cdot 4290,4 \cdot 10^2}{2800 \cdot 20 \cdot 37^2} = 0,0839 \Rightarrow \begin{cases} K = 27,7 \\ \epsilon = 0,8829 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot h \cdot \epsilon} = \frac{4290,4 \cdot 10^2}{2800 \cdot 37 \cdot 0,8829} = 4,69 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{27,7} = 101,08 \text{ kg/cm}^2 < 162 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$



Choix des barres : Condition d'enrobage

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \phi \leq 20 \text{ mm}$$

$$\text{Distance horizontale entre 2 armatures : } x \geq \begin{cases} \phi = 2 \text{ cm} \\ \frac{8}{9} G_f \text{ (} G_f = 2,5 \text{ cm)} \end{cases} \Rightarrow x = 4 \text{ cm}$$

Donc on prend 4T14 ($A = 6,15 \text{ cm}^2$)

1-2: Section d'acier sur appui de rive

$$M_{ar} = 0,15 M_0 = 919,4 \text{ Kgm}$$

$$M = \frac{15 \cdot 919,4 \cdot 10^2}{2800 \cdot 20 \cdot 37^2} = 0,0179 \Rightarrow \begin{cases} K = 69,5 \\ \epsilon = 0,9408 \end{cases}$$

$$A = \frac{919,4 \cdot 10^2}{2800 \cdot 37 \cdot 0,9408} = 0,943 \text{ cm}^2$$

On prend 2T10 ($A = 1,57 \text{ cm}^2$)

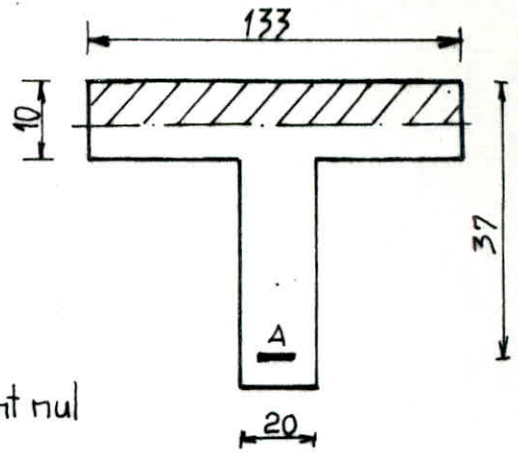
$$\bar{\sigma}_b' = 2800 / \dots \Rightarrow A' = 0$$

1.3: Section d'acier en travée

$$M_t = 5516,2 \text{ Kgm}$$

Largeur de la table de compression

$$\frac{b-b_0}{2} = \text{Min} \left[\begin{array}{l} - \frac{\ell}{10} = \frac{565}{10} = 56,5 \text{ cm} \\ - \frac{\ell x}{2} = \frac{190}{2} = 95 \text{ cm} \\ - \frac{2}{3} \text{ distance au point de moment nul} \\ \frac{2}{3} d = 105 \text{ cm} \end{array} \right.$$



$$\frac{b-b_0}{2} = 56,5 \text{ cm} \Rightarrow b = 2 \times 56,5 + 20 = 133 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre

$$M_T = k_T b h_0^2 \text{ avec } k_T = \frac{\bar{\sigma}_a}{2n} \cdot \frac{h-h_0/3}{h-h_0} = \frac{2800}{30} \cdot \frac{37-10/3}{37-10} = 118,23$$

$$M_T = 118,23 \cdot 133 \cdot 10^2 = 15,72 \text{ tm} > M_{ext} = 5,516 \text{ tm}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, pour cela le calcul se fait en section rectangulaire.

$$M = \frac{15.5516,2 \cdot 10^2}{2800 \cdot 20 \cdot 37^2} = 0,1079 \Rightarrow K = 23,5$$

$$\epsilon = 0,8701$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{5516,2 \cdot 10^2}{2800 \cdot 20 \cdot 0,8701} = 6,12 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{23,5} = 119,1 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

2/ Armatures transversales

$$T_{max} = 5,1 \text{ tonnes} \Rightarrow \tau_b = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot z} = \frac{5,1 \cdot 10^3}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 37} = 7,88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 101,08 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 67,5 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$7,88 < \left(4,5 - \frac{101,08}{67,5}\right) 67,5 = 17,71 \text{ Kg/cm}^2$$

* Contrainte admissible des armatures transversales: $\bar{\sigma}_{at}$

$$\varphi_a = 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{7,88}{9 \cdot 5,9} = 0,851 > \frac{2}{3}$$

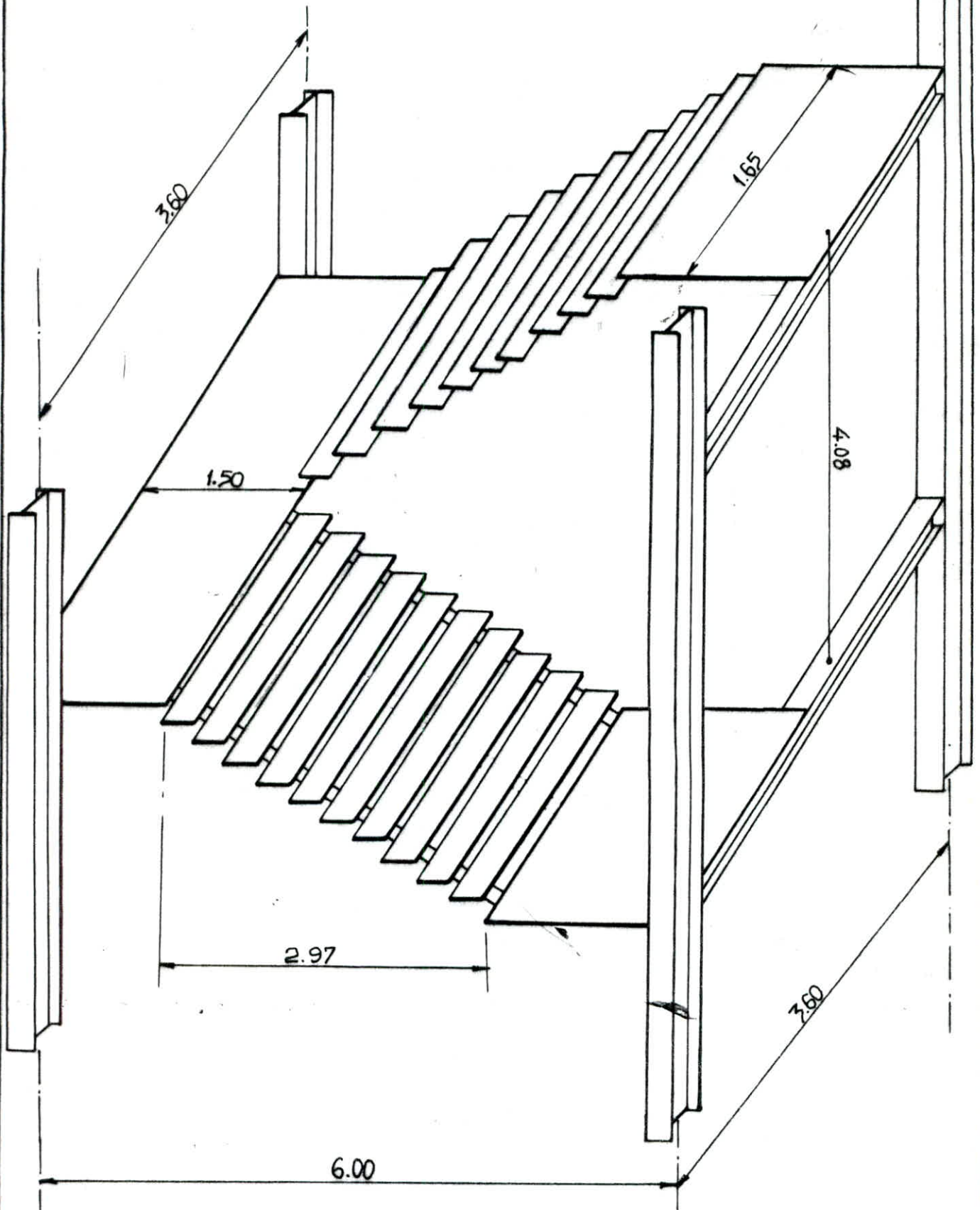
$$\text{Pas de reprise de bétonnage: } \bar{\sigma}_{at} = \varphi_a \bar{\sigma}_{en} = 0,851 \cdot 4200 = 3574,2 \text{ Kg/cm}^2$$

* Espacement des armatures transversales

$$\bar{\epsilon}_1 = h \left(1 - \frac{0,3\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 37 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{7,88}{5,9}\right) = 22,17 \text{ cm}$$

CALCUL DES ESCALIERS

Les escaliers intérieurs sont métalliques. Ils reçoivent une surcharge d'exploitation de 400 kg/m^2



Caractéristiques : Hauteur d'une marche $h = 17\text{cm}$
 Nombre de marches : $n = 12$
 Giron : $g = 27\text{cm}$

Relation de Blondel : $2h + G = 2 \cdot 17 + 27 = 61\text{cm}$

$60 < 61 < 64$ Vérifié

Emmarchement : $L = 1,65\text{m}$

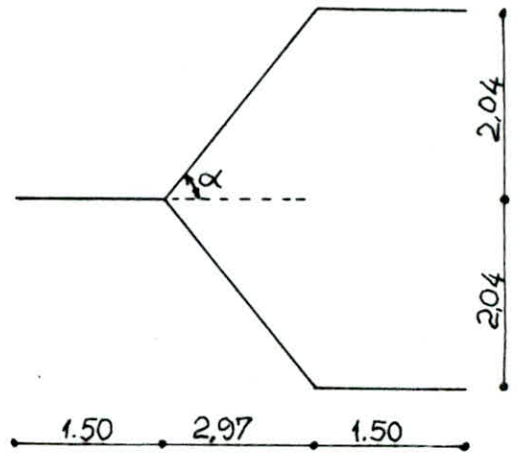
Jour : $e = 30\text{cm}$

Palier : $P = 1,50\text{m}$

$$\tan \alpha = \frac{204}{11 \cdot 27} = \frac{204}{297} = 0,68686 \Rightarrow \alpha = 34,48^\circ$$

$$\sin \alpha = 0,566$$

$$\cos \alpha = 0,824$$



Evaluation des charges

Tôle striée : $44,30\text{kg/m}^2$

Gerflex : 5kg/m^2

Garde corps : 15kg/m^2

$$G = 64,30\text{kg/m}^2 ; S = 400\text{kg/m}^2$$

1/ Calcul des cornières de fixation des marches

$$q = (G + S) \frac{g}{2} = (64,30 + 400) \cdot \frac{0,27}{2} = 62,68\text{kg/ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI_x} \leq \frac{l}{300} \Rightarrow I_x \geq \frac{300 \cdot 5 \cdot 62,68 \cdot 10^{-2} \cdot 27^3}{384 \cdot 21 \cdot 10^6} = 2,29\text{cm}^4$$

on prend : L 40 x 40 x 4 ($I_x = 4,47\text{cm}^4$; $P = 2,24\text{kg/ml}$)

2/ Poutre de la paillasse

$$q_0 = \frac{G + S}{\cos \alpha} = \frac{66,54 + 400}{0,824} = 565,9\text{kg/m}^2$$

$$q = q_0 \cdot \frac{L}{2} = 565,9 \cdot \frac{1,65}{2} = 466,86\text{kg/ml}$$

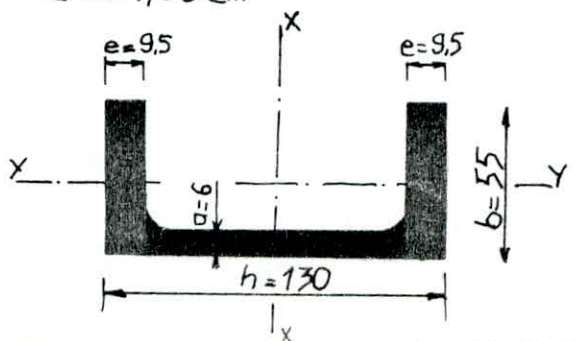
$$I_x \geq \frac{5ql^3 \cdot 300}{384E} = \frac{5 \cdot 466,86 \cdot 10^{-2} \cdot 297^3 \cdot 300}{384 \cdot 21 \cdot 10^6} = 227,50\text{cm}^4$$

On choisit un UAP 130 $\Rightarrow I_x = 459\text{cm}^4$

$P = 13,7\text{kg/ml}$

$W_x = 70,7\text{cm}^3$

$S^* = 41,8\text{cm}^3$



Vérification de la cornière

$$q = \left(\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}S \right) \frac{g}{2} + r = \left(\frac{4}{3} \cdot 64,30 + \frac{3}{2} \cdot 400 \right) \frac{0,27}{2} + 2,24 = 94,81 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{94,81 \cdot 1,65^2}{8} = 32,26 \text{ Kg m}$$

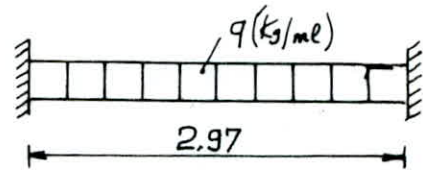
$$\text{Résistance à la flexion simple: } \sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{32,26 \cdot 10^2}{1,55} = 2081,29 \text{ Kg/cm}^2$$

$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{en}} \Rightarrow$ La cornière choisie (L40x40x4) est vérifiée.

Vérification de la poutre pailleasse

$$q = \left(\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}S \right) \frac{1}{\cos \alpha} \cdot \frac{L}{2} + \frac{4}{3}r$$

$$q = \left(\frac{4}{3} \cdot 66,30 + \frac{3}{2} \cdot 400 \right) \frac{1}{0,824} \cdot \frac{1,65}{2} + \frac{4}{3} \cdot 13,7 = 707,5 \text{ Kg/ml}$$



$$M_{\max} = \frac{ql^2}{12} = \frac{707,5 \cdot 2,97^2}{12} = 520,06 \text{ Kg m}$$

$$T_{\max} = ql = 707,5 \cdot 2,97 = 2101,27 \text{ Kgs}$$

$$\text{Résistance à la flexion simple: } \sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{520,06 \cdot 10^2}{70,7} = 735,58 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{\text{en}}$$

$$\text{Résistance au cisaillement: } \tau = \frac{TS^*}{e_a I_x} = \frac{2101,27 \cdot 41,8}{6,5 \cdot 459} = 2443 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

$$\tau < \frac{\sigma_{\text{en}}}{1,54} \quad \text{c'est vérifié.}$$

3) Poutre palière

$$q = (466,30) \left(1,5 + \frac{2,97}{2} \right) = 2084,36 \text{ Kg/ml}$$

On suppose que la poutre est articulée, pour avoir le cas le plus défavorable.

$$I_x \geq \frac{5ql^3}{384E} \cdot 300 = \frac{5 \cdot 2084,36 \cdot 10^{-2} \cdot 3,6^3 \cdot 300 \cdot 10^6}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6} = 1808,92 \text{ cm}^4$$

On prend un IPE200 ($I_x = 1943 \text{ cm}^4$)

Vérifications

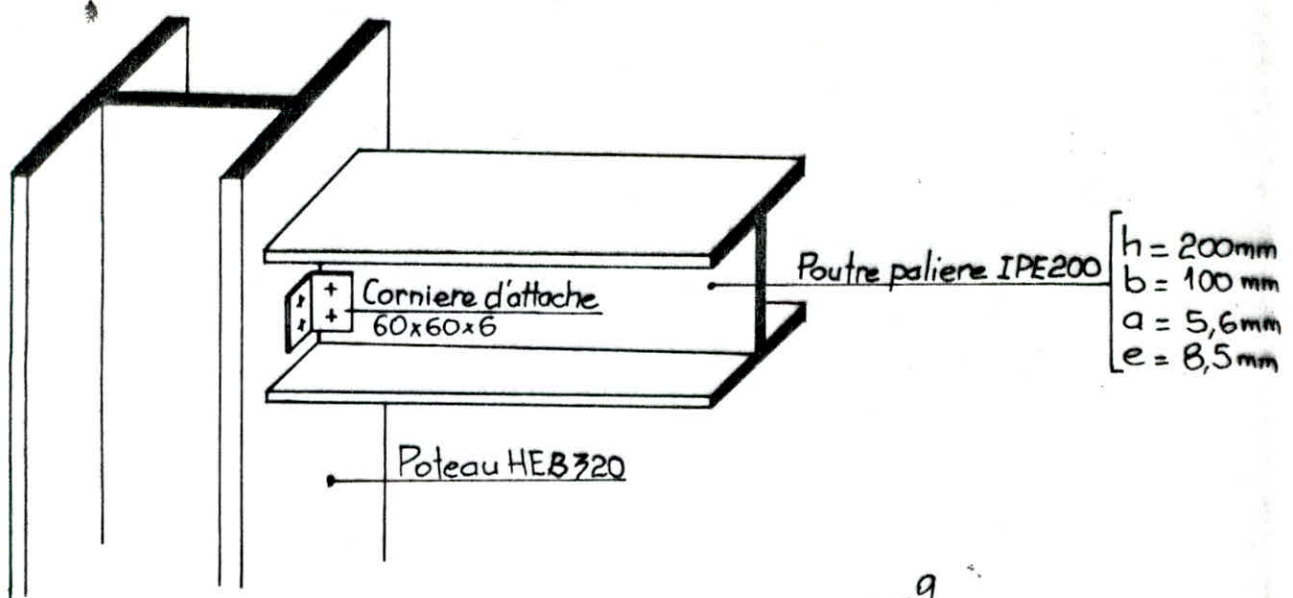
$$q = \left(\frac{4}{3} \cdot 66,30 + \frac{3}{2} \cdot 400 \right) \cdot 3,60 + \frac{4}{3} \cdot 22,4 = 2508,1 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{12} = 2708,7 \text{ Kg m} \Rightarrow \sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{2708,7 \cdot 10^2}{194} = 1396,23 < \sigma_{\text{en}} \text{ vérifié}$$

$$\tau_{\max} = ql/2 = \frac{2508,1 \cdot 3,60}{2} = 4514,6 \text{ Kgs} \Rightarrow \tau = \frac{T}{A_a} = \frac{4514,6}{0,56 \cdot 18,3} = 440,53$$

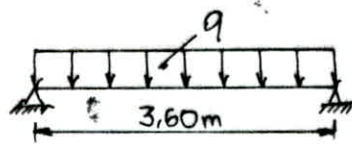
$$\tau_{\max} < \frac{\sigma_{\text{en}}}{1,54} \Rightarrow \text{Cisaillement vérifié}$$

Assemblage poutre paliere - poteau.



$$q = 2084,36 \text{ Kg/ml}$$

$$T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{2084,36 \times 3,60}{2} = 3751,8 \text{ Kgs}$$



a/ Assemblage corniere - poutre

L'assemblage est assuré par 2 boulons ordinaires de classe et qualité 4-6 avec $\sigma_e = 2400 \text{ Kgs/cm}^2$. Pour que la partie lisse du boulon régné au droit de toutes les sections cisillées on vérifie $1,54 \frac{T^*}{A} \leq \sigma_e$ avec T^* effort de cisaillement sur un boulon. $T^* = \frac{T}{4} = \frac{3751,8}{4} = 945,3 \text{ t}$

$$A \geq \frac{1,54 \cdot 945,4}{2400} = 0,606 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } d \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 0,606}{\pi}} = 0,87 \text{ cm}$$

on prend $d = 10 \text{ mm}$

b/ Assemblage corniere - poteau

L'assemblage est assuré par 2 boulons ordinaires de chaque côté. On obtient le même diamètre que précédemment: $d = 10 \text{ mm}$

* Condition d'épaisseur

$$e_{\min} = 5,6 \text{ mm (IPE200)} \Rightarrow e_{\min} < 20 \text{ mm}$$

$$d_{\text{tr}} \geq e_{\min} + 2 \text{ mm} : 11 \text{ mm} \geq 5,6 + 2 = 7,6 \text{ mm} \text{ c'est vérifié}$$

* Conditions de distances

- Distance entre axe des boulons

$$3d_{tr} \leq \delta \leq 10d_{tr} \Rightarrow 33 \leq \delta \leq 110 \text{ mm} \quad \text{on prend } \delta = 60 \text{ mm}$$

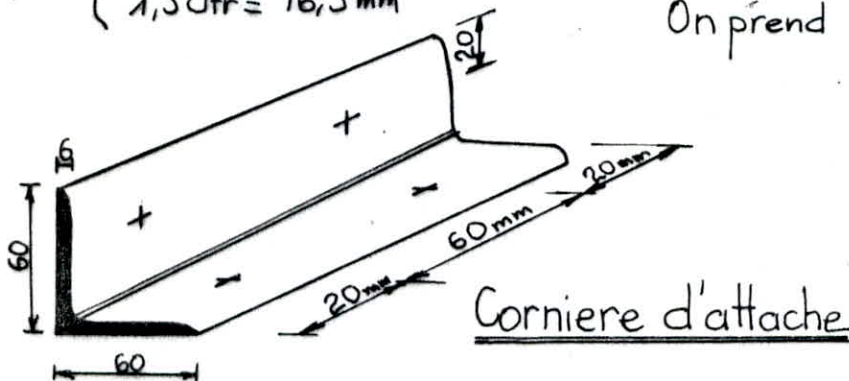
- Pince transversale

$$1,5d_{tr} \leq \delta_t \leq 2,5d_{tr} \Rightarrow 16,5 \text{ mm} \leq \delta_t \leq 27,5 \text{ mm} \quad \text{on prend } \delta_t = 20 \text{ mm}$$

- Pince longitudinale.

$$\delta_l = \sup \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8T^*}{e_{min}\sqrt{\sigma_e}} = \frac{0,8 \cdot 945,43}{0,56 \cdot 2400} = 5,6 \text{ mm} \\ 1,5d_{tr} = 16,5 \text{ mm} \end{array} \right. \leq 2,5d_{tr} = 27,5 \text{ mm}$$

On prend $\delta_l = 20 \text{ mm}$



* Préssion diamétrale

$$\frac{T^*}{e_{min}} = \frac{945,4}{1,1 \cdot 0,56} = 1534,79 \text{ Kg/cm}^2 < 3\sigma_e = 7200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{c'est vérifié}$$

Assemblage poutre pailleasse - poutre paliere

On prévoit un assemblage frontal, avec une platine de 3 mm d'épaisseur, et des boulons de diamètre 10 mm.

Les conditions de distances sont déjà vérifiées.

$$M_{max} = 520,06 \text{ Kgm} ; T_{max} = 2101,27 \text{ Kgs} ; N = 0$$

$$\text{Effort dû au moment : } F_1 = \frac{M d_1}{\sum d_i^2}$$

$$F_1 = \frac{520,06 \cdot 0,0875}{0,0275^2 + 0,0875^2} = 5409,24 \text{ Kgs} \Rightarrow F^* = \frac{F_1}{2} = 2704,6 \text{ Kgs}$$

$$\text{Effort revenant à un boulon : } T^* = \frac{F_1}{6} = \frac{2101,27}{6} = 350,2 \text{ Kgs}$$

$$\text{Effet de } T : T^* = 350,2 \text{ Kgs} \leq 1,14 N_0$$

$$N_0 = 0,8 A_r \sqrt{\sigma_e}$$

$$N_0 = 0,8 \cdot 58 \cdot 10^{-2} \cdot 6400 = 2969,60 \text{ Kgs} \quad (\sigma_e = 6400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ boulons classe 8-8})$$

$$1,14 N_0 = 1,1 \cdot 0,3 \cdot 2969,60 = 980 \text{ Kgs}$$

$\varphi = 0,30$ dû à l'état de surface

$$1,14 N_0 = 980 \text{ Kgs} > T^* = 750,2 \text{ Kgs} \text{ c'est vérifié.}$$

Effet de M: $F_1^* \leq N_0$: $2704,6 \text{ Kgs} < 2969,60 \text{ Kgs}$ c'est vérifié.

Vérification des soudures

Epaisseur du cordon: $a = 4 \text{ mm} \Rightarrow \alpha = 1$

longueur du cordon: $l_1 = l - 2a = 111 - 2 \times 4 = 103 \text{ mm}$

$$l_2 = l' - 2a = 55 - 2 \times 4 = 47 \text{ mm}$$

$$l_3 = l'' - 2a = 49 - 8 = 41 \text{ mm.}$$

* Cordons de semelles

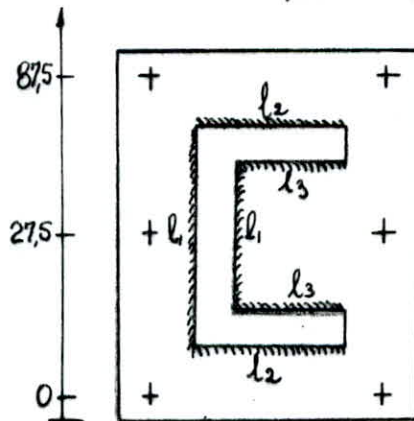
$$1,18 \left[\frac{M \cdot h}{h^2 l_2 \alpha + (h - 2e)^2 l_3 \alpha} \right] \leq \sigma_e$$

$$1,18 \left[\frac{52006 \cdot 13}{13^2 \cdot 4,7 \cdot 0,4 \cdot 1 + (13 - 2 \cdot 0,6)^2 \cdot 4,1 \cdot 0,4 \cdot 1} \right] = 1460,92 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

c'est vérifié

* Cordons d'ame

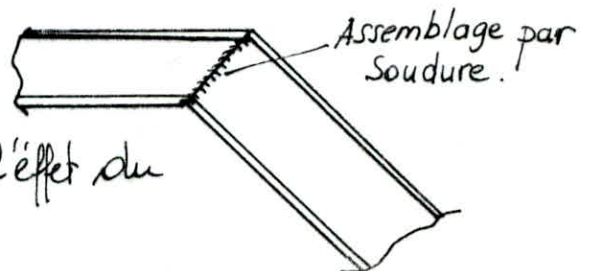
$$\frac{\sqrt{1,8} T}{2 l \alpha} \leq \sigma_e \Rightarrow 342,20 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ c'est vérifié.}$$



Remarque: Assemblage des deux poutres UAP formant la poutre paillasse

Cet assemblage par cordons de soudure doit être réalisé le plus

proche de l'appui et ce pour éviter l'effet du moment fléchissant.



ETUDE

AU

SEISME

ETUDE AU SEISME

I/ Introduction :

L'étude sismique de notre ouvrage sera basée sur les règles parasismiques algériennes (RPA 81). Notre ouvrage sera implanté dans la région algéroise classée par le RPA en zone II (zone de moyenne sismicité). Le principe de calcul est fonction de la hauteur du bâtiment.

Méthode statique : $H \leq 45m$ en zone 2
 $H \leq 30m$ " " 1

La hauteur de notre bâtiment est 20,97m, donc nous appliquerons la méthode statique. L'utilisation de la méthode statique ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Ductilité suffisante
- Capacité de dissiper l'énergie induite par le mouvement du sol.

II/ Action sismique

1/ Force sismique minimum (Art 3-3-1)

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction des axes principaux de la structure, conformément à la formule.

$$V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W$$

A = coefficient d'accélération des zones dépendant du groupe d'usage. Notre ouvrage est à usage de bureaux (groupe d'usage 2)

$$\Rightarrow A = 0,15$$

D = Facteur d'amplification dynamique moyen.

Dépend du type de sol, en fonction de la période T du bâtiment.

On a un sol ferme (voir rapport de sol)

$$D = 2 \sqrt{\frac{0,3}{T}} ; T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}}$$

$$T_{Long} = \frac{0,09 \cdot 20,97}{\sqrt{36}} = 0,31 \Rightarrow D = 2 \sqrt{\frac{0,3}{0,31}} = 1,97 \quad \boxed{D = 1,97}$$

$$T_{Trans} = \frac{0,09 \cdot 20,97}{\sqrt{22,80}} = 0,39 \Rightarrow D = 2 \sqrt{\frac{0,3}{0,39}} = 1,75 \quad \boxed{D = 1,75}$$

B : Facteur de comportement de la structure

Dépend de la structure et de la nature du contreventement.

Nous avons une ossature métallique contreventée par

$$\boxed{B = 0,25}$$

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

P_q = facteur de qualité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q

P_q	SENS LONG	SENS TRAN
P_1 : Critère de fil porteuses	0,1	0
P_2 : " " Surabondance en plan	0,1	0,1
P_3 : " " symétrie en plan	0,1	0,1
P_4 : " " régularité en élévation	0,1	0,1
P_5 : " " contrôle de la qualité des matériaux	0,1	0,1
P_6 : " " " " " de la construction	0,1	0,1
	$\Sigma = 0,6$	$\Sigma = 0,5$

Sens transversal : $Q = 1,5 \Rightarrow V_t = 0,15 \cdot 1,75 \cdot 0,25 \cdot 1,5 \cdot W = 0,098 W$

Sens longitudinal : $Q = 1,6 \Rightarrow V_L = 0,15 \cdot 1,97 \cdot 0,25 \cdot 1,6 \cdot W = 0,118 W$

Poids de la structure

Surface : $S = 36 \cdot 22,80 = 820,8 \text{ m}^2$

Périmètre $p = 2(36 + 22,80) = 117,6 \text{ m}$

Terasse :

- Poids du plancher : $561 \cdot 820,8 = 460,4 \text{ tonnes}$
- Acrotère : $0,15 \cdot 0,6 \cdot 117,6 \cdot 2500 = 26,46 \text{ tonnes}$
- $\frac{1}{2}$ Cloisons : $\frac{1}{2} \cdot 820,8 \cdot 105 = 43 \text{ tonnes}$
- $\frac{1}{2}$ mur de façade : $(36 + 22,80) \cdot 2,04 \cdot 115 = 13,79 \text{ tonnes}$
- $\frac{1}{2}$ Poteaux : $2,04 \cdot 127 \cdot 28 = 7,25 \text{ tonnes}$
- Poutres transversales : $57,1 \cdot 3,60 \cdot 7 + 709,76 \cdot 2 \cdot 14 = 21,30 \text{ tonnes}$
- Poutres longitudinales : $24 \cdot 6 \cdot 50,5 = 72,2 \text{ tonnes}$
- Solives : $105 \cdot 6 \cdot 30,7 = 19,30 \text{ tonnes}$
- $\frac{1}{2}$ Cage d'ascenseur + Ascenseur + $\frac{1}{2}$ escaliers = $18,5 \text{ tonnes}$
- 50% Surcharge d'exploitation : $0,5 \cdot 250 \cdot 820,8 = 102,5 \text{ tonnes}$

Total : 777,4 tonnes

Plancher courant : Poids du plancher : $440 \cdot 820,8 = 361,1 \text{ tonnes}$

Solives (IPE 240) : $19,30 \text{ tonnes}$

Cloisons : 86 tonnes

Murs de façade : $27,58 \text{ tonnes}$

Poteaux : $14,50 \text{ tonnes}$

Poutres transversales : $21,30 \text{ tonnes}$

Poutres longitudinales : $72,30 \text{ tonnes}$

Cage d'ascenseur + escaliers : $7,60 \text{ tonnes}$

50% surcharge d'exploitation : 102,5 tonnes

Total : 712,1 tonnes

Plancher RDC : $\frac{1}{2}$ Poteaux : $7,25 \text{ tonnes}$

Poids total de la structure : $W_T = W_1 + 4W_2 + W_3 = 777,4 + 4 \cdot 712,1 + 7,25$

$W_T = 3633 \text{ tonnes}$

Forces sismiques : $V_x = 0,118 W_T = 429,4 \text{ tonnes}$

$V_y = 0,098 W_T = 357,6 \text{ tonnes}$

Distribution des forces latérales :

La force latérale V doit être répartie sur la hauteur de la structure selon la relation suivante.

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad \text{avec : } \begin{cases} F_t = 0,07 T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{sinon} \end{cases}$$

F_t étant la force concentrée au sommet de la structure.

$T_x = 0,31 \text{ seconde} \Rightarrow F_t = 0$ dans les deux sens.

$T_y = 0,39 \text{ "}$

Le reste de l'effort horizontal total V doit être distribué sur la structure suivant la formule.

$$F_k = \frac{(V - F_t) w_k h_k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad \text{avec } w_k = \text{charge du niveau } k$$

$$F_k = \text{Effort horizontal au niveau } k$$

Puisque $F_t = 0$ donc

$$F_k = \frac{V w_k h_k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

Les résultats sont groupés dans les tableaux ci-dessous

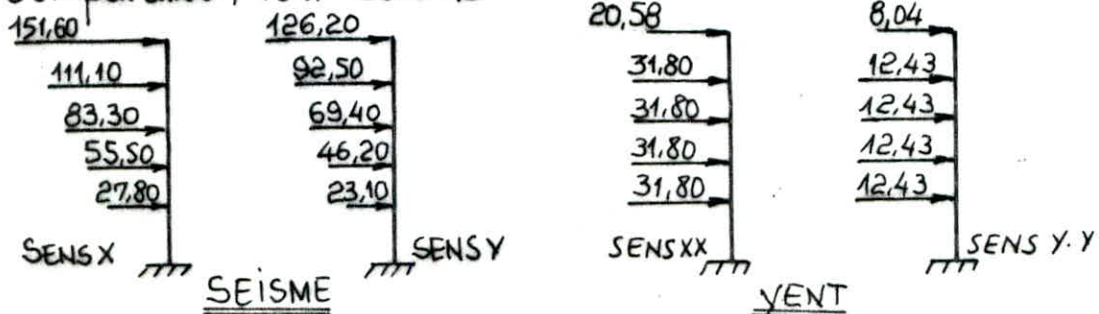
Sens longitudinal: XX

Niveau	$w_k (t)$	$h_k (m)$	$w_k h_k (tm)$	F_k	F_k cumulés
5	777,4	20,40	15858,9	151,60	151,60
4	712,1	16,32	11621,1	111,10	262,70
3	712,1	12,24	8716,1	83,30	346,00
2	712,1	8,16	5810,7	55,50	401,50
1	712,1	4,08	2905,3	27,80	429,30
				$\Sigma = 44912,4$	

Sens transversal: Y.Y

Niveau	w_k	h_k	$w_k h_k$	F_k	F_k cumulés
5	777,4	20,40	15858,9	126,20	126,20
4	712,1	16,32	11621,1	92,50	218,70
3	712,1	12,24	8716,1	69,40	288,10
2	712,1	8,16	5810,7	46,20	334,30
1	712,1	4,08	2905,3	23,10	357,40
				$\Sigma = 44912,4$	

Comparaison Vent - Seisme



On constate que le seisme produit des efforts plus importants que le vent. Donc ces efforts seront pris seuls dans les calculs pour les sollicitations du 2^{ème} genre.

Vérification au renversement

Toute structure doit être calculée pour résister aux efforts de renversement. Pour assurer la stabilité il faut vérifier que :

$$M_{\text{résistant}} \geq 1,5 M_{\text{renversement}}$$

Sens longitudinal : $M_{\text{renv}} = M^T_{\text{en console}} + \text{effort tranchant à la base par bras de levier } z$.

$$M_{\text{résistant}} = (\sum w_i - \sum \sigma w_i) b \text{ avec } \sigma = ABDQ$$

$$M^T_{\text{en console}} = \sum F_i h_i = 151,60 \cdot 20,4 + 111,1 \cdot 16,32 + 83,3 \cdot 12,24 + 55,5 \cdot 8,16 + 27,8 \cdot 4,08$$

$$M_T = 6491,7 \text{ tm}$$

$$\text{Effort tranchant} \times z = 0 \text{ car } z = 0 \Rightarrow M_{\text{renv}} = 6491,7 \text{ tm}$$

$$M^T_{\text{résistant}} : b_x = L_x/2 = 18 \text{ m} ; b_y = L_y/2 = 11,40$$

$$\sigma_x = 0,118 \text{ (déjà calculé)} ; \sigma_y = 0,098$$

$$\sum w_i = 3663 \text{ tonnes.}$$

$$\sum_{i=1}^5 \sigma_x w_i = 428,7 \text{ tm} ; \sum \sigma_y w_i = 356 \text{ tm}$$

$$M_T_{\text{résistant}} = (3663 - 428,7) 18 = 57677,4 \text{ tm}$$

$$1,5 M_{\text{renv}} = 1,5 \cdot 6491,7 = 9737,5 \text{ tm}$$

La stabilité, dans le sens longitudinal, est assurée car $M_{\text{res}} > 1,5 M_{\text{renv}}$

Sens transversal

$$M_{\text{res}} = (3663 - 356) 11,40 = 37357,8 \text{ tm}$$

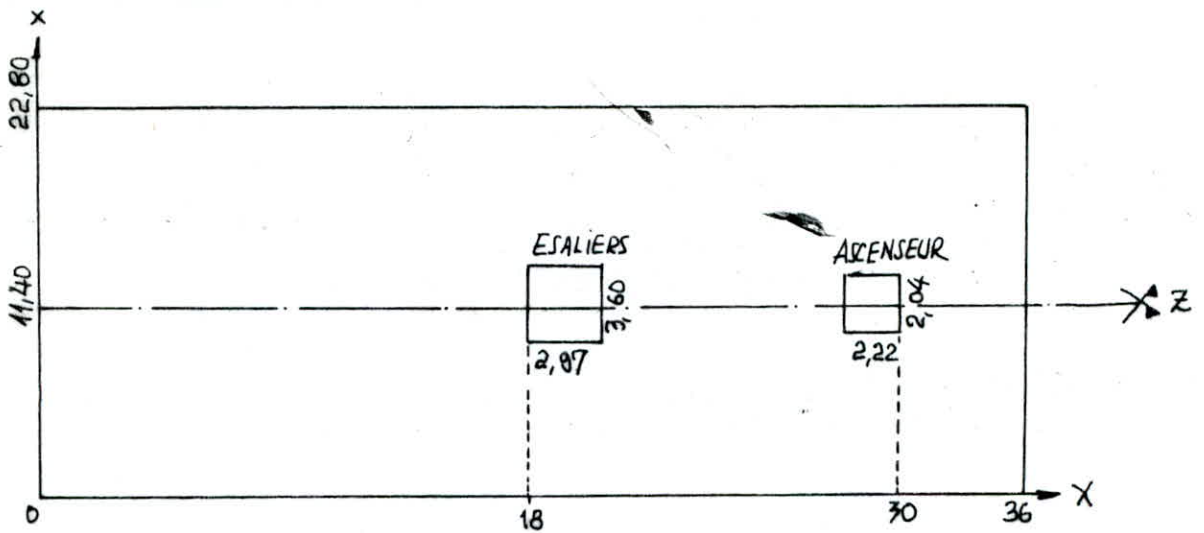
$$M_{\text{renv}} = \sum F_i h_i = 126,2 \cdot 20,4 + 92,5 \cdot 16,32 + 69,4 \cdot 12,24 + 46,2 \cdot 8,16 + 23,1 \cdot 4,08$$

$$M_{\text{renv}} = 5404,77 \text{ tm}$$

$$1,5 M_{\text{renv}} = 8107,1 \text{ tm} < M_{\text{res}}$$

La stabilité dans le sens transversal est assurée.

Calcul du centre de masse



Coordonnées du centre de masse

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot x_i}{\sum S_i} = \frac{36 \cdot 22,80 \cdot 18 - 2,22 \cdot 2,04 (30 - 1,11) - 2,97 \cdot 3,60 (18 + \frac{2,97}{2})}{36 \cdot 22,80 - 2,22 \cdot 2,04 - 2,97 \cdot 3,60}$$

$$X_G = 17,92 \text{ m}$$

$$Y_G = 11,40 \text{ m (Symétrie suivant l'axe } z)$$

Calcul du centre de torsion

Le centre de torsion d'un ensemble de palées est le point caractérisé par les propriétés suivantes.

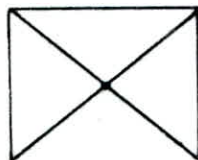
- Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des palées, qui est parallèle à la direction de la face.
- Un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre une rotation des palées. Le centre de torsion est le même que celui des moment.

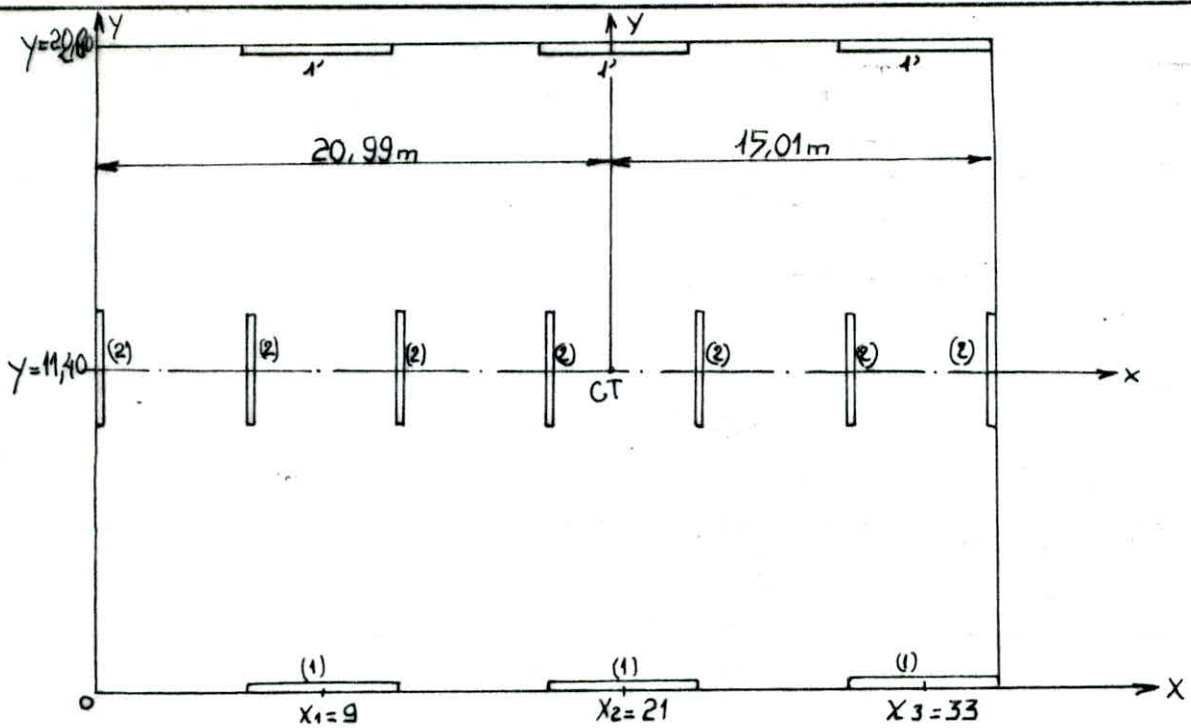
Coordonnées du centre de torsion

$$X_{CT} = \frac{\sum_{i=1}^n I_{x_i} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n I_{x_i}}$$

$$Y_{CT} = \frac{\sum_{i=1}^n I_{y_i} \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n I_{y_i}}$$

Les I_{x_i} , I_{y_i} représentent les inerties équivalentes des palées de stabilité. On dispose dans les deux sens des palées en forme de croix de Saint-André.

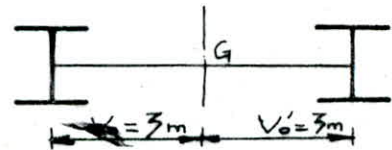




Calcul des inerties équivalentes

Art 3.421 CM66 : Pièces en treillis : $I_e = A_m V_0^2 + A'_m V_0'^2 + I_m + I'_m$

Poteaux : HEB 320 : $A = 161,3 \text{ cm}^2$
 $I_x = 30820 \text{ cm}^4$
 $I_y = 9239 \text{ cm}^4$



Palée 1: $I_{ex} = 2 \cdot 161,3 \cdot 300^2 + 2 \cdot 30820 = 0,29 \text{ m}^4$

$I_{ey} = 30820 + 9239 = 40059 \text{ cm}^4 = 0,0004006 \text{ m}^4$

Palée 2: $I_{ex} = 0,0004006 \text{ m}^4$

$I_{ey} = 2 \cdot (161,3 \cdot 180^2) + 2 \cdot 30820 = 0,10 \text{ m}^4$

Palée 1	$I_{xi} (\text{m}^4)$	$X_i (\text{m})$	$I_{xi} X_i (\text{m}^5)$	$I_{yi} (\text{m}^4)$	$Y_i (\text{m})$	$I_{yi} Y_i (\text{m}^5)$
1a	0,29	9	2,61	0,0004	0	0
1b	0,29	21	6,09	0,0004	0	0
1c	0,29	33	9,57	0,0004	0	0
1'a	0,29	9	2,61	0,0004	22,80	0,00912
1'b	0,29	21	6,09	0,0004	22,80	0,00912
1'c	0,29	33	9,57	0,0004	22,80	0,00912
// // // // // // //						
	$\Sigma = 1,74$		$\Sigma = 36,54$	$\Sigma = 0,0024$		$\Sigma = 0,02736$
Palée 2	I_{xi}	X_i	$I_{xi} X_i$	I_{yi}	Y_i	$I_{yi} Y_i$
2a	0,0004	0	0	0,10	11,40	1,14
2b	0,0004	6	0,0024	0,10	11,40	1,14
2c	0,0004	12	0,0048	0,10	11,40	1,14
2d	0,0004	18	0,0072	0,10	11,40	1,14
2e	0,0004	24	0,0096	0,10	11,40	1,14
2f	0,0004	30	0,012	0,10	11,40	1,14
2g	0,0004	36	0,0144	0,10	11,40	1,14
// // // // // // //						
	$\Sigma = 0,0028$		$\Sigma = 0,0504$	$\Sigma = 0,70$		$\Sigma = 7,98$

$$X_{CT} = \frac{36,54 + 0,0504}{1,74 + 0,0028} = 20,99 \text{ m}$$

$$Y_{CT} = \frac{0,02736 + 7,98}{0,0024 + 0,70} = 11,40 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité

$$e_x = |X_{CT} - X_G| = 20,99 - 17,92 = 3,07 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_{CT} - Y_G| = 11,40 - 11,40 = 0$$

Remarque : L'excentricité ne doit pas dépasser 20% de la longueur effective du bâtiment, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique.

$$20\% l = 0,2 \cdot 22,80 = 4,56 \text{ m} > 3,07 \text{ m} \quad \underline{\text{C'est vérifié}}$$

Excentricité de calcul = Max { 5% de la plus grande dimension du bâtiment
Excentricité théorique

$$5\% L = 0,05 \cdot 36 = 1,80 \text{ m} \Rightarrow e_x = e_y = 3,07 \text{ m}$$

DISTRIBUTION DES EFFORTS SISMIQUES SUR LES PALÉES

La distribution des efforts sur les différents systèmes de contreventement ne peut être faite que par les considérations d'équilibre. Il faut tenir compte des conditions de compatibilité de déformation des différents contreventements. On admet les hypothèses suivantes.

- Planchers infiniment rigides dans le sens horizontal.

- L'inertie des contreventements est constante sur toute la hauteur du bâtiment ou varie proportionnellement.

L'effort sismique F de l'étage sera distribué sur les différents contreventements suivant la formule suivante.

$$R_{ix} = F_x I_{y_i} \left(\frac{1}{\sum_{i=1}^n I_{y_i}} + \frac{e y_i}{\sum_{i=1}^n I_{y_i} y_i^2} \right)$$

e = excentricité

(x_i, y_i) Coordonnées de la palée i dans le repère (CT; X, Y)

$$R_{iy} = F_y I_{x_i} \left(\frac{1}{\sum_{i=1}^n I_{x_i}} + \frac{e x_i}{\sum_{i=1}^n I_{x_i} x_i^2} \right)$$

R_i : Effort revenant à la palée i de l'étage considéré.

Les tableaux suivants résument les efforts revenant à chaque palée.

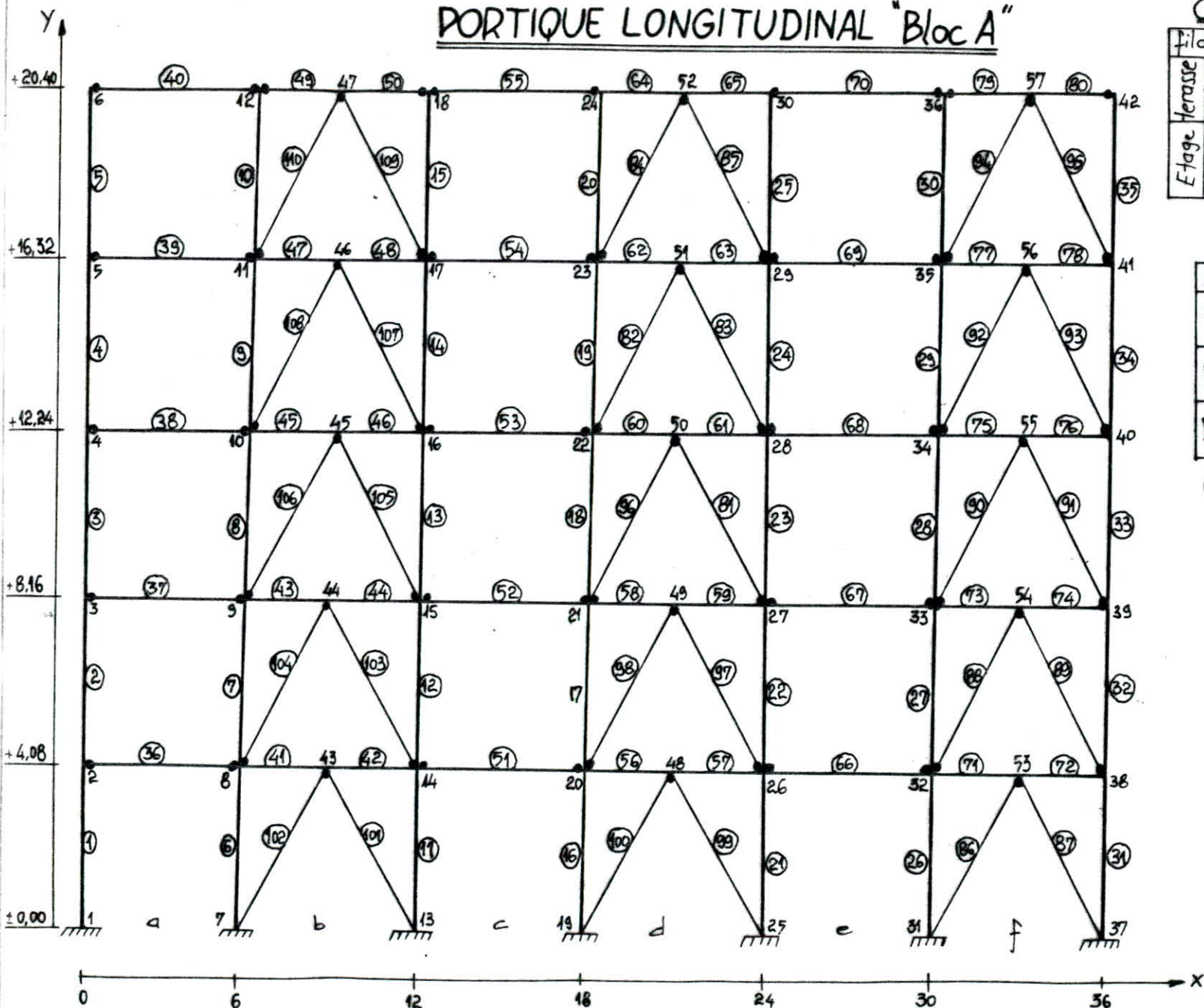
Caract Palée	I_{x_i}	I_{y_i}	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	$I_{x_i} x_i^2$	$I_{y_i} y_i^2$
1a	0,29	/	11,99	/	143,76	0	41,69	/
1b	0,29	/	0,01	/	0,0001	0	0,00003	/
1c	0,29	/	12,01	/	144,24	0	41,83	/
1'a	0,29	/	11,99	/	143,76	0	41,69	/
1'b	0,29	/	0,01	/	0,0001	0	0,00003	/
1'c	0,29	/	12,01	/	144,24	0	41,83	/
2a	/	0,10	/	0	/	0	/	0
2b	/	0,10	/	0	/	0	/	0
2c	/	0,10	/	0	/	0	/	0
2d	/	0,10	/	0	/	0	/	0
2e	/	0,10	/	0	/	0	/	0
2f	/	0,10	/	0	/	0	/	0
2g	/	0,10	/	0	/	0	/	0
							$\Sigma = 167,04$	$\Sigma = 0$

NIVEAU	Palée	e(m)	$F_x(t)$	$F_y(t)$	$I_{x_i}(m^2)$	$I_{y_i}(m^2)$	$x_i(m)$	$y_i(m)$	ΣI_{x_i}	ΣI_{y_i}	$\Sigma I_{x_i} x_i^2$	$\Sigma I_{y_i} y_i^2$	$R_{y_i}(t)$	$R_{x_i}(t)$
5	1a	3,07	151,6	126,2	0,29	/	11,99	/	1,74	/	167,04	/	29,07	/
5	1b	3,07	151,6	126,2	0,29	/	0,01	/	1,74	/	167,04	/	21,01	/
5	1c	3,07	151,6	126,2	0,29	/	12,01	/	1,74	/	167,04	/	29,08	/
5	1'a	3,07	151,6	126,2	0,29	/	11,99	/	1,74	/	167,04	/	29,07	/
5	1'b	3,07	151,6	126,2	0,29	/	0,01	/	1,74	/	167,04	/	21,01	/
5	1'c	3,07	151,6	126,2	0,29	/	12,01	/	1,74	/	167,04	/	29,08	/
5	2a	3,07	151,6	126,2	/	0,10	/	0	/	0,70	/	0	/	18,02
5	2b	3,07	151,6	126,2	/	0,10	/	0	/	0,70	/	0	/	18,02
5	2c	3,07	151,6	126,2	/	0,10	/	0	/	0,70	/	0	/	18,02
5	2d	3,07	151,6	126,2	/	0,10	/	0	/	0,70	/	0	/	18,02
5	2e	3,07	151,6	126,2	/	0,10	/	0	/	0,70	/	0	/	18,02
5	2f	3,07	151,6	126,2	/	0,10	/	0	/	0,70	/	0	/	18,02
5	2g	3,07	151,6	126,2	/	0,10	/	0	/	0,70	/	0	/	18,02
4	1a	3,07	111,1	92,5	0,29	/	11,99	/	1,74	/	167,04	/	21,32	/
4	1b	3,07	111,1	92,5	0,29	/	0,01	/	1,74	/	167,04	/	15,40	/
4	1c	3,07	111,1	92,5	0,29	/	12,01	/	1,74	/	167,04	/	21,31	/
4	1'a	3,07	111,1	92,5	0,29	/	11,99	/	1,74	/	167,04	/	21,32	/
4	1'b	3,07	111,1	92,5	0,29	/	0,01	/	1,74	/	167,04	/	15,40	/
4	1'c	3,07	111,1	92,5	0,29	/	12,01	/	1,74	/	167,04	/	21,31	/
4	2a	3,07	111,1	92,5	/	0,10	/	0	/	0,70	/	0	/	15,87
4	2b	3,07	111,1	92,5	/	0,10	/	0	/	0,70	/	0	/	15,87
4	2c	3,07	111,1	92,5	/	0,10	/	0	/	0,70	/	0	/	15,87
4	2d	3,07	111,1	92,5	/	0,10	/	0	/	0,70	/	0	/	15,87
4	2e	3,07	111,1	92,5	/	0,10	/	0	/	0,70	/	0	/	15,87
4	2f	3,07	111,1	92,5	/	0,10	/	0	/	0,70	/	0	/	15,87
4	2g	3,07	111,1	92,5	/	0,10	/	0	/	0,70	/	0	/	15,87

3	1a	3,07	83,3	69,4	0,29	11,99	1,74	167,04	15,98
3	1b	3,07	83,3	69,4	0,29	0,01	1,74	167,04	11,55
3	1c	3,07	83,3	69,4	0,29	12,01	1,74	167,04	15,99
3	1'a	3,07	83,3	69,4	0,29	11,99	1,74	167,04	15,98
3	1'b	3,07	83,3	69,4	0,29	0,01	1,74	167,04	11,55
3	1'c	3,07	83,3	69,4	0,29	12,01	1,74	167,04	15,99
3	2a	3,07	83,3	69,4	0,10	0	0,70	0	11,90
3	2b	3,07	83,3	69,4	0,10	0	0,70	0	11,90
3	2c	3,07	83,3	69,4	0,10	0	0,70	0	11,90
3	2d	3,07	83,3	69,4	0,10	0	0,70	0	11,90
3	2e	3,07	83,3	69,4	0,10	0	0,70	0	11,90
3	2f	3,07	83,3	69,4	0,10	0	0,70	0	11,90
3	2g	3,07	83,3	69,4	0,10	0	0,70	0	11,90
2	1a	3,07	55,5	46,2	0,29	11,99	1,74	167,04	10,58
2	1b	3,07	55,5	46,2	0,29	0,01	1,74	167,04	7,63
2	1c	3,07	55,5	46,2	0,29	12,01	1,74	167,04	10,59
2	1'a	3,07	55,5	46,2	0,29	11,99	1,74	167,04	10,58
2	1'b	3,07	55,5	46,2	0,29	0,01	1,74	167,04	7,63
2	1'c	3,07	55,5	46,2	0,29	12,01	1,74	167,04	10,59
2	2a	3,07	55,5	46,2	0,10	0	0,70	0	7,92
2	2b	3,07	55,5	46,2	0,10	0	0,70	0	7,92
2	2c	3,07	55,5	46,2	0,10	0	0,70	0	7,92
2	2d	3,07	55,5	46,2	0,10	0	0,70	0	7,92
2	2e	3,07	55,5	46,2	0,10	0	0,70	0	7,92
2	2f	3,07	55,5	46,2	0,10	0	0,70	0	7,92
2	2g	3,07	55,5	46,2	0,10	0	0,70	0	7,92
1	1a	3,07	27,8	23,1	0,29	11,99	1,74	167,04	5,29
1	1b	3,07	27,8	23,1	0,29	0,01	1,74	167,04	3,83
1	1c	3,07	27,8	23,1	0,29	12,01	1,74	167,04	5,29
1	1'a	3,07	27,8	23,1	0,29	11,99	1,74	167,04	5,29
1	1'b	3,07	27,8	23,1	0,29	0,01	1,74	167,04	3,83
1	1'c	3,07	27,8	23,1	0,29	12,01	1,74	167,04	5,29
1	2a	3,07	27,8	23,1	0,10	0	0,70	0	3,97
1	2b	3,07	27,8	23,1	0,10	0	0,70	0	3,97
1	2c	3,07	27,8	23,1	0,10	0	0,70	0	3,97
1	2d	3,07	27,8	23,1	0,10	0	0,70	0	3,97
1	2e	3,07	27,8	23,1	0,10	0	0,70	0	3,97
1	2f	3,07	27,8	23,1	0,10	0	0,70	0	3,97
1	2g	3,07	27,8	23,1	0,10	0	0,70	0	3,97

Remarque : Les efforts horizontaux sont repris uniquement par les portiques Contreventés, et le reste des portiques ne reprend que les charges verticales.

PORTIQUE LONGITUDINAL "Bloc A"



Charges verticales

fil de poutre	a	b	c	d	e	f
G(t/m)	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7
P(t/m)	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48
Etage terrasse						
G(t/m)	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1
P(t/m)	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2

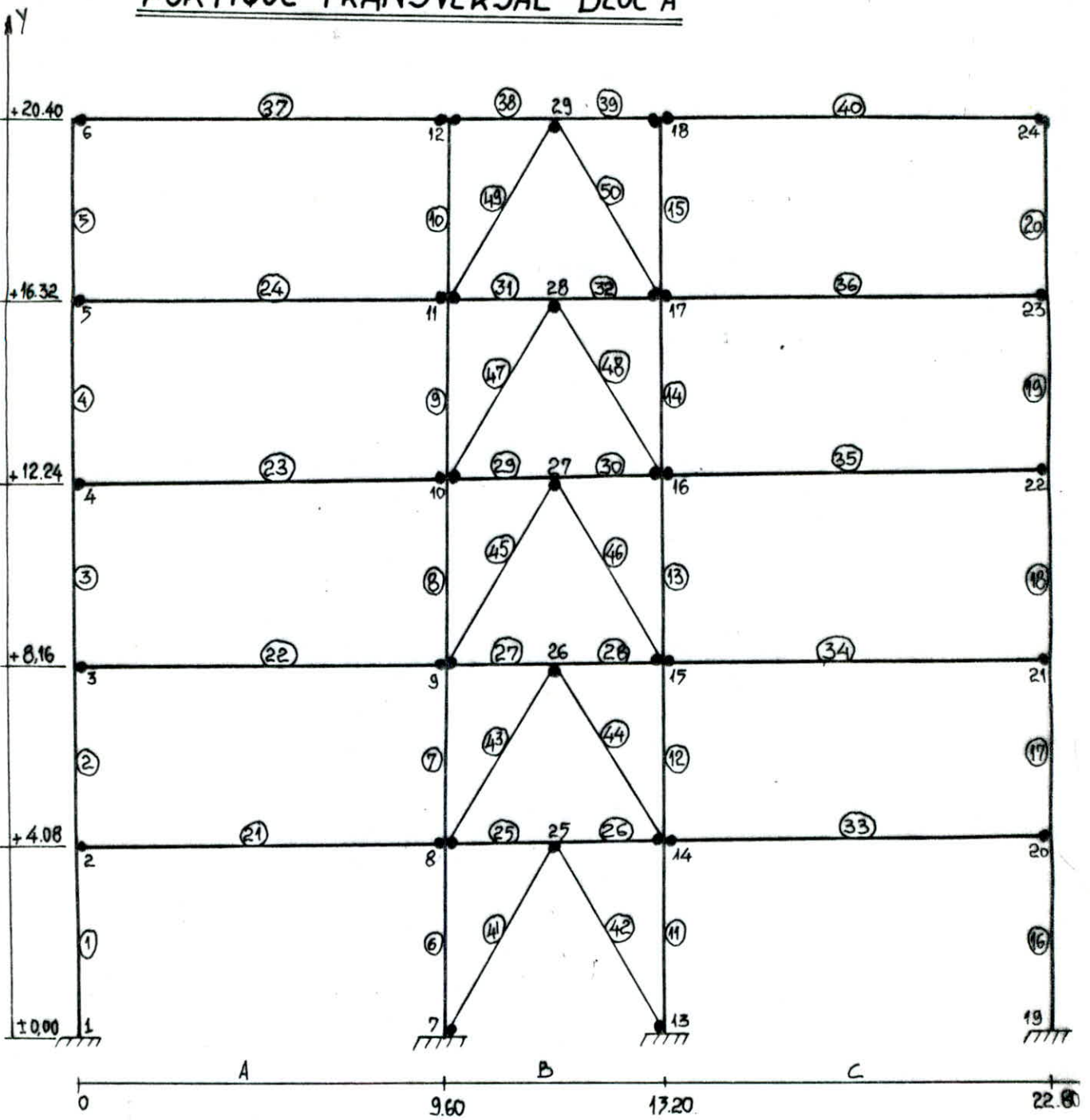
Caractéristiques des barres

Barres	I_x (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	A (cm ²)
Poutres	5410	1955	64,3
Poteaux	30820	9239	161,3
Palées	1473,8	2657,6	69,66

Charges horizontales (tonnes)

Nœuds	SI Gauche	Nœuds	SI droit
8	5,29	14	5,29
9	10,59	15	10,59
10	15,98	16	15,98
11	21,32	17	21,32
12	29,07	18	29,07
20	3,82	26	3,82
21	7,63	27	7,63
22	11,55	28	11,55
23	15,40	29	15,40
24	21,01	30	21,01
32	5,29	38	5,29
33	10,59	39	10,59
34	15,98	40	15,98
35	21,32	41	21,32
36	29,07	42	29,07

PORTIQUE TRANSVERSAL "BLOC A"



Charges verticales

file de poteaux		A	B	C
TERASSE	G(+/ml)	3,36	3,36	3,36
	P(+/ml)	1,50	1,50	1,50
ETAGE	G(+/ml)	2,64	2,64	2,64
	P(+/ml)	1,50	1,50	1,50

Charges horizontales

Noeuds	SI gauche	Noeuds	SI droit (t)
8	3,97	14	3,97
9	7,92	15	7,92
10	11,90	16	11,90
11	15,87	17	15,87
12	18,02	18	18,02

Vérification des éléments du portique longitudinal

1/ Vérification des poteaux

On considère le poteau le plus chargé. Le poteau n°11 est sollicité par

$M_{sup} = 0,24 \text{ tm}$; $M_{inf} = 5,10 \text{ tm}$; $N' = 226,32 \text{ t}$; $T = 1,3 \text{ t}$, et ce d'après la combinaison 5: (G+P+SI)

1/ Vérification à la résistance

$$\frac{N'}{A} + \frac{M_{max}}{W_x} \leq \sigma_e \Rightarrow \frac{226,32 \cdot 10^3}{161,3} + \frac{5,10 \cdot 10^5}{1930} = 1403,1 + 264,2 = 1667,3$$

$1667,3 < \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$: c'est vérifié.

2/ Vérification au flambement

Longueur de flambement (CM66 Art 5.133)

$$\frac{l}{l_0} = \frac{3 - 1,6(K_A + K_B) + 0,84 K_A \cdot K_B}{3 - (K_A + K_B) + 0,28 K_A \cdot K_B} \quad \text{avec } K_A = K_B = 1 \quad (\text{Poteau encastéré aux deux extrémités})$$

$$l = \frac{l_0}{2} = \frac{408}{2} = 204 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{204}{13,8} = 14,78 \Rightarrow \lambda_{max} = \lambda_y = 27$$
$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{204}{7,57} = 27$$

Plan de flambement X-X car $\lambda_{max} = \lambda_y = 27 \Rightarrow K = 1,028$

* Vérification de la formule enveloppe: $\frac{\sigma}{\sigma_d} (K\sigma + K_d \sigma_{fy} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_e$

σ_d = Contrainte de non déversement: $\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l_f^2} \cdot (D-1) B \cdot C$

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{J}{I_y} \frac{l_f^2}{h^2}} = \sqrt{1 + 0,156 \frac{233}{9239} \cdot \frac{204^2}{32^2}} = 1,077$$

$B = 1$: Charge appliquée sur la fibre neutre.

$C = 1,60$ (Tiré de l'abaque 3.642.CM66)

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \frac{9239}{30820} \cdot \frac{32^2}{204^2} (1,077 - 1) \cdot 1 \cdot 1,60 = 3633,8 \text{ kg/cm}^2 > 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Il n'y a pas de risque de déversement $\Rightarrow K_d = 1$

$$\sigma = \frac{N'}{A} = \frac{226,32 \cdot 10^3}{161,3} = 1403,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{5,1 \cdot 10^5}{1930} = 264,2 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \frac{9}{8} (1403,1 \cdot 1,028 + 1 \cdot 264,2) = 1919,91 \text{ kg/cm}^2$$

Le flambement est vérifié.

3/ Vérification au cisaillement

$$\frac{T}{A_a} \leq \frac{\sigma_e}{1,54} = 1558,44 \text{ Kg/cm}^2; \text{ Cette formule n'est applicable que si } A_s > 15\% A$$

$$A_s = 30 \times 2,05 = 61,5 \text{ cm}^2$$

$$15\% A = 0,15 \cdot 161,3 = 24,3 \text{ cm}^2$$

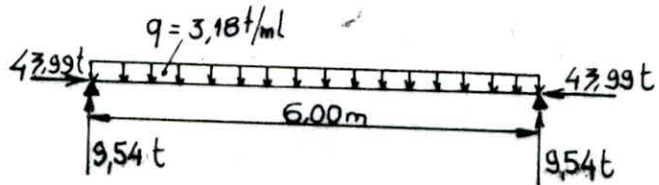
⇒ on peut appliquer la formule simplifiée.

$$\frac{T}{A_a} = \frac{1,3 \cdot 10^3}{27,9 \cdot 1,15} = 40,51 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_e}{1,54} > \frac{T}{A_a} = 40,51 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{Cisaillement vérifié.}$$

II/ Vérification des poutres

$$M_{\max} = q \frac{l^2}{8} = \frac{3,18 \cdot (6)^2}{8} = 14,3 \text{ tm}$$



1) Vérification à la résistance

$$\frac{N'}{A} + \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{43,99 \cdot 10^3}{64,3} + \frac{14,3 \cdot 10^5}{515} = 3460 \text{ Kg/cm}^2 > 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

On redimensionne la poutre : On prend un HEA 300

$$I_x = 18260 \text{ cm}^4; I_y = 6310 \text{ cm}^4; W_x = 1260 \text{ cm}^3; A = 112,5 \text{ cm}^2; i_x = 12,7 \text{ cm}; i_y = 7,49 \text{ cm}$$

$$\frac{N'}{A} + \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{43,99 \cdot 10^3}{112,5} + \frac{14,3 \cdot 10^5}{1260} = 1595,9 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ c'est vérifié}$$

2) Vérification au flambement

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{75,3}{6310} \cdot \frac{600^2}{29^2}} = 1,340$$

$$B = 1$$

$$C = 1,132 \Rightarrow \sigma_D = 4 \cdot 10^6 \cdot \frac{6310}{18260} \cdot \frac{29^2}{600^2} (1,340 - 1) \cdot 1,132 = 1242,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$\sigma_D < \sigma_e \Rightarrow$ Risque de deversement.

$$\lambda_0 = \frac{600}{29} \sqrt{\frac{4 \cdot 18260}{1,132 \cdot 6310} \left(1 - \frac{1242,8}{2400}\right)} = 46 \Rightarrow K_0 = 1,095$$

$$K_d = \frac{1,095}{1 + \frac{1242,8}{2400} (1,095 - 1)} = 1,043$$

$$\frac{9}{8} \left(1,453 \cdot \frac{43,99 \cdot 10^3}{112,5} + 1,043 \cdot \frac{14,3 \cdot 10^5}{1260} \right) = 1970 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

Le flambement est vérifié

3/ Vérification au cisaillement

$$A_s = 30 \times 1,4 = 42 \text{ cm}^2$$

$$15\% A = 0,15 \cdot 112,5 = 16,9 \text{ cm}^2$$

} $A_s > 15\% A \Rightarrow$ on peut appliquer la formule simplifiée

$$\frac{I}{A_a} = \frac{9,54 \cdot 10^3}{(26,2) \cdot 0,85} = 428,38 \text{ Kg/cm}^2 < \frac{\sqrt{e}}{1,54} = 1558,44 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{c'est vérifié}$$

4/ Vérification de la fleche

$$f_{\max} = \frac{5q l^4}{384 EI} = \frac{5 \cdot 3,18 \cdot 10^3 \cdot 10^{-2} \cdot 6^4 \cdot 10^8}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 18260} = 1,399 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \bar{f} > f_{\max} \text{ donc la fleche est vérifiée.}$$

III/ Vérification des palées de contreventement

On prend en considération la diagonale la plus sollicitée

Soit la barre "99" sollicitée par un effort normal $N' = 67,69$ tonnes sous la combinaison $G+P+SI$.

Barres comprimées : $\lambda_{\max} \leq \lambda_{\text{lim}} = 200$

$$\frac{K N'}{A} \leq \sigma_{\text{en}}$$

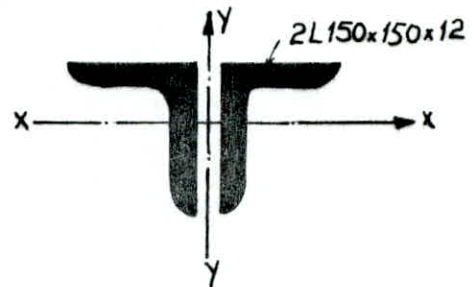
$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{506}{4,7} = 107,7$$

$\Rightarrow \lambda_{\max} = \lambda_x = 107,7$ (flambement dans le plan XY)

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{506}{6,17} = 82$$

$$K = 2,118$$

$$K \frac{N'}{A} = 2,118 \cdot \frac{67690}{69,66} = 2058,10 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ c'est vérifié}$$



Calcul des déplacements horizontaux

1. Le déplacement horizontal des nœuds des différents étages du portique longitudinal est donné par le tableau suivant, et ce sous la combinaison (5), $G+P+SI$.

Noeuds	Déplacement x (cm)	Noeuds	Déplacement x (cm)	Noeuds	déplacement (cm)	Noeuds	déplacements x (cm)	Noeuds	Déplacements x (cm)
2	0,411	14	0,426	26	0,434	38	0,451	48	0,350
3	1,061	15	1,056	27	1,061	39	1,074	49	0,981
4	1,783	16	1,765	28	1,755	40	1,753	50	1,692
5	2,496	17	2,462	29	2,426	41	2,404	51	2,390
6	3,145	18	3,073	30	3,006	42	2,934	52	3,005
8	0,416	20	0,423	32	0,443	43	0,343	53	0,365
9	1,061	21	1,054	33	1,075	44	0,982	54	0,994
10	1,783	22	1,758	34	1,762	45	1,709	55	1,689
11	2,497	23	2,448	35	2,433	46	2,431	56	2,365
12	3,145	24	3,059	36	2,994	47	3,080	57	2,934

2. Vérification des déformations horizontales

* Déplacements relatifs (RPA 81. Art 3.3.7.1)

Déplacement calculé $\Delta_c = \frac{1}{2B} (x_n - x_{n-1})$ avec $\frac{1}{4} = B$ (Contreventement par palées)

Les déplacements relatifs Δ_c d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser $0,0075h$, h étant la hauteur d'étage

* Calcul de Δ_c du niveau "1", et le niveau supérieur.

- Niveau supérieur: Noeuds $\begin{cases} 5: x_5 = 2,496 \text{ cm} \\ 6: x_6 = 3,145 \text{ cm} \end{cases}$

- Niveau 1: Noeuds $\begin{cases} 2: x_2 = 0,411 \text{ cm} \\ 3: x_3 = 1,061 \text{ cm} \end{cases}$

$$\Delta_{c1} = \frac{1}{2B} (x_3 - x_2) = \frac{1}{2 \cdot \frac{1}{4}} (1,061 - 0,411) = 1,30 \text{ cm}$$

$$\Delta_{c\text{sup}} = \frac{1}{2B} (x_6 - x_5) = 2 (3,145 - 2,496) = 1,298 \text{ cm}$$

* Déplacement admissible: Δ_{ad}

$$\Delta_{ad} = 0,0075h = 0,0075 \cdot 408 = 3,06 \text{ cm} > \Delta_c = 1,30 \text{ cm} : \text{C'est vérifié.}$$

Vérification des éléments du portique transversal

I/ Vérification des poteaux

Le poteau le plus chargé est le poteau n°11, sous la combinaison G+P+SI.

$$N' = 285 \text{ t}; M_s = 5,64 \text{ t.m}; M_i = 1,09 \text{ t.m}; T = 7,45 \text{ t}.$$

1/ Vérification à la résistance

$$\frac{N'}{A} + \frac{M_{\max}}{W_x} \leq \sigma_c : \frac{285 \cdot 10^3}{161,3} + \frac{5,64 \cdot 10^5}{1930} = 2181,7 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

2/ Vérification au flambement

$$\sigma = \frac{N'}{A} = \frac{285 \cdot 10^3}{161,3} = 1766,9 \text{ Kg/cm}^2; K = 1,028 \text{ (Déjà calculé)}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M}{W_x} = \frac{5,64 \cdot 10^5}{1930} = 292,2 \text{ Kg/cm}^2 \quad K_d = 1 \text{ (Déjà calculé)}$$

$$\frac{\sigma}{8} (1766,9 \cdot 1,028 + 1 \cdot 292,2) = 2372 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ c'est vérifié}$$

3/ Vérification au cisaillement

$$\frac{T}{A_a} = \frac{1,11 \cdot 10^3}{27,9 \cdot 1,15} = 34,6 \text{ Kg/cm}^2 < \frac{\sigma_c}{1,54} = 1558,44 \text{ Kg/cm}^2 \text{ c'est vérifié.}$$

II/ Vérification des poutres

Le portique transversal comporte 2 types de poutres:

- Poutre en profilé IPE 360 : $l = 3,60 \text{ m}$

- Poutre à treillis : $l = 9,60 \text{ m}$.

1/ Vérification de la poutre en profilé IPE 360

$$M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{4,14 \cdot 10^3 \cdot 10^{-2} \cdot 3,60^2}{8} = 6,7 \cdot 10^5 \text{ Kgcm}$$

* Vérification à la résistance

$$\frac{N'}{A} + \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{29,34 \cdot 10^3}{72,7} + \frac{6,7 \cdot 10^5}{904} = 1144,60 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ c'est vérifié.}$$

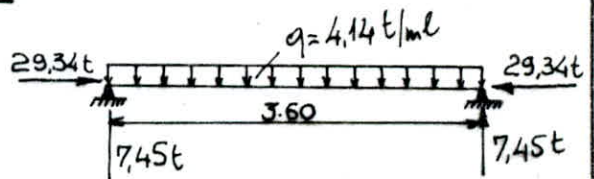
* Vérification au cisaillement

$$\frac{T}{A_a} = \frac{7,45 \cdot 10^3}{33,46 \cdot 0,8} = 278,31 \text{ Kg/cm}^2 < \frac{\sigma_c}{1,54} = 1558,44 \text{ Kg/cm}^2 \text{ c'est vérifié.}$$

* Vérification de la fleche

$$f_{\max} = \frac{5 q l^4}{384 E I} = \frac{5 \cdot 4,14 \cdot 10^3 \cdot 10^{-2} \cdot 3,6^4 \cdot 10^8}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 16270} = 0,265 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{300} = \frac{360}{300} = 1,2 \text{ cm} > f_{\max} = 0,265 \Rightarrow \text{La fleche est vérifiée.}$$



3/ Vérification au flambement

$$l = l_0 = 360 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{360}{15} = 24 \\ \lambda_y &= \frac{360}{3,79} = 95 \end{aligned} \right\} \rightarrow \lambda_{\max} = \lambda_y = 95 : K = 1,767$$

$$\sigma = \frac{N'}{A} = \frac{29,34 \cdot 10^3}{72,7} = 403,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{36,2}{1043} \cdot \frac{360^2}{36^2}} = 1,241$$

$$B = 1$$

$$C = 1,132$$

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \cdot \frac{1043}{16270} \cdot \frac{36^2}{360^2} (1,241 - 1) \cdot 1,132 \cdot 1 = 699,5 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

Il y a risque de deversement.

$$\text{d'où : } \lambda_0 = \frac{360}{36} \sqrt{4 \cdot \frac{16270}{1,132 \cdot 1043} \left(1 - \frac{699,5}{2400}\right)} = 62,5 \Rightarrow K_0 = 1,211$$

$$K_d = \frac{1,211}{1 + \frac{699,5}{2400} (1,211 - 1)} = 1,14 ; \sigma_{fx} = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{6,7 \cdot 10^5}{904} = 741,1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{9}{8} (403,5 \cdot 1,767 + 1,14 \cdot 741,1) = 1752,56 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ C'est vérifié}$$

III/ Vérification des palées de contreventement

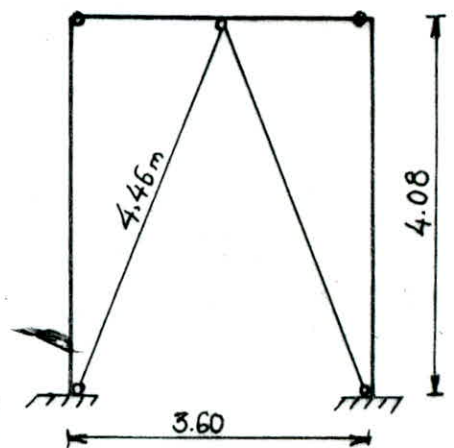
$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{446}{4,7} = 95$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{0,8 l_0}{i_y} = \frac{0,8 \cdot 446}{6,17} = 58$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = 95 \Rightarrow K = 1,767$$

$$\frac{K N'}{A} = 1,767 \cdot \frac{73,71 \cdot 10^3}{69,66} = 1869,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\lambda_{\max} < \lambda_{\text{lim}} = 200 \Rightarrow \text{Le flambement est vérifié}$$



IV/ Calcul des déplacements horizontaux

Les déplacements horizontaux du portique transversal sont donnés par le tableau suivant, et ce d'après la combinaison G + P + SI

Nœuds	Déplacement x (cm)	Nœuds	Déplacement x (cm)	Nœuds	Déplacement x (cm)	Nœuds	Déplacement x (cm)	Nœuds	Déplacement x (cm)
2	0,525	8	0,528	14	0,530	20	0,527	25	0,498
3	1,529	9	1,529	15	1,526	21	1,526	26	1,496
4	2,745	10	2,745	16	2,736	22	2,736	27	2,714
5	4,010	11	4,011	17	3,998	23	3,997	28	3,985
6	5,176	12	5,176	18	5,154	24	5,155	29	5,154

* Vérification des déformations horizontales

Calcul de Δc du niveau "1", et du niveau supérieur.

- Niveau "1" : Nœuds $\begin{cases} 2 \\ 3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x_2 = 0,525 \text{ cm} \\ x_3 = 1,529 \text{ cm} \end{cases}$
- Niveau supérieur : Nœuds $\begin{cases} 5 \\ 6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x_5 = 4,010 \text{ cm} \\ x_6 = 5,176 \text{ cm} \end{cases}$

$$\Delta c_1 = \frac{1}{28} (x_n - x_{n-1}) = 2 (1,529 - 0,525) = 2,008 \text{ cm}$$

$$\Delta c_{sup} = 2 (5,176 - 4,010) = 2,332 \text{ cm}$$

- Déplacement admissible

$$\Delta_{ad} = 0,0075 h = 0,0075 \cdot 408 = 3,06 \text{ cm}$$

On voit bien que : $\Delta c_1 < \Delta_{ad}$ \Rightarrow Les déformations sont vérifiées.
 $\Delta c_{sup} < \Delta_{ad}$

2/ Vérification de la poutre à treillis

La poutre "33" est la plus sollicitée, sous la combinaison la plus défavorable $G+P+SI$

$$M=0; N=1,04t; T=27,9t$$

$$R_A = T = 27,9t$$

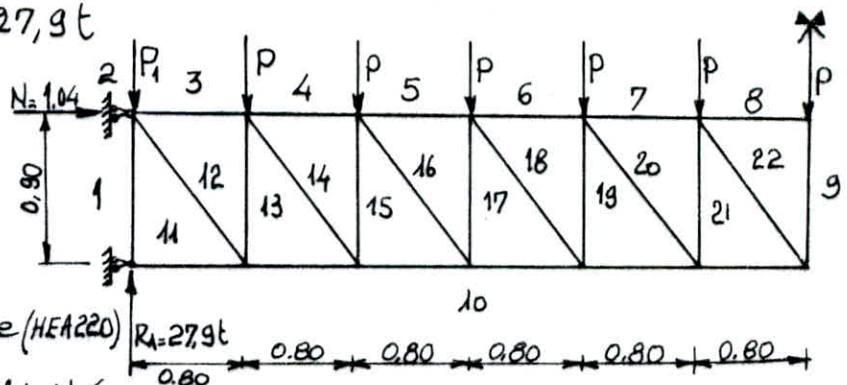
L'effort normal $N=1,04t$
est transmis uniquement

à la membrure supérieure (HEA220)

La travée la plus sollicitée

étant la "8-22" sous un effort normal de compression égal à 75,49t

La charge verticale due à la surcharge d'exploitation et aux charges



permanentes, vaut $5,81 \text{ t/ml} \Rightarrow M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = 5,81 \times \frac{0,80^2}{8} = 0,46 \text{ tm}$

Vérification à la résistance

$$\frac{M_{\max}}{W_x} + K \frac{N'}{A} = \frac{0,46 \cdot 10^5}{515} + 1,008 \cdot \frac{75,49 \cdot 10^3}{64,3} = 1272,42 \text{ Kgs/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

Le HEA 220 comme membrure supérieure est vérifiée.

Vue que les barres composant la membrure inférieure, les montants, et les diagonales ne reçoivent pas d'efforts supplémentaires dus à l'action sismique, on les redimensionne pour reprendre uniquement les charges verticales.

1/ Diagonales

$$S \geq \frac{34240}{2400} = 14,26 \text{ cm}^2 \text{ on prend définitivement } 2L60 \times 60 \times 8 (S = 18,06)$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{120}{1,80} = 66,67$$

$$\Rightarrow \lambda_{\max} = 66,67 < \lambda_{\lim} = 200 \text{ c'est vérifié}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{0,8 \cdot 120}{4,6} = 20,87$$

2/ Montant

$$S \geq \frac{27,90 \times 10^3}{2400} = 11,62 \text{ cm}^2, \text{ on prend } 2L60 \times 60 \times 8 (S = 18,06 \text{ cm}^2)$$

$$\lambda_x = \frac{90}{1,80} = 50$$

$$\Rightarrow \lambda_{\max} = 50 ; K = 1,117$$

$$\lambda_y = \frac{0,8 \cdot 90}{4,6} = 15,65$$

$$K \frac{N'}{A} = 1,117 \cdot \frac{27900}{18,06} = 1725,60 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ c'est vérifié}$$

3/ Membrure inférieure

$$S \geq \frac{72360}{2400} = 30,15 \text{ cm}^2 : \text{ On prend } 2L90 \times 90 \times 9 (S = 31,04 \text{ cm}^2)$$

$$\lambda_x = \frac{80}{2,73} = 29,30$$

$$\Rightarrow \lambda_{\max} = 29,30 < \lambda_{\lim} = 200, \text{ c'est vérifié}$$

$$\lambda_y = \frac{0,8 \cdot 80}{7,01} = 9,13$$

Tous les éléments composant la poutre à treillis, sont vérifiés

ASSEMBLAGE

DES

ELEMENTS

Assemblage du portique longitudinal

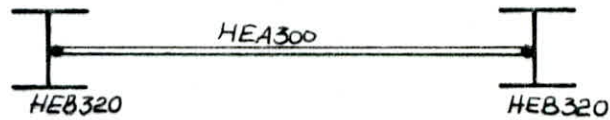
I/ Assemblage poteaux-poutres

Les poutres sont articulées aux poteaux, pour mieux transmettre les efforts horizontaux aux palées de stabilité.

Caractéristiques des profilés

Poutre HEA 300 : $h = 290 \text{ mm}$
 $b = 300 \text{ mm}$
 $a = 8,5 \text{ mm}$
 $e = 14 \text{ mm}$

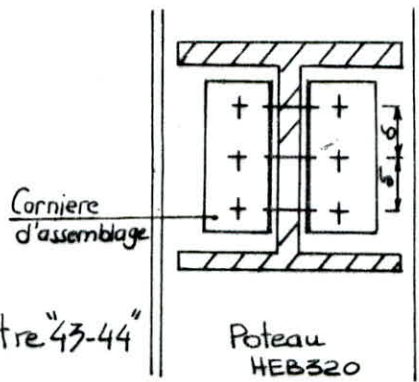
Poteau HEB 320 : $h = 320 \text{ mm}$
 $b = 300 \text{ mm}$
 $a = 11,5 \text{ mm}$
 $e = 20,5 \text{ mm}$



L'assemblage de la poutre se fait sur l'âme du poteau.

La vérification se fait pour la poutre "43-44" qui est la plus sollicitée :

$$N' = 43,99 \text{ t}; T = 9,54 \text{ t}; M = 0$$



a/ Assemblage cornière-poutre

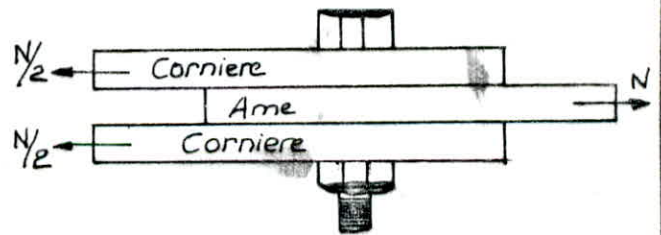
Assemblage aux boulons ordinaires, sollicités par un effort de cisaillement T' dû à N , et un effort de cisaillement T'' dû à T

$$T' = \frac{N/2}{3} = \frac{N}{6} \quad (2 \text{ plans de cisaillement, pour 3 boulons})$$

$$T' = \frac{43,99}{6} = 7,33 \text{ t}$$

$$T'' = \frac{T/2}{3} = \frac{T}{6} = \frac{9,54}{6} = 1,59 \text{ t}$$

$$T^* = \sqrt{T'^2 + T''^2} = \sqrt{7,33^2 + 1,59^2} = 7,5 \text{ t}$$



Vérifions $1,54 \frac{T^*}{A_r} \leq \sigma_e$: on prend des boulons de qualité et classe 8-8

$$\text{d'où } \sigma_e = 6400 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$A_r = 0,8 A$$

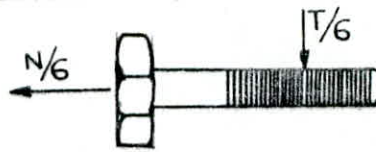
$$\frac{1,54 T^*}{0,8 A} \leq \sigma_e ; \frac{1,54 T^*}{0,8 \pi \frac{d^2}{4}} \leq \sigma_e \Rightarrow d^2 \geq \frac{1,54 \cdot 7,5 \cdot 10^3}{0,2 \pi \cdot 6400} \Rightarrow d \geq 16,95 \text{ mm}$$

On prend un diamètre $d = 18 \text{ mm}$.

b/ Assemblage cornière-poteau

2 sections de cisaillement, car l'âme du poteau assemble 2 poutres, une de chaque côté, avec les mêmes boulons, soit 6 boulons ordinaires. Le cisaillement d'un boulon se fait dans deux sections différentes mais on le dimensionne pour une la section la plus sollicitée.

Soit $T = 9,54 \text{ t}$ (Cisaillement)
 $N = 43,99 \text{ t}$ (Traction)



On vérifie :

$$\begin{cases} 1,25 \frac{N^*}{A_r} \leq \sigma_e \\ \frac{\sqrt{N^{*2} + 2,36 T^{*2}}}{A_r} \leq \sigma_e \end{cases}$$

avec $N^* = 7,33 \text{ t}$ (6 boulons, 1 plan de cisaillement)
 $T^* = 1,59 \text{ t}$

$$\frac{1,25 N^*}{A_r} = \frac{9,16}{A_r} \leq \sigma_e$$

$$\frac{\sqrt{7,33^2 + 2,36 (1,59)^2}}{A_r} = \frac{7,72}{A_r} \leq \sigma_e$$

$$A_r \geq \frac{9,16 \cdot 10^3}{6400} = 1,431 \text{ cm}^2 ; A_r \geq \frac{A_r}{0,8} = \frac{1,431}{0,8} = 1,788 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\pi d^2}{4} \geq 1,788 \text{ cm}^2 \Rightarrow d \geq 15,08 \text{ mm} \text{ on prend des boulons de diamètre } 18 \text{ mm.}$$

Vérification des conditions d'assemblage

1/ Condition d'épaisseur

Il faut vérifier si $e_{\min} < 20 \text{ mm} \Rightarrow d \geq e_{\min} + 2 \text{ mm}$
 si $e_{\min} \geq 20 \text{ mm} \Rightarrow d \geq 22 \text{ mm}$.

On prend des cornières 2L 100x100x10
 $e_{\min} = 0,85 \text{ cm}$ (épaisseur de l'âme de la poutre) $\Rightarrow e_{\min} < 20 \text{ mm}$.

$d_{tr} \geq e_{\min} + 2$ c'est vérifié.

2/ Conditions de distance

* δ : Distance entre axes des boulons

$$3d_{tr} \leq \delta \leq 10d_{tr} ; d_{tr} = 18 + 2 = 20 \text{ mm.}$$

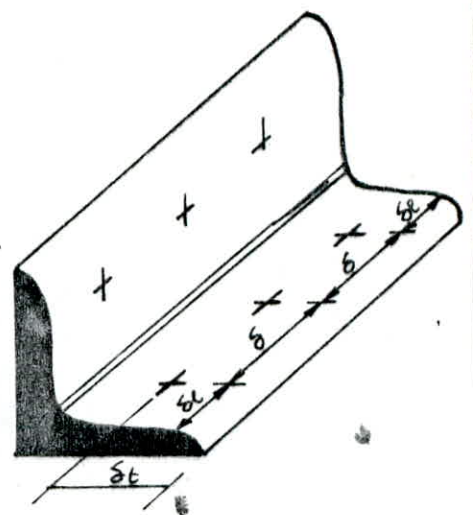
$$60 \text{ mm} \leq \delta \leq 200 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prend } \delta = 65 \text{ mm.}$$

* Pince transversale: δ_t

$$1,5d_{tr} \leq \delta_t \leq 2,5d_{tr}$$

$$30 \text{ mm} \leq \delta_t \leq 50 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \delta_t = 35 \text{ mm.}$$



* Pince longitudinale: δ_l

$$\delta_l = \sup \left\{ \begin{array}{l} 1,5d_{tr} \\ 0,8T^*/e_{\min}\sigma_e \end{array} \right.$$

$$1,5 d_{tr} = 30 \text{ mm}$$

$$\frac{0,8 T^*}{e_{min} \sigma_e} = \frac{0,8 \cdot 7,5 \cdot 10^3}{0,85 \cdot 2400} = 29,4 \text{ mm}$$

On prend $e_l = 50 \text{ mm}$.

Condition de pression diamétrale

$$\frac{T^*}{e_{min}} \leq 3 \sigma_e ; \frac{7,5 \cdot 10^3}{2 \cdot 0,85} = 4411,76 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 7200 \frac{\text{Kgs}}{\text{cm}^2} \text{ c'est vérifié}$$

II. Assemblage des diagonales de contreventement

Les éléments constituant la palée triangulée sont assemblés aux poteaux et aux poutres par l'intermédiaire des goussets, soudés, puis boulonnés. Les diagonales du nœud 48 sont les plus sollicitées, sous la combinaison "5" G+P+SI.

1. Assemblage aux poteaux

Vérification des boulons

Les diagonales sont boulonnées au gousset; l'effort normal de compression qui sollicite les diagonales est un effort de cisaillement sur les boulons. On prend 3 boulons pour chaque cornière, l'effort de cisaillement vaut $T^* = \frac{N}{6}$ pour chaque boulon.

On vérifie: $1,54 \frac{T^*}{A_r} \leq \sigma_e$. ($\sigma_e = 6400 \text{ Kg/cm}^2$ pour les boulons de classe 8-8)

$$T^* = \frac{N}{6} = \frac{67,69 \cdot 10^3}{6} = 11281,66 \text{ Kgs.}$$

$\sigma_e =$ limite d'élasticité du boulon = 6400

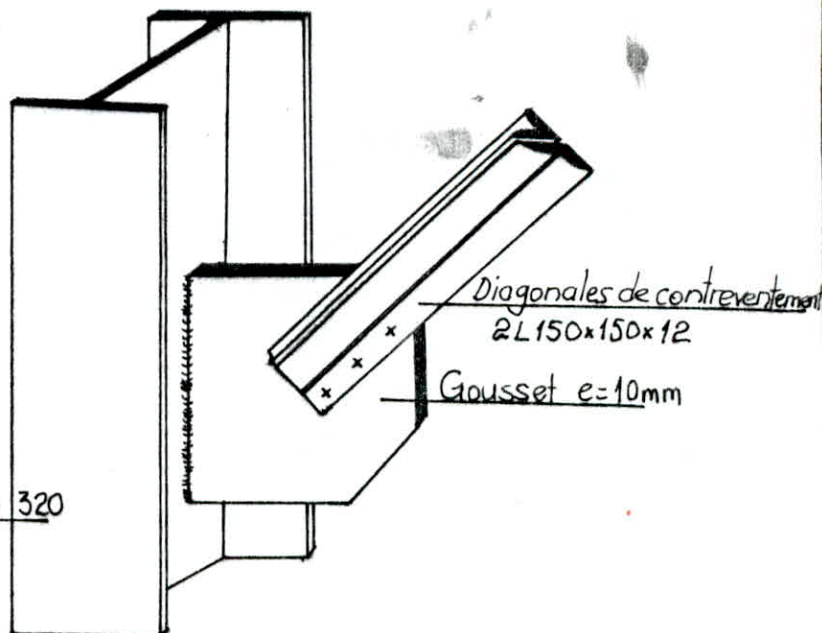
$$\frac{1,54 \cdot 11281,66}{A_r} \leq 6400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{A_r}{0,8} ; A = \frac{\pi d^2}{4}$$

on tire $d \geq 20,7 \text{ mm}$

on prend $d = 22 \text{ mm}$.

Poteau HEB 320



* Condition d'épaisseur des pièces assemblées

L'épaisseur minimale des pièces assemblées (cornières - gousset) est $e_{min} = 12 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \Rightarrow d_{tr} \geq e_{min} + 2 \text{ mm}$ c'est vérifié car: $24 \text{ mm} > 14 \text{ mm}$

- Dispositions constructives des distances

* Entraxe des boulons: δ : Nous avons des pièces protégées

$$3d_{tr} \leq \delta \leq 10d_{tr} \quad (d = d + 2\text{mm} = 24\text{mm})$$

$$72\text{mm} \leq \delta \leq 240\text{mm} \quad \text{On prend } \delta = 80\text{mm}$$

* δ_t : pince transversale.

$$1,5d_{tr} \leq \delta_t \leq 2,5d_{tr}$$

$$36\text{mm} \leq \delta_t \leq 60\text{mm} \quad \text{on prend } \delta_t = 60\text{mm}$$

* δ_l : pince longitudinale

$$\delta_l = \sup \left\{ \begin{array}{l} 1,5d_{tr} = 36\text{mm} \\ \frac{0,8T^*}{e_{\min} \sigma_e} = 31,33\text{mm} \leq 2,5d_{tr} = 60\text{mm} \end{array} \right.$$

On prend $\delta_l = 60\text{mm}$.

- Vérification de la pression diamétrale.

$$\text{On vérifie } \frac{T^*}{d_{tr} \cdot e_{\min}} \leq 3\sigma_e.$$

$$\frac{11281,66}{2,4 \cdot 1,2} = 3917,24 \text{ kg/cm}^2 < 3\sigma_e = 7200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

- Dimensionnement du gousset

$$\varphi = 36,32^\circ$$

$$\text{tg } \varphi = \frac{150}{t_1} \Rightarrow t_1 = \frac{150}{\text{tg } \varphi} = 204\text{mm}$$

$$h = L \cos \varphi$$

$$l = L \sin \varphi$$

$$\text{tg } \theta = \frac{150}{t_2} \Rightarrow t_2 = \frac{150}{\text{tg } \theta} = 110,5\text{mm}$$

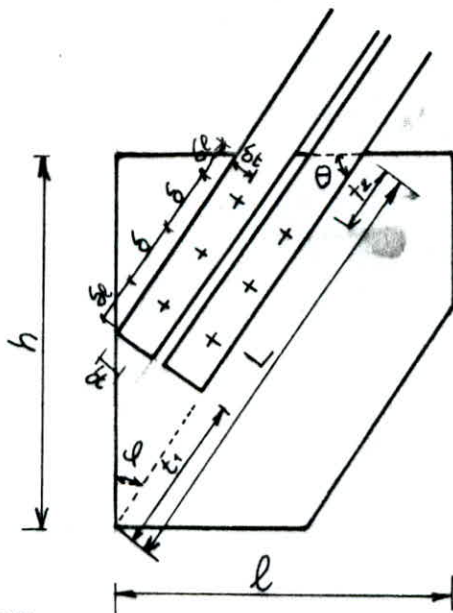
$$L = 2\delta + 2\delta_l + t_1 + t_2$$

$$L = 2 \times 80 + 2 \times 60 + 204 + 110 = 594\text{mm}$$

$$h = L \cos \varphi = 47,82\text{cm}$$

$$l = L \sin \varphi = 35,20\text{cm}$$

Soit $h = 50\text{cm}$; $l = 40\text{cm}$; épaisseur du gousset $\approx 10\text{mm}$.



Vérification des soudures du gousset

Le gousset est soudé sur l'âme du poteau. On prend une longueur de cordon de soudure $l = h - 2a$, et une épaisseur telle que : $3 \text{ mm} < a < 0,7t$. Le cordon fait un angle $\varphi = 36,32^\circ$, avec la direction de l'effort normal N . d'où on doit vérifier :

$$\frac{F}{(0,75 + 0,1 \sin \varphi) l a \alpha} \leq \sigma_e$$

$$l = 50 - 1,6 = 48,4 \text{ mm.}$$

$$a = 8 \text{ mm}$$

$$\sin \varphi = 0,592$$

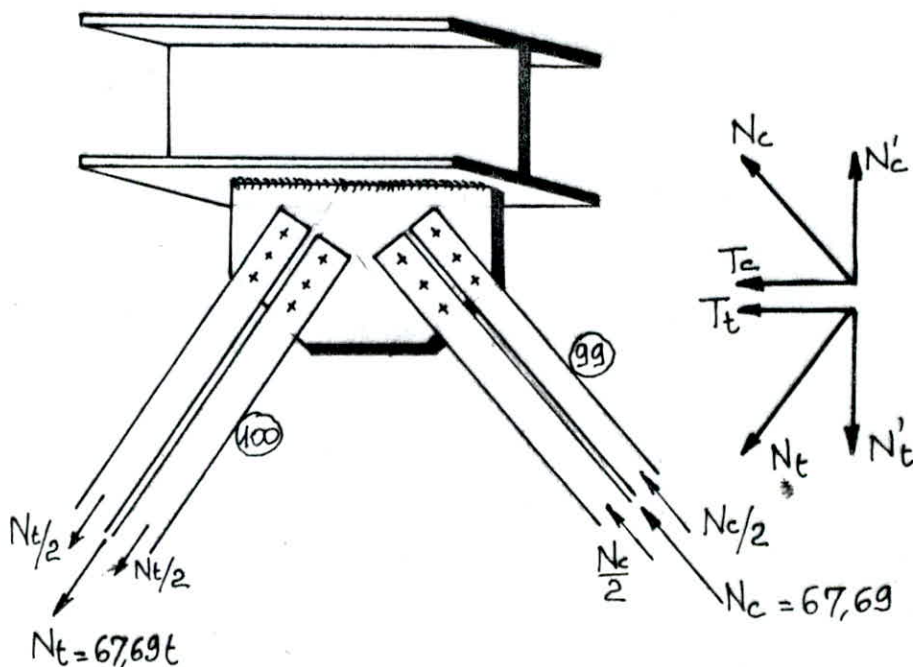
$$F = \frac{N}{2} = 33,845 \text{ t (effort revenant à un seul cordon.)}$$

$$\alpha = 0,8 \left(1 - \frac{1}{a}\right) = 0,9 \quad \text{si } a > 4 \text{ mm.}$$

$$\frac{F}{(0,75 + 0,1 \sin \varphi) l a \alpha} = \frac{33845}{(0,75 + 0,1 \cdot 0,592) 48,4 \cdot 0,8 \cdot 0,9} = 1200,22 \text{ kg/cm}^2 < 2400$$

C'est vérifié

2/ Assemblage aux poutres



* Vérification des boulons

Les diagonales seront boulonnées au gousset sous l'effort normal de compression ($N_c = 67,69 \text{ t}$), sollicitant la diagonale n° 99. Cet effort se traduit en effort de cisaillement sur les boulons.

On prend la même classe et qualité, et le même nombre de boulons qu précédemment (Assemblage poteau-diagonale)

On vérifie la formule: $1,54 \frac{T^*}{A_r} \leq \sigma_e$

$$T^* = \frac{N}{6} = 11281,66 \text{ Kgs} \Rightarrow A_r = 0,8A \text{ d'où } A \geq 3,38 \text{ cm}^2$$

On prend des boulons de 22 mm.

* Condition d'épaisseur

L'épaisseur minimale des pièces assemblées : $e_{min} = 12 \text{ mm}$ (Cornière, gousset)

$$e_{min} < 20 \text{ mm} \Rightarrow d_{tr} \geq e_{min} + 2$$

$$24 \text{ mm} > 12 + 2 = 14 \text{ mm} \text{ c'est vérifié.}$$

* Dispositions constructives de distances

- δ : distance entre axes des boulons (Pièces protégées)

$$72 \text{ mm} \leq \delta \leq 240 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prend } \delta = 75 \text{ mm}$$

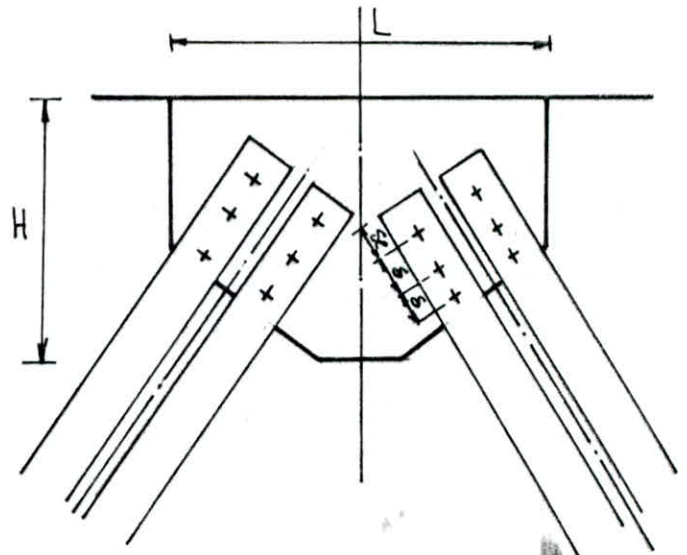
- δ_t : pince transversale : $36 \leq \delta_t \leq 60 \text{ mm}$, on prend $\delta_t = 50 \text{ mm}$

- δ_l : pince longitudinale : $\delta_l = \sup \left\{ \begin{array}{l} 36 \text{ mm} \\ 31,33 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{on prend } \delta_l = 50 \text{ mm.}$

Dimensionnement du gousset

$$H = 53,43 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } H = 55 \text{ cm}$$

$$L = 88,32 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } L = 90 \text{ cm}$$



Vérification des soudures du gousset

Le gousset est soudé sur la semelle de la poutre des deux côtés sur une longueur utile du cordon $l = L - 2a$. L'épaisseur du cordon doit être telle que :

$$3 \text{ mm} < a < 0,7 e_{min}$$

Le cordon est soumis à un effort axial, résultant de la combinaison d'un effort de compression et un effort de traction.

$$N_c = 69,67 \text{ tonnes} ; N_t = 52,11 \text{ tonnes}$$

$$\theta = 53,67^\circ ; N'_t = N_t \cos \theta = 30,87 \text{ t}$$

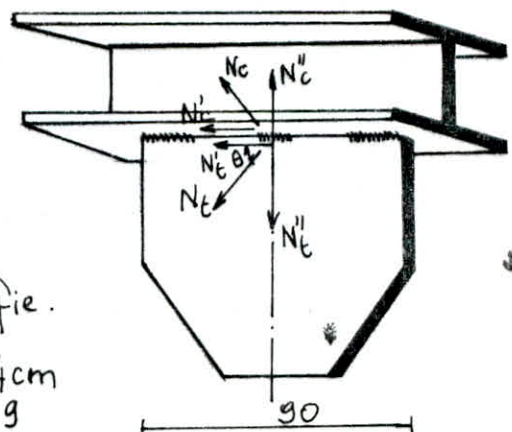
$$N'_c = N_c \cos \theta = 41,27 \text{ t}$$

$$F = \frac{N'_c + N'_t}{2} = 36,07 \text{ tonnes.}$$

On a 2 cordons latéraux, donc on vérifie.

$$\frac{F}{0,75 l a d} \leq \sigma_e \text{ avec : } a = 8 \text{ mm} ; l = 88,4 \text{ cm}$$

$$\alpha = 0,8 \left(1 + \frac{1}{\alpha} \right) = 0,9$$



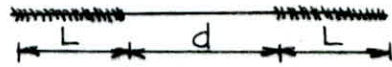
$$\frac{F}{0,75la\alpha} = \frac{36,07 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 88,4 \cdot 0,4 \cdot 0,9} = 755,6 \text{ Kg/cm}^2 \ll 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

Pour cela on doit diminuer la longueur du cordon. On prend un cordon discontinu (Regles C.T.C)

$$l \geq 4e_2 = 4 \times 14 = 56 \text{ mm} \Rightarrow l \geq 56 \text{ mm}$$

$$L \geq b \Rightarrow L \geq 300 \text{ mm}$$

$$d \leq 22e_1 \Rightarrow d \leq 264 \text{ mm}$$



On fixe: $L = 300 \text{ mm}$; $l = 60 \text{ mm}$;

$$d = 884 - (2 \times 300 + 60) = 224 \text{ mm} < 264 \text{ mm}$$

Longueur totale du cordon de soudure: $2L + l = 660 \text{ mm}$

$$\frac{36,07 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,8 \cdot 66 \cdot 0,9} = 1012,07 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ c'est vérifié.}$$

ASSEMBLAGE DU PORTIQUE TRANSVERSAL

I/ Assemblage poteaux - poutres

1/ Assemblage poteau (HEB320) - poutre IPE360

$$N' = 29,34 \text{ t}; T = 7,45 \text{ t}; M = 0 \text{ (barre 27-28 sous 0,8G+SI)}$$

Caractéristiques géométriques des pièces assemblées.

HEB320: $h = 320 \text{ mm}$	IPE360: $h = 360 \text{ mm}$
$b = 300 \text{ mm}$	$b = 170 \text{ mm}$
$a = 11,5 \text{ mm}$	$a = 8 \text{ mm}$
$e = 20,5 \text{ mm}$	$e = 12,7 \text{ mm}$

a/ Assemblage cornière - poutre

L'assemblage est assuré par boutons ordinaires de classe et qualité 8-8 sollicités par un effort de cisaillement T'' dû à T , et un autre effort de cisaillement T' dû à N , et deux cornières d'attache L80x80x8.

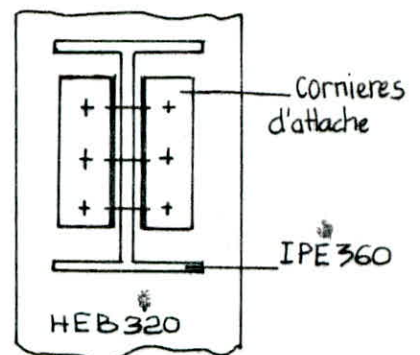
$$T' = \frac{N/2}{3} = \frac{N}{6} = \frac{29,34}{6} = 4,89 \text{ t}$$

$$T'' = \frac{T/2}{3} = \frac{T}{6} = \frac{7,45}{6} = 1,24 \text{ t}$$

$$\text{Effort résultant: } T^* = \sqrt{T'^2 + T''^2} = 5,04 \text{ t}$$

$$\text{Vérifions: } 1,54 \frac{T^*}{A_r} \leq \sigma_e \text{ avec } A_r = 0,8A$$

$$1,54 \frac{T^*}{0,8A} \leq 6400 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow A \geq \frac{1,54 T^*}{0,8 \sigma_e}$$



$$d \geq \sqrt{\frac{1,54 T^*}{0,2 \pi \sigma_e}} = \sqrt{\frac{1,54 \cdot 5,04 \cdot 10^3}{0,2 \pi \cdot 6400}} = 13,59 \text{ mm}$$

b/ Assemblage corniere-poteau

On assemble les deux cornieres déjà fixées sur l'âme de la poutre, sur la semelle du poteau avec une file de 3 boulons de chaque côté.
Donc l'effort sollicitant un boulon vaut :

$$N^* = \frac{N}{6} = 4,89 \text{ t}$$

On vérifie :

$$\begin{cases} 1,25 \frac{N^*}{A_r} \leq \sigma_e \\ \sqrt{\frac{N^{*2} + 2,36 T^{*2}}{A_r^2}} \leq \sigma_e \end{cases}$$

$$\frac{1,25 \cdot 4,89 \cdot 10^3}{A_r} \leq \sigma_e = 6400 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \frac{6,11}{A_r} \leq \sigma_e$$

$$\sqrt{\frac{(4,89 \cdot 10^3)^2 + (2,36 \cdot 10^3)^2}{A_r^2}} \leq \sigma_e = 6400 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \frac{9,15}{A_r} \leq \sigma_e$$

On tire $d \geq \sqrt{\frac{1,78 \cdot 4}{\pi}} = 15,05 \text{ mm}$

Pour les deux assemblages on prend des boulons de diamètre 16mm.

* Vérification des conditions d'assemblage

1/ Condition d'épaisseur

Il faut vérifier que : si $e_{\min} < 20 \text{ mm} \Rightarrow d_{tr} \geq e_{\min} + 2 \text{ mm}$

si $e_{\min} \geq 20 \text{ mm} \Rightarrow d_{tr} \geq 22 \text{ mm}$

Âme de la poutre et corniere : épaisseur = 8mm. < 20mm

$$d_{tr} \geq e_{\min} + 2 = 10 \text{ mm}$$

18mm > 10mm c'est vérifié

2/ Conditions de distance

* δ_t : Pince transversale $1,5 d_{tr} \leq \delta_t \leq 2,5 d_{tr} \Rightarrow 27 \leq \delta_t \leq 45 \text{ mm} \Rightarrow \delta_t = 40 \text{ mm}$

* δ : Distance d'axe en axe des boulons : $3 d_{tr} \leq \delta \leq 10 d_{tr} \Rightarrow \delta = 60 \text{ mm}$
 $54 \text{ mm} \leq \delta \leq 180 \text{ mm}$

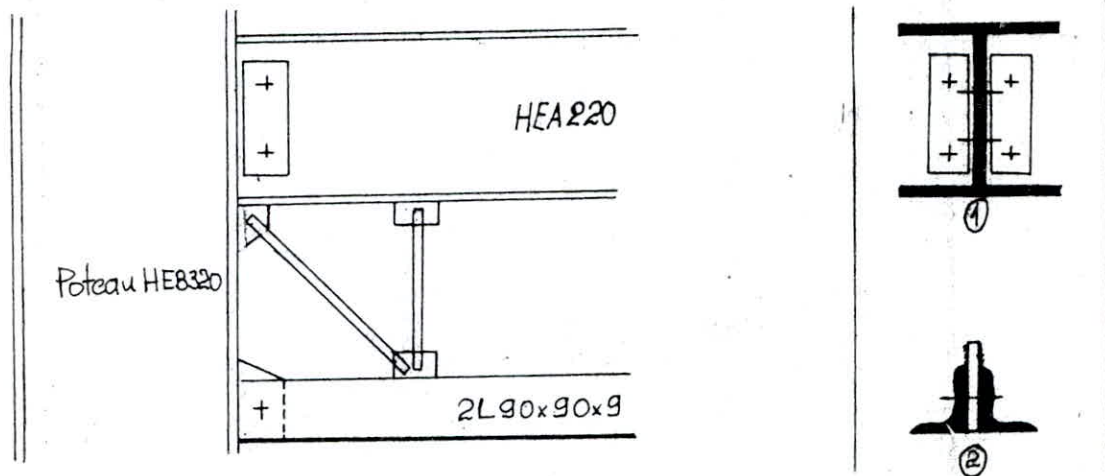
* δ_l : Pince longitudinale : $\delta_l = \sup \left\{ \begin{array}{l} 1,5 d_{tr} = 27 \text{ mm} \\ \frac{0,8 T^*}{e_{\min} \sigma_e} = \frac{0,8 \cdot 5,04 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 2400} = 21 \text{ mm} \end{array} \right. \leq \begin{array}{l} 2,5 d_{tr} \\ = 45 \text{ mm} \end{array}$

On prend : $\delta_l = 40 \text{ mm}$

* Condition de pression diamétrale

$$\frac{I^*}{d_{\min}} \leq 3\sigma_e \Rightarrow \frac{5,04 \cdot 10^3}{1,8 \cdot 0,8} = 3937,5 \text{ Kg/cm}^2 < 7200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ c'est vérifié}$$

2/ Assemblage poteau - poutre à treillis



a/ Assemblage ① : $N' = 22,73 + 1,04 = 23,77 \text{ t}$
 $T = 27,9 \text{ t}$; $M = 0$

- Assemblage cornière - poutre HEA220

L'assemblage est assuré par deux boulons ordinaires de classe et qualité 8-8. Nous avons un effort de cisaillement T'' dû à T et un effort T' dû à N' .

$$T' = \frac{N'/2}{2} = \frac{N'}{4} = \frac{23,77}{4} = 5,94 \text{ t}$$

$$T'' = \frac{T/2}{2} = \frac{T}{4} = \frac{27,9}{4} = 6,975 \text{ t}$$

\Rightarrow effort résultant $T^* = \sqrt{T'^2 + T''^2} = 9,16 \text{ t}$

Vérifions $1,54 \frac{T^*}{A_r} \leq \sigma_e \Rightarrow A \geq \frac{1,54 T^*}{0,8 \sigma_e} = \frac{1,54 \times 9,16 \times 10^3}{0,8 \cdot 6400} = 2,75 \text{ cm}^2$

d'où $d \geq \sqrt{\frac{2,75 \times 4}{\pi}} = 1,87 \text{ cm}$ on prend $d = 20 \text{ mm}$

- Assemblage cornière - poteau

Les deux cornières sont fixées sur la semelle du poteau avec une fiche de deux boulons de chaque côté. Donc l'effort sollicitant un boulon vaut $N^* = \frac{N'}{4} = 5,94 \text{ t}$

On vérifie : $\left\{ \begin{array}{l} 1,25 \frac{N^*}{A_r} \leq \sigma_e \Rightarrow A \geq \frac{1,25 N^*}{0,8 \sigma_e} \quad (1) \end{array} \right.$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\frac{N^{*2} + 2,36 T^{*2}}{A_r}} \leq \sigma_e \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N^{*2} + 2,36 T^{*2}}{(0,8 \sigma_e)^2}} \quad (2) \end{array} \right.$$

(1) $\Rightarrow A \geq 1,45 \text{ cm}^2$;

(2) $\Rightarrow A \geq 2,98 \text{ cm}^2$; $\Rightarrow d \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 2,98}{\pi}} = 1,95 \text{ cm}$, on prend $d = 20 \text{ mm}$

* Vérification des conditions d'assemblage

1/ Condition d'épaisseur

Il faut que si: $e_{min} < 20\text{mm} \Rightarrow d_{tr} \geq e_{min} + 2\text{mm}$

$$e_{min} \geq 20\text{mm} \Rightarrow d_{tr} \geq 22\text{mm}.$$

Arme de la poutre et cornière: $e_{min} = 7\text{mm} < 20\text{mm}$.

$$d_{tr} \geq e_{min} + 2 = 9\text{mm} \text{ oui car } d_{tr} = 22\text{mm}.$$

2/ Conditions de distances

* δ_t : $1,5d_{tr} \leq \delta_t \leq 2,5d_{tr} \Rightarrow 33\text{mm} \leq \delta_t \leq 55\text{mm}$: on prend $\delta_t = 40\text{mm}$.

* δ : $3d_{tr} \leq \delta \leq 10d_{tr} \Rightarrow 66\text{mm} \leq \delta \leq 220\text{mm}$: on prend $\delta = 70\text{mm}$

* δ_l : $\delta_l = \sup \left\{ \begin{array}{l} 1,5d_{tr} = 33\text{mm} \\ \frac{0,8T^*}{e_{min}\sqrt{e}} = 16,7\text{mm} \end{array} \right. \leq 2,5d_{tr} = 55\text{mm}$ on prend $\delta_l = 40\text{mm}$

b/ Assemblage ②: $T = 27,9\text{t} \Rightarrow T'' = \frac{T}{2} = 13,95\text{t} = T^*$

$$A \geq \frac{1,54T^*}{0,8\sqrt{e}} = \frac{1,54 \cdot 13,95 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 6400} = 4,19\text{cm}^2$$

d'où $d \geq \sqrt{\frac{4,19 \times 4}{\pi}} = 2,30\text{cm} \Rightarrow$ on prend $d = 24\text{mm}$; $d_{tr} = 27\text{mm}$.

- Vérification des conditions pl'assemblage

* Conditions d'épaisseur: $e_{min} = 9\text{mm} \Rightarrow d_{tr} \geq e_{min} + 2$: $27 > 11\text{mm}$ vérifié

* Conditions de distances: $1,5d_{tr} \leq \delta_t \leq 2,5d_{tr} \Rightarrow$ On prend $\delta_t = 45\text{mm}$
 $40,5 \leq \delta_t \leq 67,5\text{mm}$ $\delta_l = 45\text{mm}$.

- Gousset d'assemblage:

épaisseur du gousset: $e = 10\text{mm}$

2 Cordons de soudure latéraux: $\frac{F}{0,75la\alpha} \leq \sqrt{e}$ avec $F = \frac{T}{2}$

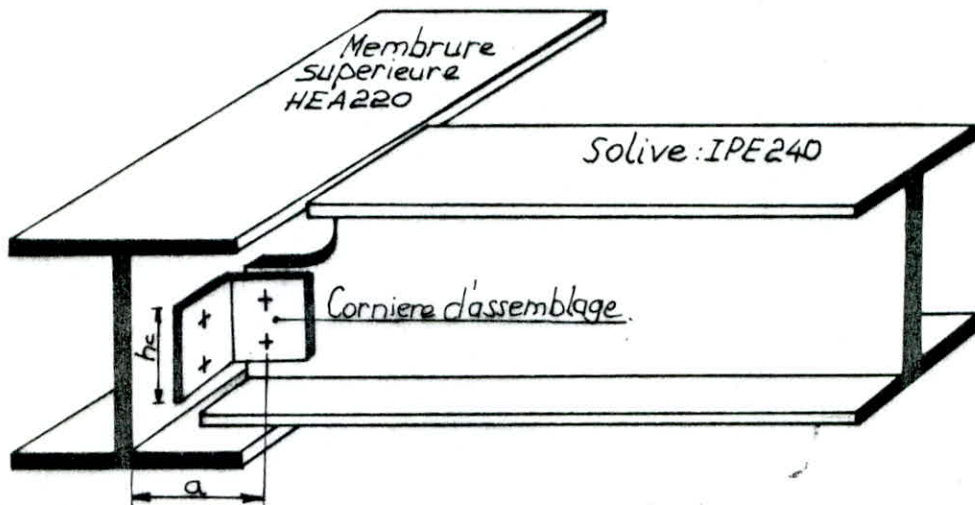
$$\text{d'où } l \geq \frac{T}{2 \times 0,75 \times 2400 \times 0,6 \times 0,8} = 12,88\text{cm}$$

Longueur du cordon de soudure

$$L = l - 2a = 12,88 - 2 \times 0,6 = 11,68\text{cm} \text{ On prend: } L = 15\text{cm}.$$

Vérification des assemblages

1/ Assemblage Solive (IPE240) - Poutre à treillis (Membrure supérieure HEA220)



Plancher étage

$$G = 440 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow q = \left(\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P \right) l' = \left(\frac{4}{3} \cdot 440 + \frac{3}{2} \cdot 250 \right) \cdot 1,20 = 1154 \text{ Kg/ml}$$

$$P = 250 \text{ Kg/m}^2$$

$$T_{\max} = q \frac{l}{2} = 1154 \cdot \frac{6}{2} = 3462 \text{ Kgs.}$$

Cisaillement des boulons

Nombre de boulons : $n = 2$

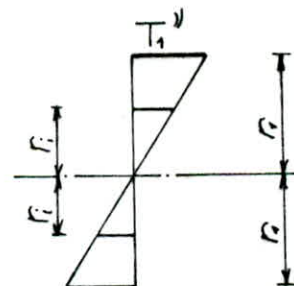
Effort tranchant revenant à chaque boulon : $T_1' = \frac{T}{2} = \frac{3462}{2} = 1731 \text{ Kgs.}$

Moment dû à l'excentrement "a" : ce moment est équilibré par des réactions horizontales sur les boulons.

$$I_b = \sum_{i=1}^m A r_i^2 = A \sum_{i=1}^m r_i^2$$

A = section d'un boulon

r_i : distance d'un boulon, au centre d'inertie de la ligne des boulons.



Le boulon le plus éloigné à la distance r_1 , subira une contrainte due à la flexion σ

$$\sigma = \frac{T a}{A} \frac{r_1}{\sum r_i^2} \quad (1)$$

$$\Rightarrow (1) = (2) \Rightarrow \sigma \cdot A = T a \frac{r_1}{\sum r_i^2} = T_1''$$

D'où l'effort correspondant $T_1'' = \sigma \cdot A$ (2)

$$\text{avec } \frac{r_1}{\sum_{i=1}^n r_i^2} = \frac{\alpha}{m \delta}$$

n	2	3	4	5	6
α/n	1	0,5	0,3	0,2	0,143
α	2	1,5	1,2	1	0,858
α^2	4	2,25	1,44	1	0,735

$$\text{donc } T_1'' = T a \cdot \frac{\alpha}{m \delta}$$

avec : δ = distance entre 2 boulons

n = nombre de boulons

α = coefficient donné par le tableau ci-dessus.

D'où l'effort dans le boulon le plus sollicité: $T_1 = \sqrt{T_1'^2 + T_1''^2} = \frac{T}{m} \sqrt{1 + \frac{a^2 \alpha^2}{\delta^2}}$

On doit vérifier que: $T_1 \leq 2 \cdot 0,65 A_r \sigma_{red}$ ($\sigma_{red} = 3500 \text{ Kg/cm}^2$ du boulon)

$$T \leq \frac{1,3 m A_r \sigma_{red}}{\sqrt{1 + \frac{a^2 \alpha^2}{\delta^2}}} \text{ si on prend: } d_b = 10 \text{ mm} \rightarrow d_{tr} = 11 \text{ mm}$$

$$\delta = 70 \text{ mm} \rightarrow 30 \leq \delta \leq 100 \text{ mm}$$

$$\delta l = 20 \text{ mm} \rightarrow 15 \leq \delta l \leq 25 \text{ mm}$$

$$\delta t = 20 \text{ mm} \rightarrow 15 \leq \delta t \leq 25 \text{ mm}$$

L'assemblage se fait par des cornières $50 \times 50 \times 5$

Pour $m = 2 \Rightarrow \alpha = 2$

$$a = 20 \text{ mm} = 2 \text{ cm}; \quad A_r = 1 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 1^2 = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1,3 \times 2 \times 0,785}{\sqrt{1 + \frac{2^2 \cdot 2^2}{7^2}}} \cdot 3500 = 5385,10 \text{ Kgs} > T = 3462 \text{ Kgs} \Rightarrow \text{vérifié}$$

* Côté poutre porteuse: 2 boulons

On vérifie $T \leq 1,3 m A_r \sigma_{red}$

$$T \leq 1,3 \cdot 2 \cdot 0,785 \cdot 3500 = 7143,5 \text{ Kgs} \text{ c'est vérifié}$$

* Vérification des profilés

- Pression diamétrale (Solive), on vérifie: $T \leq \frac{3 n d_{tr} e_a}{\sqrt{1 + \frac{a^2 \alpha^2}{\delta^2}}} \sigma_e (\text{profilé})$

$$\frac{3 \cdot 2 \cdot 1,1 \cdot 0,62}{\sqrt{1 + \frac{2^2 \cdot 2^2}{7^2}}} \cdot 2400 = 8526,84 \text{ Kgs}$$

$$T = 3462 \text{ Kgs} < 8526,84 \text{ Kgs} \text{ c'est vérifié}$$

- Pression diamétrale (Poutre porteuse)

$$T \leq 6 n d_{tr} e_a \sigma_e \text{ avec } n = 2; d_{tr} = 11 \text{ mm}; e_a = 0,7 \text{ cm (HEA 220)}$$

$$6 \times 2 \times 1,1 \times 0,7 \cdot 2400 = 22176 \text{ Kgs} > T = 3462 \text{ Kgs}$$

- Effort tranchant dans la solive

Au droit de la section des boulons, avec h_a comme hauteur de l'âme, après découpage, on doit vérifier que: $T \leq 0,65 (h_a - n d_{tr}) \sigma_e \cdot e_a$

$$h_a = 15 \text{ cm}; d_{tr} = 1,1 \text{ cm} \Rightarrow 0,65 \cdot (15 - 2 \times 1,1) \cdot 0,62 \cdot 2400 = 12380,16 \text{ Kgs}$$

$$e_a = 0,62 \text{ cm} \quad T = 3462 \text{ Kgs} < 12380 \text{ Kgs} \text{ c'est vérifié}$$

$$n = 2$$

- Moment fléchissant dans la solive

Ce moment doit être calculé dans la section située au bord de l'aile découpée.

$$M = T \cdot f \text{ avec } f = 12,5 \text{ cm on vérifie : } T \leq \frac{I}{V} \cdot \frac{\sigma_e}{f} ; \frac{I}{V} = \text{module de flexion de l'aile supérieure découpée}$$

$$\frac{I}{V} = \frac{A_a^2 h_a^2 + A_s^2 e_s^2 + A_a A_s (4 h_a e_s + 6 h_a e_s + 4 e_s^2)}{6 A_s (2 h_a + e_s) + 6 A_a h_a}$$

$$\frac{I}{V} = 61,16 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I}{V} \cdot \frac{\sigma_e}{f} = 61,16 \cdot \frac{2400}{12,5} = 11742,7 \text{ Kgs}$$

$$11742,7 > T = 3462 \text{ Kgs donc c'est vérifié}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a = \text{Section de l'âme} = 17,66 \text{ cm}^2 \\ A_s = \text{Section de la semelle} = 23,52 \text{ cm}^2 \\ h_a = \text{hauteur de l'âme} = 15 \text{ cm} \\ e_s = \text{épaisseur de semelle} = 0,92 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Vérification des cornières d'assemblage

- Pression diamétrale côté solive

$$T \leq \frac{6 m d t r e_c}{\sqrt{1 + \frac{a^2 \alpha^2}{\delta^2}}} \sigma_e \text{ avec : } e_c = \text{épaisseur des cornières}$$

$$\sigma_e = \text{limite d'élasticité des cornières.}$$

$$\frac{6 \cdot 2 \cdot 1,1 \cdot 0,5}{\sqrt{1 + \frac{2^2 \cdot 2^2}{7^2}}} \cdot 2400 = 13752,9 \text{ Kgs} > 3462 \text{ Kgs, c'est vérifié}$$

- Pression diamétrale côté de la poutre porteuse

$$T \leq 6 m d t r e_c \sigma_e = 6 \times 2 \times 1,1 \times 0,5 \times 2400 = 15840 \text{ Kgs c'est vérifié.}$$

- Effort tranchant dans les cornières.

* côté solive: $T \leq 0,86 e_c (h_c - m d t r) \sigma_e$ ($h_c = \text{hauteur des cornières} = 10 \text{ cm}$)

$$0,86 \times 0,5 (10 - 2 \cdot 1,1) 2400 = 7675,2 \text{ Kgs} > 3462 \text{ Kgs c'est vérifié}$$

- Moment fléchissant dans les cornières

* côté solive: $T \leq \frac{2}{a} \left(\frac{I}{V}_{\text{cornières}} \right) \cdot \sigma_e$

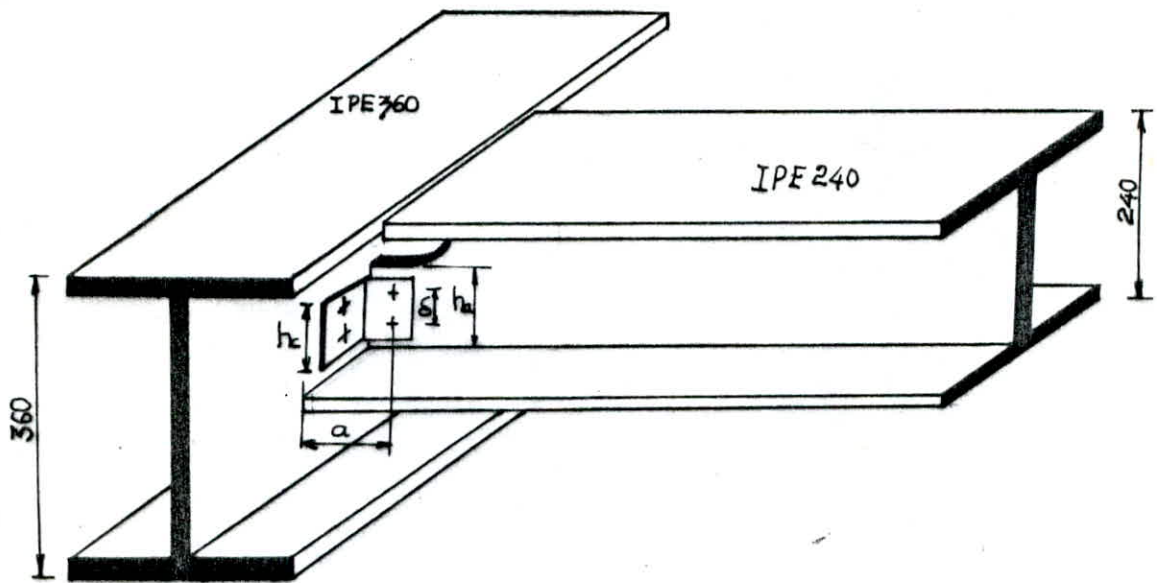
$$\frac{I}{V} = e_c \left(\frac{h_c^2}{6} - \frac{n d t r \delta r_1}{\alpha h_c} \right) = 0,5 \left(\frac{10^2}{6} - \frac{2 \times 1,1 \times 7 \times 3,5}{2 \times 10} \right) = 6,98 \text{ cm}^3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = 7 \text{ cm} \\ r_1 = \frac{\delta}{2} = 3,5 \text{ cm} \\ h_c = 10 \text{ cm} \end{array} \right. \sigma_e \frac{2}{a} \cdot \frac{I}{V} = \frac{2}{2} \cdot 6,98 \cdot 2400 = 16752 \text{ Kgs} > T = 3462 \text{ Kgs c'est vérifié}$$

* Côté poutre porteuse

$$T \leq \frac{e_c h_c^2}{3a} \sigma_e = \frac{0,5 \cdot 10^2}{3 \times 2} \cdot 2400 = 20000 \text{ Kgs} > 3462 \text{ Kgs c'est vérifié}$$

27 Assemblage solive (IPE240) - Poutre transversale (IPE360)



$$T = q \frac{l}{2} = 1154 \times \frac{6}{2} = 3462 \text{ Kgs.}$$

Cisaillement des boulons

On prend 2 boulons \Rightarrow Effort tranchant pour chaque boulon T_1

$$T_1 = \frac{T}{2} = \frac{3462}{2} = 1731 \text{ Kgs.}$$

Moment dû à l'excentricité "a" qui sera équilibré par des réactions horizontales sur les boulons.

Contrainte de flexion: $\sigma = \frac{T a}{A} \cdot \frac{r_1}{\sum_{i=1}^n r_i^2}$ (1)

$$\Rightarrow \sigma \cdot A = \frac{T a}{A} \cdot \frac{r_1}{\sum_{i=1}^n r_i^2} = T''$$

Effort correspondant $T_1'' = \sigma \cdot A$ (2)

$$T_1 = \sqrt{T_1'^2 + T_1''^2} = \frac{T}{m} \sqrt{1 + \frac{a^2 \alpha^2}{\delta^2}}$$

$$\text{d'où } T'' = T a \frac{\alpha}{m \delta}$$

* Cote solive

On vérifie que $T_1 \leq 2 \cdot 0,65 A_B \sigma_e$

$$\text{d'où } T \leq \frac{1,3 m A_B}{\sqrt{1 + \frac{a^2 \alpha^2}{\delta^2}}} \sigma_{red}$$

$$n=2; \alpha=2; A_B=0,785 \text{ cm}^2; d_{tr}=1,1 \text{ cm.}$$

$$30 \leq \delta \leq 100 \text{ mm} \rightarrow \delta = 70 \text{ mm}$$

$$15 \leq \delta_l \leq 25 \text{ mm} \rightarrow \delta_l = 20 \text{ mm}$$

$$15 \leq \delta_t \leq 25 \text{ mm} \rightarrow \delta_t = 20 \text{ mm}$$

Diametre des boulons 10mm

On prend des cornieres 50x50x5 pour l'assemblage.

$$T = 3462 \text{ Kgs} < \frac{1,3 \times 2 \times 0,785}{\sqrt{1 + \frac{2^2 \cdot 2^2}{7^2}}} \cdot 3500 = 5385,10 \text{ Kgs} \quad \text{c'est vérifié}$$

* Coté de la poutre porteuse: 2 boulons

On vérifie: $T \leq 1,3 n A_B \sigma_{red}$

$$3462 < 7143,5 \text{ Kgs c'est vérifié.}$$

* Vérification des profilés

- Pression diamétrale (Solive)

$$\text{On vérifie que: } T \leq \frac{3 m d t r e a \sigma_e}{\sqrt{1 + \frac{a^2 \alpha^2}{\delta^2}}}$$

$$T = 3462 \text{ Kgs} < 8526,8 \text{ Kgs c'est vérifié.}$$

- Pression diamétrale (Poutre porteuse)

$$T \leq 6 m d t r e a \sigma_e \text{ avec } m=2; d t r = 1,1 \text{ cm}; e a = 0,8 \text{ cm}$$

$$T = 3462 \text{ Kgs} < 24344 \text{ Kgs c'est vérifié.}$$

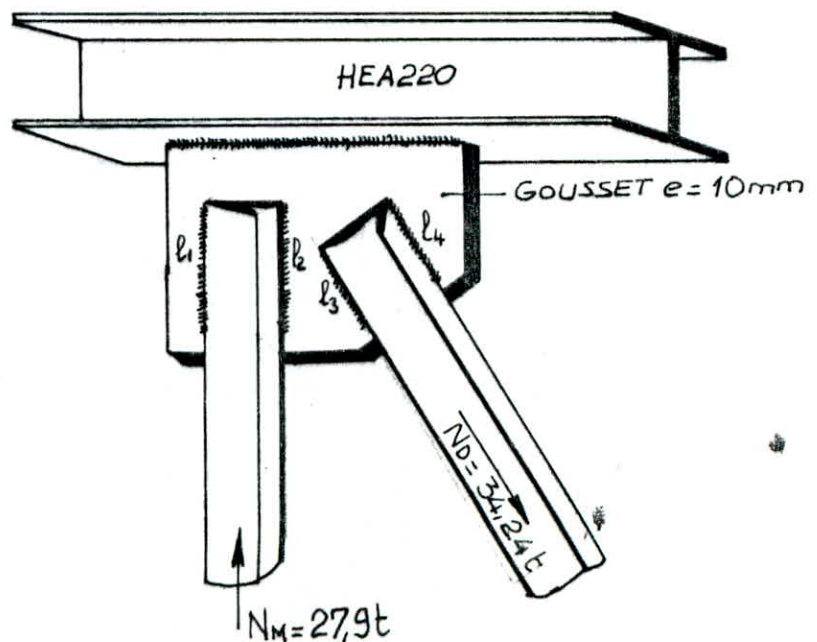
* Vérification des cornières d'attache, et les conditions de plâces

Ces vérifications ont été déjà faites, car les conditions d'assemblage sont les mêmes que pour l'assemblage solive, membrure supérieure de la poutre à treillis.

Assemblage de la poutre à treillis

Calcul des cordons de soudure

Pour tous les cordons on prend une épaisseur égale à 4 mm, d'où le coefficient $\alpha = 1$.



* Cordons de soudure au niveau du montant

On doit vérifier : $\frac{F}{0,75 l \alpha \sigma_e} \leq \sigma_e$ avec $F = \frac{N}{4}$ (2 cornières, donc 4 cordons de soudure)

donc : $l_1 \geq \frac{F}{0,75 \alpha \sigma_e} = \frac{N_M}{3 \alpha \sigma_e}$

$l_1 \geq \frac{27,9 \cdot 10^3}{3 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 2400} = 9,68 \text{ cm}$

Longueur réelle = longueur théorique + 2a

$l_{1 \text{ réelle}} = 9,68 + 2 \cdot 0,4 = 10,48 \text{ cm}$ on fixe $l_1 = 11 \text{ cm}$

* Cordon de soudure de la diagonale

$l_3 \geq \frac{N_D}{3 \alpha \sigma_e} = \frac{34,24 \cdot 10^3}{3 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 2400} = 11,89 \text{ cm}$

$l_{3 \text{ réelle}} = l_{3 \text{ théo}} + 2a = 11,89 + 2 \cdot 0,4 = 12,69 \text{ cm}$ on fixe $l_3 = 13 \text{ cm}$

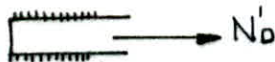
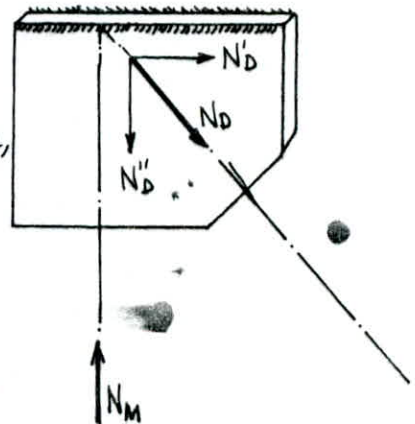
* Cordon de soudure du gousset

$N'_D = N_D \sin \theta = 34,24 \cdot 0,664 = 22,73 \text{ t}$

$N''_D = N_D \cos \theta = 34,24 \cdot 0,747 = 25,57 \text{ t}$

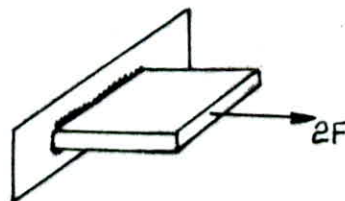
$N_M - N''_D = 27,9 - 25,57 = 2,33 \text{ t}$

Nous sommes en présence de deux cas de charge, dont les effets s'ajoutent.



$\tau_{||} = \frac{N'_D/2}{l a}$

$\tau_{\perp} = 0 = \tau_{\perp}$



$\tau_{||} = 0$

$\tau_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{F}{\sqrt{2} l a} = \frac{N_D/2}{\sqrt{2} l a}$

On doit vérifier la formule enveloppe : $\tau^2 + 1,8(\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2) \leq \alpha^2 \sigma_e^2$

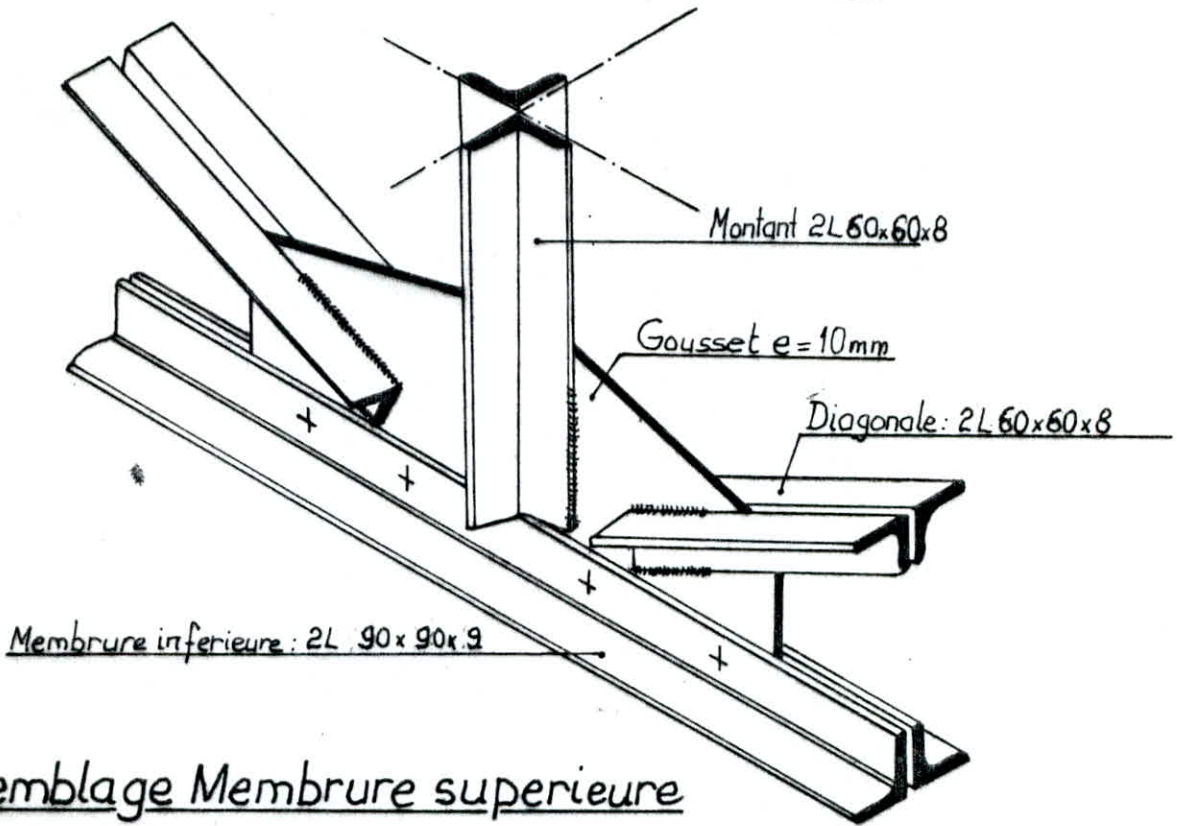
$\frac{(N_D/2)^2}{2 l^2 a^2} + 1,8 \left[\frac{(N_D/2)^2}{2 l^2 a^2} + \frac{(N'_D/2)^2}{l^2 a^2} \right] \leq \tau^2$ car $\alpha = 1$ $a = 4 \text{ mm}$

$\frac{(1,165)^2}{2 l^2 a^2} + 1,8 \left[\frac{(1,165)^2}{2 l^2 a^2} + \frac{(11,37)^2}{l^2 a^2} \right] \leq \tau^2$

$l^2 \geq \frac{2932,18 \cdot 10^6}{(2400)^2} = \frac{2932,18}{5,76} = 514 \text{ cm}^2 \Rightarrow l \geq 22,67 \text{ cm}$ on prend $l = 25 \text{ cm}$

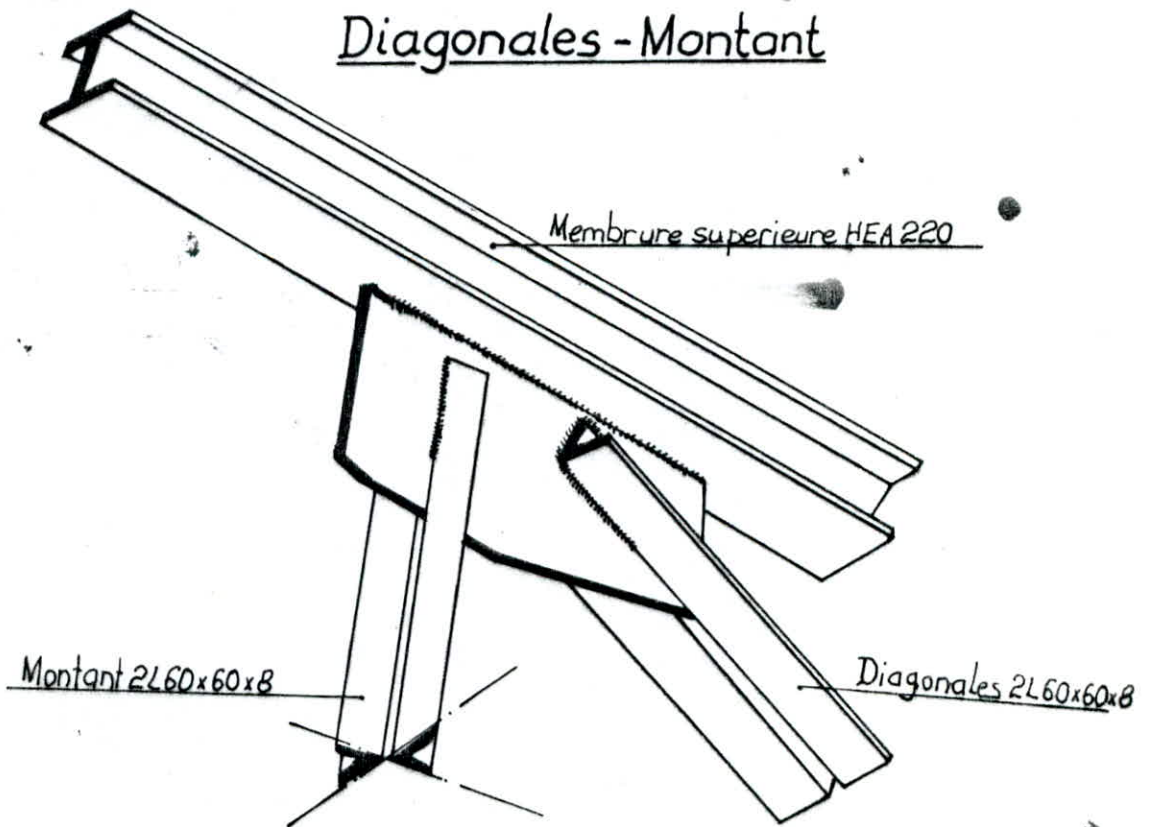
Détails Poutre à treillis

Assemblage Membrure inferieure - Montant - Diagonales



Assemblage Membrure superieure

Diagonales - Montant



CALCUL DES COUVRE-JOINTS

Les joints sont placés de préférence à environ 60cm au dessus de l'étage et ce pour faciliter le montage du tronçon supérieur. On a deux types de couvre-joints : - Couvre-joint d'âme

- " " de semelle

- * Le moment fléchissant est repris par les couvre-joints de semelle
- * L'effort normal est repris par les couvre-joints d'âme et de semelle.
- * L'effort tranchant est repris par le couvre-joint d'âme.

Les profilés usinés sont livrés en barres de longueur égale à 12m, comme notre bâtiment a une hauteur de 21m (acrotère compris), il faut prévoir un couvre-joint sur chaque poteau.

Calcul du couvre-joint du poteau le plus sollicité

Le poteau n°13 du portique transversal : $N' = 139t$; $T = 0,19t$

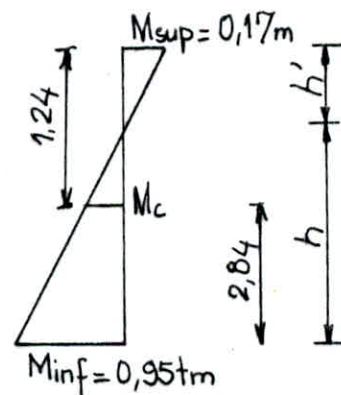
$$M_{sup} = 0,17tm ; M_{inf} = 0,95tm.$$

Moment au niveau du couvre-joint

$$\frac{h}{h'} = 5,58 \Rightarrow h = 3,46m$$

$$h + h' = 4,08m \Rightarrow h' = 0,62m$$

$$M_c = \frac{0,95 \cdot 0,62}{3,46} = 0,17tm.$$



1) Couvre-joint des semelles

$$N_{Tot} = N_{du \grave{a} M}^{cor} + N_1 (du \grave{a} N) \quad (N_1 = \text{effort repris par les semelles})$$

$$N_1 = N \cdot \frac{A_s}{A} = \frac{N \cdot 2(bxe)}{A} = \frac{139 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 31 \cdot 1,55}{161,3} = 82814 \text{ Kgs}$$

$$N_{cor} = \frac{M}{h} = \frac{0,17 \cdot 10^5}{31} = 548,38 \text{ Kgs}$$

$$N_{Tot} = 83362,38 \text{ Kgs}$$

L'épaisseur du couvre-joint doit être supérieure ou égale à l'épaisseur de la semelle : $e_s = 15,5mm \Rightarrow$ On prend $e_j = 20mm$

$$N_{\text{Tot}} = N^{\text{cor}} + N_1 = 83362,38 \text{ Kgs.}$$

On prend des boulons de diametre $d = 20 \text{ mm} \Rightarrow d_{\text{tr}} = 22 \text{ mm}$

On vérifie $d_{\text{tr}} \geq e_{\text{min}} + 2 \Rightarrow 22 > 15,5 + 2 = 17,5 \text{ mm}$ c'est vérifié.

Les boulons travaillent au cisaillement simple

$$\frac{d_{\text{tr}}}{e_{\text{min}}} < 6 \text{ d'où } \frac{22}{15,5} < 6 \text{ donc la vérification de la pression diamétrale est inutile.}$$

L'effort maximum repris par un boulon est $T^* = \frac{\sigma_e \cdot A_r}{1,54}$

avec $\sigma_e = 6400 \text{ Kg/cm}^2$; $A_r = 0,8A = 0,8\pi \frac{D^2}{4} = 2,51 \text{ cm}^2$

$$T^* = \frac{6400 \times 2,51}{1,54} = 10431,17 \text{ Kgs}$$

* Nombre de boulons nécessaires

$$n = \frac{\frac{N_{\text{Tot}}}{T^*}}{2} = \frac{\frac{83362}{10431,17}}{2} = 3,99 \text{ donc on prend 4 boulons ordinaires de classe et qualité 8-8, par demi-écluse}$$

* Condition de distance

$$3d_{\text{tr}} \leq \delta \leq 10d_{\text{tr}} \Rightarrow 66 \text{ mm} \leq \delta \leq 220 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prend } \delta = 150 \text{ mm}$$

$$1,5d_{\text{tr}} \leq \delta_t \leq 2,5d_{\text{tr}} \Rightarrow 33 \text{ mm} \leq \delta_t \leq 55 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prend } \delta_t = 50 \text{ mm}$$

$$\delta_l = \sup \left\{ \begin{array}{l} 1,5d_{\text{tr}} = 33 \text{ mm} \\ \frac{0,8T^*}{e_{\text{min}}\sigma_e} = 2,98 \text{ mm} \end{array} \right. \leq 2,5d_{\text{tr}} = 55 \text{ mm}$$

on prend $\delta_l = 50 \text{ mm}$

Couvre joint d'âme

Reprend l'effort tranchant et une part de l'effort normal N_a .

$$N_a = N - N_s = 139 - 82,814 = 56,186 \text{ t}$$

On prend $e_{ca} \geq \frac{e_a}{2} = \frac{9}{2} = 4,5 \text{ mm}$ on fixe $e_{ca} = 10 \text{ mm}$.

Largeur du couvre-joint: $h_{ca} \leq h - 2e_s - 2r = 320 - 21 - 54 = 245 \text{ mm}$

Le diametre du boulon est pris égal à 16 mm , de classe 8-8.

On vérifie: $e_{\text{min}} = 9 \text{ mm} < 20 \Rightarrow d_{\text{tr}} \geq e_{\text{min}} + 2 = 11 \text{ mm}$ c'est vérifié

l'effort repris par un boulon $T^* = \frac{\sigma_e \cdot A_r}{1,54}$ avec: $\sigma_e = 6400 \text{ Kg/cm}^2$
 $A_r = 0,8A = 1,60 \text{ cm}^2$

$$T^* = \frac{6400 \cdot 1,60}{1,54} = 6,648 t \text{ d'où le nombre de boulons: } n' = \frac{N_a / t^*}{2} = \frac{56186}{6648} = 4,22$$

On prend 6 boulons de classe 8.8 par demi-éclisse.

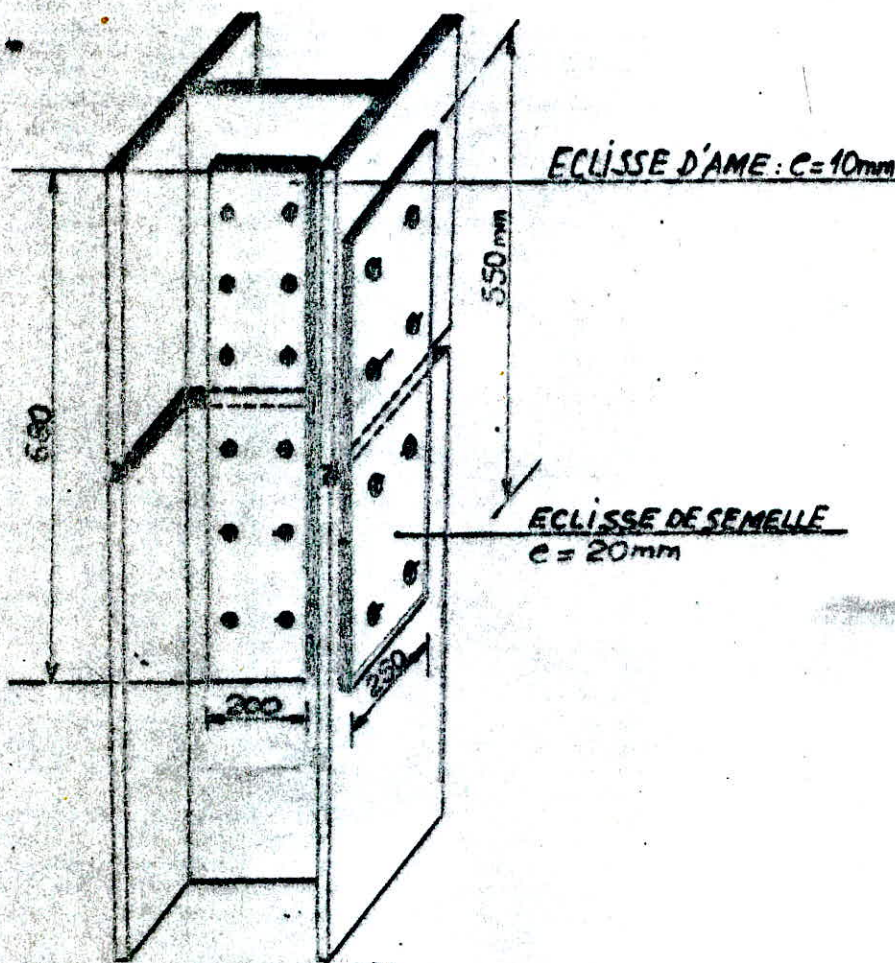
★ Condition de distance

$$3d_{tr} \leq S \leq 10d_{tr} \Rightarrow 54 \text{ mm} \leq S \leq 180 \text{ mm} \text{ on prend } S = 120 \text{ mm}$$

$$1,5d_{tr} \leq S_t \leq 2,5d_{tr} \Rightarrow 27 \text{ mm} \leq S_t \leq 45 \text{ mm} \text{ on prend } S_t = 40 \text{ mm}$$

$$S_e = \sup \left\{ \begin{array}{l} 1,5d_{tr} = 27 \text{ mm} \\ \frac{0,8T^*}{e_{min} \sigma_c} = 8,31 \text{ mm} \end{array} \right. \leq 2,5d_{tr} = 45 \text{ mm} \text{ On prend } S_e = 40 \text{ mm.}$$

Schémas des éclisses



★ Vérification des éclisses

- Eclisses de semelle

Section nette de l'éclisse : $A_{nette} = e_{ej} \cdot (b_s - 2d_{tr})$

Effort total repris par les semelles : $N_s = 83362 \text{ Kgs}$

$$\sigma = \frac{N_{\text{tot}}}{A_{\text{nette}}} = \frac{83362}{2(25 - 2 \times 2,2)} = 2023,35 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ c'est vérifié}$$

- Éclisse d'âme

$$F_{MT} = \frac{M_T}{R} \text{ (Effort des boulons)}$$

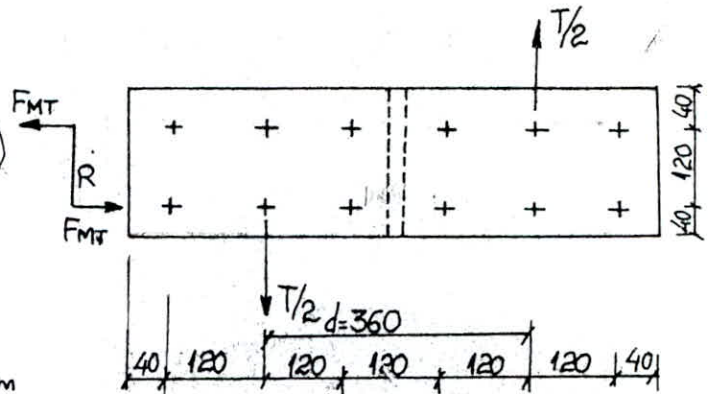
$$F_T = \frac{T}{2} \text{ (Effort de cisaillement dû à T)}$$

$$d = 3 \times 120 = 360 \text{ mm}$$

$$R = \frac{d}{3} = 120 \text{ mm}$$

$$M_T = \frac{T}{2} \cdot d = \frac{190}{2} \cdot 0,36 = 34,2 \text{ Kg m}$$

$$F_T = \frac{T}{2} = 95 \text{ Kgs}$$



L'effort repris par un boulon : $F_{MT}^* = \frac{F_{MT}}{2} = \frac{M_T}{2R} = 142,5 \text{ Kgs}$

L'effort de cisaillement dû à T pour un boulon est : $F_T^* = \frac{F_T}{6} = \frac{95}{6} = 15,83$

L'effort de cisaillement dû à N pour un boulon est :

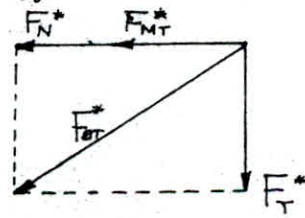
$F_N^* = \frac{N}{24}$ car : 2 éclisses d'âme, une de chaque côté d'où il y a 2 sections cisailées.

$$F_N^* = \frac{139 \cdot 10^3}{24} = 5791,66 \text{ Kgs}$$

Soit chaque boulon reprend un effort total de cisaillement :

$$F_{BT}^* = \sqrt{(F_N^* + F_{MT}^*)^2 + (F_T^*)^2}$$

$$F_{BT}^* = \sqrt{(5791,66 + 142,5)^2 + (15,83)^2} = 5934,1 \text{ Kgs}$$



a) Vérification au cisaillement

$$1,54 \frac{F_{BT}^*}{A_r} \leq \sigma_e = 6400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Contrainte limite des boulons)}$$

$$\text{d'où on tire : } A_r \geq \frac{1,54 F_{BT}^*}{6400} = \frac{1,54 \cdot 5934,1}{6400} = 1,427 \text{ cm}^2$$

$$0,8 \frac{\pi D^2}{4} \geq 1,427 \Rightarrow D \geq \sqrt{\frac{4 \times 1,427}{0,8 \pi}} = 1,50 \text{ cm, on prend } d = 16 \text{ mm}$$

Ainsi le cisaillement est vérifié.

- Vérification de l'éclisse de l'âme.

1/ Vérification au cisaillement : $\tau = \frac{T/2 S^*}{E_a I} \leq \frac{\sigma_a}{1,54}$

$$S^*: \text{Moment statique de l'éclisse} : S^* = \frac{e_{ca} \cdot h_{ea}^2}{8} = 50 \text{ cm}^3$$

$$h_{ea} = 200 \text{ mm}; e_{ca} = 10 \text{ mm}; L_{ea} = 680 \text{ mm}.$$

$$I_{xx} = \text{M}^T \text{ d'inertie de l'éclisse } I = \frac{e_{ca} h_{ea}^3}{12} = 666,66 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{190/2 \cdot 50}{20 \times 666,60} = 0,36 < \sigma_e / 1,54$$

2/ Vérification à la flexion

$$\text{On vérifie : } \sigma_N + \sigma_{MT} \leq \sigma_e \text{ avec } \sigma_{MT} = \frac{M_T}{I} v = \frac{11,4 \cdot 10}{666,60} = 0,171 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_N = \frac{F_{NA}}{e_{ca} \cdot h_{ea}} = \frac{F_N \times 2 \times 6}{e_{ca} \cdot h_{ea}} = \frac{5791,66 \cdot 2 \cdot 6}{2 \times 20} = 1737,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_N + \sigma_{MT} = 1737,67 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e \text{ c'est vérifié.}$$

ETUDE DE LA PLATINE et DES RAIDISSEURS

1/ Poteau central : Le poteau le plus sollicité est le n°11 du portique transversal soumis aux efforts : $N' = 285 \text{ t}$; $M = 5,66 \text{ tm}$, et ce sous la combinaison SP2.

1/ Dimensionnement de la platine

Soient l_p et L_p la largeur et la longueur de la platine.

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma'_b = \frac{N}{L_p \times l_p} + \frac{M}{W_p} \leq \bar{\sigma}'_m \text{ avec : } \bar{\sigma}'_m = 1,2 \times 1,5 \times 67,5 = 121 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_p = \frac{l_p \cdot L_p^2}{6}$$

$$\text{d'où } L_p^2 - \frac{6M}{l_p \bar{\sigma}'_m} - \frac{N L_p}{l_p \bar{\sigma}'_m} \geq 0$$

On prend une platine rectangulaire $80 \times 40 \text{ cm}$, donc $L_p = 2 l_p$

$$\text{ce qui donne : } L_p^3 - \frac{6M \times 2}{\bar{\sigma}'_m} - \frac{2N L_p}{\bar{\sigma}'_m} \geq 0 \Rightarrow 80^3 - \frac{6 \times 5,66 \cdot 10^5 \cdot 2}{121} - \frac{285 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 80}{121} = 46611,50 > 0$$

Épaisseur de la platine sans raidisseur

$$e \geq \sqrt{\frac{6M}{l_p \cdot \sigma_e}} = \sqrt{\frac{6 \times 5,66 \cdot 10^5}{40 \times 2400}} = 5,94 \text{ cm}$$

L'épaisseur de la platine seule est trop grande, d'où on doit prévoir des raidisseurs

8. épaisseur de la platine avec raidisseurs

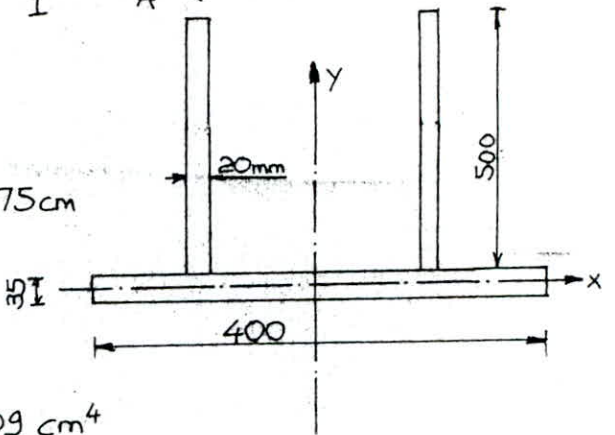
On choisit une épaisseur $e = 35 \text{ mm}$, des raidisseurs de 50 cm de hauteur et 2 cm d'épaisseur. On vérifie, alors : $\sigma = \frac{M}{I} v + \frac{N}{A} \leq \sigma_e$

Détermination du moment d'inertie

* Platine : $A = 140 \times 35 = 140 \text{ cm}^2$; $x = 0$

* Raidisseur : $A = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}^2$; $x = 26,75 \text{ cm}$

$$x_G = \frac{e_r \cdot x_r \cdot A_r}{S_r + S_p} = \frac{2 \times 26,75 \times 100}{2 \times 90 + 140} = 16,72 \text{ cm}$$



$$I_{\text{platine}} = \frac{40 \times 3,5^3}{12} + (16,72)^2 \times 140 = 39281,09 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{raidis}} = \frac{2 \times 50^3}{12} + 100(x - x_G)^2 = \frac{2 \times 50^3}{12} + 100(26,75 - 16,72)^2 = 29893,40 \text{ cm}^4$$

$$I = I_p + 2I_{\text{raidis}} = 99067,9 \text{ cm}^4$$

d'où : $\sigma = \frac{285 \cdot 10^3}{80 \times 40} + \frac{5,66 \cdot 10^5}{99067,9} (51,75 - 16,72) = 289,19 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_e$ c'est vérifié

Vérification des cordons de soudure fixant le raidisseur sur la platine

$$\frac{N}{0,75 \sum l_c \alpha a} \leq \sigma_e ; a = 0,8 \text{ cm} \Rightarrow \alpha = 0,9 ; \sum l_c = 2 \times 80 + 2 \times 40 = 240 \text{ cm}$$

$$\frac{285 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 240 \cdot 0,9 \cdot 0,8} = 1979,16 \text{ Kgs/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérification du cordon de soudure fixant le raidisseur sur le poteau

$$\frac{N/4}{0,75 h \alpha a} \leq \sigma_e \quad \frac{N}{4} = \frac{285 \cdot 10^3}{4} = 71250 \text{ Kgs} ; h = 50 \text{ cm} ; a = 0,8 \text{ cm}$$

$$\frac{71250}{0,75 \cdot 50 \cdot 0,8 \cdot 0,9} = 2111,11 \text{ Kgs/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ c'est vérifié}$$

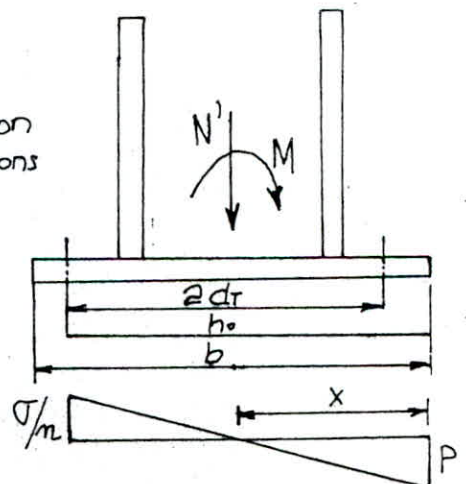
2/ Dimensionnement des boulons d'ancrage

$$\frac{\sigma}{\sigma_p} = \frac{h_0 - x}{x} = \frac{h_0}{x} - 1 ; T = \Omega \sigma \text{ avec } \Omega \text{ section totale des boulons}$$

$$p = \frac{2c}{bx} ; \frac{T}{C} = \frac{2n\Omega}{b} \left(\frac{h_0 - x}{x^2} \right)$$

$$T \cdot d = C \left(d - h_0 + \frac{x}{3} \right) \Rightarrow \frac{T}{C} = \frac{d - h_0 + \frac{x}{3}}{d}$$

$$\text{d'où } \frac{2n\Omega}{bh_0} = \frac{\left(\frac{x}{h_0} \right)^2}{1 - \frac{x}{h_0}} \cdot \frac{\left(\frac{d}{h_0} \right) - 1 + \left(\frac{x}{3h_0} \right)}{\frac{d}{h_0}}$$



Les boulons (tiges) doivent résister à l'effort d'arrachement dû à M et N sous la combinaison 0,8G + 5I_{droit} donnant l'effort de traction maximum.

$$M = 6,64 \text{ t.m} ; N = 100,5 \text{ t}$$

$$p = 1,2 \bar{\sigma}_{b_0} \times 1,5 = 121 \text{ Kgs/cm}^2$$

Ces efforts sont équivalents à N = 100,5 t excentré de $M/N = e = 6,61 \text{ cm}$.

$$2d_T = 40 - 2 \times 7 = 26 \text{ cm} \Rightarrow d_T = 13 \text{ cm}$$

$$d = d_T + e = 13 + 6,61 = 19,61 \text{ cm}$$

P_0 = Pression de comparaison auxiliaire de calcul.

$$P_0 = \frac{2(M + Nd_T)}{bh_0^2} = \frac{2(6,64 \cdot 10^5 + 100,5 \cdot 10^3 \cdot 23)}{40 \cdot 33^2} = 136,58 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérification à la traction

$$\frac{1,25 A \sigma}{A_r} \leq \sigma_e \Rightarrow \frac{A_r}{A} \geq \frac{1,25 \sigma}{\sigma_e} \quad (\text{Pour le FeE 24 : } \sigma = 1500 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\frac{A_r}{A} \geq \frac{1,25 \cdot 1500}{2400} = 0,78$$

$$\frac{\sigma}{n} = \frac{1500}{15} = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma}{m p_0} = \frac{100}{136,58} = 0,73$$

$$\frac{\sigma}{m p} = \frac{100}{121} = 0,83 \Rightarrow \frac{h_0}{x} = 1 + \frac{\sigma}{m p} = 1,83 \Rightarrow \frac{x}{h_0} = 0,54$$

$$\text{or } \frac{d}{h_0} = \frac{29,61}{33} = 0,59$$

$$\text{d'où : } \frac{2n\Omega}{bh_0} = \frac{(x/h_0)^2}{1 - x/h_0} \times \frac{d/h_0 - 1 + \frac{1}{3}(x/h_0)}{d/h_0} = \frac{0,54^2}{1 - 0,54} \times \frac{0,59 - 1 + \frac{1}{3} \cdot 0,54}{0,59} < 0$$

Conclusion : Il n'y a pas d'arrachement.

II/ Poteau de rive : Portique transversal

Le poteau n°1 est sollicité par $N' = 53,45 \text{ t}$, et $M = 5,56 \text{ tm}$ sous SP2

Dimensions de la platine

On prend la même platine que celle du poteau n°11 : $80 \times 40 \times 35$

Vérification de l'arrachement

Sous 0,8G + 5I_{droit} : $M = 5,56 \cdot 10^5 \text{ Kg cm}$; $N' = 53,45 \cdot 10^3 \text{ Kgs} \Rightarrow e = \frac{M}{N} = 10,40 \text{ cm}$

$$2d_T = 40 - 2 \times 7 = 26 \text{ cm} \Rightarrow d_T = 13 \text{ cm}$$

$$d = d_T + e = 13 + 10,40 = 23,40 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{h_0} = \frac{23,40}{33} = 0,71 ; \quad x/h_0 = 0,54 \text{ (déjà calculé)}$$

$$\text{d'où } \frac{2m\Omega}{bh_0} = \frac{0,54^2 \times 0,71 - 1 + 0,71/3}{1 - 0,54 \times 0,71} = -0,05 < 0 \text{ Pas d'arrachement}$$

Boulons d'ancrage

Les boulons seront calculés en fonction de l'effort N de traction, dû à

la sollicitation SP1. $N = 100,2 \text{ t}$

$$\frac{1,25N}{m A_r} \leq \sigma_e : \quad A_r = \text{section réduite du boulon}$$

$n =$ nombre de boulons ; $\sigma_e = 3500 \text{ kg/cm}^2$

$$A_r \geq \frac{1,25N}{m \sigma_e} \Rightarrow d^2 \geq \frac{1,25 \cdot 4 \cdot N}{0,8\pi \cdot m \sigma_e} = \frac{1,25 \cdot 4 \cdot 102,5 \cdot 10^3}{0,8\pi \cdot 4 \cdot 3500} = 14,565 \text{ cm}^2$$

d'où : $d \geq 3,81 \text{ cm}$, on prend 4 boulons de $\Phi 40$

Le perçage des trous dans la platine aura un diamètre de 80 mm, et ce pour permettre le réglage au moment du montage.

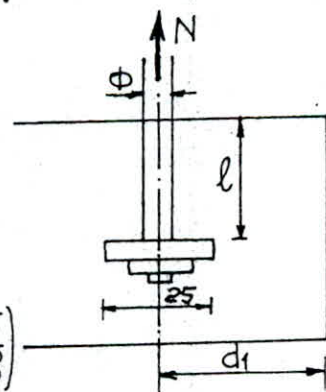
Type d'ancrage

L'ancrage à scellement droit ne vérifie pas la condition : $\bar{N} \geq T/2$, d'où on est ramené à prendre une tige de longueur l terminée par une plaque circulaire de rayon r

$$\Phi = 40 \text{ mm} ; \quad d_1 = 8 \text{ cm} ; \quad l = 80 \text{ cm} ; \quad r = 5 \text{ cm}$$

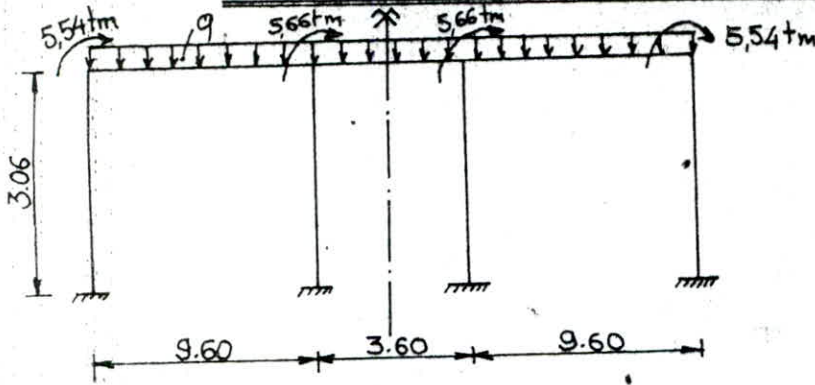
$$\bar{N} = 0,1 \left[\left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\Phi l}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)^2} + \frac{2g_c}{100} r^2 \left(1 - \frac{r}{d_1} \right) \right]$$

$$\bar{N} = 0,1 \left[\left(1 + \frac{7 \cdot 350}{1000} \right) \left(\frac{400 \times 800}{\left(1 + \frac{40}{8} \right)^2} \right) + 2 \cdot 350 \cdot 5^2 \left(1 - \frac{5}{8} \right) \right]$$



$$\bar{N} = 9648,88 \text{ kg} > T/2 = 9420 \text{ kg} \text{ donc ce type d'ancrage est vérifié}$$

ETUDE DU PORTIQUE LE PLUS SOLLICITÉ DU SOUS SOL



Inerties : Poteaux 80x40
 $I_{pot} = 40 \times \frac{80^3}{12} = 0,17 m^4$
 Poutres 70x40 : $I_{pout} = 40 \times \frac{70^3}{12}$
 $I_{pout} = 0,114 m^4$

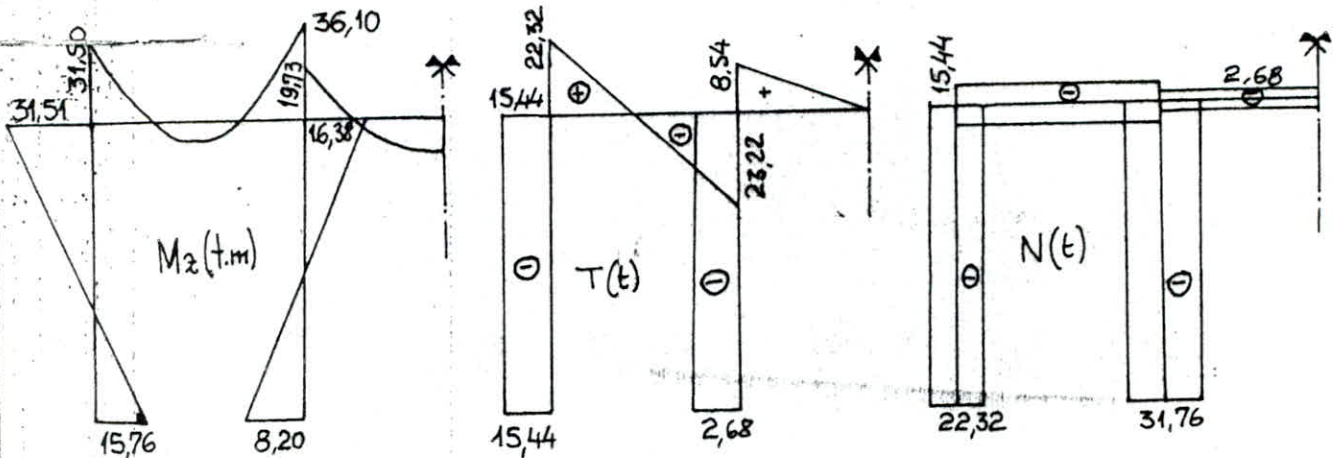
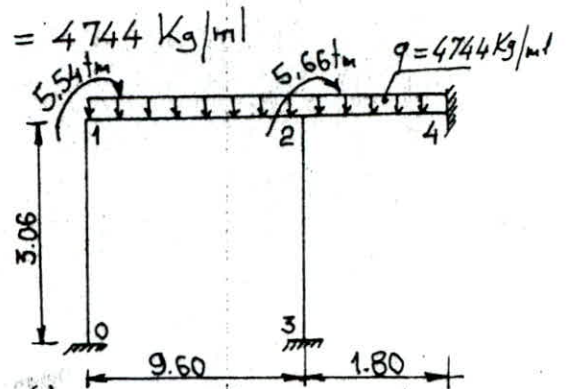
Calcul des charges

$$q = \sum G_i + P_{poutres} + 1,25$$

$$q = 360 \times 6 + 40 \times 20 \times 7 \times 2500 + 1,2 \times 250 \times 6 = 4744 \text{ Kg/ml}$$

Calcul des efforts du portique

La détermination des efforts du portique transversal du sous-sol qui est le plus sollicité se fait par la méthode des déformations. Par raison de symétrie on étudie le portique si-dessus.



Ferailage du poteau

Le plus sollicité des poteaux étant le n° 2-3 du portique transversal :

$$N = 285 + 31,76 = 316,76 \text{ tonnes ; } M_{inf} = 8,20 \text{ t.m ; } M_{sup} = 16,36 \text{ t.m.}$$

Le poteau sera calculé à la flexion composée.

1/ Calcul des armatures longitudinales

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{16,36 \cdot 10^5}{316,76 \cdot 10^3} = 5,16 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{80}{6} = 13,33 \text{ cm}$$

$\Rightarrow e_0 < e_1$, donc on a une section entièrement comprimée

On armere la section d'une maniere symetrique $A'_1 = A'_2 = A'$

$$A' = \frac{\bar{\omega}' b h t}{100} \text{ avec } \bar{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C}$$

$$R'_s = b h t + 2n A'$$

$$I = \frac{b h t^3}{12} + 2n A' \left(\frac{h t}{2} - \delta h t \right) \text{ avec } \delta = \frac{d}{h t} = \frac{d'}{h t} = \frac{3}{80} = 0,037$$

$$\varphi = \frac{\bar{\sigma}_b' b h t}{N} = \frac{202,5 \cdot 40 \cdot 80}{316,76 \cdot 10^3} = 2,045$$

$$\beta = \frac{6 M}{h t m} = \frac{6 e_1}{h t} = \frac{13,33 \cdot 6}{80} = 1$$

$$C = 0,27 (1 - 2\delta)^2 \delta = 0,47$$

$$D = 0,30 (\varphi - \beta) - 0,9 (1 - \varphi) (1 - 2\delta)^2 = 1,12$$

$$E = - (1 + \beta + \varphi) = -4,045$$

$$\bar{\omega}' = \frac{-1,12 + \sqrt{(1,12)^2 + 4 \cdot 0,47 \cdot 4,045}}{2 \cdot 0,47} = 1,775 \Rightarrow A' = \frac{1,775 \cdot 80 \cdot 40}{100} = 56,80 \text{ cm}^2$$

On prend 12 T25 : $A' = 58,90 \text{ cm}^2$

* Flambement du poteau

$$\frac{l_c}{a} \leq 14,4 \text{ avec } l_c = 0,5 l_0 = 0,5 \cdot 3,06 = 1,53 \text{ m}$$

$$\frac{l_c}{a} = \frac{153}{40} = 3,82 < 14,4 \text{ Pas de flambement}$$

* Armatures transversales : Art 4.2.3.1.2 RPA 81.

$$\frac{A_t}{S} = \frac{1,25 T}{h_1 \sigma_{en}} ; T = 3 \text{ fois l'effort tranchant de calcul.}$$

$$T = 3 \times 15,44 = 46,32 \text{ t}$$

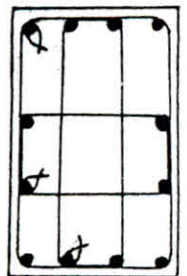
S est l'espacement entre les cours successifs d'armatures transversales.

$$\text{Zone courante : } t \leq 12 \phi_e = 12 \times 25 = 300 \text{ mm} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Zone nodale : } t = \text{Min}(10\phi; 15 \text{ cm}) = \text{Min}(25, 15) = 15 \text{ cm}$$

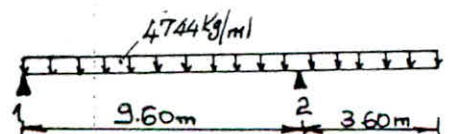
$$A_t = \frac{1,25 T S}{h_1 \sigma_{en}} = \frac{1,25 \cdot 46,32 \cdot 10^3 \cdot 15}{80 \cdot 2400} = 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \phi 10$$

Donc on prend $3 \phi 10$ pour armatures transversales



Ferailage des poutres

Poutre A : $l = 9,60 \text{ m}$; $M_1 = 31,50 \text{ tm}$; $M_2 = 36,12 \text{ m}$



Section d'acier à l'appui 1

$$\mu = \frac{m M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 31,50 \cdot 10^5}{2800 \cdot 40 \cdot 67^2} = 0,0939 \Rightarrow \epsilon = 0,8774 ; K = 25,8$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{31,50 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8774 \cdot 67} = 19,13 \text{ cm}^2 \text{ on prend 7 T20 (A = 21,89 cm}^2\text{)}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{25,8} = 108,53 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

Section d'acier à l'appui n=2

$$\mu = \frac{15 \cdot 36,12 \cdot 10^5}{2800 \cdot 40 \cdot 67^2} = 0,10776 \Rightarrow E = 0,8705; K = 23,6$$

$$\text{d'où } A = \frac{36,12 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8705 \cdot 67} = 22,11 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prend 8T20 (A=25,13)}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{23,6} = 118,64 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

Section d'acier en travée

$$M_t = M_0 - \left| \frac{M_1 + M_2}{2} \right| = \frac{4,744 \cdot 9,60^2}{8} - \left| \frac{31,50 + 36,12}{2} \right| = 20,84 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 20,84 \cdot 10^5}{2800 \cdot 67^2 \cdot 40} = 0,0621 \Rightarrow E = 0,8969; K = 33,5$$

$$A = \frac{20,84 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8969 \cdot 67} = 12,38 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prend 4T20 (A=12,56)}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{33,5} = 83,58 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

Vérification de la fleche: (Art 61- CCBA 68)

Si la condition suivante est vérifiée, il est inutile de calculer la fleche. En général il y a trois conditions à vérifier, cependant celle qu'on va avoir et qui est la plus restrictive:

$$\frac{A}{b_0 h} \leq \frac{43}{\sigma_{\text{ten}}} \Rightarrow A \leq \frac{43 \cdot 40 \cdot 67}{4200} = 27,43 \text{ cm}^2$$

$22,11 \text{ cm}^2 < 27,43 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée

Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{\text{ten}}} = 0,69 \cdot 40 \cdot 67 \cdot \frac{5,9}{4200} = 2,60 \text{ cm}^2 \Rightarrow 22,11 \text{ cm}^2 > 2,60 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée

Vérification de l'adhérence: (Art 29 CCBA 68)

$$\bar{\sigma}_d = 2 \gamma_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T_{\text{max}}}{m p z} \text{ avec } n = \text{nombre de barres}; z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 67 = 58,62 \text{ cm}$$

$$p = \text{perimetre d'une barre: } p = \phi \pi = 2 \cdot \pi = 6,28 \text{ cm}$$

$$\tau_{d1} = \frac{22,32 \cdot 10^3}{7 \cdot 6,28 \cdot 58,62} = 8,66 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 17,70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{d2} = \frac{23,22 \cdot 10^3}{8 \cdot 6,28 \cdot 58,62} = 7,88 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 17,70 \text{ Kg/cm}^2$$

L'adhérence est donc vérifiée

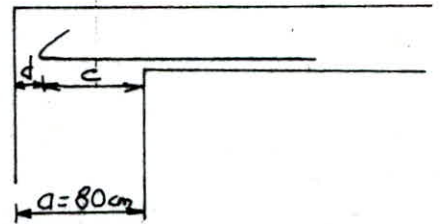
Condition aux appuis

$$c \geq \frac{2T}{b\bar{\sigma}_{b_0}} \text{ avec } T = \text{effort tranchant maximum sur appui de rive.}$$

$$c = a - (d+r) \text{ avec: } r = 5,5\phi = 5,5 \times 2 = 11 \text{ cm; } d = 3 \text{ cm; } a = 80 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } c = 80 - (3 + 11) = 66 \text{ cm}$$

$$\frac{2T}{b\bar{\sigma}_{b_0}} = \frac{2 \times 22,32 \times 10^3}{40 \times 67,5} = 16,53 \text{ cm} \Rightarrow c > \frac{2T}{b\bar{\sigma}_{b_0}}$$



Vérification de la condition de non-écrasement du béton

$$r \geq 0,10 \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{b_0}} \left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right) \geq R_0 \text{ avec } d_1 = 5\phi + d = 5 \times 2 + 3 = 13 \text{ cm}$$

$$R_0 = 0,10 \times 2 \cdot \frac{2800}{67,5} \left(1 + \frac{2}{13}\right) = 9,57 \text{ cm} \Rightarrow r = 5,5\phi = 11 \text{ cm}$$

$r > R_0 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Armatures inférieures au niveau des appuis

Au niveau des appuis, l'effort tranchant et le moment fléchissant engendrent un effort de traction dans les armatures inférieures, pour cela on doit vérifier la relation suivante. $A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{2} \Rightarrow A \geq \frac{T + M/2}{\bar{\sigma}_a} = \frac{22,32 \cdot 10^3 + \frac{36,12}{58,62}}{2800} = 99,97$

On prend 10T20 ($A = 31,41 \text{ cm}^2$)

Armatures transversales :

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{40 \times 58,62} = 9,52 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \tau_b < 2,5 \bar{\tau}_b$$

$$2,5 \bar{\tau}_b = 2,5 \times 5,9 = 14,75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_t = 0,003 S' b_1 \text{ (RPA 81)}$$

$$S' \leq \frac{ht}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S' = 20 \text{ cm}$$

$$b_1 = 40 \text{ cm (largeur de la poutre)}$$

$$\text{D'où } A_t = 0,003 \times 20 \times 40 = 2,4 \text{ cm}^2 \text{ on prend 1 Cadre + l'étrier } \phi 10$$

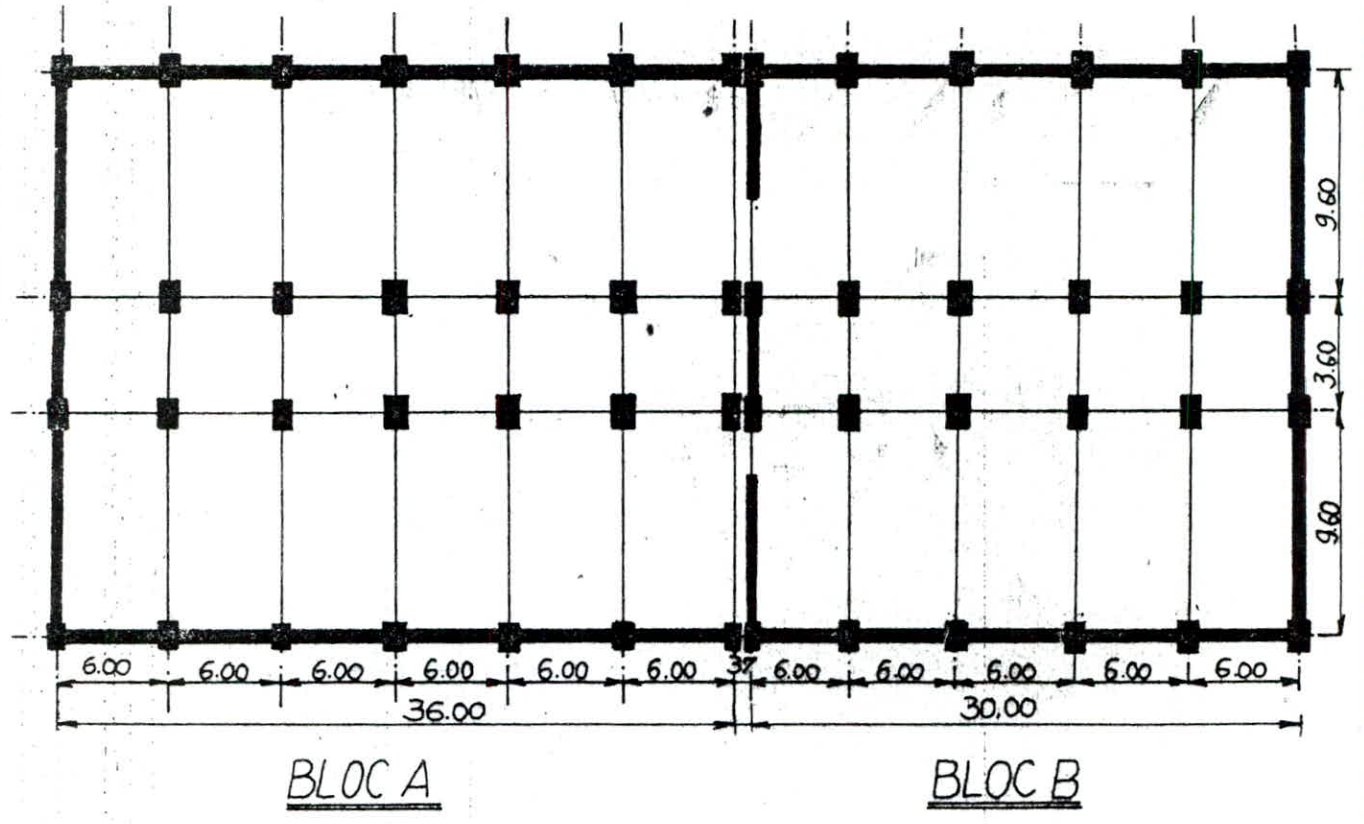
Espacement des cadres :

$$\text{En zone courante: } t \leq \frac{ht}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{En zone nodale } t \leq \frac{ht}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm}$$

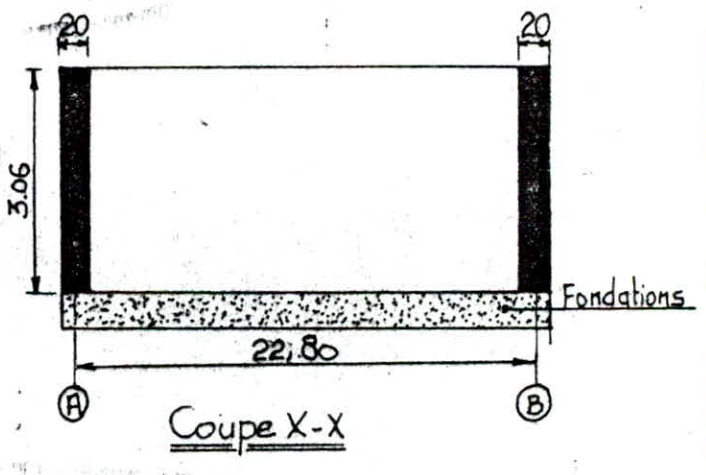
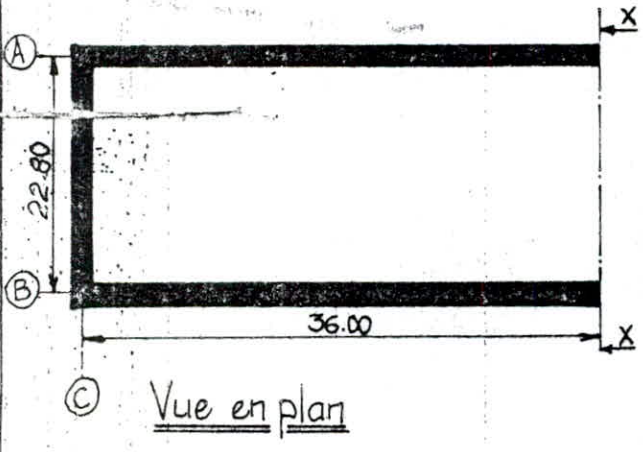
$$t \leq 17,5 \text{ cm; } 24 \text{ cm; } 30 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

ETUDE DES VOILES PERIPHERIQUES



1/ Schématisation

Les calculs se feront pour les voiles du bloc A. Ces voiles montent des fondations jusqu'au niveau RDC, avec une hauteur de 3,06m. On négligera la section des poteaux qui sont encastrés dans les voiles.

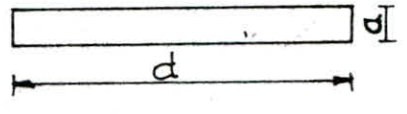


2/ Calcul des rigidités des voiles

Les voiles sont en contact avec les planchers rigides du RDC. Pour le calcul des déformations des voiles on prendra en compte uniquement l'effet de l'effort tranchant, et du moment fléchissant, et on suppose que les voiles sont fixés à leurs extrémités.

* Déformations: $\Delta = \Delta_f + \Delta_T$

$$\Delta = \frac{Vh^3}{12EI} + \frac{1,2Vh}{G.A} \quad \text{avec: } \begin{cases} A = a \cdot d \\ G = 0,4E \\ I = \frac{ad^3}{12} \end{cases}$$



donc: $\Delta = \frac{V}{E_0} \left[\left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 \frac{h}{d} \right]$ on peut supposer: $V = 100000 \text{ Kgs}$; $a = 1 \text{ cm}$

$E = 1000000 \text{ Kg/cm}^2$

d'où $\Delta = 0,1 \left[\left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{d} \right) \right]$ la rigidité est alors $R = \frac{1}{\Delta}$

Les valeurs sont résumées dans le tableau.

Voiles	h(m)	d(m)	h/d	$\Delta(\text{cm})$	R(cm ⁻¹)
A	3,06	36,00	0,085	0,025	39,13
B	3,06	36,00	0,085	0,025	39,13
C	3,06	22,80	0,134	0,040	24,72

* Centre de rigidité

X_T et Y_T sont donnés par rapport au centre de gravité du rectangle que forment les voiles. Le calcul du centre de gravité donne: X_G = 13,172m; Y_G = 11,503

Voiles	x(m)	R(cm ⁻¹)	Rx	ΣR	ΣRx	X _T (m)
A	13,72	39,13	536,86	78,36	1073,72	13,70
B	13,72	39,13	536,86	78,36	1073,72	13,70
Voile	y(m)	R(cm ⁻¹)	Ry	ΣR	ΣRy	Y _T (m)
C	11,40	24,72	281,80	24,72	281,80	11,40

Les excentricités dans les deux sens sont: $e_x = |X_T - X_G| = 0,53 \text{ m}$ $< 20\% L = 7,2 \text{ m}$
 $e_y = |Y_G - Y_T| = 0,10 \text{ m}$

Pour le calcul du moment de torsion, on utilise l'excentricité accidentelle

$e_{ac} = 5\% L = 5\% \times 36 = 1,80 \text{ m} \Rightarrow e_x = e_y = 1,80 \text{ m}$

Moment de torsion

$M = V \cdot e$ avec V = effort tranchant total.

Sens longitudinal: $V_x = 429,4 \text{ t} \Rightarrow M_x = 429,4 \times 1,80 = 772,92 \text{ tm}$

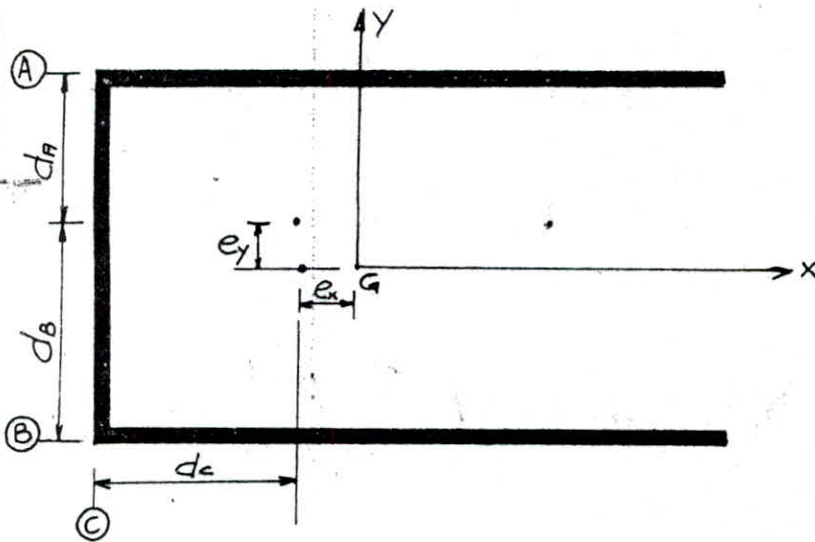
Sens transversal: $V_y = 357,6 \text{ t} \Rightarrow M_y = 357,6 \times 1,80 = 643,68 \text{ tm}$.

Effort tranchant appliqué à chaque voile

La force horizontale est appliquée au centre de masse, et la torsion horizontale par l'excentricité crée un surplus d'effort tranchant, mais s'il est négatif on le néglige. Alors V est l'effort tranchant de chaque voile

$V = \frac{R}{\Sigma R} \cdot V + \frac{Rd}{\Sigma Rd^2} \cdot M$

- * d = distance du centre de rigidité à l'axe de chaque voile.
- * R = rigidité de chaque voile.
- * V = Effort tranchant total du niveau.



Sens longitudinal : $V_x = 429,4 t$; $M_x = 772,92 t.m$

Voiles	R	d(m)	Rd	Rd ²	$V \frac{R}{\sum R}$	$M \frac{Rd}{\sum (Rd^2)}$	V
A	39,13	9,7	379,56	3681,74	214,7	27,66	200,36
B	39,13	13,3	520,43	6921,70	214,7	27,66	212,50

Sens transversal : $V_y = 357,6 t$; $M_y = 643,68 t.m$.

Voile	R	d(m)	Rd	Rd ²	$V \frac{R}{\sum R}$	$M \frac{Rd}{\sum (Rd^2)}$	V
C	24,72	11,37	281,06	3195,72	357,6	55,6	314,21

Sollicitations dans les voiles

Les charges verticales qui engendrent l'effort N dans les voiles, sont l'ensemble des charges permanentes du RDC revenant à chacun des voiles ainsi que les surcharges d'exploitation et le poids des voiles.

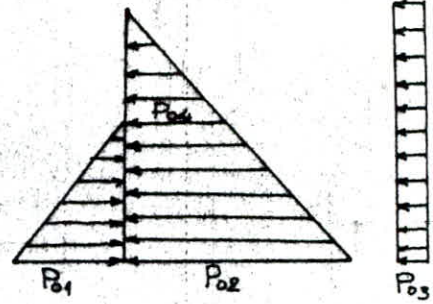
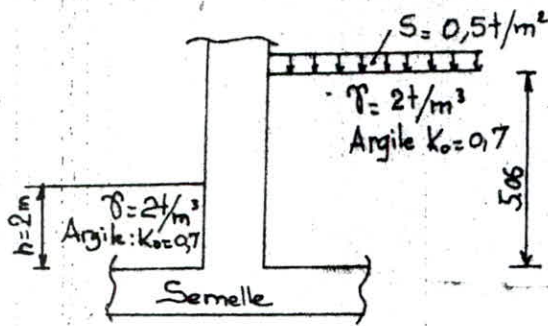
Voiles	Plancher RDC	Pvoiles (t)	Ng (t)	Np (t)	Ng+1,2P
A	62,20	55,08	172,30	43,20	169,10
B	62,20	55,08	172,30	43,20	169,10
C	24,62	34,88	74,30	17,10	80,02

* Moments fléchissants dans les voiles

Ils sont engendrés par l'effort tranchant venant du niveau terrasse et réparti sur chaque voile.

Voiles	T (t)	h (m)	M (t.m)
A	200,36	3,06	613,10
B	212,60	3,06	650,55
C	314,21	3,06	961,48

Sollicitations dues aux poussées des terres



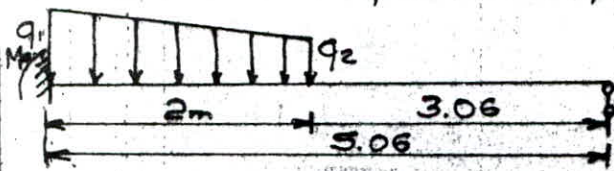
$$P_{03} = K_0 \cdot c = 0,7 \times 0,5 = 0,35 \text{ t/m}^2$$

$$P_{02} = K_0 \gamma H = 0,7 \times 2 \times 5,06 = 7,08 \text{ t/m}^2$$

$$P_{01} = K_0 \gamma h = 0,7 \times 2 \times 2 = 2,8 \text{ t/m}^2$$

$$P_{04} = P_{02} - P_{01} = 4,28 \text{ t/m}^2$$

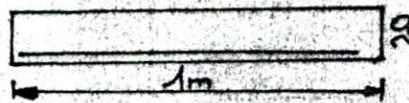
Dans ce cas le voile sera calculé comme une poutre encastree d'un cote et simplement appuyee de l'autre cote.



$$q_1 = P_{04} + P_{02} = 4,28 + 0,35 = 4,63 \text{ t/m}^2$$

$$q_2 = 0,35 \text{ t/m}^2$$

On calcul le moment d'encastrement M_e , en prenant une bande de 1 metre.



$$M_e =$$

Ferailage des voiles

Calcul des contraintes admissibles (DTU Oct 75)

$$\sigma'_{b0} = \psi'_b \sigma'_{28} \text{ (Compression simple) avec } \psi'_b = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0,45 \times \beta \end{array} \right.$$

$$* \alpha = \frac{a - 10e/3}{a} \text{ avec } a = \text{épaisseur du refend} = 20 \text{ cm}$$

$$e = \text{Max} \left\{ 1, \frac{l_f}{300} \right\}$$

$$l_f = 0,9l_0 = 4,554 \text{ m} \Rightarrow \frac{l_f}{300} = 1,518 \text{ cm} \Rightarrow \alpha = \frac{20 - \frac{10 \cdot 1,518}{3}}{20} = 0,747$$

$$* \beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2} \text{ avec } \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = \frac{455,4 \sqrt{12}}{20} = 78,87$$

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{78,87}{100} \right)^2} = 0,4456 ; \delta = 1,1$$

* $\sigma = 0,83$ (Béton de qualité moyenne)

D'où nous obtenons: $\varphi'_b = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0,45 \cdot 0,747 \cdot 0,83 \cdot 1,1 = 0,307 \\ 0,50 \cdot 0,747 \cdot 0,83 \cdot 1,1 \cdot 0,45 = 0,153 \end{array} \right.$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 270 \times 0,153 = 41,31 \text{ Kg/cm}^2 < 80$$

Le ferraillage se fera en flexion composée avec les sollicitations $M; N; T$.

Les armatures verticales et transversales seront disposées en 2 nappes parallèles répondant respectivement aux contraintes de flexion composée et évitent la fissuration, leur diamètre est relié par les conditions suivantes

$$\phi_v \leq 16 \Rightarrow \phi_t = 5 \text{ mm}$$

$$\phi_v = 20 \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

$$\phi = 25 \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

L'espacement $\bar{F} = 15\phi_v$

Le pourcentage imposé par le RPA pour A_v, A_h est au minimum de :

- 0,15% de la section si $\sigma_b < 0,025 \sigma'_{28} = 6,885 \text{ Kg/cm}^2$

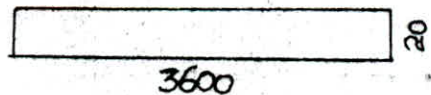
- 0,25% de la section si $0,025 \sigma'_{28} < \sigma_b < 0,12 \sigma'_{28} \Rightarrow 6,885 < \sigma_b < 33,048$

L'espacement $\bar{F} = \text{Min} \{ 1,5b; 30 \text{ cm} \}$ avec $b =$ épaisseur du referend

1/ Ferraillage des voiles longitudinaux

$$M = 613,10 \text{ tm} ; I = 20 \times \frac{3600^3}{12} = 77,76 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$T = 200,36 \text{ t} \quad v = 1800 \text{ cm}$$



$$N = 169,12 \text{ t}$$

Vérification des contraintes de compression

- Sous SP1: $\sigma'_b = \frac{N}{B} = \frac{169,12 \cdot 10^3}{3600 \times 20} = 2,34 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0}$

- Sous SP2: $\left. \begin{array}{l} \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} v \Rightarrow \sigma_1 = 4,05 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,58 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} < \bar{\sigma}'_{b0}$

Armatures verticales

$$e = \frac{M}{N} = 3,62 \text{ cm} < \frac{h_t}{6} = 6 \text{ cm} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée}$$

Section d'acier: $A = \frac{\tilde{\omega}' b h t}{100}$ avec: $\tilde{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C}$

$\varphi = 57,47$; $\beta = 0,60$

$E = -(1 + \beta - \varphi)^{2C}$; $\gamma = \frac{\sqrt{\sigma}' b h t}{N}$

$\delta' = 0,00138$; $C = 15,43$

$C = 0,27(1 - 2\delta')^2 \varphi$; $\beta = \frac{6 M_e}{N h t}$

$D = 67,59$; $E = 55,87$;

$\delta' = \frac{d_i}{h t}$

d'où: $\tilde{\omega}' = -1,10 \Rightarrow A_v < 0$ donc on armera A_v et A_H avec le minimum réglementaire

* Cisaillement dans le refend (RPA81 Art 4.3.3.2)

$\tau_b = 1,4 \frac{1,4T}{bh} = 1,4 \cdot \frac{1,4 \cdot 200,36}{20 \cdot 3600} = 5,45 \text{ Kg/cm}^2$

$\tau_b = 5,45 < 0,025 \sigma_{28} = 6,88 \Rightarrow A_v = A_H = 0,15\% \text{ Section A}$

$A_v = A_H = 0,15 \cdot 10^{-2} \cdot 20 \cdot 3600 = 108 \text{ cm}^2$

On dispose deux nappes de 54 cm^2 par nappe d'au: $A_v = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

L'espacement $F = \min(1,5b; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

On prend des HA10; $e = 30 \text{ cm}$, on place 4T10/ml par nappe

$A_v = 3,14 \text{ cm}^2$.

* Armatures transversales

$\phi_r = 10 \text{ mm} < 16 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 5 \text{ mm}$.

$E = 15 \phi_r = 15 \text{ cm}$.

* Ferailage du voile transversale

$M = 961,48 \text{ tm}$; $T = 314,21 \text{ t}$; $N = 80,02 \text{ t}$; $I = \frac{20 \cdot (2280)^3}{12} = 1975 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$
 $v = \frac{2280}{2} = 1140 \text{ cm}$

Verification des contraintes de compression

Sous SP1: $\sigma'_b = \frac{N}{B} = \frac{80,02 \cdot 10^3}{2280 \cdot 20} = 1,75 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0}$

Sous SP2: $\sigma'_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} v \Rightarrow \sigma'_1 = 7,29 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0}$
 $\sigma'_2 = 3,80 \text{ Kg/cm}^2$

Calcul des armatures

$e = \frac{M}{N} = \frac{961,48}{80,02} = 12,01 \text{ m} > \frac{h t}{6} = 3,8 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$

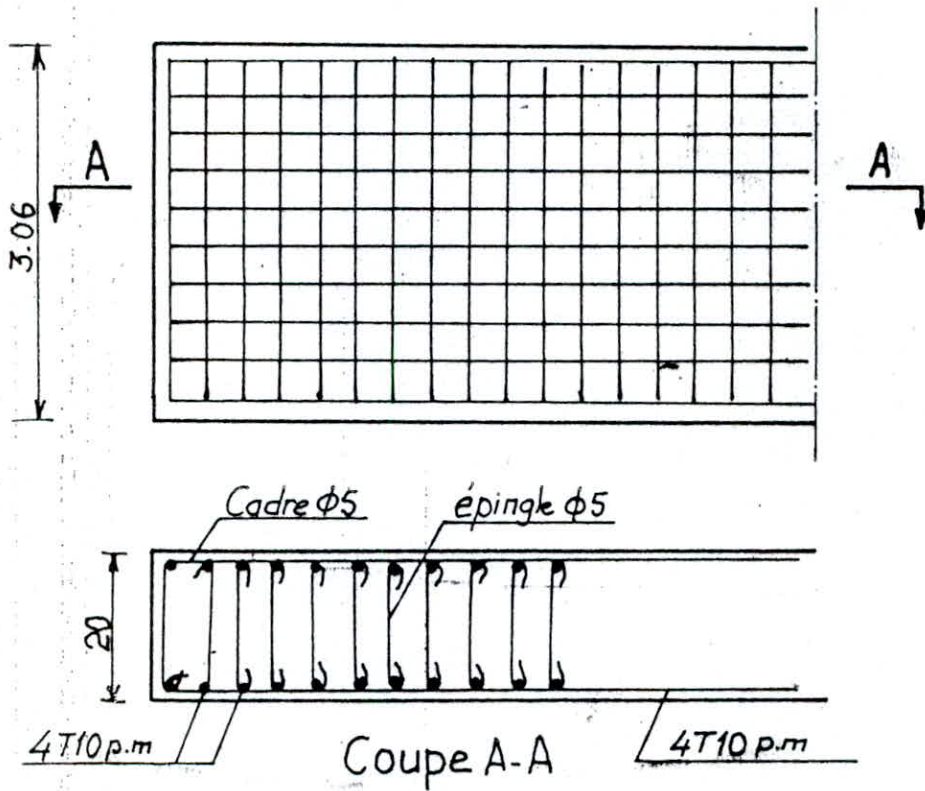
Moment fictif: $M_b = M + Nf$ avec $f = \frac{H}{4} = 5,7m$

$$A_v = \frac{M_b}{\frac{2}{3} \bar{\sigma}_a} = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = A_1 - A_2$$

$$M_b = 9,61,48 + 80,02 \cdot 5,7 = 1417,59 \text{ tm.}$$

$$A_v = \frac{1417,59 \cdot 10^5}{\frac{2}{3} (22,80 - 0,05) \cdot 2800} - \frac{80020}{2800} = 25,37 - 28,57 < 0$$

Donc on prend le même ferrillage et les mêmes dispositions que pour les voiles longitudinaux.



FONDATIONS

CALCUL DES FONDATIONS

I/ Etude du sol

L'étude géotechnique réalisée à l'emplacement prévu pour l'ouvrage révèle que les sols sont constitués par des argiles limoneuses, à peu limoneuses, calcaires. Les sols sont bons porteurs, et seront en mesure de supporter sans désordre, la construction prévue.

A partir des résultats obtenus lors des essais pressiométriques, la capacité portante admissible est reliée aux différents paramètres géométriques et géotechniques par la relation de MENARD

$$\bar{\sigma}_s = \gamma H + \frac{K}{F} (P_p - P_0)$$

Où γ représente le poids volumique du sol: $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

- H , profondeur d'encastrement de la fondation sous le niveau du terrain naturel: $H = 2 \text{ m}$

- K représente le facteur de portance, et varie selon l'encastrement la forme de la fondation, et la nature du sol

- P_p représente la pression limite équivalente au niveau d'assise
 $P_p = 745 \text{ KN/m}^2$ à $H = 2 \text{ m}$ (Voir Courbe de pression limite)

- P_0 représente la pression horizontale au repos du terrain au niveau considéré: $P_0 = \sum K_0 \gamma_i H_i = 0,7 \times 20 \times 2 = 28 \text{ KN/m}^2$

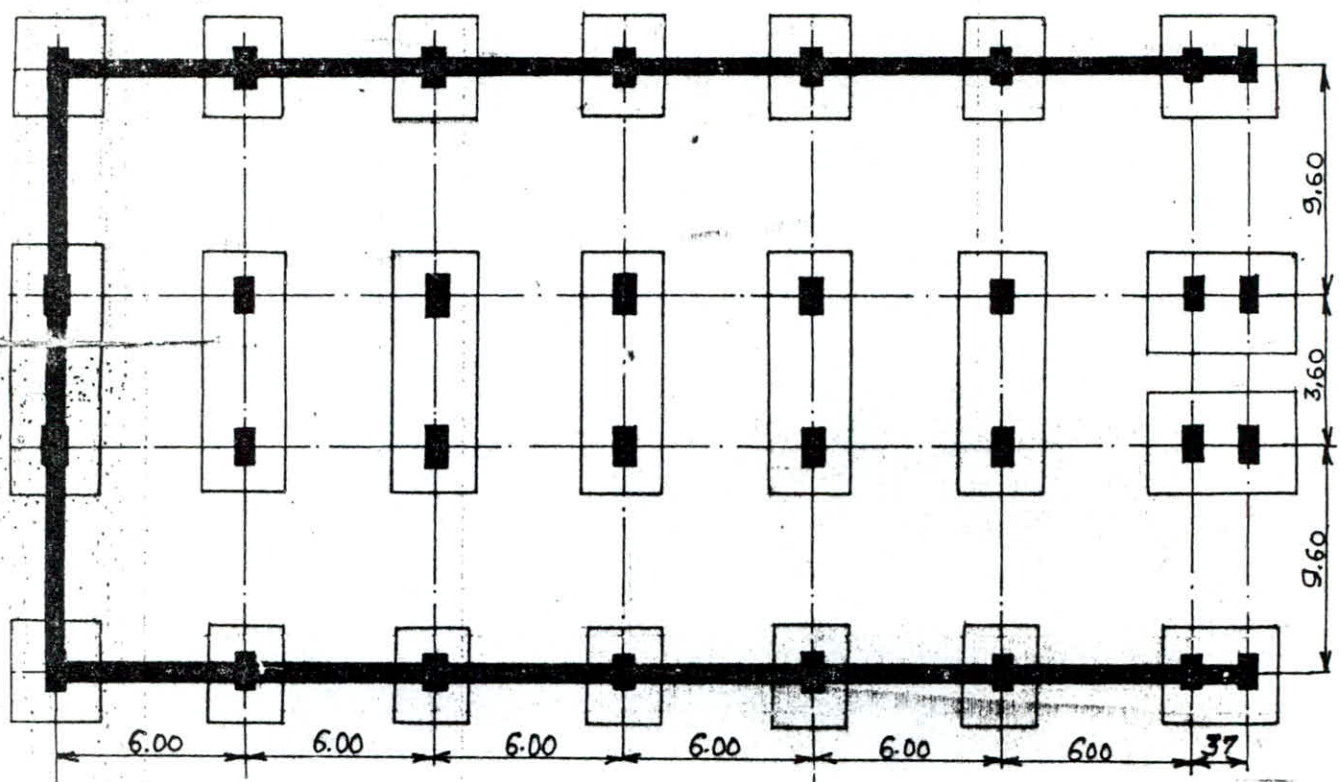
K_0 = Facteur de poussée du sol: (Argile: $K_0 = 0,7$)

- F représente le coefficient de sécurité: $F = 3$

Choix des types de fondations

- 1/ Vu le faible entraxe entre deux poteaux (3,60m) dans le sens transversal, On prévoit une semelle sous 2 poteaux.
- 2/ Au niveau du joint de dilatation, semelle sous 4 poteaux.
- 3/ Semelle continue sous voile, avec semelle isolée sous les poteaux.

Plan de fondations



Calcul de la semelle S₁ : $N = 102 + 22,32 = 124,32t$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} v \quad \text{avec } v = \frac{A}{2} ; S = A \cdot B = \frac{A^2}{2} ; I = \frac{BA^3}{12} = \frac{A^4}{24}$$

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow \frac{80}{a} = \frac{40}{B} \Rightarrow A = 2B$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{124,32 \cdot 10^3}{A^2/2} + \frac{15,76 \cdot 10^5}{A^3/12} = 3,2 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Minimum donné par rapport desol})$$

Ce qui donne : $A^3 - 77,6 \cdot 10^3 A - 189,12 \cdot 10^5 = 0$

on trouve : $A = 300 \text{ cm} \Rightarrow B = 150 \text{ cm}$.

On calcule pour ce type de semelle la capacité admissible exacte.

facteur de portance (tiré de l'abaque de MENARD) : $K = 1,4$

d'où : $\bar{\sigma}_s = 20 \times 2 + \frac{1,4}{3} (7,45 - 0,28) = 3,74 \text{ Kg/cm}^2$

Vérification au poinçonnement

$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{b0}}} = 1,44 \sqrt{\frac{124320}{67,5}} = 61,80 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } h = 65 \text{ cm}$$

$h_t = 70 \text{ cm}$

Vérification des contraintes

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} v = \frac{124320}{300 \times 150} \pm \frac{15,76 \cdot 10^5}{150 \cdot \frac{300^3}{12}} \cdot 150 = 2,76 \pm 0,7$$

d'où $\sigma_1 = 3,46 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_2 = 2,06 \text{ Kg/cm}^2$
 $\Rightarrow \sigma(\frac{A}{4}) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 3,11 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 3,74 \text{ Kg/cm}^2$
 c'est vérifié

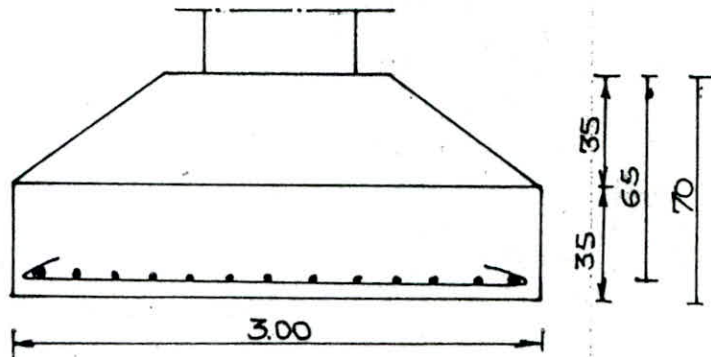
Calcul des armatures

$$A'_A = \frac{N(A-a)}{8h\bar{\sigma}_a} = \frac{124,32 \cdot 10^3 (300 - 80)}{8 \cdot 65 \cdot 2800} = 18,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow 13T14 (A' = 20,02)$$

$t = 24 \text{ cm}$

$$A'_B = \frac{N(B-b)}{8h\bar{\sigma}_a} = \frac{124,32 \cdot 10^3 (150 - 40)}{8 \cdot 65 \cdot 2800} = 9,38 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7T14 (A' = 10,77)$$

$t = 24 \text{ cm}$

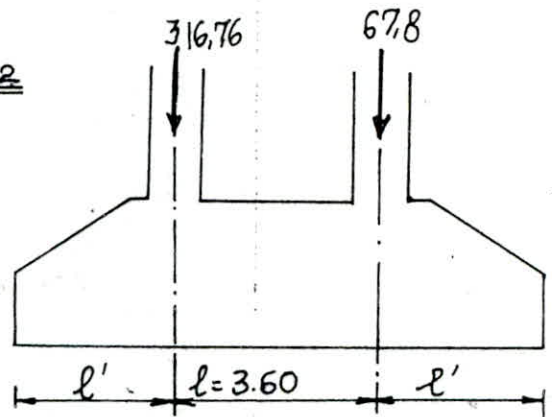


Calcul de la semelle sous deux poteaux S_2

$N_1 = 316,76 \text{ t}$; $M_1 = 8,20 \text{ tm}$
 $N_2 = 67,8 \text{ t}$; $M_2 = 8,20 \text{ tm}$

Répartition des contraintes

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}}$$

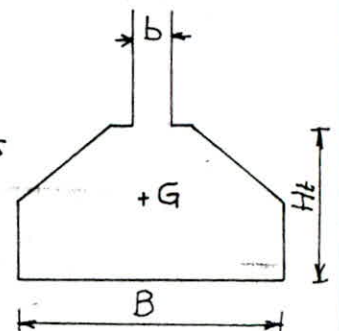


I = Moment d'inertie de la semelle
 E = module d'élasticité du béton
 K = coefficient de raideur du sol
 B = largeur de la semelle.

Si $l \leq \frac{\pi}{2} l_e \Rightarrow$ Répartition linéaire des contraintes.

Si $l > \frac{\pi}{2} l_e \Rightarrow$ Répartition non linéaire des contraintes

$$I_G = \frac{H^3}{36(B+b)} (B^2 + 4Bb + 3b^2)$$



Vérification au poinçonnement

$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\sigma_{b0}}} = 98,64 \text{ cm} \Rightarrow \text{on fixe } h = 100 \text{ cm}$$

$H_t = 105 \text{ cm}$

$$I_G = \frac{1,05^3}{36(B+0,40)} (B^2 + 1,6B + 0,48) = \frac{0,03B^2 + 0,05B + 0,015}{B + 0,40}$$

$$l_e \geq \sqrt{\frac{(0,03B^2 + 0,05B + 0,015) 2,1 \cdot 10^5}{B(B + 0,4) \cdot 4 \cdot 10^3}}$$

$$(3,6)^4 \leq \left(\frac{\pi}{2}\right)^4 \cdot \frac{(0,03B^2 + 0,05B + 0,015) 2,1 \cdot 10^5}{B(B + 0,4) 4 \cdot 10^3}$$

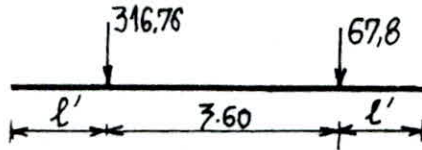
$$72B^2 + 102,3B + 59 \geq 0 \Rightarrow B \geq 1,84m \text{ on prend } B = 1,85m$$

Vérification

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 2,1 \cdot 10^5 \cdot (0,03B^2 + 0,05B + 0,015)}{4 \times 1,85(1,85 + 0,4) 10^3}} = 3,155m$$

$$\frac{\pi}{2} l_e = 4,94m > l = 3,60m$$

On peut supposer le cas d'une réaction linéaire, car l'ensemble est suffisamment rigide



$$R = 384,56t$$

$$\Sigma M = 16,40tm$$

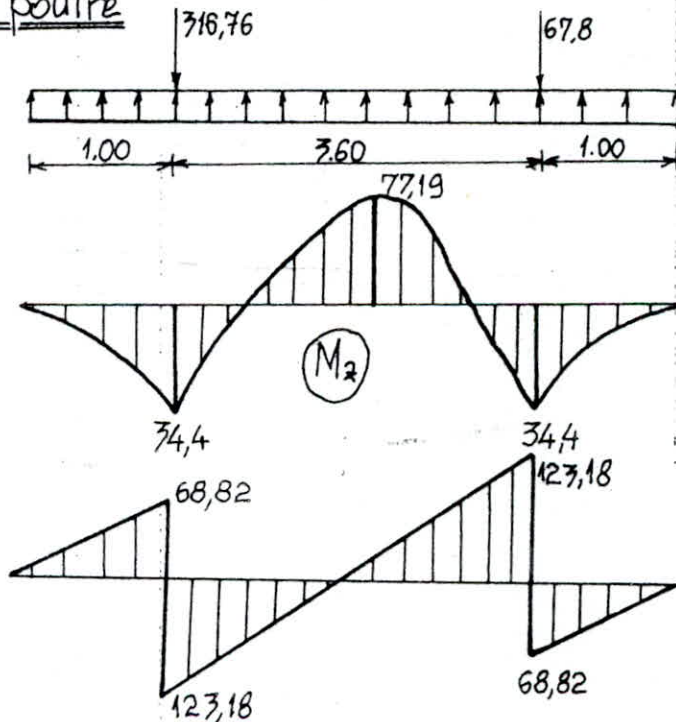
$$e = \frac{16,40 \cdot 10^5}{384,56 \cdot 10^3} = 4,26cm$$

l'excentricité est faible.

On fixe $l' = 1m \Rightarrow L = 5,60m$

$$\sigma = \frac{\Sigma Ni}{S} = \frac{384,56 \cdot 10^3}{5,6 \times 1,85 \cdot 10^4} = 3,70 \text{ Kg/cm}^2 < 3,75 \text{ Kg/cm}^2$$

Efforts dans la poutre



Ferailage de la semelle

1/ Section en travée : $M = 77,19tm$; $T = 0$; $M_{rb} = \bar{\alpha} h^2$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = 0,419 \Rightarrow \bar{\sigma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{\gamma} = 0,86 \Rightarrow \bar{K} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\sigma} = 24,33 \Rightarrow M_{rb} = 41,12tm$$

$$M_{rb} = 41,12 \text{ tm} < M_{ext} = 77,19 \text{ tm} \Rightarrow A' \neq 0$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d')\bar{\sigma}_a'} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_a' = n \bar{\sigma}_b' \frac{\bar{\alpha} - \delta'}{\bar{\alpha}}; \quad \delta' = \frac{d'}{h} \Rightarrow \bar{\sigma}_a' = 1638,36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A' = 36,69 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prend 12T20 } A' = 37,69 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_{rb}}{\sigma_h \bar{\sigma}_a} + A \frac{\bar{\sigma}_a'}{\bar{\sigma}_a} = 47,73 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prend 16T20} \Rightarrow A = 50,25 \text{ cm}^2$$

* Section d'acier aux appuis : $M = 34,4 \text{ tm}$; $T = 123,18 \text{ t}$

$$M_{rb} = 41,12 \text{ tm} > M_{ext} = 34,4 \text{ tm} ; \Rightarrow A' = 0 ; A = 21,97 \text{ cm}^2, \text{ on prend 8T20}$$

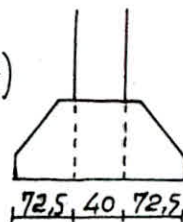
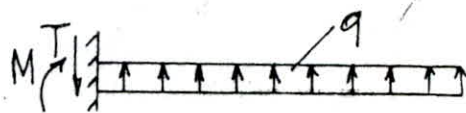
* Armatures perpendiculaires à la poutre

$$M = q \ell^2 / 2 = 17,95 \text{ tm}$$

$$T = q \ell / 2 = 24,76 \text{ t}$$

$M_{rb} > M_{ext} \Rightarrow A' = 0$, on prend une bande de 1m :

$$A = \frac{M_{ext}}{\sigma_h \bar{\sigma}_a} = \frac{17,95 \cdot 10^5}{0,860 \times 0,85 \times 2800} = 11,46 \text{ cm}^2, \text{ on prend 6T16 } (A = 12,06 \text{ cm}^2)$$

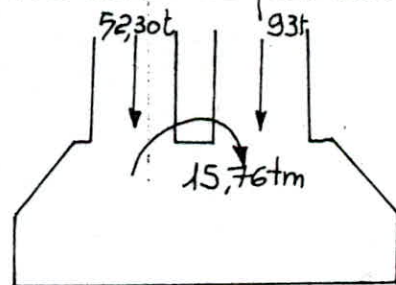


* Contrainte de cisaillement maximum

$$\bar{\sigma}_{b \max} = \frac{T}{b^2} = \frac{24,76 \cdot 10^3}{100 \cdot 78 \cdot 65} = 4,35 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$$

Calcul de la semelle sous deux poteaux S3

Semelle sous deux poteaux séparés par un joint de dilatation. Vu l'espacement très petit on admet une répartition rectangulaire. Le calcul se fait comme une semelle sous un poteau



$$b = 2 \times 0,40 + 0,05 = 0,85 \text{ m} ; a = 0,80 \text{ m}$$

$$\frac{b}{a} = \frac{0,85}{0,80} = 1,06 = \frac{B}{A} ; \quad \bar{\sigma}_s = \frac{N}{AB} \pm \frac{M}{I} v$$

$$\bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{1,06A^2} \pm \frac{M}{0,17A^3} \quad \text{on prend } \bar{\sigma}_s = 3,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$3,2 \geq \frac{(52,3 + 93) \cdot 10^3}{1,06A^2} \pm \frac{15,76 \cdot 10^5}{0,17A^3} \quad \text{on trouve } A^3 - 42,8 \cdot 10^3 A - 2,9 \cdot 10^6 \geq 0$$

$$\text{On prend } A = 240 \text{ cm} \Rightarrow B = 255 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{A-a}{4} = \frac{240-80}{4} = 40 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} = \frac{255-85}{4} = 42,5 \text{ cm}$$

Verification au poinçonnement : $h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\sigma_{bo}'}} = 66,81 \text{ cm} \Rightarrow h = 70 \text{ cm}; h_t = 75 \text{ cm}.$

Calcul des armatures

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{1,06A^2} \pm \frac{M}{0,17A^3} = 2,37 \pm 0,67 \Rightarrow \begin{matrix} \sigma_1 = 3,04 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,70 \text{ Kg/cm}^2 \end{matrix} \Rightarrow \sigma(A/4) = 2,7 \text{ Kg/cm}^2 < 3,2$$

$$A'_A = \frac{N'(A-a)}{8h\bar{\sigma}_a} = 14,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow 10T14 (A' = 15,39 \text{ cm}^2)$$

$$A'_B = \frac{N'(B-b)}{8h\bar{\sigma}_a} = 19,91 \text{ cm}^2 \Rightarrow 13T14 (A' = 20,02 \text{ cm}^2)$$

Afin d'éviter la fissuration, il faut prévoir des aciers de couture au niveau de la partie supérieure du joint.

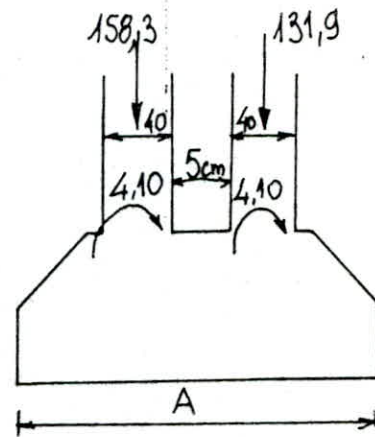
Calcul de la semelle sous deux poteaux S4

$$a = 85 \text{ cm}; b = 80 \text{ cm} \Rightarrow \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1,06$$

$$N_{tot} = 290,2 \text{ t}; M_{tot} = 8,20 \text{ tm}; \bar{\sigma}_s = 3,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} v \Rightarrow A^3 - 85,5 \cdot 10^3 A - 1,5 \cdot 10^6 \geq 0$$

On prend $A = 3,00 \text{ m}; B = 2,85 \text{ m}.$



Verification au poinçonnement

$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N'}{\sigma_{bo}'}} = 94,41 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } h = 95 \text{ cm}; h_t = 100 \text{ cm}.$$

$$h \geq \frac{A-a}{4} = 53,75 \text{ cm} \text{ c'est vérifié}$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} = 51,25 \text{ cm} \text{ c'est vérifié}.$$

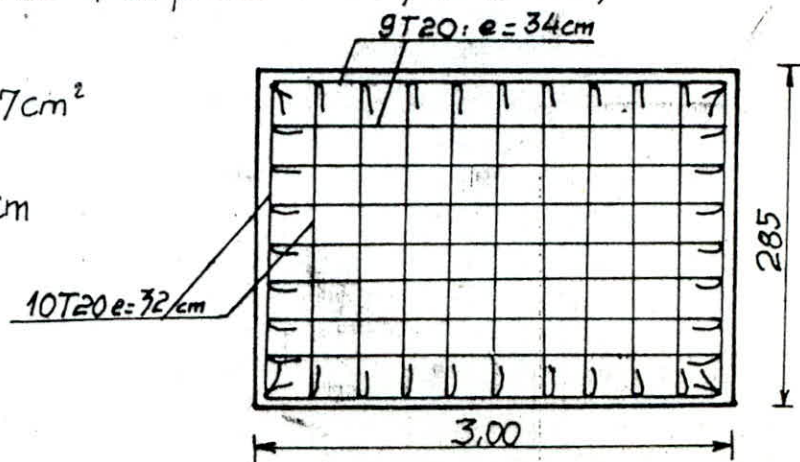
Calcul des armatures

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{AB} \pm \frac{M}{I} v = 3,04 \pm 0,18 \Rightarrow \begin{matrix} \sigma_1 = 3,22 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2,86 \text{ Kg/cm}^2 \end{matrix} \Rightarrow \sigma(A/4) = 3,13 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

$$A'_A = \frac{N'(A-a)}{8h\bar{\sigma}_a} = 29,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prend } 10T20; e = 32 \text{ cm};$$

$$A'_B = \frac{N'(B-b)}{8h\bar{\sigma}_a} = 28,27 \text{ cm}^2$$

On prend 9T20; $e = 34 \text{ cm}$



CALCUL DES TASSEMENTS

a) Le tassement sous une fondation provoqué par les Charges et les surcharges qu'elle transmet résulte de deux phénomènes :

- Un phénomène de consolidation sous l'influence de la composante sphérique du tenseur des contraintes.
- Un phénomène de fluage latéral, sous l'influence de la composante déviatorique du tenseur des contraintes.

b) Résultats pressiométriques

Les résultats obtenus confirment que les différentes valeurs obtenues que les différents sols rencontrés sont légèrement consolidés ou consolidés, et de bonne qualité du point de vue géotechnique.

c) Détermination des tassements prévisibles

Les tassements de consolidation s'expriment à partir des résultats des essais pressiométriques par la formule de MENARD

$$W = \frac{1,33}{3E} P R_0 \left(\lambda_2 \frac{R}{R_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{4,5E} P \lambda_3 R$$

où : P = pression moyenne uniforme ajoutée par la semelle rigide sur le sol.

E = module pressiométrique : à H = 2m ; E = 8600 KN/m²

R₀ = Longueur de référence égale à 30 cm

R = Demi largeur de la fondation

α = coefficient de structure : α = f($\frac{E}{P_2} = 11,54$) = 2/3

λ₂ ; λ₃ = coefficients de forme : λ = f(L/2R)

Tableau récapitulatif

Type de fondat	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
λ ₂	1,78	1,96	1,53	1,53
λ ₃	1,30	1,35	1,2	1,2
R(m)	0,75	0,925	1,20	1,425
W(mm)	0,731	0,950	0,800	0,950

