

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Aex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: GENIE-CIVIL

المدرسة
المكتبة
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

BIBLIOTHEQUE ET
AMPHITHEATRE A
OSSATURE METALLIQUE

Proposé par :
SONATIBA

Etudié par :
A. BENAMAR
A. BLIDI

Dirigé par :
M. HAMOUTENE

PROMOTION : JUIN 85

- Dédicaces -

Je dédie ce modeste travail à :

- Mes chers parents
- Mon frère
- Ma soeur.
- Mes ami(e)s

بليديا عبد الرحمن

A la mémoire de mon père ,
à ma famille , à tous mes amis .

A. BENAMAR .

- Remerciements -

Au moment de quitter les bancs de cette école ,
nous tenons à exprimer notre gratitude et notre
reconnaissance à tous les enseignants qui ont
contribué à notre formation .

PRESENTATION

L'Objet de notre étude est la conception et le calcul des éléments résistants de l'ossature métallique d'une bibliothèque semi-enterrée de 160 places, et d'un amphithéâtre en étage de 240 places. Cet ouvrage sera implanté à Boumerdes et sera réalisé par l'entreprise S.O.N.A.T.I.B.A. au profit de l'I.N.I.L.

La couverture et les murs sont en panneaux préfabriqués (sandwich) assurant une bonne isolation thermique et phonique à l'ouvrage.

Le lieu d'implantation se situe dans une région de moyenne sismicité, et il est donc tenu compte des sollicitations sismiques.

La toiture repose sur une ferme importante qui sera contreventée horizontalement et verticalement par des cornières simples.

L'ossature sera contreventée par des portiques autostables dans les deux directions (les poteaux reprennent la totalité des efforts horizontaux et verticaux), d'où le gabarit important des éléments de l'ossature. On dispose de deux types de poteaux : des poteaux périphériques qui couvrent les deux niveaux de la construction et des poteaux qui s'arrêtent au premier niveau. Les profils choisis sont les HEB pour les poteaux et les IPE pour les poutres.

Le plancher (collaborant) est constitué d'une dalle pleine en béton armé reposant sur une tôle nervurée portée par les solives.

Les poteaux sont encastrés à leur base ; le sol de fondation est un sable limoneux de

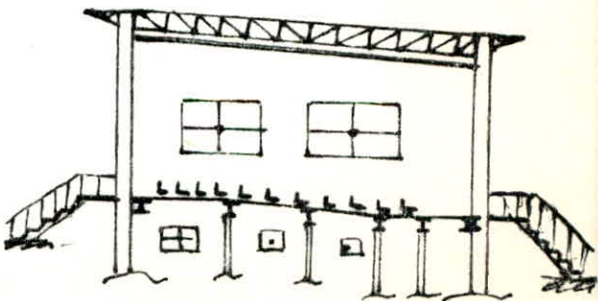
compacité assez bonne, et dont

le taux de travail est de

2,5 bars à 1,20 m. d'ancrage.

Les fondations sont des semelles isolées de tassements admissibles.

L'ouvrage est entouré d'un mur de soutènement pour protéger le talus.



SOMMAIRE

Caractéristiques des matériaux	page 1
Evaluation des charges	2
Etude au vent	3
Prédimensionnement des éléments	8
Etude de la ferme	17
Etude de la dalle	26
Sollicitations dues au vent	32
Etude au séisme	39
Etude sous charges verticales	51
Superposition des sollicitations	59
Vérification des éléments	63
Assemblages	71
Bases de poteaux	81
Fondations	87
Ouvrages annexes	94
Bibliographie	

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

① ACIER :

Pour les profilés, on utilisera de l'acier de nuance E 24, de limite d'élasticité nominale $\sigma_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2$. L'épaisseur de la tôle TN40 doit être supérieure à 5 mm ; on utilisera la tôle striée disponible en feuilles.

Le calcul des éléments en acier se fera à la limite élastique. L'acier utilisé présente un palier d'élasticité, donc d'une ductilité appréciable.

Dans les assemblages, on utilisera des boulons ordinaires de classe 4-6 et des boulons à haute résistance de type HR 10-9.

② BETON :

Le béton utilisé est peu contrôlé et dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA325

Résistance nominale de compression à 28 jours : $\sigma'_{28} = 270 \text{ daN/cm}^2$

Résistance nominale de traction à 28 jours : $\sigma'_{28} = 23,2 \text{ daN/cm}^2$

contrainte admissible de compression : $\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \cdot \sigma'_{28}$. (CCBA 68 art. 9.4).

$\alpha = 1$ (ciment CPA325). $\beta = 5/6$ (contrôle atténué).

δ dépend des épaisseurs relatives des granulats ; granulats 5-15 $\rightarrow h_m > 4C_g \rightarrow \gamma = 1$
 δ dépend de la nature des sollicitations.

$$\delta = \begin{cases} 0,3 & \text{en compression simple.} \\ 0,6 & \text{en flexion simple.} \end{cases}$$

en flexion composée $\delta = \begin{cases} 0,6 & \text{si l'effort normal est une traction.} \\ \min(0,6 ; 0,3(\frac{1+\epsilon_0}{3e_1})) & \text{si N est une compression.} \end{cases}$

avec : e_0 = excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au c. d. g. du béton seul.

e_1 = distance limite du noyau central au c. d. g. de la section du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

S'il s'agit de la sollicitation du 2nd genre SP2, δ est pondéré par 1,50.

ϵ dépend de la nature des sollicitations et de la forme de la section. (RPA 81).

$$\epsilon = \begin{cases} 1 & \text{en compression simple \& la forme de section} \\ 0,5 < \epsilon < 1 & \text{dans les autres cas} \end{cases}$$

- contrainte admissible de compression simple :

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \cdot \sigma'_{28} = 1 \times 5/6 \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 270 = 67,5 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{sous SP1}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 67,5 = 101,3 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{sous SP2}$$

- contrainte admissible sous flexion simple :

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \times 5/6 \times 1 \times 0,6 \times 1 \times 270 = 135 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{sous SP1}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 135 = 202,5 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{sous SP2.}$$

- contrainte de traction de référence : (CCBA 68 art. 9.5)

cette contrainte est prise égale à une fraction de la résistance nominale de compression σ'_{28} du béton : $\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \theta \cdot \sigma'_{28}$ où θ est un coefficient dépendant de la résistance nominale du béton. $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,026$.

$$\bar{\sigma}_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,026 \times 270 = 5,9 \text{ daN/cm}^2 \text{ sous les sollicitations SP1}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \times 5,9 = 8,8 \text{ daN/cm}^2 \text{ sous les sollicitations SP2}$$

- Module de déformation du béton : (CCBA 68 art. 9.6)

le module de déformation longitudinale du béton est :

* à court terme (durée d'application des charges $< 24 \text{ h}$) : $E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_i}$

* à long terme : $E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_i}$

Pour le béton de ciment CPA 325, $\sigma'_i = 1,2 \sigma'_{28}$

③ ACIERS DE FERRAILLAGE :

i) Aciers ronds lisses : $\sigma_{en} = 2350$ bars nuance FeE24.

la contrainte admissible (en traction ou en compression) est : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = f_a \sigma_{en}$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ daN/cm}^2 \text{ sous SP1} ; \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2 \text{ sous SP2}$$

ii) Aciers à haute adhérence (HA) nuance FeE40 :

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ daN/cm}^2 \text{ pour } \phi \leq 20 \text{ mm} ; \sigma_{en} = 4000 \text{ daN/cm}^2 \text{ pour } \phi > 20 \text{ mm}$$

La contrainte admissible de traction ou de compression pour $\phi \leq 20$ est :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ daN/cm}^2 \text{ sous SP1} ; \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ daN/cm}^2 \text{ sous SP2}$$

iii) Treillis soudés :

$$\sigma_{en} = 5300 \text{ daN/cm}^2 \text{ pour } \phi \leq 6 \text{ mm} ; \sigma_{en} = 4500 \text{ daN/cm}^2 \text{ pour } \phi > 6 \text{ mm}.$$

Les contraintes admissibles imposées par les conditions de fissuration. (CCBA 68 art. 4)

$$\bar{\sigma}_a \leq \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases} \text{ pour limiter la fissuration.}$$

σ_1 = contrainte de fissuration systématique.

σ_2 = contrainte de fissuration accidentelle (due aux effets de variation de température et de retrait).

$$\sigma_1 = \frac{\kappa \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \kappa \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

κ = coefficient de conséquence de fissuration sur le comportement de l'ouvrage :

$$\kappa = \begin{cases} 1,5 \cdot 10^6 & \text{fiss. peu nuisible} \\ 10^6 & \text{fiss. nuisible} \\ 0,5 \cdot 10^6 & \text{fiss. très nuisible} \end{cases}$$

η = coefficient de fissuration :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour barres R.L.} \\ 1,6 & \text{pour barres H.A.} \end{cases}$$

$$\phi = \max \phi_i \text{ [mm]}. \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd}$$

$\bar{\omega}_f$ = pourcentage de fissuration

B_f = section de béton fissuré

A = section des armatures tendues

EVALUATION DES CHARGES

I/ Toiture :

① charges permanentes :

protection gravillons (4 cm)	$0,04 \times 1800 = 72 \text{ dan/m}^2$
Étanchéité multicouche (2 cm)	10 dan/m ²
isolation liège (5 cm)	$0,05 \times 400 = 20 \text{ dan/m}^2$
Pare-vapeur (5 cm)	5 dan/m ²
Dalle béton armé T.S. (4 cm)	$0,04 \times 2500 = 100 \text{ dan/m}^2$
Tôle T.N. 40	15 dan/m ²
Ossature métallique (pannes + comble)	$20 + 10 = 30 \text{ dan/m}^2$
ferme (poids estimé)	$18,20 \times 0,98 = 18 \text{ dan/m}^2$
Isolation phonique (5 cm)	$0,05 \times 5 = 0,25 \text{ dan/m}^2$
lattes métalliques en aluminium (3 cm)	66 dan/m ²
Tôle T.N. 40 en paroi verticale périphérique	15 dan/m ²
Isolation laine de verre (paroi verticale)	3 dan/m ²

② Surcharges d'exploitation :

toiture-terrasse inaccessible $\rightarrow P = 100 \text{ dan/m}^2$

③ surcharges climatiques (vent, neige) :

pression du vent : $V = Q \cdot c = 55,3 \times 0,3 = 16,6 \text{ dan/m}^2$

succion du vent : $V' = Q \cdot c' = 55,3 \times 0,8 = 44,2 \text{ dan/m}^2$

Neige : $N = 45 \text{ dan/m}^2$ (N.V. 65).

II/ Plancher courant :

① charges permanentes :

carreaux grèsite 20x20x4	$2000 \times 0,04 = 80 \text{ dan/m}^2$
lit de sable (3 cm)	$1800 \times 0,03 = 54 \text{ dan/m}^2$
dalle béton armé T.S. (8 cm)	$2500 \times 0,08 = 200 \text{ dan/m}^2$
tôle T.N. 40 + ossature métallique	40 dan/m ²
enduit plâtre (1 cm)	13 dan/m ²
murs extérieures	2,5 dan/m ²
cloisons + plinthes	70 dan/m ²
	$G = 460 \text{ dan/m}^2$

② Surcharges d'exploitation : $P = 500 \text{ dan/m}^2$ (plancher à forte surcharge).

cette surcharge correspond à celle des salles de spectacle, car l'amphithéâtre peut servir à cet usage.

III/ Escaliers :

charge permanentes : $G = 560 \text{ dan/m}^2$

surcharges d'exploitation : $P = 400 \text{ dan/m}^2$

ETUDE AU VENT

I/ INTRODUCTION :

Les actions climatiques sont données par le D.T.U. "Règles N.V.65". L'action du vent produit des effets statiques et des effets dynamiques. Les premiers correspondent à des efforts et pressions régulières tendant à imprimer à la construction ou à ses éléments un déplacement constant, tandis que les seconds ont pour résultat de mettre la construction en vibration. Le vent est assimilé à des forces statiquement appliquées à la construction, et qui dépendent de la région, du site, de l'altitude, des dimensions, de la majoration dynamique et de l'effet de masque. L'action exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est considérée comme normale à cet élément. Elle est fonction de :

- la vitesse du vent.
- la catégorie de la construction et ses proportions d'ensemble.
- l'emplacement et l'orientation de l'élément considéré par rapport au vent.
- les dimensions de l'élément considéré de la construction.
- la forme de la paroi (plane ou courbe) à laquelle appartient l'élément considéré.

Le vent correspond à un phénomène vibratoire mettant en mouvement la structure résistante. L'introduction du coefficient de majoration dynamique permet de substituer à tous ces phénomènes les forces statiques qui sont censées produire les mêmes conséquences.

II/ PRESSION DYNAMIQUE :

La pression dynamique au niveau H est obtenue à partir de la pression statique q par la formule : $q_d = q \cdot \beta$ où β est le coefficient de majoration dynamique.

La pression statique est donnée par : $q = q_H \cdot K_s \cdot K_m \cdot \delta$ avec :

q_H = pression de base au niveau H .

K_s = coefficient de site.

K_m = coefficient tenant compte de l'effet de masque.

δ = coefficient de réduction tenant compte des dimensions de la paroi.

q_H est donné par : $q_H = q_{10} \cdot \frac{2,5 (H + 18)}{H + 60}$ (N.V.65 art. 1.244).

q_{10} étant la pression de base à la hauteur de 10 mètres, déterminée suivant la région.

Dans notre cas, le lieu d'implantation est la ville de Boumerdes, située en région II, alors $q_{10} = 70 \text{ daN/m}^2$. (N.V. 65 art. 1.232).

La plus grande hauteur de la construction ne dépassant pas 10 m, donc: $q_H = q_{10} = 70 \text{ daN/m}^2$

L'ouvrage est en site normal: $K_s = 1$. Pas d'effet de masque: $K_m = 1$

(N.V. 65 art. 1.242 et 1.243).

La plus grande dimension de la surface offerte au vent est 18,40 m, et la plus grande

hauteur étant inférieure à 30 m, alors $\delta = 0,79$. (N.V. 65 art. 1.244).

Le coefficient β est donné par: $\beta = \theta (1 + \varphi \xi)$, où φ est le coefficient de réponse donné en fonction de la période T du mode fondamental et tient compte du degré d'amortissement; ξ étant le coefficient de pulsation qui vaut dans notre cas ($H = 9,98 \text{ m}$) $\xi = 0,35$

$$T = 0,1 \frac{H}{\sqrt{L}} \quad \begin{array}{l} L_x = 14,50 \text{ m} \rightarrow T_x = 0,262 \rightarrow \varphi_x = 0,28 \\ L_y = 18,40 \text{ m} \rightarrow T_y = 0,232 \rightarrow \varphi_y = 0,27 \end{array}$$

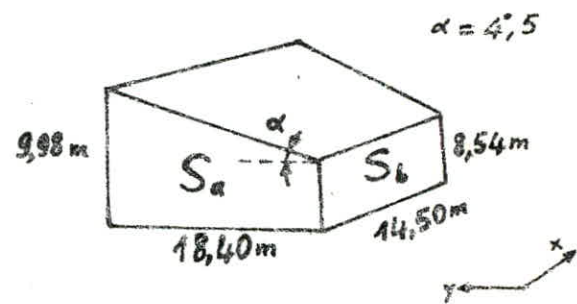
$$\varphi = \max(\varphi_x, \varphi_y) = 0,28. \quad H < 30 \text{ m} \rightarrow \theta = 0,7.$$

$$\beta = 0,7 (1 + (0,27 \times 0,35)) = 0,76 < 1$$

On prendra alors $\beta = 1$.

La pression dynamique est donc: $q_d = q = q_H K_s K_m \delta$.

$$q_d = 70 \times 1 \times 1 \times 0,79 = \underline{55,3 \text{ daN/m}^2}.$$



L'action globale est obtenue à partir de la pression dynamique par: $Q = q_d \cdot C$

où C est le coefficient de pression.

III / DETERMINATION DES COEFFICIENTS DE PRESSION C :

1. Actions extérieures: C_e .

• Rapports de dimensions: λ : $h = 9,98 \text{ m}$. $a = 18,40 \text{ m}$. $b = 14,50 \text{ m}$

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = 0,54. \quad \lambda_b = \frac{h}{b} = 0,68. \quad (\text{N.V. 65 art. 2.03}).$$

On se trouve dans le cas de construction prismatique à base rectangulaire reposant sur le sol, avec toiture à un versant. (N.V. 65 art. 2.1).

Deux cas alors peuvent se présenter:

Ⓐ Vent Normal à la grande face S_a : $\gamma_0 = 1$. (car $0,5 < \lambda_a < 2,5$). (N.V. 65 art. 2.12).

Ⓑ Vent normal à la petite face S_b : $\gamma_0 = 1$ (car $\lambda_b < 1$ et $\lambda_a = 0,54$). (N.V. 65 art. 2.12)

Parois verticales : $\begin{cases} \text{face au vent} : C_e = +0,8 \quad \forall \gamma_0 \\ \text{face sous vent} : C_e = -(1,3 \times 1 - 0,8) = -0,5. \end{cases}$ (N.V.65 art. 2.131)

Versant de toiture :

* vent normal à la génératrice : C_e est déterminé en fonction de l'angle d'inclinaison (en degrés) du versant sur la direction du vent, et du coefficient γ_0 .

(a) Versant au-vent : $C_e = -0,6$

(b) Versant sous-vent : $C_e = -0,4$. (N.V.65 p.93).

* Vent parallèle à la génératrice : α pris nul : $\alpha = 0 \rightarrow C_e = -0,5$.

2. Actions intérieures :

• Calcul des coefficients de perméabilité des parois :

Façade arrière $\rightarrow \mu = \frac{\text{surface de la paroi}}{\text{surface des ouvertures}} = 9,48\%$

Façade principale $\rightarrow \mu = 4,94\%$

Façades latérales $\rightarrow \mu = 18,10\%$

Notre construction comporte alors trois (03) parois partiellement ouvertes ($5 < \mu < 35$) et une paroi fermée ($\mu < 5\%$). Ce cas ne figurant pas dans les règles N.V. 65 on l'assimilera au cas d'une construction à deux (02) parois opposées partiellement ouvertes qui est plus défavorable. (N.V. 65 annexe 5.31).

Direction du vent	interpolation	action intérieure C_i
Paroi partiellement ouverte au-vent. $\mu = 18,10$		Paroi AB : $C_i = -0,3 - 0,11 \cdot \frac{13,1}{30} = -0,35$ Paroi CD : $C_i = 0,3 + 0,22 \cdot \frac{16,9}{30} = 0,42$ Parois BC et AD : $C_i = 0,52 - 0,93 \cdot \frac{13,1}{30} = 0,11 \rightarrow C_i = 0;$
Paroi partiellement ouverte parallèle au vent. $\mu = 18,10$		Parois BC et AD : $C_i = -0,38 - 0,12 \cdot \frac{13,1}{30} = -0,43$ Paroi AB : $C_i = 0,3 - 0,8 \cdot \frac{13,1}{30} = -0,05 \rightarrow C_i = -0,$ Paroi CD : $C_i = -0,38 + 0,68 \cdot \frac{13,1}{30} = -0,08 \rightarrow C_i = -$

3. Récapitulatif des actions intérieures et extérieures :

o Actions extérieures :

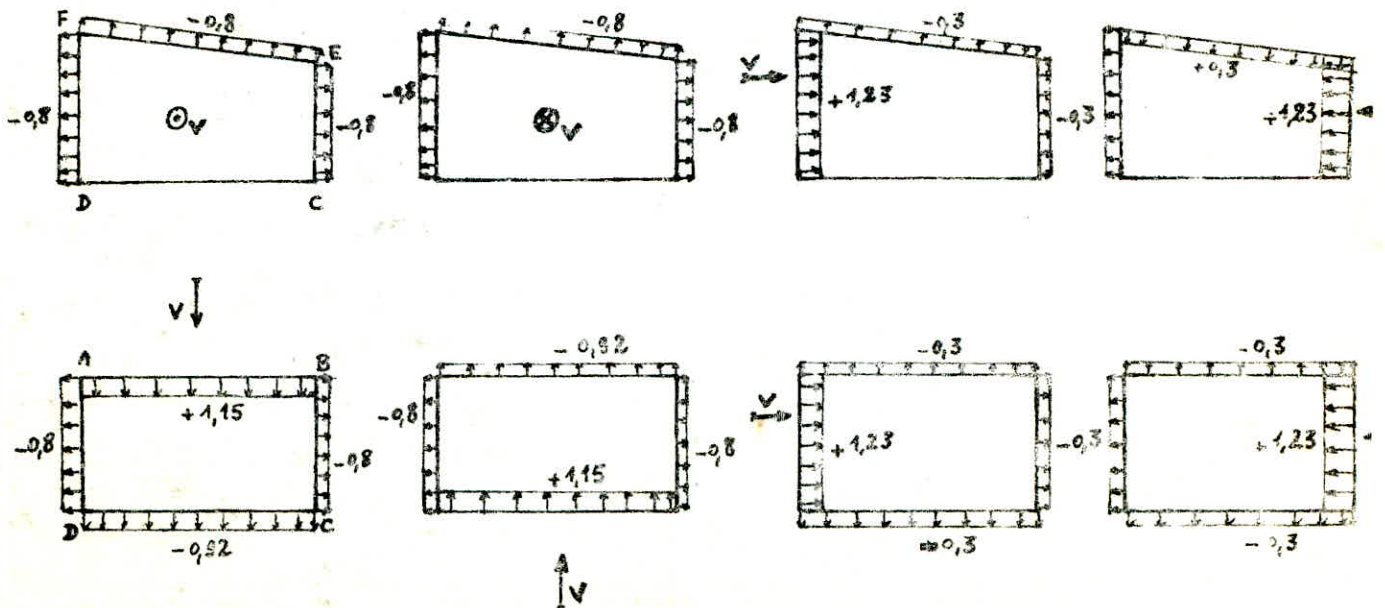
action du vent	Paroi AB	Paroi CD	paroi BC	paroi AD	versant de toiture
AB au-vent	$C_e = +0,8$	$C_e = -0,5$	$C_e = -0,5$	$C_e = -0,5$	$C_e = -0,5$
CD au-vent	$C_e = -0,5$	$C_e = +0,8$	$C_e = -0,5$	$C_e = -0,5$	$C_e = -0,5$
AD au-vent	$C_e = -0,5$	$C_e = -0,5$	$C_e = -0,5$	$C_e = +0,8$	$C_e = -0,6$
BC au-vent	$C_e = -0,5$	$C_e = -0,5$	$C_e = +0,8$	$C_e = -0,5$	$C_e = -0,4$

o Actions intérieures :

direction du vent	paroi AB ($\mu = 18,1$)	paroi CD ($\mu = 18,1$)	paroi CD (fermée)	paroi AD (fermée)	versant de toiture
AB au-vent	$C_i = -0,35$	$C_i = +0,42$	$C_i = +0,30$	$C_i = +0,30$	$C_i = +0,30$
CD au-vent	$C_i = +0,42$	$C_i = -0,35$	$C_i = +0,30$	$C_i = +0,30$	$C_i = +0,30$
AD au-vent	$C_i = -0,30$	$C_i = -0,30$	$C_i = -0,43$	$C_i = -0,43$	$C_i = -0,43$
BC au-vent	$C_i = -0,30$	$C_i = -0,30$	$C_i = -0,43$	$C_i = -0,43$	$C_i = -0,43$

4- Actions résultantes : C :

La combinaison des actions intérieures et des actions extérieures ($C = C_e - C_i$) pour chaque direction de vent normal, nous donne les résultats ci-dessous :



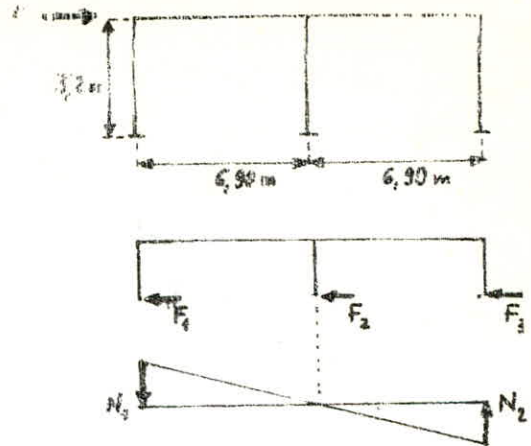
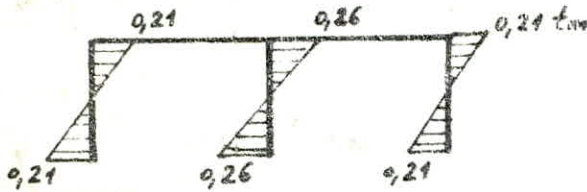
• Poteau R.D.C. :

$$F = 0,42 \text{ tf.}$$

$$F_1 = F_3 = 0,13 \text{ tf.} \quad F_2 = 0,16 \text{ tf.}$$

$$N_1 = N_2 = 0,05 \text{ tf.}$$

diagramme du moments de poteaux :



② Effet des charges verticales :

• poteau d'étage : Ce poteau est sollicité par les charges de la toiture et du plancher courant sur des surfaces différentes.

— surface revenant à ce poteau dans la toiture : $S_2 = 78,18 \text{ m}^2$.

charges et surcharges reprises à la toiture :

pois propre : $G_2 = 360 \times 78,18 = 28145 \text{ daN} = 28,14 \text{ tf.}$

surcharges d'exploitation : $P_2 = 100 \times 78,18 = 7818 \text{ daN} = 7,82 \text{ tf.}$

Neige : $N_{2e} = \frac{5}{3} \times 45 \times 78,18 = 5863 \text{ daN} = 5,86 \text{ tf.}$

— surface revenant au poteau dans le plancher courant : $S_1 = 11,4 \text{ m}^2$.

$G_1 = 460 \times 11,4 = 5238 \text{ daN} = 5,24 \text{ tf.}$ $\Rightarrow G = G_1 + G_2 = 33,38 \text{ tf.}$

$P_1 = 500 \times 11,4 = 5700 \text{ daN} = 5,7 \text{ tf.}$ $\Rightarrow P = P_1 + P_2 = 13,52 \text{ tf.}$

Effort normal résultant : $N = \frac{4}{3} G + \frac{13}{12} (P + N) = 72 \text{ tf.}$

• Poteau du R.D.C. :

surface de plancher reprise : $S = 24,84 \text{ m}^2$.

$G = 460 \times 24,84 = 11426 \text{ daN} = 11,43 \text{ tf.}$ (Voir "Evaluation des charges")

$P = 500 \times 24,84 = 12420 \text{ daN} = 12,42 \text{ tf.}$

effort normal : $N = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P = 33,86 \text{ tf.}$

③ Prédimensionnement :

• Poteau d'étage :

moment fléchissant défavorable dû au vent extrême : $M_{ve} = 1,75 \times 2,83 = 4,95 \text{ tf}$

effort normal pondéré : $N = 72 \text{ tf.}$

En supposant le poteau prémuni contre le déversement, on doit vérifier :

$$K \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \leq \sigma_{cm}$$

En supposant un coefficient de flambement $K =$ et une participation de 30% de l'effort normal dans la

5. Actions défavorables

Pareis	AB	CD	BC et AD	versant de toiture
Pression	$C = +1,15$	$C = +1,15$	$C = +1,15$	$C = +0,30$
Succion	$C = -0,92$	$C = -0,92$	$C = -0,80$	$C = -0,80$

6. Actions locales sur les rives de toiture: (N.V.65 art. 2,132).

« vent normal aux génératrices :

Il est à prendre en compte les actions locales le long des bords de toiture à partir de la rive sur une profondeur de 1,00 m.

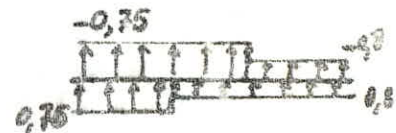
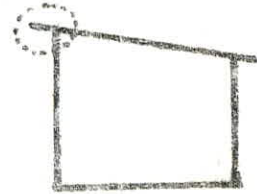
Le coefficient à adopter pour déterminer la succion dans cette zone est $C = 2.C_e = 2 \times 0,6 = 1,20$.

« vent parallèle aux génératrices :

Dans ce cas, les actions locales sont à prendre en compte tout le long des bords de toiture sur une profondeur de $(\frac{1}{4} \times 14,5) = 3,6$ m.

Le coefficient à adopter pour déterminer la succion dans cette zone est :

$$C = 1,5 C_e = 1,5 \times 0,5 = 0,75.$$



PREDIMENSIONNEMENT

I/ PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

On dispose de deux types de poteaux : un grand poteau allant jusqu'à la toiture et un poteau s'arrêtant au plancher intermédiaire. On se limitera au calcul du poteau le plus sollicité de chaque type. Le prédimensionnement se fera en flexion composée sous l'effet des charges et surcharges (effort normal) et du vent (flexion).

① Effet du vent :

pour déterminer les moments dans les poteaux, on utilisera la méthode de Bowman avec comme hypothèse: les nœuds d'articulation à mi-hauteur. On étudiera le portique transversal à deux niveaux A-A (voir schéma ultérieur) et le portique B-B.

charge répartie du vent (en hauteur) :

$$q = 2,45 \times 55,3 \times 1,15 = 156 \text{ daN/ml}$$

• Poteau d'étage : $T_2 = 1,93 \text{ tf}$. $T_1 = 4,2 \text{ tf}$.

inertie du poteau de rive = $0,8 I$.

inertie du poteau intermédiaire = I .

Les efforts T_1 et T_2 se répartissent sur les poteaux proportionnellement aux inerties.

Sous l'effet du moment renversant dû à ces efforts aux nœuds, il apparaît dans les poteaux des efforts normaux équilibrant ce moment par un moment résistant.

L'écriture des équations d'équilibre entre ces deux moments nous donnera les valeurs des efforts normaux.

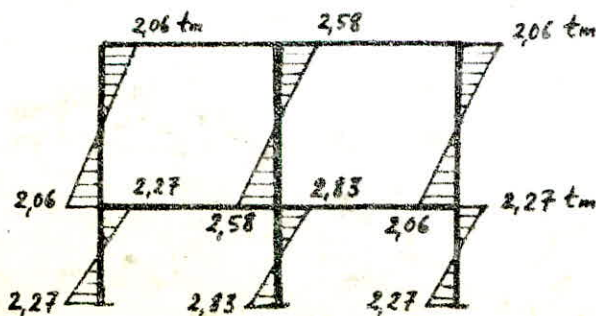
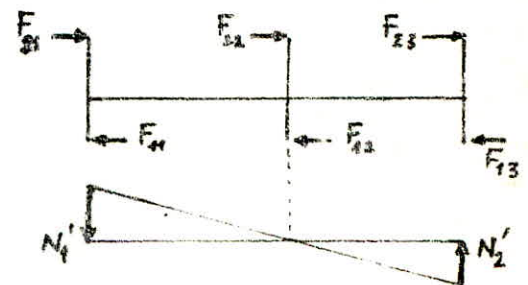
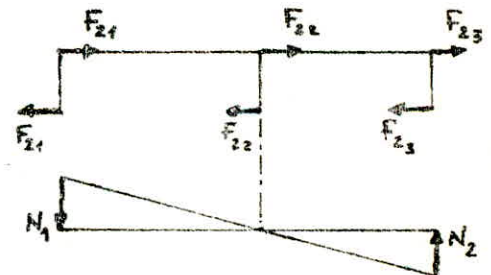
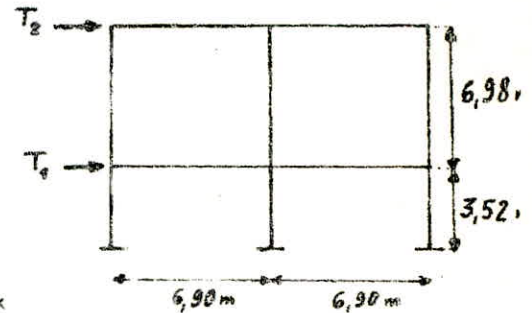
$$F_{21} = F_{23} = 0,59 \text{ tf}. \quad F_{22} = 0,74 \text{ tf}.$$

$$N_1 = N_2 = 0,49 \text{ tf}.$$

$$F_{41} = F_{43} = 1,29 \text{ tf}. \quad F_{42} = 1,64 \text{ tf}.$$

$$N'_1 = N'_2 = 1,41 \text{ tf}.$$

Les résultats de cette méthode sont illustrés sur les diagrammes ci-dessous :



contrainte, on aura : $K \frac{N}{A} \leq 0,3 \sigma_{en} \Rightarrow A \geq \frac{2 \times 14000}{0,3 \times 2400} = 200 \text{ cm}^2$

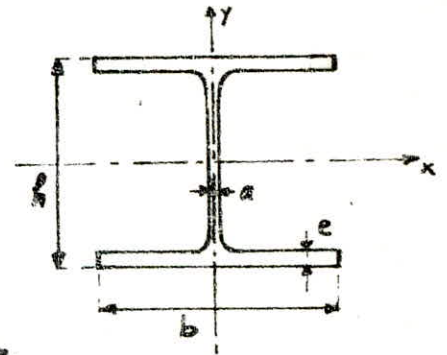
$\frac{M}{W_x} \leq 0,7 \sigma_{en} \Rightarrow W_x \geq \frac{4,55 \cdot 10^5}{0,7 \times 2400} = 235 \text{ cm}^3$

On choisit un profilé **HEB 500** dont les caractéristiques sont :
 $h = 500 \text{ mm}$. $b = 300 \text{ mm}$. $a = 14,5 \text{ mm}$. $e = 28 \text{ mm}$.

$P = 187 \text{ daN/ml}$. $A = 238,6 \text{ cm}^2$.

$I_x = 107180 \text{ cm}^4$. $I_y = 12620 \text{ cm}^4$.

$W_x = 4290 \text{ cm}^3$. $W_y = 842 \text{ cm}^3$.



• Poteau du R.D.C. :

moment fléchissant : $M_{V_2} = 1,75 \times 0,26 = 0,45 \text{ tm}$.

effort normal : $N = 33,86 \text{ tf}$.

$K = 2$ et $K_d = 1$ (hypothèses).

$K \cdot \frac{N}{A} \leq 0,3 \sigma_{en} \Rightarrow A \geq 2 \times \frac{33860}{0,3 \times 2400} = 94 \text{ cm}^2$

$\frac{M}{W_x} \leq 0,7 \sigma_{en} \Rightarrow W_x \geq \frac{45 \cdot 10^3}{0,7 \times 2400} = 27 \text{ cm}^3$

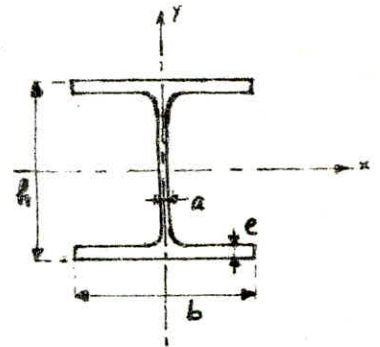
On choisit le profilé **HEB 260** dont les caractéristiques sont :

$h = 260 \text{ mm}$. $b = 260 \text{ mm}$. $a = 10 \text{ mm}$. $e = 17,5 \text{ mm}$.

$P = 93 \text{ daN/ml}$. $A = 118,4 \text{ cm}^2$.

$I_x = 14920 \text{ cm}^4$. $I_y = 5135 \text{ cm}^4$.

$W_x = 1150 \text{ cm}^3$. $W_y = 395 \text{ cm}^3$.



II/ POUTRES ET POUTRELLES :

Les poutres disposées dans le sens transversal sont ancrées aux poteaux.

Les poutrelles disposées longitudinalement sont supposées articulées aux poutres.

Le prédimensionnement se fera par le critère de rigidité

① Poutrelle :

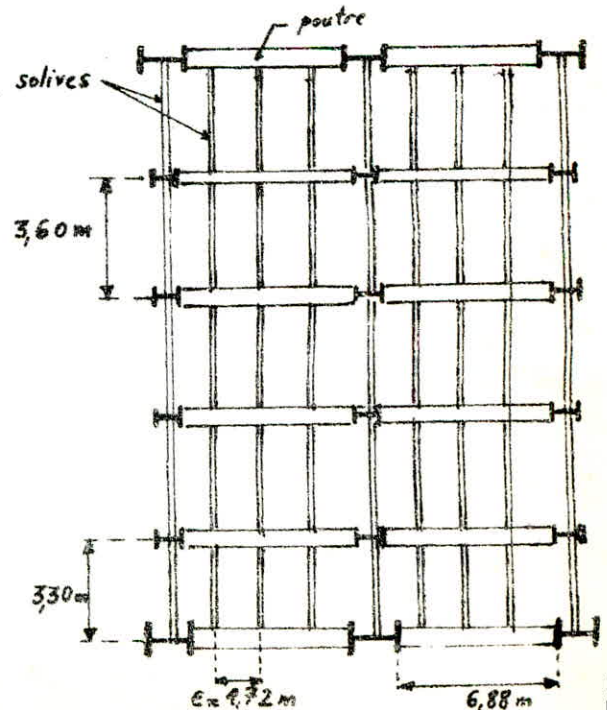
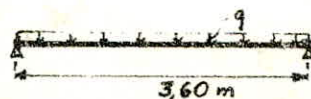
pois propre du plancher : $G = 460 \text{ daN/m}^2$.

surcharge : $P = 500 \text{ daN/m}^2$.

(voir évaluation des charges).

$q = \left(\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P\right) \cdot e = 2345 \text{ daN/ml}$.

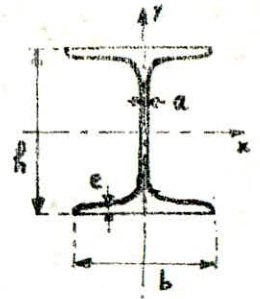
schéma statique :



critère de résistance : $\frac{M}{W_x} \leq \sigma_{adm} \Rightarrow W_x \geq \frac{q \cdot l^2}{8 \sigma_{adm}} = \frac{23,65 \cdot 3600^2}{8 \times 2400} = 158,6 \text{ cm}^3$

On choisit le profilé IPE 220 dont les caractéristiques sont :

$h = 220 \text{ mm}$. $b = 110 \text{ mm}$.
 $a = 5,9 \text{ mm}$. $e = 3,2 \text{ mm}$.
 $P = 26,2 \text{ daN/ml}$. $A = 33,4 \text{ cm}^2$. $I_x = 2772 \text{ cm}^4$. $I_y = 205 \text{ cm}^4$.
 $W_x = 252 \text{ cm}^3$. $W_y = 37,3 \text{ cm}^3$.



② Poutres : La poutre est supposée simplement appuyée et soumise aux charges verticales concentrées ramenées par les poutrelles (qui ne sont que les efforts tranchants dans ces dernières), et la charge répartie appliquée directement sur la poutre.

schéma statique :



On peut considérer ici uniformément réparties les séries d'au moins 3 charges concentrées égales

appliquées à la poutre à des intervalles réguliers (c.M.66 annexe 15.315).

schéma statique équivalent :

$q' = 1363 \times 0,19 = 260 \text{ daN/ml}$.
 $p = q \cdot l' = 2345 \times 3,6 = 8442 \text{ daN}$.



$Q = q' + \frac{3p}{l} = 260 + \frac{3 \times 8442}{6,88} = 3940 \text{ daN/ml}$.

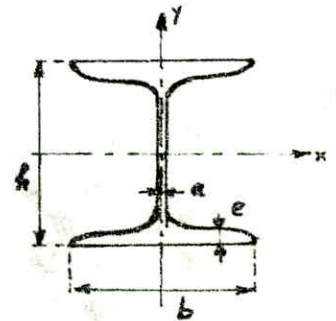
critère de résistance :

$W \geq \frac{Q \cdot l^2}{8 \sigma_{adm}} = \frac{3940 \times 688^2}{8 \times 2400} = 972 \text{ cm}^3$.

On choisit le profilé IPE 450 dont les caractéristiques sont :

$h = 450 \text{ mm}$. $b = 190 \text{ mm}$. $a = 9,4 \text{ mm}$. $e = 14,6 \text{ mm}$

$P = 77,6 \text{ daN/ml}$. $A = 98,8 \text{ cm}^2$.
 $I_x = 33740 \text{ cm}^4$. $I_y = 1676 \text{ cm}^4$.
 $W_x = 1500 \text{ cm}^3$. $W_y = 176 \text{ cm}^3$.



— Vérification du critère de rigidité :

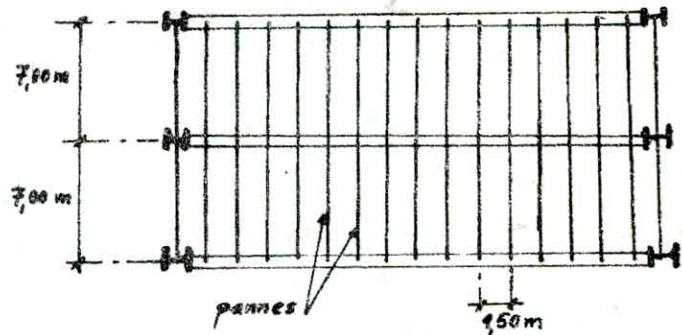
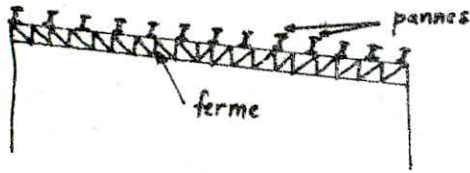
flèche : $f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E I_x} = \frac{5}{384} \frac{39,4 \times 688^4}{21 \cdot 10^6 \times 33740} = 1,62 \text{ cm}$.

flèche admissible : $\bar{f} = \frac{l}{300} = \frac{688}{300} = 2,30 \text{ cm}$. $\Rightarrow f < \bar{f}$.

ETUDE DE LA PAINNE

I/ GENERALITES :

Les pannes sont les pièces destinées à porter la couverture. Dans les toitures modernes à couverture en plaques de tôle ondulée, les pannes portent directement la couverture en tôle. Les pannes prennent appui sur les portiques transversaux du bâtiment ; elles sont fixées sur les arbalétriers des fermes (au nombre de trois).
L'entraxe des pannes est de $e = 1,50 \text{ m}$.



II/ EVALUATION DES CHARGES :

La toiture de l'ouvrage est formée de panneaux étanches et épais supportant une dalle mince de béton armé. On dispose donc d'une toiture lourde.

• charges permanentes :

- protection gravier : 4 cm $\rightarrow 0,04 \times 1800 = 72 \text{ daN/m}^2$
- étanchéité multicouche : 2 cm $\rightarrow 10 \text{ daN/m}^2$
- isolation liège : 5 cm $\rightarrow 0,05 \times 400 = 20 \text{ daN/m}^2$
- Pare-vapeur : 5 cm $\rightarrow 5 \text{ daN/m}^2$
- dalle B.A. T.S. : 4 cm $\rightarrow 0,04 \times 2500 = 100 \text{ daN/m}^2$
- tôle T.N. 40 : $\rightarrow 15 \text{ daN/m}^2$

$$G = 222 \text{ daN/m}^2$$

• Surcharges d'exploitation :

la terrasse étant inaccessible, $P = 100 \text{ daN/m}^2$. (poids d'un ouvrier).

• Surcharges climatiques :

- Vent : agit sur la construction de deux manières :

* pression sur la toiture : $Q = q_d \cdot c = 55,3 \times 0,3 = 16,6 \text{ daN/m}^2$.

* succion sur la toiture : $Q = q_d \cdot c = 55,3 \times 0,8 = 44,2 \text{ daN/m}^2$.

- Neige : l'ouvrage étant sis en région II, d'après les règles N.V. 65 la surcharge de neige normale à prendre est : $N = 45 \text{ daN/m}^2$

Charges et surcharges revenant à une panne (par mètre linéaire).

La surface de toiture revenant à 1 ml de panne est de $1,5 \text{ m}^2$.

G = poids propre de la section de toiture + poids propre du profilé (estimé).

$$G = (222 \times 1,5) + 20 = 353 \text{ daN/ml}$$

$$P = 100 \times 1,5 = 150 \text{ daN/ml}$$

$$V^{(n)} = 16,6 \times 1,5 = 25 \text{ daN/ml (pression)}$$

$$V^{(s)} = 44,2 \times 1,5 = 66,3 \text{ daN/ml (suction)}$$

III/ DIMENSIONNEMENT DE LA PANNE :

Les pannes étant normales au versant, donc l'effort du vent agit directement dans la panne. Par contre, les actions du poids propre, des surcharges doivent être décomposées selon les deux axes principaux de la section de panne.

① décomposition :

plan $x-x$: $G_x = G \cdot \cos \alpha = 352,6 \text{ daN/ml}$

$$P_x = P \cdot \cos \alpha = 150 \text{ daN/ml}$$

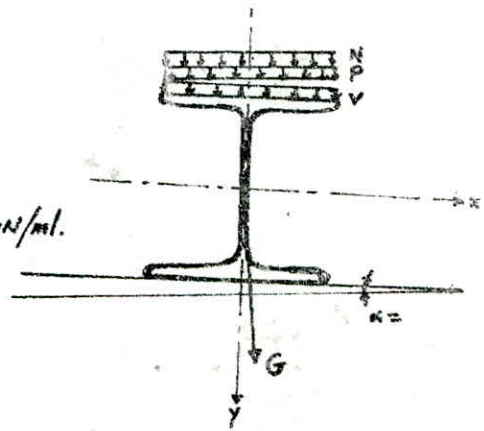
$$V_x^{(n)} = V = 25 \text{ daN/ml}$$

$$V_x^{(s)} = 66,3 \text{ daN/ml} \quad N_x = 45 \text{ daN/ml}$$

plan $y-y$: $G_y = G \cdot \sin \alpha = 16 \text{ daN/ml}$

$$P_y = P \cdot \sin \alpha = 6,8 \text{ daN/ml}$$

$$V_y = 0 \quad N_y = N \cdot \sin \alpha = 3 \text{ daN/ml}$$



② Combinaison des charges :

La combinaison c.M. 66 la plus défavorable est : $q = \frac{4}{3} G + \frac{17}{12} (P + N)$.

$$q_x = \frac{4}{3} G_x + \frac{17}{12} (P_x + N_x) = 778 \text{ daN/ml}$$

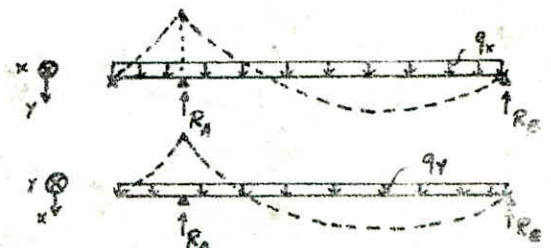
$$q_y = \frac{4}{3} G_y + \frac{17}{12} (P_y + N_y) = 37,8 \text{ daN/ml}$$

La panne est sollicitée en flexion déviée ; on la dimensionnera selon le critère de rigidité (limitation de flèche). Les portiques transversaux étant espacés de 7 m, on disposera entre les fermes extrêmes deux pannes de longueur 7,80 m avec une console de 0,80 m.

schéma statique :

$$R_A = 4,34 q$$

$$M_x^{\max} = 4,34 q (x - 0,8) - q \frac{x^2}{2} \quad \text{pour } x = 4,3 \text{ m}$$



③ Dimensionnement :

La flèche est calculée sous les charges non pondérées q' : $q'_x = 570 \text{ daN/ml}$
 On calculera exactement dans le plan $x-x$ la flèche au point de moment maximum
 $x = 4,3 \text{ m}$, par la méthode de la double intégration.

$$M(x) = 4,34 q'_x \cdot x - q'_x \cdot \frac{x^2}{2} - 3,47 q'_x$$

$$y'' = - \frac{M(x)}{EI_x} = - \frac{1}{EI_x} \left(4,34 q'_x - q'_x \frac{x^2}{2} - 3,47 q'_x \right)$$

$$y(x) = - \frac{q'_x}{EI_x} \left(0,72 x^3 - \frac{x^4}{24} - 1,73 x^2 \right) + C \cdot x + D$$

les conditions aux limites (flèche nulle aux appuis et maximale à $x = 4,3 \text{ m}$) nous donnent : $C = \frac{12,2 q'_x}{EI_x}$ et $D = 0$.

$$f_{Tx}^{\max} = \frac{41,46 q'_x \cdot 10^8}{EI_x} = \frac{1,125 \cdot 10^6}{I_x}$$

Pour les éléments fléchis de couverture, la flèche due aux charges et surcharges ne doit pas excéder $1/200$ de la portée (C.M. 66 art. 5.253).

$$f_{Tx}^{\max} = \frac{1,125 \cdot 10^6}{I_x} < \frac{700}{200} \Rightarrow I_x > 3215 \text{ cm}^4$$

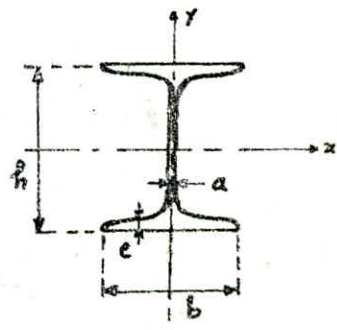
On choisit un IPE 240 dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$h = 240 \text{ mm} \quad b = 120 \text{ mm} \quad a = 6,2 \text{ mm} \quad e = 9,8 \text{ mm}$$

$$\text{section : } A = 39,1 \text{ cm}^2 \quad P = 30,7 \text{ kg/ml}$$

$$I_x = 3892 \text{ cm}^4 \quad I_y = 284 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 324 \text{ cm}^3 \quad W_y = 47,3 \text{ cm}^3$$



IV/ VERIFICATIONS :

① Résistance :

$$q_x = 792 \text{ daN/ml} \quad q_y = 38,4 \text{ daN/ml} \quad M_x^{\max} = 1,7 \text{ tm} \quad M_y^{\max} = 0,22 \text{ tm}$$

$$\sigma = \frac{M_x^{\max}}{W_x} + \frac{M_y^{\max}}{W_y} = \frac{4,7 \cdot 10^5}{324} + \frac{22 \cdot 10^3}{47,3} = 1945 \text{ daN/cm}^2 < E_{ca} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

② flèche :

$$f_y^{\max} = \frac{41,46 \cdot 10^8 q'_y}{E I_y} \quad q'_y = 580 \text{ daN/ml} \Rightarrow f_y^{\max} = 1,6 \text{ cm}$$

$$q'_x = 580 \text{ daN/ml} \Rightarrow f_x^{\max} = 2,8 \text{ cm} \quad f^{\max} = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 3,4 \text{ cm} < \bar{f} = 3$$

le critère de déformabilité est donc vérifié.

③ Cisaillement:

$$T_{\max} = 3,54 \text{ q.} \quad T_x^{\max} = 2,75 \text{ tf.} \quad T_y^{\max} = 0,13 \text{ tf.}$$

section d'une semelle: $A_s = 11,76 \text{ cm}^2 > 0,15 \cdot A = 5,86 \text{ cm}^2 \Rightarrow \tau_x = \frac{T_x}{A_s}$

A_a = section d'âme. $A_a = 13,66 \text{ cm}^2$ $\tau_x = 201 \text{ daN/cm}^2$

$$\tau_y = \frac{T_y \cdot S^1}{2 e_s I_y} \quad S_y = 2 \left(\frac{b}{2} - \frac{e_a}{2} \right) \left[\frac{1}{2} \left(\frac{b}{2} - \frac{e_a}{2} \right) + \frac{e_a}{2} \right] \cdot e_s = 35,2 \text{ cm}^3$$

$$\tau_y = 8,4 \text{ daN/cm}^2 \quad \max(\tau_x, \tau_y) = 201 \text{ daN/cm}^2 < \frac{\sigma_{cm}}{1,54} = 1558 \text{ daN/cm}^2$$

le cisaillement est donc vérifié.

④ stabilité au déversement:

Avant la mise en place de la couverture, la semelle supérieure de la panne est sujette au déversement sous l'effet de son poids propre qui engendre des contraintes de compression dans cette semelle. La contrainte de non déversement est:

$$\sigma_d = \frac{\pi^2 E}{5,2} \frac{I_y}{I_x} \frac{h^2}{l_y^2} (D-1) \cdot B.C. \quad (\text{C.M.66 art. 36.11})$$

Le poids propre étant une charge uniformément répartie, donc

$$C = 1,132 \quad (\text{C.M.66 art. 3.6.42})$$

Les conditions d'appui étant les mêmes dans les deux plans (appuis simples),

$$l_y = l_x = l_0 = 7,00 \text{ m.} \quad D = \sqrt{1 + 0,56 \frac{J}{I_y} \frac{l_y^2}{h^2}} \quad (\text{C.M.66 art. 3.6.41})$$

$$D = \sqrt{1 + 0,56 \frac{11,6}{284} \frac{700^2}{24^2}} = 4,52$$

Le poids propre G étant une charge appliquée au c.d.g. de la section du profilé de la panne, donc $B = 1$. (C.M.66 art. 3.6.43)

$$\sigma_d = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6}{5,2} \frac{284}{3892} \frac{24^2}{700^2} \times 3,52 \times 1 \times 1,132 = 1362 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{cm} = 2400 \text{ da}$$

On ne peut donc pas conclure sur la stabilité au déversement de la semelle supérieure et un calcul exact s'impose. Calculons l'élanement fictif λ_0 :

$$\lambda_0 = \frac{l_y}{h} \sqrt{\frac{4}{B.C} \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_{cm}} \right)} = \frac{700}{24} \sqrt{\frac{4}{1 \times 1,132} \frac{3892}{284} \left(1 - \frac{1362}{2400} \right)} = 133,46 \text{ , d'o}$$

$$K_0 = 2,992 \quad (\text{C.M.66 Annexe 13.411})$$

$$\text{coefficient de déversement: } K_d = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_{cm}} (K_0 - 1)} = \frac{2,992}{1 + \frac{1362}{2400} \times 1,992} = 1,4$$

$$M(G) = 0,24 \text{ tm}$$

$$K_d \cdot \frac{\sigma_d}{\tau_x} = 1,4 \times \frac{0,24 \cdot 10^5}{324} = 103 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{cm} \quad \text{déversement donc vérifié.}$$

Quand la couverture est mise en place, celle-ci solidarise les semelles supérieures des pannes et leur déversement est ainsi empêché.

La semelle inférieure pourrait déverser sous l'effet de soulèvement de la toiture par le vent (suction); mais comme le poids de la toiture est prépondérant sur la surcharge de vent, il ne peut se produire un soulèvement, et donc la semelle inférieure de la panne est stable au déversement.

En considérant la suction sur la toiture, la combinaison la plus défavorable est :

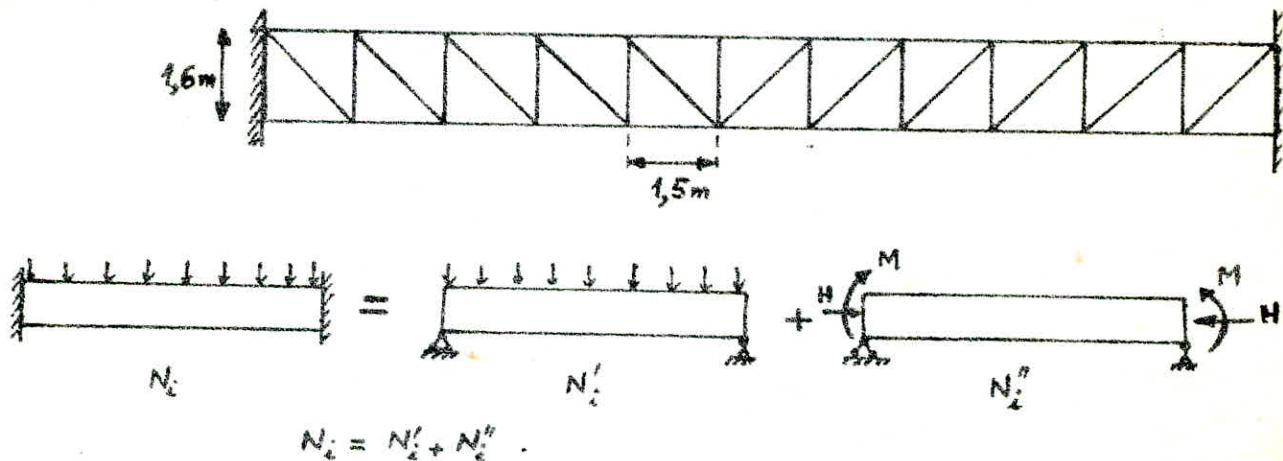
$$q_x = G \cdot \cos \alpha - V_e' = + 247 \text{ daN/m} \quad (\text{qui n'est pas un soulèvement}).$$

ETUDE DE LA FERME

I/ GENERALITES : Les fermes sont les poutres maîtresses du comble. Ce sont poutres à treillis dans lesquelles l'âme pleine est remplacée par un système de treillis comprenant les montants (barres verticales) et les diagonales (barres inclinées). C réalise ainsi un système triangulé formé d'une membrure supérieure appelée arbalétrier et d'une membrure inférieure nommée entrain, et des montants et diagonales qui relient les deux membrures. Les fermes servent d'appui aux pannes qui leur transmettent les charges et surcharges supportées par la toiture. Dans notre cas, ces fermes sont ancrées aux poteaux pour former des portiques autostables. Notre ouvrage comporte 3 fermes à membrures parallèles, et on étudiera la ferme intermédiaire qui est la plus sollicitée. En réalité, notre ferme présente une pente légère (4,5%) de on n'a pas tenu compte car son influence est négligeable sur les résultats. On étudie la ferme horizontale, et donc les efforts aux noeuds seront considérés verticaux.

Il résulte de cette inclinaison des efforts horizontaux agissant sur la liaison ferme-toiture présente des décrochements dans les deux directions, par conséquent on adopte une ferme-console à chaque extrémité de ferme (indépendamment de cette dernière) et qui supportera la partie de toiture en décrochement. Cette ferme-a est fixée au poteau (auquel elle transmettra les efforts) par une double articulation.

schéma statique:



Dans un premier temps, on étudiera la ferme simplement appuyée (N_i'), et après avoir déterminé M et H dans l'étude du portique, on déterminera N_i'' et avec les efforts $N_i = N_i' + N_i''$ on vérifiera les barres composant la ferme.

II/ EFFORTS AUX NOEUDS :

Les pannes prennent appui sur les fermes dans les noeuds de la triangulation afin d'éviter des efforts supplémentaires dus à la flexion locale.

— Charges et surcharges arrivant au noeud:

- charges permanentes: couverture $\rightarrow G = 363,7 \text{ daN/ml}$. (voir Evaluation charg.)
 $G = 363,7 \times 7 = 2540 \text{ daN} = 2,54 \text{ tf}$.

$G_i = 1 \text{ tf}$ (pour les noeuds extrêmes).

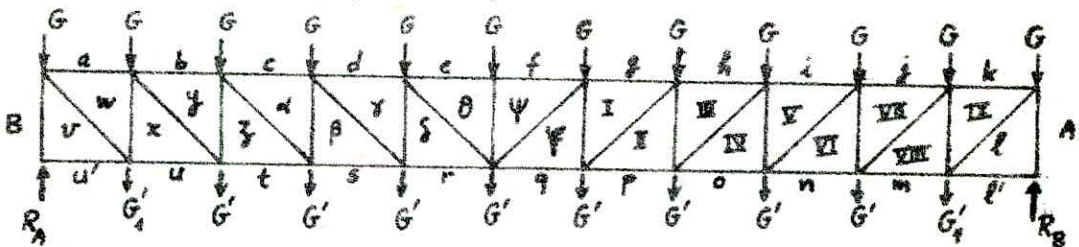
- Surcharges d'exploitation: $P = 100 \text{ daN/m}^2 \rightarrow P = 100 \times 1,5 \times 7 = 10^3 \text{ daN} = 1 \text{ tf}$.
- Surcharges climatiques: neige $\rightarrow N = 45 \text{ daN/m}^2 \rightarrow N = 45 \times 1,5 \times 7 = 500 \text{ daN} = 0,5 \text{ tf}$.
vent $\rightarrow V = 25 \text{ daN/ml} \rightarrow V = 25 \times 7 = 175 \text{ daN} = 0,17 \text{ tf}$.

III/ CALCUL DES EFFORTS INTERNES DANS LES BARRES:

Comme hypothèse simplificatrice, on considère les barres articulées aux noeuds, de cette façon la ferme est intérieurement isostatique.

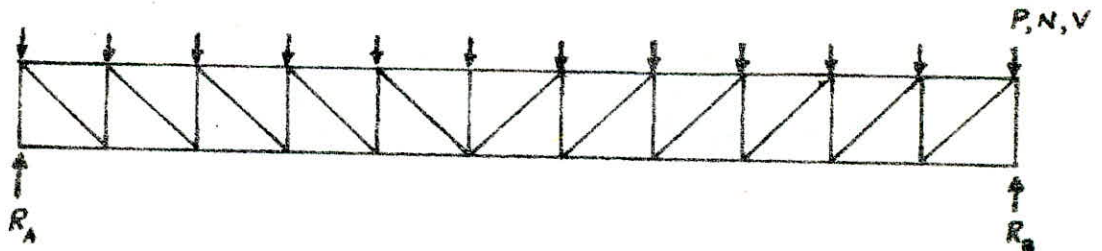
La méthode utilisée est la méthode graphique de Crémone. Chaque noeud sera en équilibre sous l'action des barres y aboutissant. Au lieu d'écrire les équation d'équilibre d'un noeud, on construit le polygone fermé des forces-actions de contact des barres sur les noeuds.

(1) efforts internes sous poids propre:



$G = 2,5 \text{ tf}$. $G' = 0,73 \text{ tf}$. $G'_i = 1 \text{ tf}$. $R_A = R_B = 19 \text{ tf}$.

(2) efforts internes sous surcharges:



$P = 1 \text{ tf}$; $N = 0,5 \text{ tf}$; $V = 0,17 \text{ tf}$.

Le diagramme de CREMONA (voir ci-après) est fait pour une charge unité et il convient de multiplier à chaque fois par la valeur de la charge considérée.

Les résultats de l'étude graphique de Crémone sont donnés (en tonne-forces)

dans le tableau qui suit en respectant la convention de signe suivante:

(+) \rightarrow traction.

(-) \rightarrow compression.

- Efforts N_i :

barre	G	P	N	V	barre	G	P	N	V
a w	-15,37	-4,65	-2,33	-0,80	u'v	+15,37	+4,65	+2,33	+0,80
b y	-27,62	-8,50	-4,25	-1,45	B v	-15,50	-5,00	-2,50	-0,85
c α	-35,50	-11,30	-5,65	-1,92	v w	+22,62	+6,80	+3,40	+1,16
d δ	-41,75	-13,15	-6,57	-2,24	w x	-15,50	-5,00	-2,50	-0,85
e θ	-44,87	-14,10	-7,10	-2,40	x y	+18,87	+5,50	+2,75	+0,94
f ψ	-44,87	-14,10	-7,10	-2,40	y z	-12,25	-4,00	-2,00	-0,68
g I	-44,87	-14,10	-7,10	-2,40	z α	+13,37	+4,10	+2,10	+0,70
h III	-41,75	-13,15	-6,57	-2,24	α β	-9,00	-3,00	-1,50	-0,51
i V	-35,50	-11,30	-5,65	-1,92	β δ	+9,00	+2,70	+1,35	+0,46
j VII	-27,62	-8,50	-4,25	-1,45	γ δ	-5,75	-2,00	-1,00	-0,34
k IX	-15,37	-4,65	-2,33	-0,80	δ θ	+4,50	+1,35	+0,67	+0,23
Al	-15,50	-5,00	-2,50	-0,85	θ ψ	-2,50	-1,00	-0,50	-0,17
l' l	+15,37	+4,65	+2,33	+0,80	ψ φ	0,00	0,00	0,00	0,00
m VIII	+15,37	+4,65	+2,33	+0,80	φ I	-2,50	-1,00	-0,50	-0,17
n VI	+27,62	+8,50	+4,25	+1,45	I II	+4,50	+1,35	+0,67	+0,23
o IV	+35,50	+11,30	+5,65	+1,92	II III	-5,75	-2,00	-1,00	-0,34
p II	+41,75	+13,15	+6,57	+2,24	III IV	+9,00	+2,70	+1,35	+0,46
q φ	+44,87	+14,10	+7,10	+2,40	IV V	-9,00	-3,00	-1,50	-0,51
r δ	+41,75	+13,15	+6,57	+2,24	V VI	+13,37	+4,10	+2,10	+0,70
s β	+35,50	+11,30	+5,65	+1,92	VI VII	-12,25	-4,00	-2,00	-0,68
t z	+27,62	+8,50	+4,25	+1,45	VII VIII	+18,87	+5,50	+2,75	+0,94
u x	+15,37	+4,65	+2,33	+0,80	VIII IX	-15,50	-5,00	-2,50	-0,85
					IX l	+22,62	+6,80	+3,40	+1,16

IV DIMENSIONNEMENT DES BARRES :

Le dimensionnement se fera selon chaque type de barre la plus sollicitée. On utilisera des double-cornières reliées par des fourrures (plats) à des distances régulières. La distance entre ces fourrures est égale à 40 i_y pour les barres comprimées et 80 i_y pour les barres tendues.

La combinaison défavorable à considérer est: $N' = \frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(P+N)$.

(1) Arbalétrier:

$$N' = \left(\frac{4}{3} \cdot 44,87\right) + \frac{17}{12} (14,10 + 7,10) = 90 \text{ tf (compression)}$$

$l_0 = 1,50 \text{ m}$. $l_{fy} = 2l_0 = 3,00 \text{ m}$ (distance entre nœuds de contreventement horizontal de la toiture).

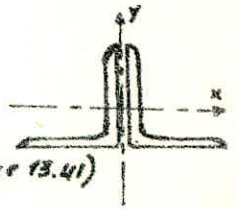
$$l_{fx} = 0,9l_0 = 1,35 \text{ m}$$

Le plan de la ferme est le plan $\gamma\gamma$.

On dimensionnera cette barre d'après le critère de stabilité:

on considère un élancement $\lambda = 100 \rightarrow k = 1,894$. (C.M.66. Annexe 13.41)

$$A_{nec} = \frac{N'}{\sigma_{en}} k = \frac{90.000}{2400} \times 1,894 = 71,02 \text{ cm}^2$$



On choisit une double-cornière JL 150x150x14 dont les caractéristiques sont:

- critère de stabilité (élancement):

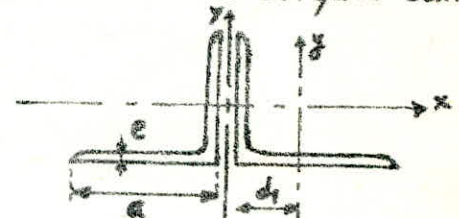
$$I_y = 2 [I_y + A_1 (d_1 + 0,4)^2] = 3404,14 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{I_y/A} = 6,49 \text{ cm}$$

$$I_x = 2 I_x = 1690,8 \text{ cm}^4 \rightarrow i_x = 4,58 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = 65,5 \quad \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = 20,8$$

$\max(\lambda_x, \lambda_y) = 65,5 < \lambda_{lim} = 120 \rightarrow$ la barre est stable.



$$P_1 = 31,7 \text{ daN/ml}$$

$$A_1 = 40,31 \text{ cm}^2$$

$$I_x = I_y = 845,4 \text{ cm}^4$$

$$A = 80,62 \text{ cm}$$

$$a = 150 \text{ mm}$$

$$e = 14 \text{ mm}$$

$$d_1 = 4,21 \text{ cm}$$

- critère de résistance:

$$\lambda_x = 65,5 \rightarrow k_x = 1,247 \text{ (C.M.66. annexe 13.41)} \quad \sigma = k_x \frac{N'}{A} = 1392 \text{ daN/cm}^2 <$$

(2) Diagonale:

l'effet défavorable est un effort de traction:

$$N' = \frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(P+N) = 44,66 \text{ tf}$$

$$l_0 = 1,87 \text{ m}. \quad l_{fy} = 0,8l_0 = 1,50 \text{ m}. \quad l_{fx} = l_0 = 1,87 \text{ m}$$

On dimensionnera cette barre par le critère de résistance:

$$A_{nec} = \frac{N'}{\sigma_{en}} = \frac{44600}{2400} = 18,58 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{d'où JL } 70 \times 70 \times 7 \text{ dont les caractéristiques sont:}$$

- vérification de l'élancement (stabilité):

$$I_y = 190,2 \text{ cm}^4. \quad I_x = 84,60 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 3,18 \text{ cm}. \quad i_x = 2,12 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 47. \quad \lambda_x = 88$$

$\max(\lambda_x, \lambda_y) = 88 < \lambda_{lim} = 350 \rightarrow$ barre stable.

$$P_1 = 7,38 \text{ daN/ml}$$

$$A_1 = 9,40 \text{ cm}^2$$

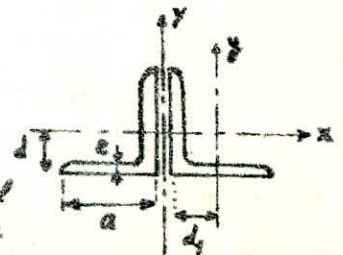
$$I_x = I_y = 42,3 \text{ cm}^4$$

$$A = 18,8 \text{ cm}^2$$

$$a = 70 \text{ mm}$$

$$e = 7 \text{ mm}$$

$$d_1 = 1,97 \text{ cm}$$



(3) Entrait: $N' = 90 \text{ tf}$ (traction). $l_0 = 1,50 \text{ m}$. $l_{fx} = 4l_0 = 6,00 \text{ m}$.

(l_{fy} est déterminé par les contreventements verticaux des fermes).

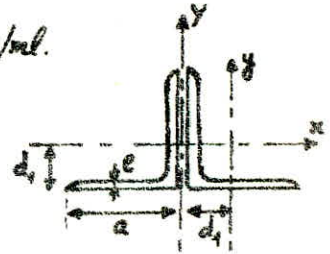
$l_{fy} = 0,9 l_0 = 1,35 \text{ m}$. On dimensionnera par le critère de résistance :

$$A_{néc} = \frac{N'}{\sigma_{cn}} = \frac{90000}{2400} = 37,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{choix du profilé } \underline{\text{JL}} 100 \times 100 \times 12$$

dont les caractéristiques sont :

$$a = 100 \text{ mm}. \quad e = 12 \text{ mm}. \quad d_1 = 2,9 \text{ cm}. \quad A_1 = 22,71 \text{ cm}^2. \quad P = 17,9 \text{ daN/ml.}$$

$$I_x = I_y = 206,7 \text{ cm}^4. \quad I_x = 413,4 \text{ cm}^4. \quad A = 45,42 \text{ cm}^2.$$



- vérification du critère d'élançement :

$$I_y = 2 \left[206,7 + 22,71 (2,9 + 0,4)^2 \right] = 908 \text{ cm}^4 \rightarrow i_y = 4,47 \text{ cm}. \rightarrow \lambda_y = 30,2.$$

$$I_x = 413,4 \text{ cm}^4 \rightarrow i_x = 3,04 \text{ cm} \rightarrow \lambda_x = 199,3.$$

$$\max(\lambda_x, \lambda_y) = 199,3 < \lambda_{lim} = 250. \rightarrow \text{stabilité vérifiée.}$$

(4) Montant : $N' = 31,3 \text{ tf}$ (compression).

$l_0 = 1,60 \text{ m}$. $l_{fy} = 0,8 l_0 = 1,28 \text{ m}$. $l_{fx} = l_0 = 1,60 \text{ m}$. On dimensionnera cette barre par le critère de stabilité :

$$\text{soit } \lambda = 100 \rightarrow k = 1,894. \quad A_{néc} = k \frac{N'}{\sigma_{cn}} = 24,70 \text{ cm}^2. \quad \text{soit : } \underline{\text{JL}} 100 \times 100 \times 7$$

- vérification du critère d'élançement :

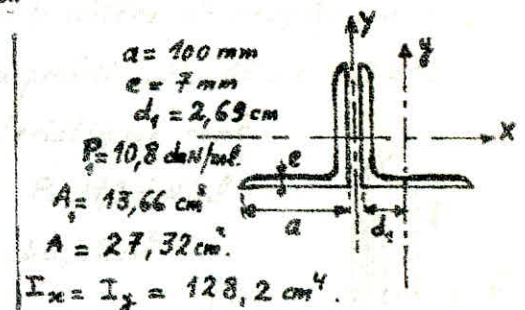
$$I_y = 517,2 \text{ cm}^4 \rightarrow i_y = 4,35 \text{ cm} \rightarrow \lambda_y = 29.$$

$$I_x = 256,4 \text{ cm}^4 \rightarrow i_x = 3,06 \text{ cm} \rightarrow \lambda_x = 52$$

$$\max(\lambda_x, \lambda_y) = 52 < \lambda_{lim} = 150.$$

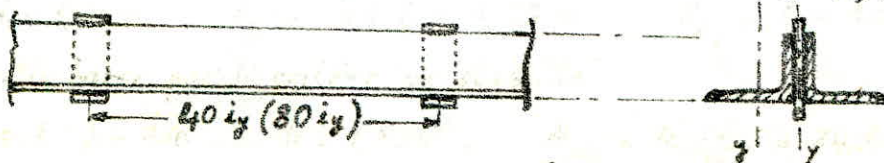
- vérification du critère de résistance :

$$\lambda_x = 52 \rightarrow k_x = 1,132. \quad \sigma = k_x \frac{N'}{A} = 1,132 \times \frac{31300}{27,32} = 1295 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{cn}.$$



• Pour que les double-cornières forment un ensemble unitaire, on les réunit de place en place, afin d'éviter le flambage local. Cela se fait en interposant des fourrures entre les cornières. Les distances entre ces fourrures sont :

$$\begin{aligned} \text{pour l'arbalétrier et le montant} &\rightarrow 40 i_y = \begin{cases} 483,2 \text{ cm dans l'arbalétrier.} \\ 122,4 \text{ cm dans le montant.} \end{cases} \\ \text{pour la diagonale et l'entrait} &\rightarrow 80 i_y = \begin{cases} 169,6 \text{ dans la diagonale.} \\ 241,6 \text{ dans l'entrait.} \end{cases} \end{aligned}$$



IV/ DEFORMATION DE LA FERME :

Comme tout autre élément de la toiture, la ferme doit être vérifiée à la déformation : $f \leq f_a = \frac{l}{200}$ (C.M. 66 art. 5,253).

La flèche réelle se calcule sous les charges et surcharges normales non pondérées au milieu de la portée. On adoptera un calcul approché. La flèche f d'une poutre est égale à : $f = f_M + f_T$.

f_M = flèche due au moment.

f_T = flèche due à l'effort tranchant.

f_M peut être calculée en assimilant la poutre à treillis à une poutre à âme pleine dont le moment d'inertie est : $I = k (A_s y_s^2 + A_i y_i^2)$.

f_M est calculée à mi-travée en négligeant les moments d'inertie propres des membrures.

Le coefficient k tient compte de la pente de la toiture et des déformations des treillis de ferme.

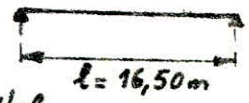
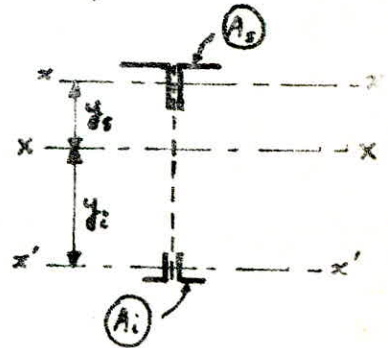
Dans notre cas, la pente est faible $\rightarrow k = 0,9$.

$$y_s = 49,27 \text{ cm} \quad y_i = 103,7 \text{ cm}$$

$$A_i = 37,5 \text{ cm}^2 \quad A_s = 80,62 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow I = 539032 \text{ cm}^4$$

schéma statique de la poutre équivalente à la ferme :



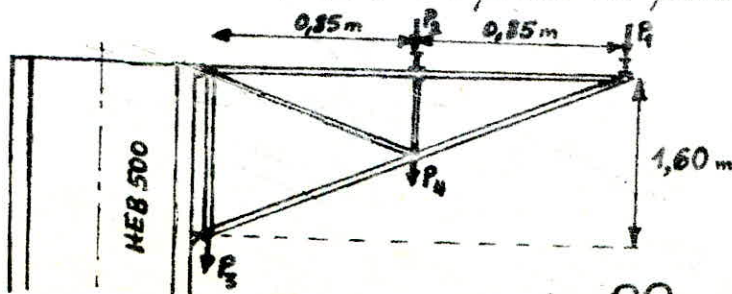
$$f_M = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI} \quad q = G + P + N_e = 2171 + 700 + 525 = 3400 \text{ dan/ml}$$

$f_M = 2,2 \text{ cm}$. Pour les poutres à treillis courantes (cas de notre ferme à une seule travée sur appuis simples, pour évaluer la flèche f_T due à l'effort tranchant, on peut adopter une majoration forfaitaire de $\frac{1}{3} f_M$

$$f_{tot} = f_M + \frac{f_M}{3} = \frac{4}{3} f_M = 3,8 \text{ cm} < f_a = \frac{1650}{200} = 8,2 \text{ cm}$$

V/ ETUDE DE LA FERME-CONSOLE :

Les consoles de toiture dépassant l'aplomb des murs, reposent à chaque côté sur une petite ferme triangulée fixée au poteau par une rotule et un appui simple, et auquel elle transmet un moment fléchissant et un effort normal. La toiture repose sur ce treillis à travers des pannes en profilé IPE 240.



P_1, P_2 = charges de la couverture.

P_3, P_4 = charges du plafond.

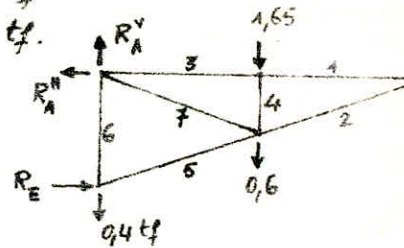
(1) Calcul des efforts internes dans les barres :

a/ Sans poids propre :

- charges appliquées aux nœuds : $P_1 = 1,08 \text{ tf}$. $P_2 = 1,65 \text{ tf}$.
 $P_3 = 0,4 \text{ tf}$. $P_4 = 0,6 \text{ tf}$.

$$R_1 = 2,3 \text{ tf} = R_E \quad R_A^y = 3,73 \text{ tf}$$

schéma statique :

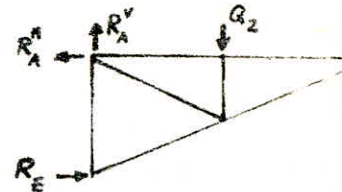


b/ avec surcharges :

- surcharges d'exploitation : $Q_1 = 0,3 \text{ tf}$. $Q_2 = 0,65 \text{ tf}$.

$$R_A^x = R_E = 0,66 \text{ tf} \quad R_A^y = 0,95 \text{ tf}$$

- neige : $Q_1 = 0,13 \text{ tf}$. $Q_2 = 0,3 \text{ tf}$. $R_A^x = 0,3 \text{ tf}$. $R_A^y = 0,43 \text{ tf}$



Pour déterminer les efforts dans les barres, on utilisera la méthode de RITTER (des nœuds).

Les résultats trouvés sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Barre	poids propre (tf)	surcharge exploitation (tf)	Neige (tf)	combinaison défavorable (tf)
1	+ 4,14	+ 0,32	+ 0,14	+ 2,17
2	- 1,57	- 0,44	- 0,19	- 2,60
3	+ 1,14	+ 0,32	+ 0,14	+ 2,17
4	- 1,65	- 0,65	- 0,30	- 3,48
5	- 3,15	- 0,90	- 0,40	- 5,70
6	+ 2,56	+ 0,70	+ 0,27	+ 4,54
7	+ 1,32	+ 0,47	+ 0,22	+ 3,13

convention de signe : (+) : traction ; (-) : compression.

l'effort défavorable est obtenu par la combinaison : $4/3 G + 1/12 (P+N)$.

(2) Dimensionnement :

a/ balétrier : $N = + 2,17 \text{ tf}$. $l_x = 2l_y = 1,70 \text{ m}$. $l_y = 0,9 \text{ m}$. $l_x = 0,85 \text{ m}$.

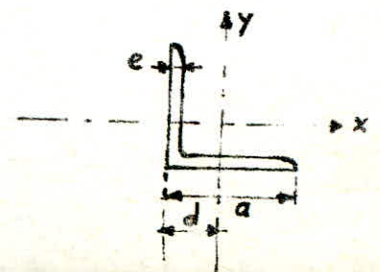
On dimensionne par le critère de résistance : $A_{nec} = \frac{N}{\sigma_{cm}} = \frac{2170}{2400} = 0,9 \text{ cm}^2$

On choisit : $\text{L } 70 \times 70 \times 7$ dont les caractéristiques sont :

$$a = 70 \text{ mm} \quad e = 7 \text{ mm} \quad d = 1,97 \text{ cm}$$

$$A = 9,4 \text{ cm}^2 \quad P = 7,38 \text{ daN/ml}$$

$$I_x = I_y = 42,3 \text{ cm}^4 \quad i_x = i_y = 2,12 \text{ cm}$$



$$\lambda_x = \frac{170}{2,12} = 80 \quad \lambda_y = \frac{76}{2,12} = 36 \quad \max \lambda = 80 < \lambda_{lim} = 350 \rightarrow \text{stabilité vérifiée}$$

b/ diagonale: $N = +3,13 \text{ tf}$. $l_{fx} = l_o = 1,16 \text{ m}$. $l_{fy} = 0,8 l_o = 0,93 \text{ m}$. $l_o = 1,16$

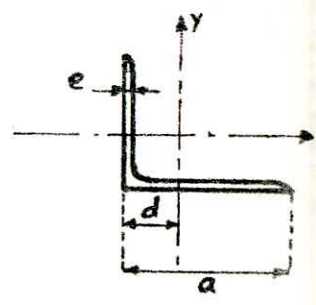
critère de résistance: $A_{nec} = \frac{N}{\sigma_{en}} = \frac{3130}{2400} = 1,3 \text{ cm}^2$. On choisit une cornière

┘ 40 x 40 x 4. dont les caractéristiques sont:

$a = 40 \text{ mm}$. $e = 4 \text{ mm}$. $P = 2,42 \text{ daN/ml}$. $A = 3,08 \text{ cm}^2$.
 $d = 1,12 \text{ cm}$. $I_x = I_y = 4,47 \text{ cm}^4$. $i_x = i_y = 1,21 \text{ cm}$.

$\lambda_x = \frac{116}{1,21} = 96$. $\lambda_y = \frac{93}{1,21} = 77$. en traction, $\lambda_{lim} = 350$.

$\max \lambda_i = 96 < \lambda_{lim} = 350 \rightarrow$ critère de stabilité vérifié.



c/ Entrait: $N = -5,7 \text{ tf}$. (compression). On dimensionnera par le critère

de stabilité: soit $\lambda = 100 \rightarrow k = 1,894$. $A_{nec} = k \frac{N}{\sigma_{en}} = 1,894 \frac{5700}{2400} = 4,5 \text{ cm}^2$

d'où un profilé ┘ 70 x 70 x 7. (idem que l'arbalétrier).

vérification de la résistance: $l_{fx} = 2 l_o = 2,33 \text{ m}$. $l_{fy} = 0,9 l_o = 1,04 \text{ m}$.

$l_o = 1,16 \text{ m}$. $\lambda_x = \frac{233}{2,12} = 110$. $\lambda_y = \frac{104}{2,12} = 49$. $\max \lambda_i = 110 < \lambda_{lim} = 120$

$\sigma = k \frac{N}{A} = 2,178 \times \frac{5700}{9,4} = 1320 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$. $\max \lambda = \lambda_x = 110 \rightarrow k_x = 2,178$.

d/ Montant: $N = \begin{cases} +4,54 \text{ tf (traction)} \\ -3,48 \text{ tf (compression)} \end{cases}$

On dimensionnera par le critère de résistance avec l'effort de traction (qui est plus important) et on vérifiera avec l'effort de compression la stabilité.

$A_{nec} = \frac{N^+}{\sigma_{en}} = \frac{4540}{2400} = 1,2 \text{ cm}^2$. d'où ┘ 40 x 40 x 4 (idem que diagonale).

$l_{fx} = l_o = 1,60 \text{ m}$. $l_{fy} = 0,8 l_o = 1,28 \text{ m}$. $\lambda_x = \frac{160}{1,21} = 132$. $\lambda_y = \frac{128}{1,21} = 106$.

$\max \lambda_i = 132 < \lambda_{lim} = 350$ (en traction) \rightarrow stabilité vérifiée en traction.

- vérification en compression:

$l_{fx} = l_o = 0,80 \text{ m}$; $l_{fy} = 0,8 l_o = 0,64 \text{ m}$. $\lambda_x = \frac{80}{1,21} = 66$. $\lambda_y = \frac{64}{1,21} = 53$

$\max \lambda_i = 66 < \lambda_{lim} = 150$ (en compression) \rightarrow stabilité vérifiée en compression.

$\lambda_{max} = 66 \rightarrow k = 1,253$.

$\sigma = k \frac{N^-}{A} = 1,253 \times \frac{3480}{3,08} = 1416 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$.

(3) déformation de la ferme-console :

Ce calcul sera conduit de la même manière que pour la ferme, en calculant l'inertie de la poutre à âme pleine équivalente.

$$I = 0,9 [A_s \cdot y_s^2 + A_i \cdot y_i^2]. \quad A_s = A_i = 9,4 \text{ cm}^2.$$

$$y_i = y_s = 38 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow I = 0,9 [9,4 \times 2 \times 38^2] = 24432,5 \text{ cm}^4$$

la flèche maximale à l'extrémité d'une console est donnée par :

$$f = \frac{M^{\max} l^2}{3EI} \quad M^{\max} = 5,28 \text{ tm.} \quad l = 1,70 \text{ m.} \quad \bar{f} = \frac{l}{200}$$

$$f = \frac{5,28 \cdot 10^5 \times 170^2}{3 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 24432,5} = 0,1 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{170}{200} = 0,85 \text{ cm.}$$

la déformation est négligeable et ne présente pas de préjudice.

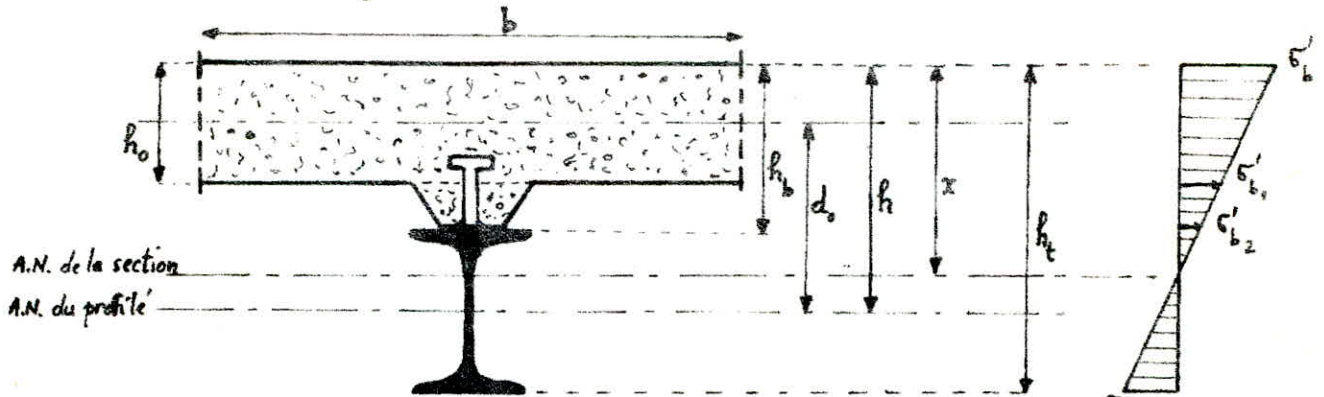
La poutraison (poutres et solives) du plancher délimite deux types de panneaux de dalle : un panneau de rive et un panneau intermédiaire. Les panneaux reposent sur leurs quatre côtés ; un coffrage perdu de tôle T.N. 40 est utilisé.

I/ PLANCHER COLLABORANT : ETUDE DE LA POUTRE MIXTE.

Les constructions mixtes acier-béton sont généralement employées lorsque les poutraisons des planchers métalliques supportent des dalles en béton armé. Dans ce cas le béton joue un rôle actif dans la résistance de l'ouvrage. Toutefois, pour obtenir l'effet de l'association d'éléments en acier et en béton, il est indispensable de s'assurer qu'ils travaillent solidairement et qu'aucun glissement n'est possible au droit de leur jonction.

La méthode de calcul de la section composite suppose :

- qu'il existe un mode de solidarisation efficace de la dalle et des poutres métalliques.
- que le béton est protégé contre les intempéries.
- que les surcharges d'exploitation peuvent être appliquées pendant une durée relativement longue.



$$h = \frac{h_0}{2} + d_0 \quad B = b h_0 \quad B_0 = B + n \cdot A$$

$$I_b = \frac{b h_0^3}{12}$$

$$h_0 = 8 \text{ cm} \quad (h_0 > \frac{l_x}{30})$$

$$\text{poutrelle IPE 220} \rightarrow h_p = 22 \text{ cm}$$

$$\text{hauteur de nervure} = 4 \text{ cm} \quad (\text{tôle T.N. 40})$$

$$d_0 = \frac{h_0}{2} + 4 + \frac{h_p}{2} = 19 \text{ cm}$$

$$h = 19 + 4 = 23 \text{ cm}$$

Largeur de la dalle collaborante :

$$b = \min \left\{ \begin{array}{l} l/2 \\ l/10 \\ 3/4 (\text{distance section considérée - appui le plus proche}) \end{array} \right.$$

$$b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{172}{2} = 86 \\ \frac{330}{10} = 33 \end{array} \right. \Rightarrow b = 33 \text{ cm}$$

largeur moyenne de la nervure : 12 cm.

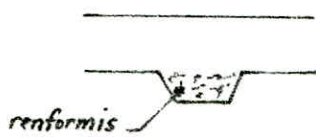
$$\frac{B}{n \cdot A} = \frac{33 \times 8}{15 \times 33,4} = 0,5$$

$$\frac{2(h-h_0)}{h_0} = \frac{2 \times 15}{8} = 3,75 > \frac{B}{n \cdot A} \rightarrow \text{l'axe neutre est au-dessous de la dalle.}$$

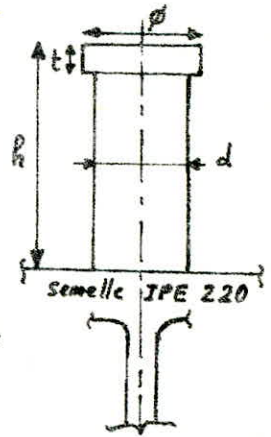
$$\text{section de renformis : } 4 \times 12 = 48 \text{ cm}^2 \quad B_0 = (33 \times 8) + 48 + (15 \times 33,4) = 813 \text{ cm}^2$$

$x = \frac{h_0}{2} + d_0 \frac{nA}{B_0} = 15,7 \text{ cm}$. La transmission des forces de glissement entre la poutrelle et le béton se fait par des connecteurs (goujons) dont la capacité est :

$$Q = 42 d \sqrt{d B_0}$$
 où d_0 diamètre du goujon. L'espacement des connecteurs ne doit pas dépasser 10 fois l'épaisseur de la dalle : $t_c \leq 10 \times 8 = 80 \text{ cm}$. On utilisera des connecteurs goujons à tête cylindrique dont la capacité est : $\bar{Q} = 42 d \sqrt{d B_{28}}$. Cette relation n'est valable que si :



$$\begin{cases}
 1 \text{ cm} \leq d \leq 3,2 \text{ cm} \\
 h \geq 4 d \\
 0,6 d \leq t \leq d \\
 1,2 d \leq \phi \leq 1,4 d
 \end{cases}$$



Ces connecteurs doivent assurer une solidarité aussi efficace que possible. Ils doivent s'opposer au soulèvement de la dalle et surtout au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible pour ne pas entacher d'une erreur appréciable les résultats de calcul basés sur la solidarisation complète des deux matériaux.

Les connecteurs offrent la même résistance dans les deux sens. La résistances de plusieurs connecteurs situés dans une même section s'additionnent quelque soient leurs écartements. On considère un goujon vérifiant les conditions sus-citées et dont les dimensions sont

$$d = 1,6 \text{ cm} \quad t = 1,2 \text{ cm} \quad h = 7 \text{ cm} \quad \phi = 2 \text{ cm}$$

$$\bar{Q} = 42 \times 1,6 \sqrt{1,6 \times 270} = 1397 \text{ daN}$$

① Action de l'effort tranchant :

L'effort tangent par unité de longueur provoqué par l'effort tranchant T est donné par :

$$T_t = \frac{T \cdot S^*}{I_0} \quad (\text{car } x > h_0) \quad S^* = d_0 \frac{n \cdot A \cdot B}{B_0} \quad I_0 = I_b + n I_a + S^* \cdot d_0 \quad S^* = 3653 \text{ cm}^3$$

$$I_b = 5218 \text{ cm}^4 \quad I_a = 2772 \text{ cm}^4 \quad \rightarrow I_0 = 116205 \text{ cm}^4 \quad T = q \cdot \frac{l}{2,4}$$

$$q = (460 + (1,2 \times 500)) \times 0,33 = 350 \text{ daN/ml} \quad (\text{CTICM art. 2.413})$$

Le plancher étant incliné dans une partie, la dalle l'étant aussi, on aura donc la composante horizontale des charges et surcharges T' qui s'ajoutera à l'effort de glissement T_t .

$$T' = b(G + 1,2P) \sin \alpha = 0,33 (460 + (1,2 \times 500)) \sin 3^\circ = 18,3 \text{ daN/ml}$$

$$T = \frac{350 \times 3,6}{2,4} = 525 \text{ daN} \quad T_t = \frac{525 \times 3653}{116205} = 16,5 \text{ daN/ml}$$

Nous prenons un espacement entre goujons : $t = 50 \text{ cm}$. L'effort sollicitant un goujon est

$$Q = (T_t + T') \times 50 = 34,8 \times 50 = 1740 \text{ daN} < \bar{Q}$$

② Vérification au cisaillement de l'âme de la solive :

$$q = b(G + 1,2P) = 1823 \text{ daN/ml} \quad T_{\max} = q \cdot \frac{l}{2} = 1823 \times \frac{3,6}{2} = 3281 \text{ daN}$$

$$\text{contrainte tangentielle : } \tau = \frac{T_{\max}}{I_x} \frac{S^*}{e_x} \frac{A_a^{\text{brut}}}{A_a^{\text{nette}}}$$

Si l'assemblage est fait avec des boulons ordinaires $\phi 12$

→ diamètre des trous : 1,4 cm.

$$A_a^{\text{nette}} = 20,6 - (2 \times 1,4) \times 0,59 = 10,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \tau = 332 \text{ daN/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54}$$



③ Vérification des contraintes dans la section mixte :

• contrainte dans le béton : $\sigma'_b = \frac{M_{lx}}{I_o}$. $M = q \frac{l^2}{8} = \frac{1823 \times 3,6^2}{8} = 2954 \text{ daN}\cdot\text{m}$

$$\sigma'_b = \frac{2954 \times 15,7}{116205} = 40 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3}{4} \bar{\sigma}'_b = 101 \text{ daN/cm}^2$$

• contrainte dans l'aile supérieure du profilé :

$$\sigma'_a = \frac{n M (x - h_b)}{I_o} = \frac{15 \times 2954 (15,7 - 12)}{116205} = 141 \text{ daN/cm}^2 < \frac{7}{8} \sigma_{en} = 2100 \text{ daN/cm}^2$$

• contrainte dans l'aile inférieure du profilé :

$$\sigma_a = \frac{n M (h_t - x)}{I_o} = \frac{15 \times 2954 (34 - 15,7)}{116205} = 693 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3}{4} \sigma_{en} = 1800 \text{ daN/cm}^2$$

• Contraintes dues au retrait :

en négligeant les armatures de la dalle et éventuellement le béton de renformis, on a : $\sigma'_b = \rho E_b \left[\frac{S^*}{I_o} \left(h + \frac{I_b + n I_a}{n A d_o} \right) - 1 \right] = -6,8 \text{ daN/cm}^2$

avec : $\rho = 4 \cdot 10^{-4}$ (coefficient de retrait).

$$E_b = 14 \cdot 10^4 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_a = \rho E_a \left[\frac{S^*}{I_o} \left(h - h_b + \frac{I_b + n I_a}{n A d_o} \right) \right] = 650 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{avec : } E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a = -\rho E_a \left[\frac{S^*}{I_o} \left(h_t - h - \frac{I_b + n I_a}{n A d_o} \right) \right] = -4 \cdot 10^{-4} \times 2,1 \cdot 10^6 \left[\frac{3653}{116205} \left(34 - 23 - \frac{5218 + (15 \times 2772)}{15 \times 33,4 \times 19} \right) \right] = -160 \text{ daN/cm}^2$$

— Contraintes totales :

$$\sigma'_b = 40 + 6,8 = 46,8 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3}{4} \bar{\sigma}'_b = 101 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 141 + 650 = 791 \text{ daN/cm}^2 < \frac{7}{8} \sigma_{en} = 2100 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a = 693 + 160 = 853 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3}{4} \sigma_{en} = 1800 \text{ daN/cm}^2$$

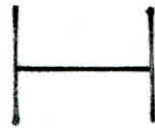
④ Vérification de la flèche : section homogène (mixte) :

L'expression de la flèche est donnée par :

$$f = \frac{\rho S^* l^2}{8 I_o} = \frac{4 \cdot 10^{-4} \times 3653 \times 360^2}{8 \times 116205} = 0,20 \text{ cm} < \frac{l}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm}$$

avec : $l = 3,60 \text{ m}$ = grande dimension du panneau de dalle. (voir "étude de la dalle").

plan bibliothèque



HEB 260

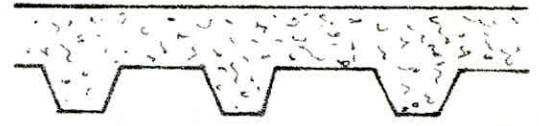


HEB 500



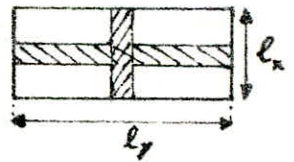
- Dallage: On réalise habituellement sous forme de dallage les surfaces utilisables des immeubles. Un dallage est constitué par une dalle pleine en béton armé de 10 cm. Elle est séparée du terrain sous-jacent par un hérissonnage en pierres servant de répartition aux charges localisées.

II/ CALCUL DE LA DALLE :



① Sollicitations :

— panneau de rive : $l_x = 1,72 \text{ m}$. $l_y = 3,30 \text{ m}$.



$\frac{l_x}{l_y} = 0,52 < 0,4 \Rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x q l_x^2 \quad M_y = \mu_y M_x \quad q = G + 1,2 P = 1035 \text{ daN/m}^2$$

$$\mu_x = 0,0948 \quad ; \quad \mu_y = 0,347 \quad (\text{CCBA 68, annexe A21})$$

$$M_x^0 = 0,0948 \times 1035 \times 1,72^2 = 0,29 \text{ tm/ml} \quad M_y^0 = 0,347 \times 0,29 = 0,10 \text{ tm/ml}$$

— panneau intermédiaire : $l_x = 1,72 \text{ m}$. $l_y = 3,60 \text{ m}$. $f = 0,47 > 0,4 \Rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,101 \quad \mu_y = 0,303 \quad M_x^0 = 0,101 \times 1035 \times 1,72^2 = 0,31 \text{ tm/ml}$$

$$M_y^0 = 0,303 \times 0,31 = 0,10 \text{ tm/ml}$$

Les moments déterminés ci-dessus sont des moments isostatiques ; il convient de déterminer les moments hyperstatiques puisque la dalle est continue sur toute la portée. Le plancher est à surcharge modérée ($P < 2G$), on peut utiliser alors la méthode forfaitaire



en travée de rive : $M_y^t = 0,085 \text{ tm/ml}$

sur appui de rive : $M_y^a = 0,05 \text{ tm/ml}$

en travée intermédiaire : $M_x^t = 0,075 \text{ tm/ml}$

sur appui intermédiaire : $M_x^a = 0,05 \text{ tm/ml}$

Dans le sens l_x :

en travée de rive : $M_x^t = 0,246 \text{ tm/ml}$. en travée intermédiaire : $M_x^t = 0,263 \text{ tm/ml}$.

sur appui : $M_x^a = 0,155 \text{ tm/ml}$

② Ferrailage : la section d'acier par mètre est donnée par : $A = \frac{M}{f_s \sigma_s} = \frac{M}{\frac{f_s}{8} h \times 2800}$

• Dans le sens y : en travée : $A = 278 \text{ /ml} = 1 \text{ cm}^2$; sur appui : $A = 276 \text{ /ml} = 0,56 \text{ cm}^2$.

• Dans le sens x : en travée : $A = 478 \text{ /ml} = 2,01 \text{ cm}^2$; sur appui : $A = 278 \text{ /ml} = 1 \text{ cm}^2$.

③ Vérification de la condition de non fragilité : (CCBA 68 art. 52) .

• sens x : $\frac{A_r}{bh} = \frac{2-f}{2} \times 0,69 \times \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} = \frac{2-0,52}{2} \times 0,69 \times \frac{5,9}{2800} = 1,07 \cdot 10^{-3} \Rightarrow$

$$A_r = 0,70 \text{ cm}^2 < A_x^t = 2 \text{ cm}^2 \text{ , donc vérifiée .}$$

• sens y : $\frac{A_r}{bh} = \frac{1+0,47}{4} \times 0,69 \times \frac{5,9}{2800} = 0,53 \cdot 10^{-3} \Rightarrow A_r = 0,31 \text{ cm}^2 < A_y^t = 1 \text{ cm}^2 \text{ , donc vérifiée}$

④ Vérification de l'effort tranchant :

$$T_x = \frac{q l_x l_y^2}{2(l_y^2 + l_x^2)} = \frac{1,035 \times 1,72 \times 3,6^2}{2(3,6^2 + 1,72^2)} = 0,846 \text{ tf} = 846 \text{ daN}$$

$$T_y = \frac{q l_y l_x^2}{2(l_x^2 + l_y^2)} = \frac{1,035 \times 3,60 \times 1,72^2}{2(1,72^2 + 3,60^2)} = 0,0923 \text{ tf} = 92 \text{ daN}$$

$$\tau_x = \frac{T_x}{b \cdot \frac{3}{8}} = \frac{846}{100 \times \frac{3}{8} \times 6,6} = 1,46 \text{ daN/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ daN/cm}^2$$

(CCBA 68 art. 27,2)

$$\sigma_y = \frac{T_y}{b \cdot z} = \frac{92,3}{100 \times \frac{7}{8} \times 5,8} = 0,18 \text{ daN/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ daN/cm}^2.$$

⑤ Vérification de la fissuration: $K = 1,5 \cdot 10^6$ (fissuration peu nuisible). $\eta = 1,6$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd} = \frac{2,01}{2 \times 100 \times 1,4} = 7,17 \cdot 10^{-3}. \quad \phi = 8 \text{ mm}.$$

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\omega_f}{1 + 10\omega_f} = 2676 \text{ daN/cm}^2. \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3193 \text{ daN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{a_f} = \min \begin{cases} \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ daN/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 \text{ daN/cm}^2 \end{cases} = 2800 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \text{pas de fissuration.}$$

⑥ Calcul de la flèche: (CEBA 68 art. 61, 22).

On peut admettre qu'il n'est pas utile de donner une justification des flèches des hourdis si les 2 conditions suivantes sont vérifiées: $\frac{h_0}{l} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0}$; $\frac{A}{bh} < \frac{20}{\bar{\sigma}_{en}}$.

• Dans le sens x:

$$h_0 = 8 \text{ cm}; \quad l = l_x = 172 \text{ cm}. \quad M_x^t = 0,263 \text{ tm}. \quad M_x^0 = 0,31 \text{ tm}.$$

$$\frac{h_0}{l} = \frac{8}{172} = 0,046. \quad \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0} = 0,042. \quad \rightarrow \frac{h_0}{l} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0}.$$

$$A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}. \quad b = 100 \text{ cm}. \quad h = 6,6 \text{ cm}. \quad \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ daN/cm}^2$$

$$\frac{A}{bh} = \frac{2,01}{100 \times 6,6} = 3,04 \cdot 10^{-3}. \quad \frac{20}{\bar{\sigma}_{en}} = \frac{20}{4200} = 4,76 \cdot 10^{-3}.$$

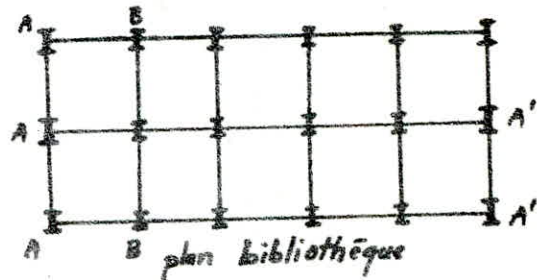
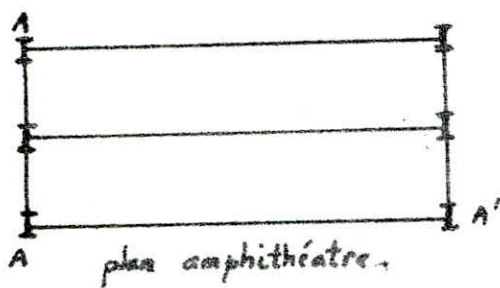
$$\Rightarrow \frac{A}{bh} < \frac{20}{\bar{\sigma}_{en}}.$$

Par continuité du matériau, la flèche au milieu de la dalle est unique: c'est celle imposée par la petite portée l_x .

Les deux conditions étant vérifiées, la flèche du panneau de dalle est alors vérifiée.

SOLLICITATIONS DUES AU VENT

Pour étudier les portiques de la structure sous l'action du vent on utilisera la méthode de BOWMAN qui permet d'obtenir des résultats très voisins de ceux obtenus en utilisant des méthodes exactes. La pression statique exercée par le vent sur les parois de la construction est: $Q = 55,3 \times C$ [daN/m²]. (voir étude au vent).



I/ étude du portique A-A :

a) Pression :

• largeur de façade revant à ce portique :

$$l = 2,45 \text{ m} ; l' = 8,70 \text{ m}$$

• coefficient de pression :
 $c_e = 1,15$.

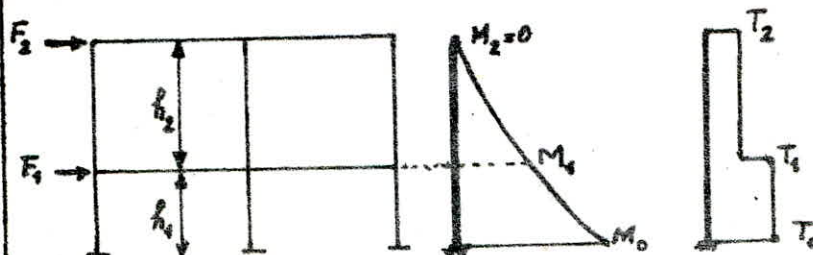
• surcharge répartie verticalement : $q = l \cdot Q = 2,45 \times 55,3 \times 1,15 = 156 \text{ daN/ml}$

$$q' = l' \cdot Q = 8,70 \times 55,3 \times 1,15 = 553 \text{ daN/ml}$$

$$F_2 = q \cdot h_2 = 156 \times (3,49) = 544 \text{ daN}$$

$$F_1 = (553 \times 3,49) + (156 \times 2,14) = 2263 \text{ daN}$$

Traçons les diagrammes (M) et (T) pour l'ensemble du portique considéré comme une console ancrée à sa base.



$$T_2 = F_2 = 4,93 \text{ tf.}$$

$$T_1 = F_2 + F_1 = 4,19 \text{ tf.}$$

L'effort tranchant total à chacun des niveaux, se répartit proportionnellement aux inerties des poteaux. Les points d'inflexion dans les poteaux se situent :

- au premier niveau, à $0,60 h_1$ de la base du poteau.

- au second niveau, à $0,65 h_2$ de la partie supérieure du poteau.

L'inertie des poteaux de rive est réduite de 20%.

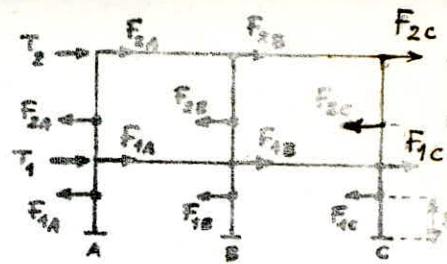
Répartition des efforts tranchants sur les poteaux:

• Niveau 2: $F_{2A} = F_{2C} = \frac{0,8 I \cdot T_2}{2,6 I} = \frac{0,8 \times 1,93}{2,6} = 0,59 \text{ tf.}$

$F_{2B} = \frac{T_2 \cdot I}{2,6 I} = \frac{1,93}{2,6} = 0,74 \text{ tf.}$

• Niveau 1: $F_{1A} = F_{1C} = \frac{0,8 I \cdot T_1}{2,6 I} = \frac{0,8 \times 4,19}{2,6} = 1,29 \text{ tf.}$

$F_{1B} = \frac{T_1 \cdot I}{2,6 I} = \frac{4,19}{2,6} = 1,61 \text{ tf.}$



Calcul des moments aux extrémités des poteaux:

• Niveau 2: $M_{2A}^d = F_{2A} \times 0,65 h_2 = 0,59 \times 0,65 \times 6,98 = 2,67 \text{ tm.}$

$M_{2B}^d = F_{2B} \times 0,65 h_2 = 0,74 \times 0,65 \times 6,98 = 3,35 \text{ tm.}$

• Niveau 1: $M_{1A}^n = F_{1A} \times 0,35 h_2 = 1,29 \times 0,35 \times 6,98 = 3,11 \text{ tm.}$

$M_{1B}^n = F_{1B} \times 0,35 h_2 = 1,61 \times 0,35 \times 6,98 = 3,91 \text{ tm.}$

$M_{1A}^d = M_{1C}^d = F_{1A} \times 0,4 h_1 = 1,29 \times 0,4 \times 3,52 = 1,81 \text{ tm.}$

$M_{1B}^d = F_{1B} \times 0,4 h_1 = 1,61 \times 0,4 \times 3,52 = 2,26 \text{ tm.}$

• Niveau 0: $M_{0A}^n = M_{0C}^n = F_{1A} \times 0,6 h_1 = 1,29 \times 0,6 \times 3,52 = 2,72 \text{ tm.}$

$M_{0B}^n = F_{1B} \times 0,6 h_1 = 1,61 \times 0,6 \times 3,52 = 3,40 \text{ tm.}$



Calcul des efforts Normaux dans les poteaux:

Ces efforts sont dus aux réactions développées dans les poteaux pour équilibrer le moment renversant.

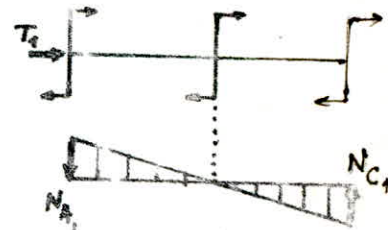
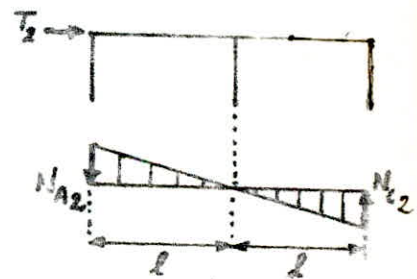
• Niveau 2: par raison de symétrie, on a: $N_A = N_C$
moment renversant: $M_R = T_2 \times 0,65 h_2 = 2 N_{A2} \cdot l$

$N_{A2} = \frac{1,93 \times 0,65 \times 6,98}{2 \times 6,90} = 0,634 \text{ tf.}$

• Niveau 1: moment renversant: $M_R = (T_2 \times 0,35 h_2) + (T_1 \times 0,4 h_1)$

$M_R = 2 N_{A1} \cdot l \Rightarrow N_{A1} = \frac{(1,93 \times 0,35 \times 6,98) + (4,19 \times 0,4 \times 3,52)}{2 \times 6,90}$

$N_{A1} = N_{C1} = 0,77 \text{ tf.}$



Calcul des moments dans les poutres.

• Niveau 2: $M_{CA} = F_{2A} \times 0,65 h_2 = 2,67 \text{ tm} = M_{AB}$

$M_{BA} = M_{WB} = -F_{2A} \times 0,65 h_2 + N_{A2} \cdot l = 0,63 \times 6,9 - (0,59 \times 0,65 \times 6,98) = 1,67 \text{ tm.}$

$M_{BC} = M_{CB} = -F_{2C} \times 0,65 h_2 + N_{C2} \cdot l = 0,63 \times 6,9 - (0,59 \times 0,65 \times 6,98) = 1,67 \text{ tm.}$

$M_{CB} = M_{WC} = F_{2C} \times 0,65 h_2 = 0,59 \times 0,65 \times 6,98 = 2,67 \text{ tm.}$

• Niveau 1 : $M_{AB} = (F_{2A} \times 0,35 h_2) + (F_{1A} \times 0,4 h_1) = (0,59 \times 0,65 \times 6,98) + (1,29 \times 0,4 \times 3,52) = 4,49 \text{ tm}$

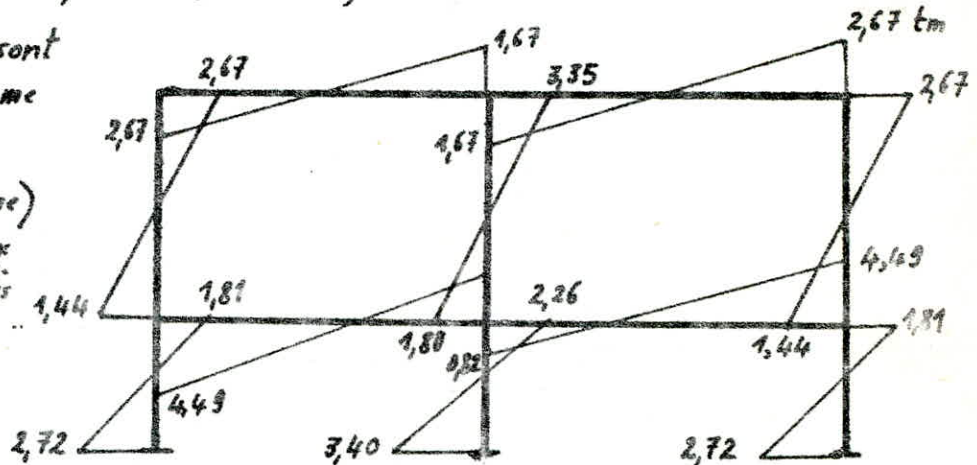
$M_{BA} = -F_{2A} \times 0,35 h_2 - F_{1A} \times 0,4 h_1 + N_{A1} \cdot l = 0,82 \text{ tm}$

$M_{BC} = -(F_{2C} \times 0,35 h_2) - (F_{1C} \times 0,4 h_1) + N_{C1} \cdot l = 0,82 \text{ tm}$

$M_{CB} = (F_{2C} \times 0,35 h_2) + (F_{1C} \times 0,4 h_1) = 4,49 \text{ tm}$

Les résultats obtenus sont illustrés par le diagramme ci-contre.

Les moments (de même signe) ramenés par les poteaux aux nœuds sont répartis sur les poutres (avec un signe contraire) selon la raideur de ces dernières.



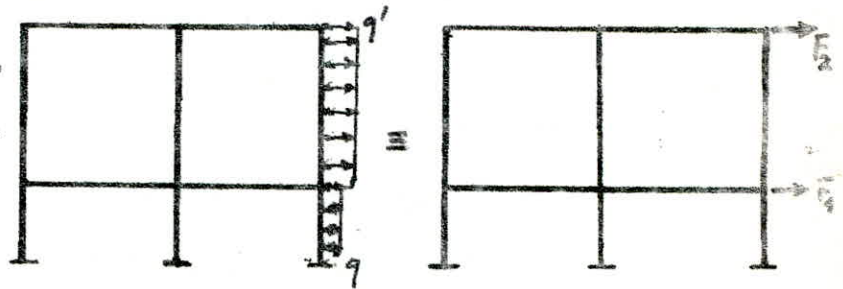
b) Succion : $c = 0,92$.

$q = 2,45 \times 55,3 \times 0,92 = 124,6 \text{ daN/ml}$

$q' = 8,70 \times 55,3 \times 0,92 = 442,6 \text{ daN/ml}$

$F_1 = 1785 \text{ daN}$

$F_2 = 1518 \text{ daN}$



efforts tranchants : $T_2 = F_2 = 1,52 \text{ tf}$

$T_1 = F_1 + F_2 = 3,30 \text{ tf}$

— Répartition des efforts tranchants :

• niveau 2 : $F_{2A} = F_{2C} = \frac{0,8 T_2}{2,6} = 0,467 \text{ tf}$

$F_{2B} = \frac{T_2}{2,6} = 0,583 \text{ tf}$

• niveau 1 : $F_{1A} = F_{1C} = \frac{0,8 T_1}{2,6} = 1 \text{ tf}$

$F_{1B} = \frac{T_1}{2,6} = 1,26 \text{ tf}$

— Moments dans les poteaux :

$M_{2A}^A = 2,44 \text{ tm}$ $M_{2B}^A = 2,64 \text{ tm}$ $M_{1A}^A = 1,44 \text{ tm}$ $M_{1B}^A = 1,42 \text{ tm}$

$M_{1A}^A = 1,40 \text{ tm}$ $M_{1B}^A = 1,77 \text{ tm}$ $M_{0A}^A = 2,44 \text{ tm}$ $M_{0B}^A = 2,66 \text{ tm}$

— Efforts normaux dans les poteaux :

$N_{A2} = N_{C2} = \frac{1,52 \times 0,65 \times 6,98}{2 \times 6,90} = 0,50 \text{ tf}$

$N_{A1} = N_{C1} = \frac{(1,52 \times 0,35 \times 6,98) + (3,30 \times 0,4 \times 3,52)}{2 \times 6,90} = 0,60 \text{ tf}$

— Moments dans les poutres :

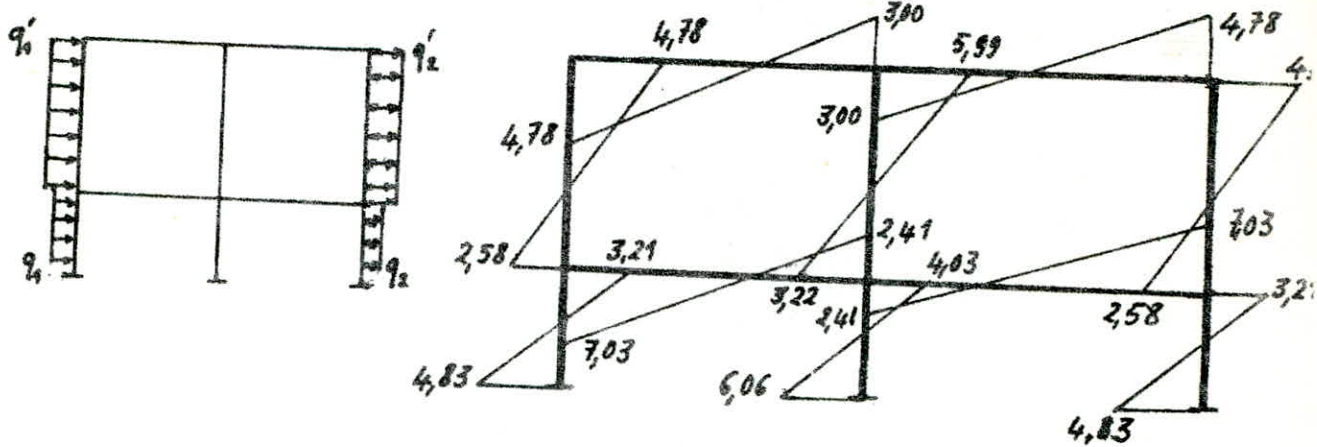
• niveau 2 : $M_{AB} = 0,134 \times 0,65 \times 6,98 = 2,44 \text{ tm}$

$$M_{CB} = M_{AB} = 2,11 \text{ tm.}$$

• niveau 1 : $M_{AB} = M_{CB} = (0,467 \times 0,35 \times 6,98) + (1 \times 0,4 \times 3,52) = 2,54 \text{ tm.}$

$$M_{BA} = M_{BC} = -2,54 + (0,6 \times 6,9) = 1,59 \text{ tm.}$$

Les diagrammes des moments résultant de la pression et de la succion sont les suivants :



II/ Etude du portique B-B :

a) Pression :

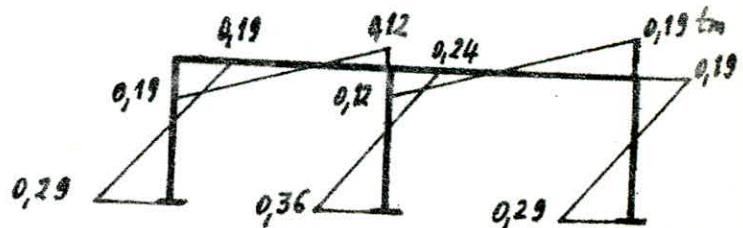
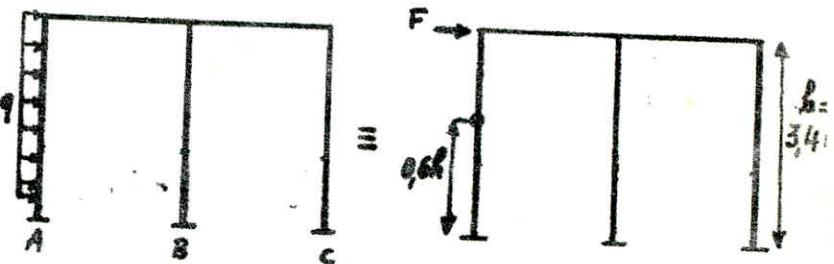
largeur de façade lui revenant :
de 2,45 m.

coefficient de pression :
 $C = 1,15$.

$$q = 55,3 \times 1,15 \times 2,45 = 249,4 \text{ daN/ml}$$

$$\rightarrow F = 469 \text{ daN} = 0,47 \text{ tf.}$$

En procédant de la même manière que pour le portique A-A, on obtient les diagrammes de moments ci-contre :

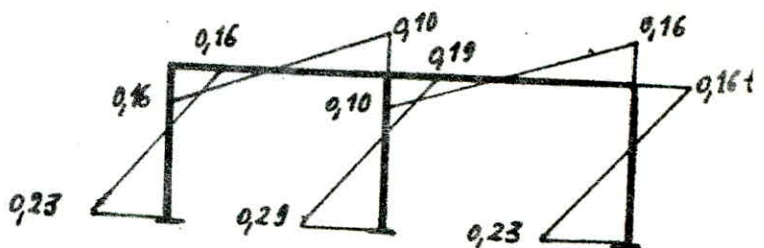


b) Succion :

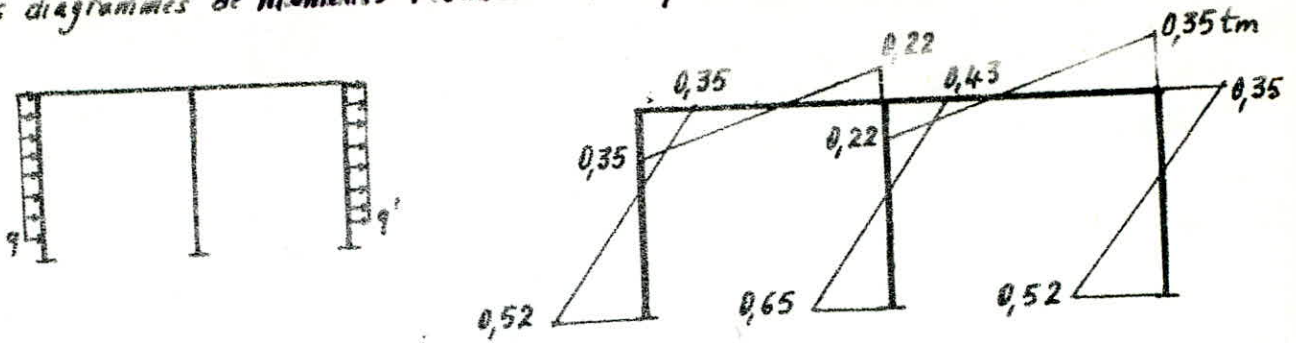
$$C = 0,92$$

$$q = 55,3 \times 0,92 \times 2,45 = 125,5 \text{ daN/ml} \rightarrow F = 0,37 \text{ tf}$$

Diagramme des moments :

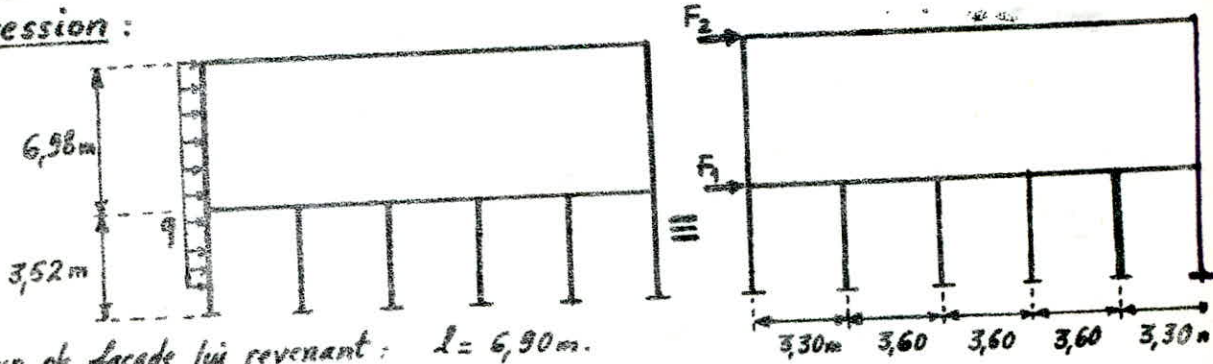


Les diagrammes de moments résultant de la pression et de la succion sont :



III/ Etude du portique longitudinal AA' :

a) pression :



largeur de façade lui revenant : $l = 6,90\text{m}$.

coefficient de pression : $c = 1,23$.

Surcharge répartie : $q = 1,23 \times 55,3 = 6,90 = 469,3 \text{ daN/ml}$.

Forces concentrées aux nœuds : $F_1 = 2642 \text{ daN} = 2,64 \text{ tf}$. $F_2 = 1638 \text{ daN} = 1,64 \text{ tf}$

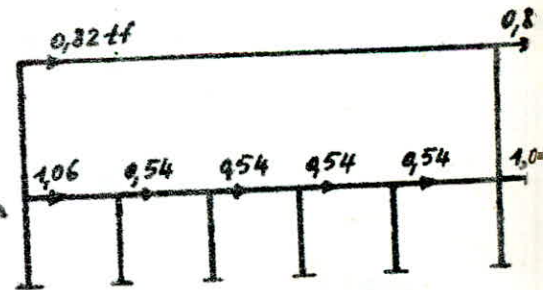
modélisation :



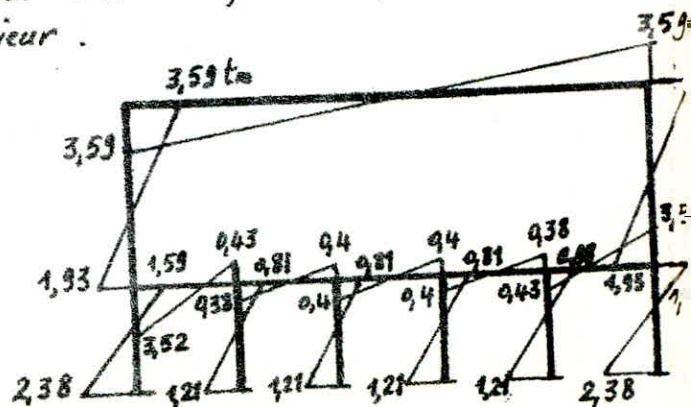
$$T_2 = F_2 = 1,64 \text{ tf}$$

$$T_1 = F_1 + F_2 = 1,64 + 2,64 = 4,28 \text{ tf}$$

La répartition des efforts tranchants sur les poteaux se fait comme indiqué ci-contre :



Les moments dans les poteaux et les moments dans les poutres sont obtenus de la même manière que pour les portiques précédents, avec les nœuds d'articulation à $0,6h$ de la base du poteau inférieur et à $0,65h$ du sommet du poteau supérieur. Les résultats obtenus sont représentés dans les diagrammes ci-contre :



b) Succion :

coefficient de succion : $c = 0,30$.

$q' = 0,3 \times 55,3 \times 6,90 = 114,5 \text{ dan/ml}$

$F_1 = 0,64 \text{ tf}$ $F_2 = 0,40 \text{ tf}$.

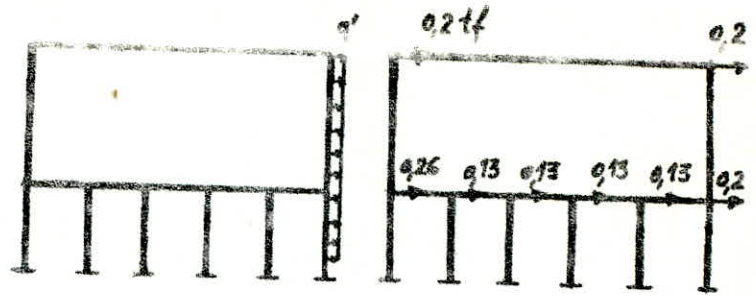
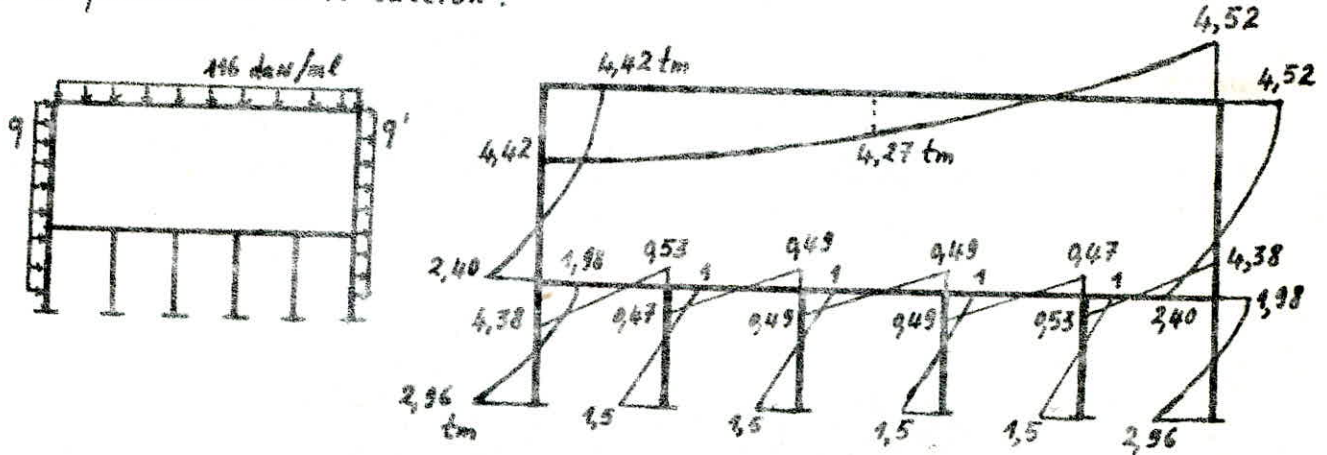
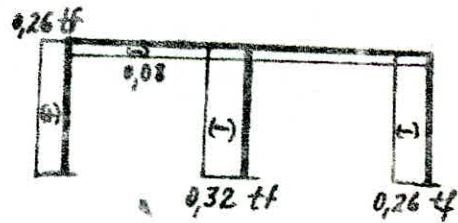
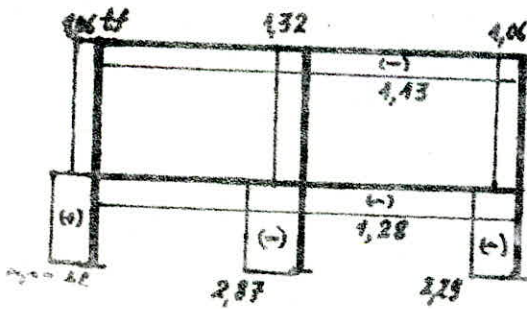


Diagramme des moments résultants de la pression et de la succion :

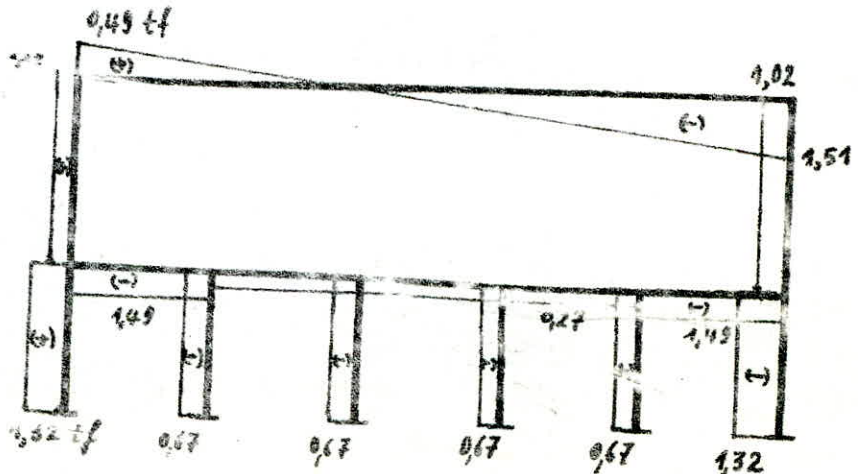


Remarque : Les moments dus à la charge répartie de vent sur la toiture ont été obtenus dans un calcul annexe par la méthode de CROSS.

IV/ Diagrammes des efforts tranchants :



Les efforts tranchants dans les poteaux sont obtenus par les efforts normaux dans les poutres, et les efforts tranchants dans les poutres sont donnés par les efforts normaux dans les poteaux.



V/ Diagrammes des efforts Normaux :

Ces efforts sont obtenus en écrivant l'équilibre entre le moment renversant (mobilisé par les forces extérieures du vent) et le moment résistant développé par les efforts internes qui naissent dans les poteaux (et qui sont les efforts normaux).

On développera ici un exemple de calcul pour le portique longitudinal AA' et la méthode sera la même pour les autres portiques.

o niveau 2 :

moment renversant: $M_R = 1,64 \times 0,65 \times 6,75 = 2 N_{A_2} \cdot l$

$$N_{A_2} = \frac{1,64 \times 0,65 \times 6,75}{2 \times 8,70} = 0,413 \text{ tf (en pression).}$$

$$N_{A_2} = -N_{F_2} = \frac{0,4 \times 0,65 \times 6,75}{2 \times 8,70} = 0,10 \text{ tf (en succion).}$$

o niveau 1 : $M_R = (1,64 \times 0,35 \times 6,75) + (4,28 \times 0,4 \times 3,75)$

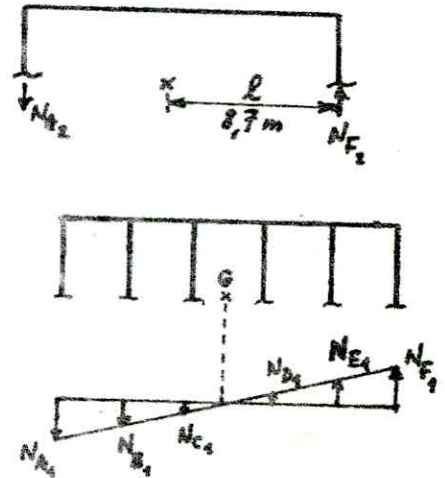
$$M_R = (2 N_{A_1} = 3,70) + (2 N_{B_1} = 5,4) + (2 N_{C_1} = 1,8)$$

$$\frac{N_{A_1}}{N_{B_1}} = \frac{3,7}{5,4} \rightarrow N_{B_1} = 0,62 N_{A_1} \quad N_{C_1} = 0,2 N_{A_1}$$

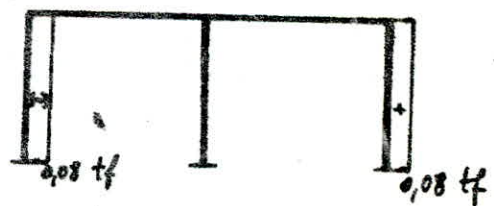
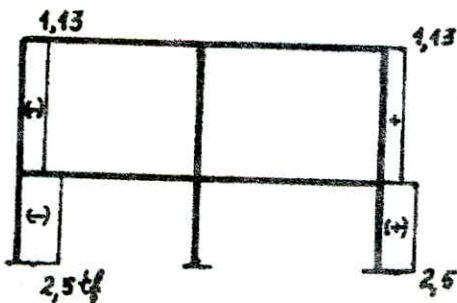
$$\rightarrow M_R = (17,4 + 6,69 + 0,74) N_{A_1} \rightarrow N_{A_1} = 0,41 \text{ tf (en pression).}$$

$$N_{B_1} = 0,26 \text{ tf et } N_{C_1} = 0,08 \text{ tf (en pression).}$$

$$N_{A_1} = \frac{2,50}{24,33} = 0,10 \text{ tf ; } N_{B_1} = 0,06 \text{ tf ; } N_{C_1} = 0,02 \text{ tf (en succion).}$$



- Diagrammes :

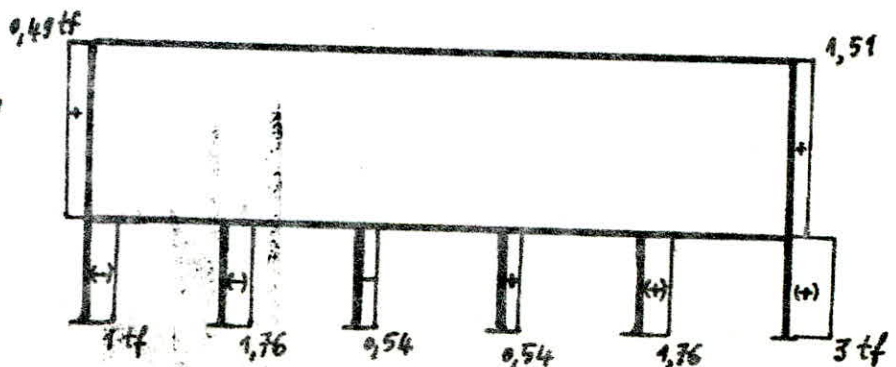


L'effort normal varie légèrement le long du poteau, mais cette variation est si faible qu'elle est négligée ici.

convention de signe :

(+) : compression

(-) : traction.



ETUDE AU SEISME

I/ INTRODUCTION :

Une grande partie de l'Algérie est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques pouvant provoquer des désordres dans les ossatures des constructions et même la ruine totale. C'est pourquoi une étude au séisme est nécessaire afin d'assurer un seuil minimal de protection des biens et des personnes.

L'étude au séisme est basée sur les règles parasismiques Algériennes R.P.A. 81 issues d'analyses et d'observations sur la sismicité de l'Algérie. Ces règles sont applicables à toutes les constructions courantes de configuration simple et régulière dans les zones sismiques II et III. Le système de contreventement de la construction doit être le même dans les deux directions.

On pourrait penser que les règles assurent une protection totale en zone sismique, mais celles-ci ne s'attachent qu'à un seuil de protection assez loin de la valeur sismique maximal. La valeur de la force sismique imposée dans les calculs est dépassée de loin par la force sismique réelle probable. En effet, les règles RPA 81 sont conçues pour protéger contre une catégorie de séismes fréquents en Algérie.

II/ PRINCIPE DE CALCUL :

Les règles divisent l'Algérie en 3 zones de sismicité croissante. Notre ouvrage sera implanté à Boumerdès appartenant à la zone II (zone de moyenne sismicité). Dans les R.P.A 81, on présente deux méthodes de calcul : la méthode statique et la méthode dynamique (ou pseudo-dynamique). Pour la première, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces fictives statiques dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal ; les forces sismiques horizontales sont considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales choisies.

Mais cette méthode statique ne peut être appliquée que sous certaines hypothèses. Pour notre cas, on a une variation brusque de rigidité entre les deux niveaux dépassant 25% ; c'est pourquoi cette méthode ne s'applique pas à notre construction. On utilisera pour ce fait la méthode pseudo-dynamique basée sur le calcul des formes et périodes propres de vibration.

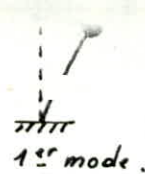
III/ SOLLICITATION SISMIQUE :

La force sismique est proportionnelle au poids de l'ouvrage et varie d'un niveau à l'autre. Notre construction est en acier, mais son plancher est assez lourd pour tenir compte de l'effet du séisme.

(1) détermination des caractéristiques dynamiques de la structure :

On déterminera les formes et périodes propres de vibration de la structure. Notre ouvrage est à deux niveaux, il existera alors deux modes de vibration.

modélisation :



Les formes et périodes propres s'obtiennent en résolvant l'équation caractéristique du système : $|K - \omega^2 M| = 0$. K étant la matrice de rigidité et M la matrice de masse.

La résolution de cette équation fournit les valeurs des pulsations ω_i relatives aux modes de vibration. A chaque pulsation propre ω_i correspond une forme propre ϕ_i telle que : $(K - \omega_i^2 M) \phi_i = 0$.

On adoptera pour notre structure un contreventement par portiques autostables. Les portiques reprendront donc l'ensemble de charges verticales et horizontales.

a) Calcul des rigidités relatives de niveau :

La méthode de MUTO proposée par la réglementation Japonaise parasismique se prête bien pour ce type de contreventement (portiques autostables) ; elle est basée sur la rigidité relative de niveau d'un portique dont MUTO suggère comme valeur la rigidité avec poteaux parfaitement ancastrés multipliée par un coefficient "a" correcteur tenant compte de la flexibilité des poutres arrivant aux nœuds.

— Portique longitudinal AA' :

• Raideurs :

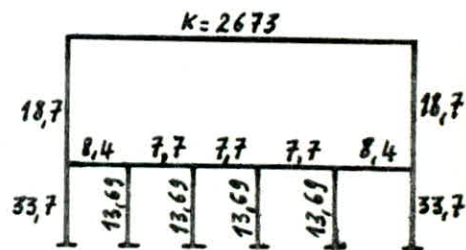
poteau HEB 500 : $K^I = \frac{I_y}{h_c} = 33,7 \text{ cm}^3$ $K^{II} = \frac{I_y}{h_c} = 18,7 \text{ cm}^3$

poteau HEB 260 : $K = \frac{I_y}{h_c} = \frac{5135}{375} = 13,69$

poutre IPE 220 : $K_1 = \frac{I_x}{l_1} = 8,40$ $K_2 = \frac{I_x}{l_2} = 7,70$

poutre-ferme : $K = \frac{I_x}{l} = 2673$

(un calcul annexe en fin de chapitre donne l'inertie équivalente de la ferme).

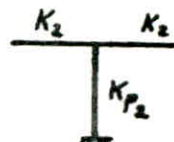
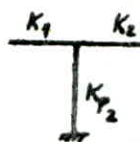
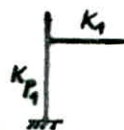


• Coefficients correcteurs "a" :

* niveau II : $\bar{K} = \frac{K_1 + K_3}{2K_p} = \frac{2673 + 8,4}{2 \times 18,7} = 71,7$

$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} = 0,97$

* niveau I :



$\bar{K} = \frac{K_1}{K_{p1}} = \frac{8,4}{33,7} = 0,25$

$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{p2}} = 1,17$

$\bar{K} = \frac{2K_2}{K_{p2}} = \frac{2 \times 7,7}{13,69} = 1,12$

$a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} = 0,33$

$a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} = 0,53$

$a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} = 0,52$

Les résultats obtenus sont représentés ci-contre :

$\bar{K}=71,7$ $a=0,97$		$\bar{K}=71,7$ $a=0,97$	
$\bar{K}=0,25$ $a=0,33$	4,47 0,53	4,42 0,52	4,42 0,52
	4,17 0,53	4,12 0,52	4,17 0,53
			0,25 0,33

• Rigidités des poteaux :

* niveau II : $\tau = a \cdot \frac{12 E I}{h_e^3} = 12 \frac{E}{h_e^2} a \cdot K_p$. $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \tau = \frac{25,2}{h_e^2} a \cdot K_p \cdot 10^6$

* niveau I : $\tau = a \cdot \frac{12 E I}{h_e^3} = \frac{25,2}{h_e^2} a \cdot K_p \cdot 10^6 = 12 \frac{E}{h_e^2} a \cdot K_p$.

• Rigidités relatives de niveau :

* niveau II : $R_{II}^l = \sum_{i=1}^6 \tau_i = 6 \tau_i = 6 \left(0,97 \times 12 \cdot E \cdot \frac{18,7 \cdot 10^{-6}}{6,75^2} \right) = 0,285 \cdot 10^{-4} E$
(ce niveau est composé de six poteaux identiques).

* niveau I : ce niveau est composé de 18 poteaux différents ; et la rigidité de celui-ci est la somme des rigidités de poteaux :

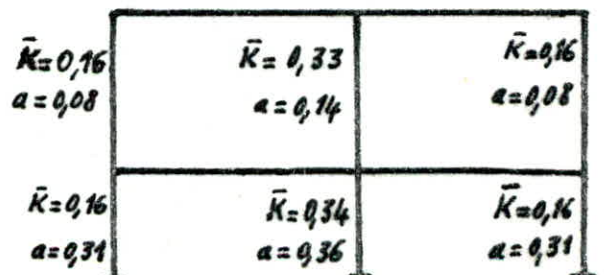
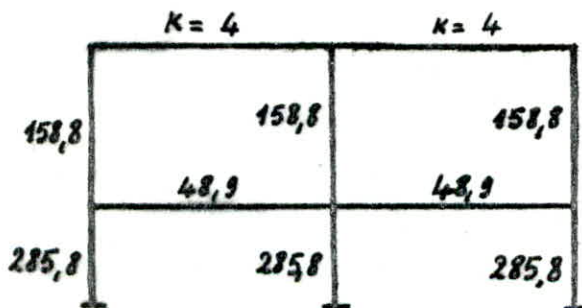
$R_I^l = \sum_{i=1}^{18} \tau_i = 6 (\tau' + \tau'' + \tau''') = 6 \times 12 E \left[0,33 \times \frac{33,7 \cdot 10^{-6}}{8,75^2} + 0,53 \times \frac{13,7 \cdot 10^{-6}}{3,5^2} + 0,52 \times \frac{13,69 \cdot 10^{-6}}{2,9^2} \right]$

$R_I^l = 1,60 \cdot 10^{-4} E$.

D'où la matrice rigidité : $\begin{pmatrix} R_I \\ R_{II} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1,60 \\ 0,28 \end{pmatrix} \cdot 10^{-4} E = \begin{pmatrix} 3,37 \\ 0,60 \end{pmatrix} \cdot 10^6 \text{ daN/m}$

— Portique transversal AA :

De la même manière que pour le portique longitudinal AA', on calcule les raideurs, les coefficients correcteurs, les rigidités de poteaux et enfin les rigidités de niveau. Les résultats obtenus sont les suivants :



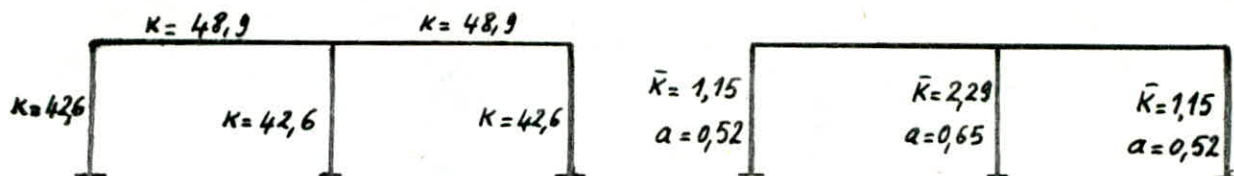
poteau HEB 500 $\rightarrow K^X = \frac{I_x}{h_e} = 158,8$; $K^Z = 285,8$.

poutre supérieure IPE 220 $\rightarrow K = \frac{I_x}{l} = 4$.

poutre inférieure IPE 450 $\rightarrow K = \frac{I_x}{l} = 48,9$

$R_{II}^{(10)} = \sum_{i=1}^6 \tau_i = 12 \cdot E \sum_{i=1}^6 a_i \cdot \frac{K_{P_i}}{h_e^2}$. $R_I^{(10)} = \sum_{i=1}^6 \tau_i = 12 E \sum_{i=1}^6 a_i \cdot \frac{K_{P_i}}{h_e^2}$.

- Portique transversal B-B :



$$R_{II}^{(1)} = 0. \quad R_{II}^{(2)} = \sum_{i=1}^{12} r_i = 12 E \sum_{i=1}^{12} a_i \frac{K_{P_i}}{h_i^2}$$

Les rigidités relatives d'étage dans le sens transversal sont obtenues par la somme des rigidités de niveau des deux portiques transversaux AA et B-B.

$$R_{II}^t = R_{II}^{(1)} + R_{II}^{(2)} = R_{II}^{(2)} = 12 E \sum_{i=1}^6 \frac{K_{P_i}}{h_i^2} a_i$$

$$R_{II}^t = 12 E \left[4 \left(0,08 \times \frac{158,8 \cdot 10^{-6}}{6,75^2} \right) + 2 \left(0,142 \times \frac{158,8 \cdot 10^{-6}}{6,75^2} \right) \right] = 0,25 \cdot 10^{-4} E$$

$$R_I^t = R_I^{(1)} + R_I^{(2)} = 12 E \left(\sum_{i=1}^6 a_i \frac{K_{P_i}}{h_i^2} + \sum_{i=1}^{12} a_i \frac{K_{P_i}}{h_i^2} \right)$$

$$R_I^t = \left[4 \left(0,31 \times \frac{285,8 \cdot 10^{-6}}{3,75^2} \right) + 2 \left(0,36 \times \frac{285,8 \cdot 10^{-6}}{3,75^2} \right) + 8 \left(0,52 \times \frac{426 \cdot 10^{-6}}{3,50^2} \right) + 4 \left(0,65 \times \frac{426 \cdot 10^{-6}}{3,50^2} \right) \right] 12 E$$

$$R_I^t = 478 \cdot 10^{-6} E + 282 \cdot 10^{-6} E = 7,6 \cdot 10^{-4} E$$

d'où la matrice rigidité transversale: $\begin{pmatrix} R_I \\ R_{II} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 7,6 \\ 0,25 \end{pmatrix} \cdot 10^{-4} E = \begin{pmatrix} 15,96 \\ 0,53 \end{pmatrix} \cdot 10^6 \text{ dan/m}$

b) Calcul des masses de niveau :

* niveau II :

poide propre de la toiture : 110,7 tf.

poide des murs extérieurs et cloisons : 21,17 tf.

poide des poteaux : 2,77 tf.

mi-surcharge : 16,15 tf $\rightarrow W_2 = 150,8 \text{ tf}$

$$\rightarrow G_2 = 134,65 \text{ tf}$$

* niveau I :

poide propre dalle + enduits : 92,68 tf.

poide de la poutraison : 11,61 tf.

poide des murs extérieurs : 37,52 tf.

poide des poteaux : 6,99 tf.

mi-surcharge : 66,75 tf

$$\rightarrow W_1 = 215,57 \text{ tf}$$

c) Premier mode de vibration :

- sens longitudinal :

Le calcul des caractéristiques dynamiques (modes et formes propres) se fera par la méthode de HOLZER qui est une méthode itérative basée sur la notion de rigidité relative de niveau, et qui se prête bien aux constructions contreventées par portiques.

Si les x_i sont les déplacements de niveaux, on peut écrire : $x_{j-1} = x_j - \frac{\omega^2}{R_j} \sum_k m_k x_k$.
 La méthode de HOLZER consiste en la détermination des pulsations ω_1, ω_2 et des formes propres correspondantes en résolvant l'équation de récurrence ci-dessus par approximations successives sur ω dont la bonne valeur satisfait la condition à la base (déplacement relatif de niveau $x_0 = 0$).

La valeur de ω satisfaisant l'équation est : $\omega_1^2 = 32$

k	m_k (dwt)	$m_k \omega^2 \cdot 10^4$	x_k	$m_k \omega^2 x_k \cdot 10^4$	$\sum m_k \omega^2 x_k \cdot 10^4$	$R_k \cdot 10^6$ (dwt/m)	$\frac{\sum m_k x_k \omega^2}{R_k}$
2	150800	482,56	1,00	482,56	482,56	6,00	0,804
1	215567	689,81	0,196	135,20	617,76	33,7	0,184

soit $\omega_1^2 = 32,5 \text{ (rad/s)}^2$ et $\{x_1\} = \begin{Bmatrix} 1,00 \\ 0,196 \end{Bmatrix}$. $\omega_1 = 5,7 \text{ rad/s} \rightarrow T_1 = 1,10 \text{ s}$.
 $\varepsilon^I = 79\%$.

— Sens transversal : $\omega_1^2 = 34$.

k	m_k (dwt)	$m_k \omega^2 \cdot 10^4$	x_k	$m_k \omega^2 x_k \cdot 10^4$	$\sum m_k \omega^2 x_k \cdot 10^4$	$R_k \cdot 10^6$	$\frac{\sum m_k x_k \omega^2}{R_k}$
2	150800	497,64	1,00	497,64	497,64	5,30	0,94
1	215567	711,37	0,05	43,39	541	159,6	0,042

soit $\omega_1^2 = 34 \text{ (rad/s)}^2$ et $\{x\}_1 = \begin{pmatrix} 1,00 \\ 0,04 \end{pmatrix}$. $\omega_1 = 5,83 \text{ rad/s} \rightarrow T_1 = 1,08 \text{ s}$
 facteur de contribution : $\varepsilon^I = 48\%$.

d) Deuxième mode de vibration :

— Sens longitudinal : $\omega_2^2 = 207$.

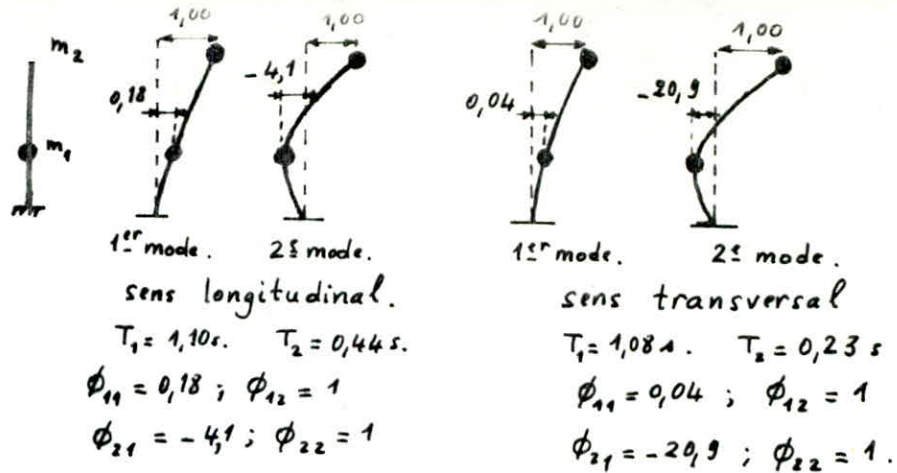
k	m_k (dwt)	$m_k \omega^2 \cdot 10^4$	x_k	$m_k \omega^2 x_k \cdot 10^4$	$\sum m_k \omega^2 x_k \cdot 10^4$	$R_k \cdot 10^6$	$\frac{\sum m_k x_k \omega^2}{R_k}$
2	150800	3121,56	1,00	3121,56	3121,56	6,00	5,20
1	215567	4462,20	-4,20	-18741,4	-15619,8	33,70	-4,63

soit $\omega_2^2 = 203 \text{ (rad/s)}^2$ et $\{x\}_2 = \begin{pmatrix} 1,00 \\ -4,10 \end{pmatrix}$. $\omega_2 = 14,25 \text{ rad/s} \rightarrow T_2 = 0,44 \text{ s}$

— Sens transversal : $\omega_2^2 = 770$. $\{x\}_2 = \begin{pmatrix} 1,00 \\ -20,9 \end{pmatrix}$. $\omega_2 = 27,7 \text{ rad/s}$. $T_2 = 0,23 \text{ s}$

k	m_k (dwt)	$m_k \omega^2 \cdot 10^4$	x_k	$m_k \omega^2 x_k \cdot 10^4$	$\sum m_k \omega^2 x_k \cdot 10^4$	$R_k \cdot 10^6$	$\frac{\sum m_k x_k \omega^2}{R_k}$
2	150800	11611,6	1,00	11611,6	11611,6	5,30	21,9
1	215567	16598,6	-20,9	-346910,7	-335299	159,6	-21,0

Modélisation :



(2) Facteur de contribution de chaque mode :

Il est donné par la formule : $\gamma_i = \frac{\sum_k m_k \phi_{ki}}{\sum_k m_k \phi_{ki}^2}$

— Sens longitudinal :

• 1^{er} mode : $\gamma_1 = \frac{(150800 \times 1) + (215567 \times 0,18)}{(150800 \times 1) + (215567 \times 0,18^2)} = 1,20$

• 2^e mode : $\gamma_2 = \frac{150800 \times 1 - 215567 \times 4,10}{150800 \times 1 - 215567 \times 4,10^2} = 0,21 \rightarrow \gamma_2 = 1.$

— Sens transversal :

• 1^{er} mode : $\gamma_1 = 1,04$

• 2^e mode : $\gamma_2 = 0,04 \rightarrow \gamma_2 = 1.$ (si $\gamma < 1$, on prend $\gamma = 1$).

(3) Facteur d'amplification dynamique moyen pour chaque mode :

$S_a'(\beta, T_i) = S_a''(\beta, T_i) \times Q$ avec $Q =$ facteur de qualité (RPA 81 art 3.3.1.4)

— Sens longitudinal :

* niveau II : $Q = 1,3.$ (RPA 81 art 3.3.1.4) : $Q = 0 + 0,1 + 0 + 0 + 0,1 + 0,1 + 1 = 1,3$

• 1^{er} mode : $B =$ facteur de comportement de la structure (RPA 81 art. 3.3.1.3), $B = \frac{1}{5}$

$S_a''(\beta, T_i) = S_a(\beta, T_i) \times \frac{B}{0,7}$; $S_a'' =$ spectre de réponse élasto-plastique des accélérations.

car $T > 0,5s.$ ($T = 1,10s$).

$S_a(\beta, T_i) =$ spectre de réponse élastique des accélérations

$S_a(\beta, T_i) = A \cdot D(\beta, T_i)$, avec :

$A =$ coefficient d'accélération de zone (RPA 81 art. 3.3.1.2) : $A = 0,25.$

(groupe d'usage 1).

$D(\beta, T_i) =$ facteur d'amplification moyen (RPA 81 art 3.3.1.2).

$\beta =$ amortissement de la structure : $\beta = 10\%.$

D est fonction du type de sol de fondation et de la période de vibration de l'ouvrage

$D = 1,05.$

• 2^e mode : $D(\beta, T_i) = 1,60$. $T_i = T_2 = 0,44 s$.

• niveau I :

• 1^{er} mode et 2^e mode : $T = 1,1 s \rightarrow D^{(1)}(\beta, T_i) = 1,05$ $T = 0,44 s \rightarrow D^{(2)} = 1,6 s$

— sens transversal :

$Q = 1,3$. • niveau II : • 1^{er} mode : $D(\beta, T_i) = 1,05$.

• 2^e mode : $D(\beta, T_i) = 2$.

• niveau I : • 1^{er} mode : $D = 1,05$.

• 2^e mode : $D = 2$.

(4) Evaluation des forces sismiques de calcul :

$$F_{ik} = m_k \cdot \gamma_i \cdot S'_a(\beta, T_i) \cdot \phi_{ik} = m_k \cdot \gamma_i \cdot S_a(\beta, T_i) \times \frac{B}{0,7} \times Q \phi_{ik} = m_k \cdot \gamma_i \cdot A \cdot D \cdot \frac{B}{0,7} \cdot Q \cdot \phi_{ik}$$

— Sens longitudinal :

• niveau II :

• 1^{er} mode : $F_{12} = 150800 \times 1,2 \times 0,25 \times 1,05 \times \frac{0,2}{0,7} \times 1,30 = 17553 \text{ dan}$

• 2^e mode : $F_{22} = 150800 \times 0,21 \times 0,25 \times 1,6 \times \frac{0,2}{0,7} \times 1,3 = 4686 \text{ dan}$

• niveau I :

• 1^{er} mode : $F_{11} = 215567 \times 1,2 \times 0,25 \times 1,05 \times \frac{0,18 \times 0,2}{0,7} \times 1,3 = 4516 \text{ dan}$.

• 2^e mode : $F_{21} = 215567 \times 0,21 \times 0,25 \times 1,6 \times \frac{0,2 \times 4,1 \times 1,3}{0,7} = 27469 \text{ dan}$

— Sens transversal :

• niveau II :

• 1^{er} mode : $F_{12} = 150800 \times 1,04 \times 0,25 \times 1,05 \times \frac{0,2}{0,7} \times 1,3 = 15212 \text{ dan}$

• 2^e mode : $F_{22} = 150800 \times 1 \times 0,04 \times 0,186 = 1122 \text{ dan}$.

• niveau I :

• 1^{er} mode : $F_{11} = 215567 \times 1,04 \times 0,25 \times 1,05 \times \frac{0,2}{0,7} \times 0,04 \times 1,3 = 852 \text{ dan}$

$F_{21} = 215567 \times 0,04 \times 0,25 \times 2 \times 0,186 \times 4,1,8 = 33520 \text{ dan}$.

(5) Action sismique résultante :

La force sismique de calcul résultante à l'étage k est donnée par la formule :

$$F_k = \sqrt{\sum_i F_{ki}^2}$$

F_k^c = effort tranchant global de niveau k (cumulé) .

sens	niveau	W_k (dan)	h_k (m)	F_k (dan)	F_k^c (dan)
longitudinal	II	150800	6,75	18168	18168
	I	215567	3,75	27837	46007
Transversal	II	150800	6,75	15253	15253
	I	215567	3,75	33526	48779

(6) Calcul des déplacements relatifs de niveau : δ_k .

sens	niveau k	F_k^c (dan)	R_k (dan/m)	δ_k (m)	δ_k^c (cm)
Longitudinal	II	18170	$6 \cdot 10^5$	0,030	0,040
	I	46007	$33,7 \cdot 10^5$	0,013	0,013
Transversal	II	15253	$5,30 \cdot 10^5$	0,025	0,028
	I	48779	$159,6 \cdot 10^5$	0,003	0,003

IV/ DISTRIBUTION DES FORCES HORIZONTALES SUR LES PORTIQUES :

— rigidité des portiques :

- portique longitudinal A-A' : $R_I = 1,12 \cdot 10^6$ dan/m. $R_{II} = 0,20 \cdot 10^6$ dan/m
- portique transversal A-A : $R_I = 5,02 \cdot 10^6$ dan/m. $R_{II} = 0,26 \cdot 10^6$ dan/m
- portique transversal B-B : $R_I = 1,48 \cdot 10^6$ dan/m. $R_{II} = 0$.

— Centres de torsion :

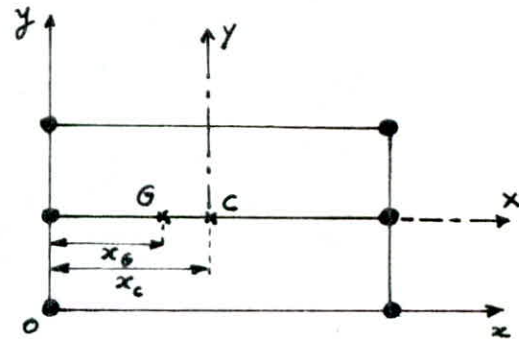
* niveau II :

$$x_c = \frac{26 \cdot 10^4 \times 0 + 26 \cdot 10^4 \times 17,4}{2 \times 26 \cdot 10^4} = 8,70 \text{ m}$$

$$y_c = \frac{20 \times 0 + 20 \times 6,9 + 20 \times 13,8}{3 \times 20} = 6,90 \text{ m}$$

* niveau I :

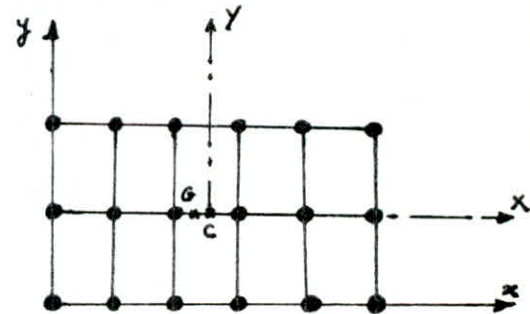
$$x_c = \frac{\sum R_i x_i}{\sum R_i} = 9,70 \text{ m.} \quad y_c = 6,90 \text{ m}$$



— Centres de masse :

* niveau II : $x_G = 7,80 \text{ m.} \quad y_G = 6,90 \text{ m}$

* niveau I : $x_G = 9,38 \text{ m.} \quad y_G = 6,90 \text{ m.}$



— excentricités (torsion) :

niveau	x_G (m)	x_c (m)	$ x_G - x_c $	y_G (m)	y_c (m)	$ y_G - y_c $
I	9,38	9,70	0,32	6,90	6,90	0
II	7,80	8,70	0,90	6,90	6,90	0

— Rigidité à la torsion :

* niveau II : $R_\theta^{\text{II}} = [26 \cdot 10^4 \cdot (8,7^2 + 8,7^2)] + [20 \cdot 10^4 \cdot (6,9^2 + 6,9^2)] = 58,4 \cdot 10^6$ dan/m

* niveau I : $R_\theta = \sum R_i x_i^2 + \sum R_k y_k^2$.

$$R_\theta^{\text{I}} = [502 \cdot 10^4 \cdot (9,70^2 + 7,70^2)] + [148 \cdot 10^4 \cdot (6,4^2 + 2,8^2 + 0,8^2 + 4,4^2)] + 112 \cdot 10^4 \cdot (2 \times 6,9^2) = 978,4 \cdot 10^6$$

$$R_\theta^{\text{I}} = 978,4 \cdot 10^6 \text{ dan/m.} \quad R_\theta^{\text{II}} = 58,4 \cdot 10^6 \text{ dan/m}$$

— Répartition des efforts tranchants par étage aux portiques :

en premier lieu, l'effort tranchant d'étage est distribué aux différents portiques proportionnellement à leur rigidité de niveau, puis l'effort tranchant de niveau du portique sera distribué à son tour aux différents poteaux.

* niveau II :

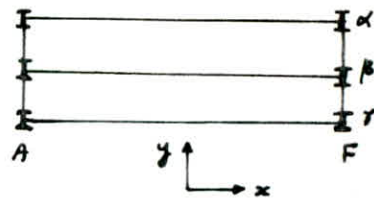
• sens longitudinal :

$$V_{I_x}^A = V_{I_x}^B = V_{I_x}^F = 18170 \times \frac{20 \cdot 10^4}{60 \cdot 10^4} = 6057 \text{ dan.}$$

• sens transversal :

$$V_{I_y}^A = 15253 \times \frac{26 \cdot 10^4}{53 \cdot 10^4} + 15253 \times 0,9 \times \frac{26 \cdot 10^4}{58,4 \cdot 10^4} (-8,7) = 6951 \text{ dan.}$$

$$V_{I_y}^F = 15253 \times \frac{26 \cdot 10^4}{53 \cdot 10^4} + 15253 \times 0,9 \times \frac{26 \cdot 10^4}{58,4 \cdot 10^4} (5,10) = 7794 \text{ dan}$$



* niveau I :

• sens longitudinal :

$$V_{I_x}^A = V_{I_x}^B = V_{I_x}^F = 46007 \times \frac{112 \cdot 10^4}{337 \cdot 10^4} = 15335 \text{ dan}$$

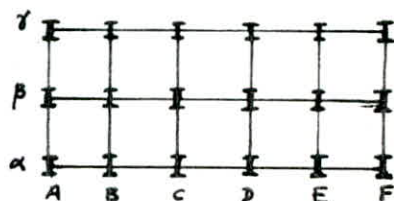
• sens transversal :

$$V_{I_y}^A = 48779 \times \frac{502 \cdot 10^4}{1596 \cdot 10^4} + \left[48779 \times 0,32 \times \frac{502 \cdot 10^4}{97844 \cdot 10^4} (-9,70) \right] = 14566 \text{ dan.}$$

$$V_{I_y}^B = 48779 \times \frac{148 \cdot 10^4}{1596 \cdot 10^4} + \left[48779 \times 0,32 \times \frac{148 \cdot 10^4}{97844 \cdot 10^4} (-6,40) \right] = 4370 \text{ dan.}$$

$$V_{I_y}^C = 48779 \times \frac{148 \cdot 10^4}{1596 \cdot 10^4} + \left[48779 \times 0,32 \times \frac{148 \cdot 10^4}{97844 \cdot 10^4} (-2,80) \right] = 4457 \text{ dan.}$$

$$V_{I_y}^D = 4542 \text{ dan.} \quad V_{I_y}^E = 4627 \text{ dan.} \quad V_{I_y}^F = 4705 \text{ dan.}$$



V/ SOLLICITATIONS DANS LES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT :

(1) Efforts tranchants dans les poteaux :

Niveau	II					I											
	longitudinal		transversal			longitudinal					transversal						
portique	A	F	α	β	γ	A	B	C	D	E	F	α	β	γ	α	β	γ
effort (dan)	3028	3028	2100	3597	2100	2738	2044	2920	2920	2044	2738	4604	5350	4604	1448	1811	1448

Les efforts tranchants dans les portiques (provenant de l'action sismique) sont répartis sur les poteaux proportionnellement à leur inertie.

(2) Calcul des moments dans les poteaux :

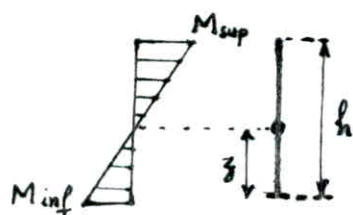
Les points de moment nul dans les poteaux (d'ordonnée z) sont donnés par les tableaux dans le bulletin n°5 du C.T.C. qui expose la méthode de MUTO.

— portique longitudinal A-A' :

niveau	file	\bar{K}	γ_0	γ_1	γ_2	γ_3	h (m)	z (m)	α_1	$\alpha_1 \backslash \alpha_2$	M_{inf}	M_{sup}
II	A	71,69	0,55	-0,05	0	0	6,75	3,37	0,003	0,55	10,204	10,204
	F	71,69	0,55	-0,05	0	0	6,75	3,37	0,003	0,55	10,204	10,204
I	A, F	0,25	0,80	0	0,12	0	3,75	3,45	—	1,8	9,44	0,8 tm
	B, E	1,17	0,59	0	0,05	0	3,75	2,40	—	1,8	4,9	2,70
	C, D	1,42	0,59	0	0,05	0	3,75	2,40	—	1,8	7,00 tm	3,90

— portiques transversaux :

Niveau	file	\bar{K}	γ_0	γ_1	γ_2	γ_3	h (m)	z (m)	α_1	$\alpha_1 \backslash \alpha_2$	M_{inf}	M_{sup}	
II	port AA	α, τ	0,166	0,47	0,20	0	0,09	6,75	5,10	0,10	0,55	10,92	3,25
		β	0,332	0,40	0,20	0	0,09	6,75	4,66	0,10	0,55	16,76	7,52
I	AA	α, τ	0,17	0,80	0	0,10	0	3,75	3,37	—	1,8	15,53	1,75
		β	0,34	0,73	0	0,10	0	3,75	3,00	—	1,8	16,05	4,01
	BB	α, τ	1,15	0,60	0	0,05	0	3,50	2,27	—	1,8	3,28	1,78
		β	2,29	0,55	0	0,04	0	3,50	2,06	—	1,8	3,73	2,61



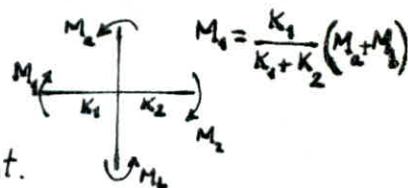
$$z = \gamma \cdot h$$

$$\gamma = \gamma_0 + \gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3$$

$$M_{sup} = v \cdot (h - z)$$

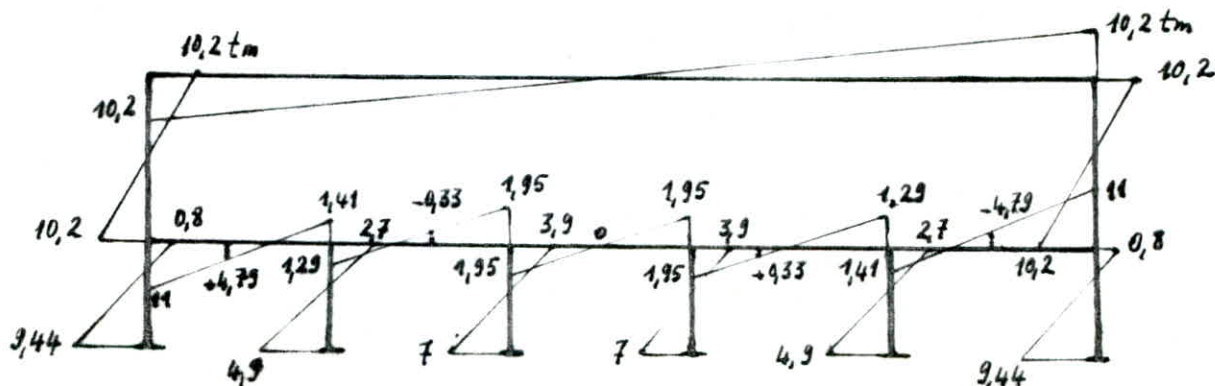
$$M_{inf} = v \cdot z$$

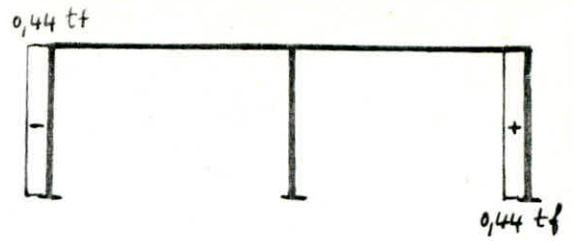
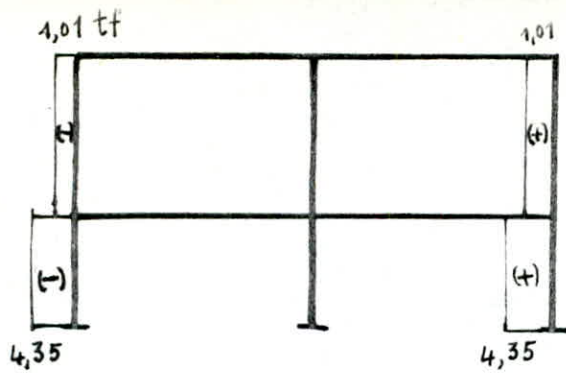
$v =$ effort tranchant.



Les moments dans les extrémités de poutres sont obtenus par l'équilibre des nœuds. Si M_e et M_w sont les moments aux extrémités de la poutre, le moment en travée est donné par : $M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$.

Les résultats obtenus sont représentés dans les diagrammes ci-dessous :





(-) : compression.
(+) : traction.

VI/ ANNEXE : CALCUL DE L'INERTIE DE LA FERME :

(1) Calcul de l'aire de l'âme équivalente :

La ferme est un élément triangulé avec un plan de treillis.
Les membrures ne sont pas identiques.

$$\frac{1}{A_a} = \frac{G}{12E} \left[\frac{l_m^2}{I_m + I'_m} + \frac{l_m \cdot h_0}{I_t} \right]. \quad \frac{G}{12E} \approx 0,032.$$

$$h_0 = 1,60 \text{ m}. \quad l_m = 1,50 \text{ m}.$$

$$I_m^x = 2 \times 176,7 = 353,4 \text{ cm}^4. \quad I'_m{}^x = 2 \times 845,4 = 1690,8 \text{ cm}^4.$$

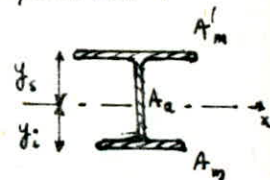
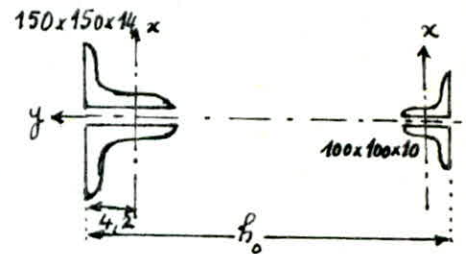
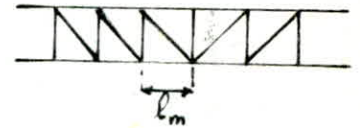
La traverse (diagonale) est un profilé \perp L 70x70x7.

$$I_{t_1}^y = 2 \times 42,3 = 84,6 \text{ cm}^4. \quad I_{t_2}^y = \frac{1}{2} \times 2 \times 128,2 = 128,2 \text{ cm}^4. \quad \Rightarrow I_t = 212,8 \text{ cm}^4.$$

$$\frac{1}{A_a} = 0,032 \left[\frac{150^2}{353,4 + 1690,8} + \frac{150 \times 160}{212,8} \right] = 3,61 \text{ cm}^{-2} \quad \Rightarrow A_a = 0,277 \text{ cm}^2.$$

$$A'_m = 80,62 \text{ cm}^2. \quad A_m = 38,3 \text{ cm}^2.$$

$$y_s = \frac{38,3 \times 160}{38,3 + 80,62} = 51,5 \text{ cm}. \quad y_i = 108,5 \text{ cm}.$$



(2) moment d'inertie de la section équivalente / x :

- moment d'inertie de la membrure supérieure :

$$I_s = 1690,8 + (80,62 \times \overline{47,29}^2) = 181984,86 \text{ cm}^4.$$

- moment d'inertie de la membrure inférieure :

$$I_i = 353,4 + (38,3 \times \overline{105,68}^2) = 428097,85 \text{ cm}^4.$$

- moment d'inertie de l'âme équivalente :

largeur de l'âme : $e_a = \frac{0,277}{135} = 0,02 \text{ mm}.$

$$I_a = 0,002 \times \frac{135^3}{12} + (0,277 \times \overline{28,5}^2) = 635 \text{ cm}^4.$$

$$\Rightarrow I_x = 635 + 428097,8 + 181984,8 = \underline{\underline{4410717 \text{ cm}^4}}.$$

ETUDE SOUS CHARGES VERTICALES

On utilisera pour ce fait la méthode de CROSS qui permet par des calculs simples de déterminer d'une manière rigoureuse les efforts s'exerçant dans un système hyperstatique à nœuds rigides ne subissant pas de déplacements linéaires dans notre cas. Cette méthode permet au moyen d'approximations successives de résoudre par des calculs simples la détermination des moments de flexion aux extrémités des barres. On calcule par cette méthode le moment transmis par le nœud à la barre. On notera que la méthode de CROSS ne prend en compte que les effets du moment de flexion et néglige les effets de l'effort normal et de l'effort tranchant.

I/ PORTIQUE LONGITUDINAL AA' :

(1) sous charges permanentes :

M_0 est le moment de flexion dû au poids propre de la ferme-console. $M_0 = 4,68 \text{ tm}$.

$$G_I = 791 \text{ daN/ml.} \quad G_{II} = 2171 \text{ daN/ml.}$$

— convention de signe de cross :



— raideurs des barres :

• niveau II : $R = \frac{I}{l} = 2673 \text{ cm}^3$. $R' = \frac{I}{h} = 18,70 \text{ cm}^3$.

• niveau I : $R_1 = \frac{I_1}{l_1} = 8,40$; $R_2 = \frac{I_2}{l_2} = 7,70$. $R'_1 = \frac{I_1}{h} = 31,25$. $R'_2 = \frac{I_2}{h} = 13,7$.

— coefficients de répartition :

$$r_{AB} = \frac{2673}{2673 + 18,7} = 0,993. \quad r_{BA} = 0,993. \quad r_{DE} = \frac{R}{\sum R} = 0,212. \quad r_{ED} = 0,282$$

$$r_{EF} = 0,258. \quad r_{FE} = 0,264. \quad r_{FG} = r_{GF} = r_{GH} = 0,264.$$

$$r_{HG} = 0,258. \quad r_{HC} = r_{ED} = 0,282. \quad r_{CH} = r_{DE} = 0,212.$$

$$r_{DI} = 0,007. \quad r_{CN} = 0,007.$$

— moments d'encastrement :

• barre AB : $M_{AB} = -M_0 - \frac{G l^2}{12} = -4,68 - \frac{2,17 \times 17,4^2}{12} = -59,45 \text{ tm}$.

$$M_{BA} = +59,45 \text{ tm}.$$

$$M_{DE} = -0,42 \text{ tm}. \quad M_{ED} = +0,42 \text{ tm}.$$

$$M_{EF} = M_{FG} = M_{GH} = -0,50 \text{ tm}.$$

$$M_{FE} = M_{GF} = M_{HG} = +0,50 \text{ tm}.$$

$$M_{HC} = -M_{CH} = -0,42 \text{ tm}.$$

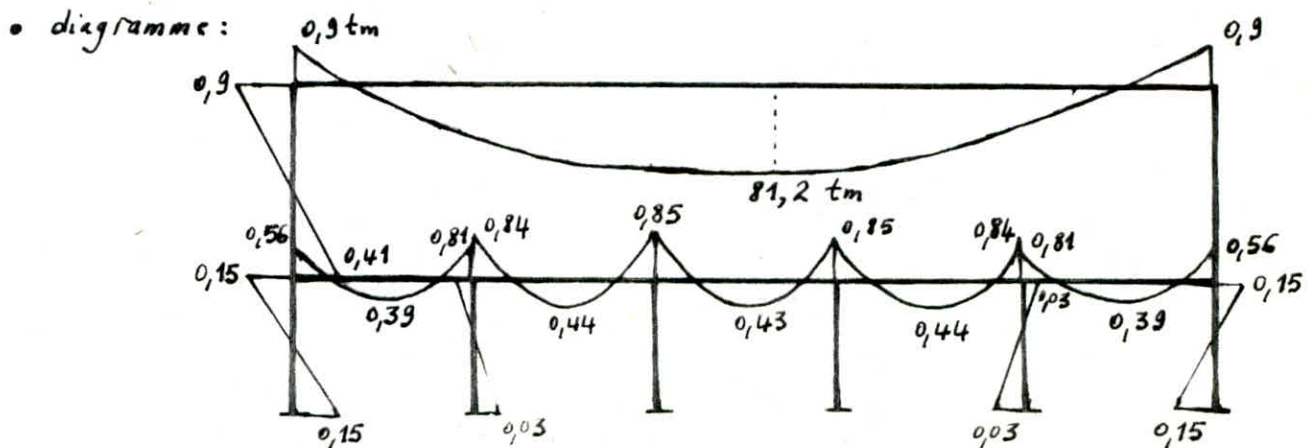
On établira le tableau de Cross pour ce portique et pour les autres portiques on se contentera de donner seulement les résultats sous forme de diagrammes de moments.

On dispose de 14 noeuds, ce qui rend l'application de cette méthode laborieuse. Pour simplifier l'étude, et comme le niveau II est beaucoup moins rigide que le niveau I, on peut considérer le portique du niveau II comme ancré dans le portique du niveau I, et on peut alors les dissocier dans cette étude.

- niveau II :

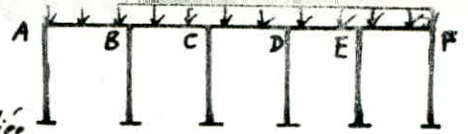


Noeud	A		B		C		D
Barre	AB	BA	BC	CB	CD	DC	
coéf. répart.	—	0,007	0,993	0,993	0,007	—	
moment ancast.	—	—	+59,45	-59,45	—	—	
B	-0,210	-0,416	-59,00	-29,50			
C			+44,16	+88,33	+0,620	+0,310	
B	-0,150	-0,310	-43,85	-21,92			
C		—	+10,88	+21,770	+0,150	+0,075	
B	-0,038	-0,076	-10,80	-5,40			
C			+2,68	+5,36	+0,038	+0,019	
B	-0,009	-0,018	-2,66	-1,33			
C			+0,66	+1,32	+0,009	+0,004	
B	-0,002	-0,005	-0,650	-0,320			
C			+0,160	+0,310	+0,002	+0,001	
B	-0,0005	-0,001	-0,150	-0,075			
Σ	-0,410	-0,83	+0,88	-0,90	+0,82	+0,410	



- niveau I :

On utilisera pour ce niveau la méthode de cross simplifiée.

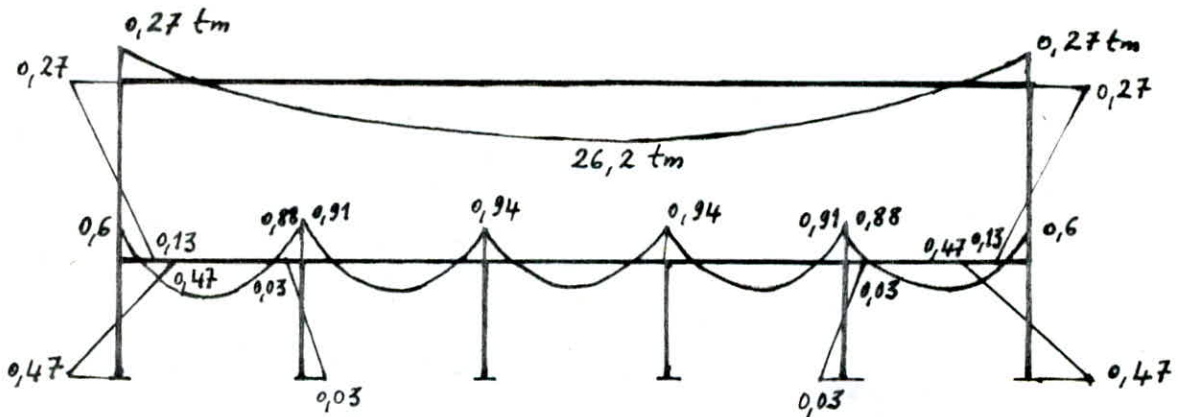
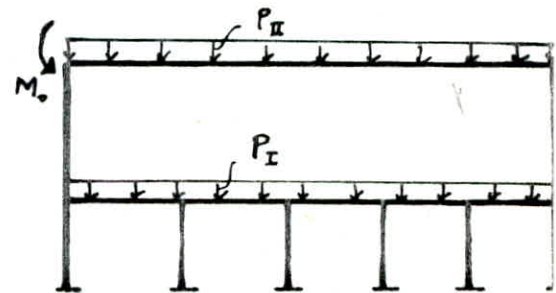


	A	0,282	0,258; 0,264	B	0,264; 0,264	C	0,264; 0,258	D	0,282; 0,212	E	F
M_g (tm)	-0,72	+0,72	-0,85	+0,85	-0,85	+0,85	-0,85	+0,85	-0,72	+0,72	
$M_T^{(1)}$	0,018	0,076	0	0,017	0	0	-0,017	0	-0,076	-0,018	
$M_T^{(2)}$	-0,011	-0,002	-0,002	-0,009	+0,002	-0,002	+0,009	0,002	0,002	0,011	
$M_g + \sum M_T$	-0,713	0,790	-0,852	0,857	-0,85	0,85	-0,857	0,852	-0,79	+0,713	
$M_{distrib.}$	0,151	0,017	0,016	-0,002	-0,002	+0,002	+0,002	-0,016	-0,017	-0,151	
M_{max}	-0,56	0,81	-0,84	0,85	-0,85	0,85	-0,85	0,84	-0,81	0,56	

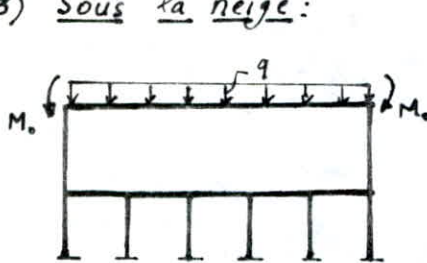
La méthode de cross simplifiée est exposée dans l'ouvrage de DAUUDI, RILI et SALI

(2) Sous surcharges d'exploitation :

De la même manière que sous le poids propre, on détermine les moments fléchissants dans les barres, et les résultats de cette étude sont représentés ci-dessous :

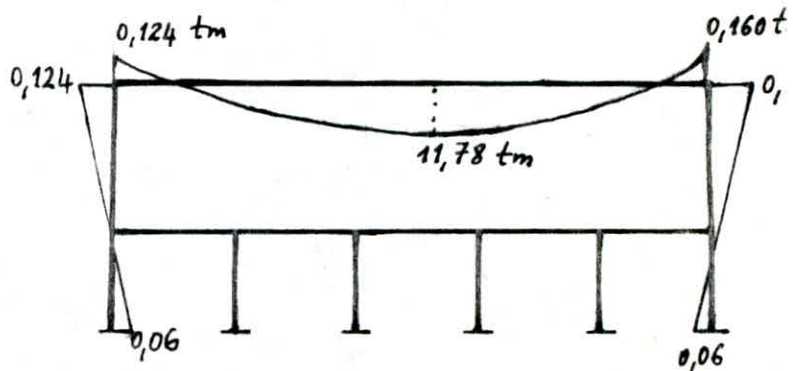


(3) Sous la neige :

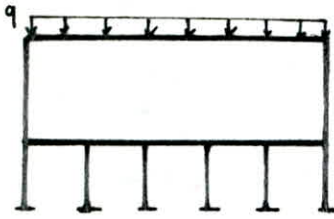


$q = 315 \text{ daN/ml}$

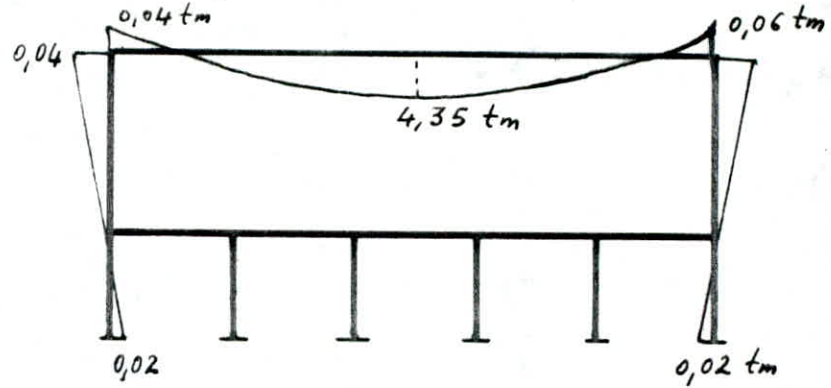
$M_0 = 0,58 \text{ tm.}$



(4) Sous le vent (pression sur la toiture) :



$q = 116 \text{ dan/ml.}$



II/ PORTIQUE TRANSVERSAL B-B :

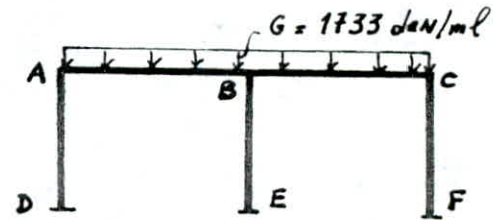
- raideurs : $\frac{I}{h} = 49 \text{ cm}^3$. $\frac{I}{h} = 42,6 \text{ cm}^3$.

- coefficients de répartition : $r_{AD} = r_{CF} = 0,465$. $r_{AB} = r_{CB} = 0,535$.

$r_{BA} = r_{BC} = 0,348$. $r_{BE} = 0,303$.

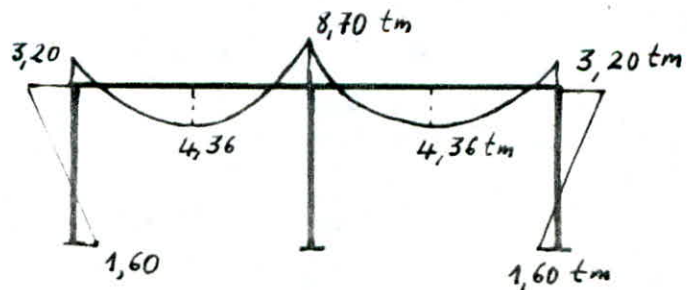
(1) Sous charges permanentes :

- moment d'ancastrement : $M_e = 7,22 \text{ tm.}$

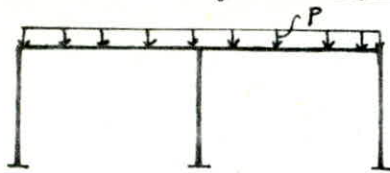


Noeud	D	A		B			E	C		F
Barre	DA	AD	AB	BA	BC	BE	EB	CB	CF	FC
Coëff.	/	0,465	0,535	0,348	0,348	0,303	/	0,535	0,465	/
moment			7,22	-7,22	7,22					
A	-1,68	-3,36	-3,86	-1,93						
C				1,93	1,93			3,86	3,36	1,68
Σ	-1,68	-3,36	3,36	-9,15	9,15			-3,36	3,36	1,68

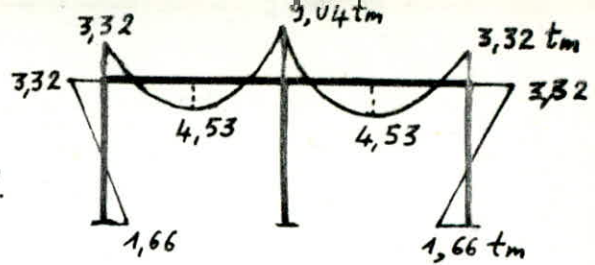
Diagramme :



(2) Sous surcharges d'exploitation:



$P = 1800 \text{ daN/ml.}$



(3) Sous la neige et le vent: ce portique n'est pas sollicité par ces charges.

III / PORTIQUE TRANSVERSAL A-A:

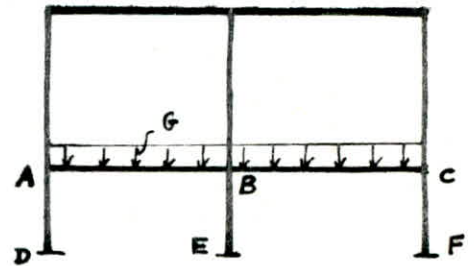
- raideurs: $\frac{I}{h} = 285,8 \text{ cm}^3.$ $\frac{I}{l} = 49 \text{ cm}^3.$ (voir: étude au séisme).

- coefficients de répartition: $r_{AB} = r_{CB} = 0,146.$ $r_{AD} = r_{CF} = 0,854$

$r_{BA} = r_{BC} = 0,127.$ $r_{BE} = 0,744.$

(1) étude sous charges permanentes:

Les charges permanentes de la toiture sont reprises par le portique longitudinal seul.

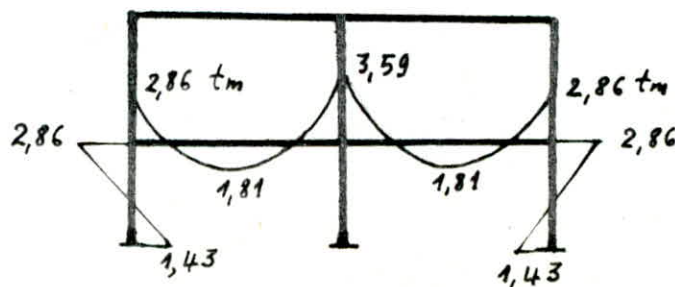


$G = 846 \text{ daN/ml.}$

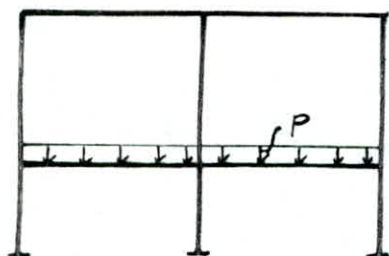
moment d'ancastrement: $\frac{Gl^2}{12} = 3,35 \text{ tm.}$

Noeud	D	A		B			E	C		F
Barre	DA	AD	AB	BA	BC	BE	EB	CB	CF	FC
coéf. répart	—	0,854	0,146	0,127	0,127	0,744	—	0,146	0,854	—
$m \frac{t}{m}$			3,35	-3,35	3,35					
A	-1,43	-2,86	-0,49	-0,24						
C					0,24			0,49	2,86	1,43
Σ	-1,43	-2,86	2,86	-3,59	3,59			-2,86	2,86	1,43

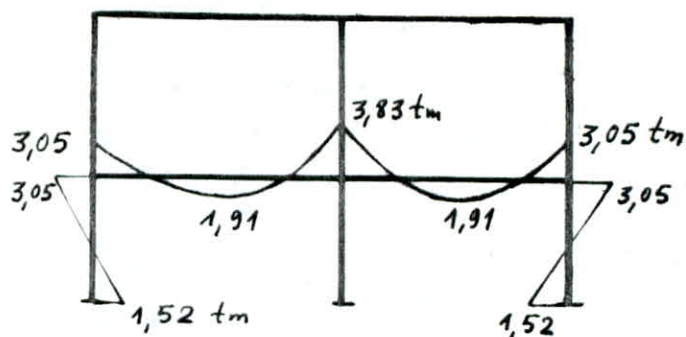
Diagramme:



(2) étude sous surcharges d'exploitation:



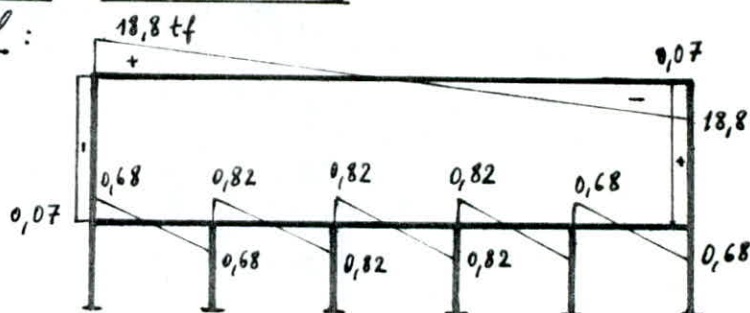
$P = 900 \text{ dan/ml.}$



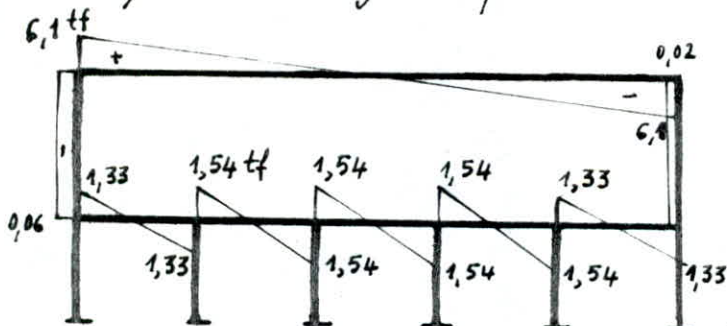
IV/ DIAGRAMMES DES EFFORTS TRANCHANTS:

(1) Portique longitudinal:

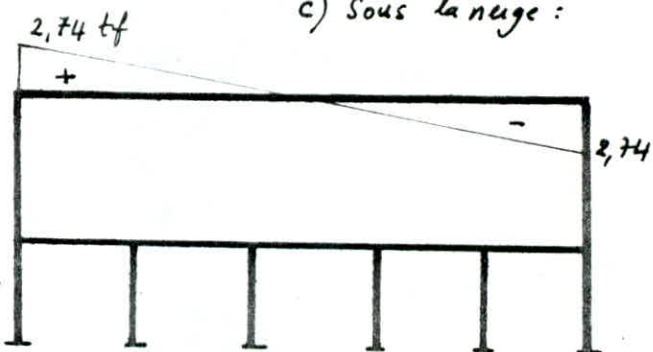
a) sous poids propre:



b) sous surcharges d'exploitation:

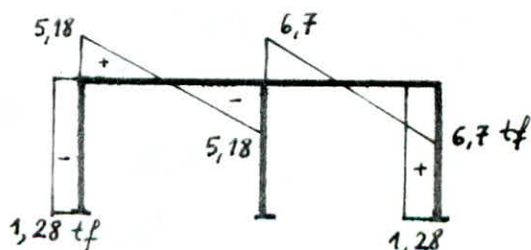


c) sous la neige:

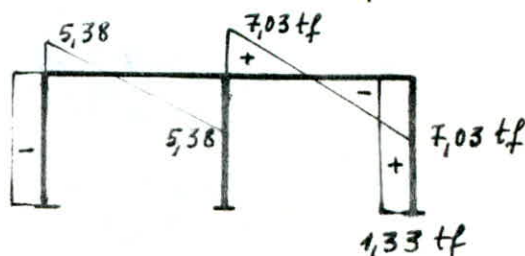


(2) Portique transversal B-B:

a) sous poids propre:



b) sous surcharges d'exploitation:

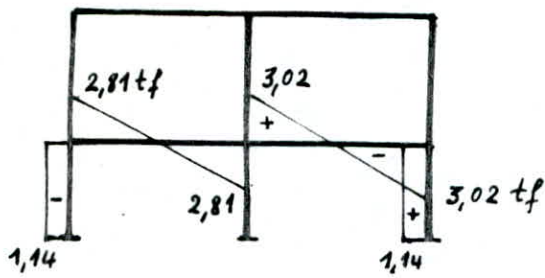


* L'effort tranchant est négligeable sous l'action du vent et de la neige.

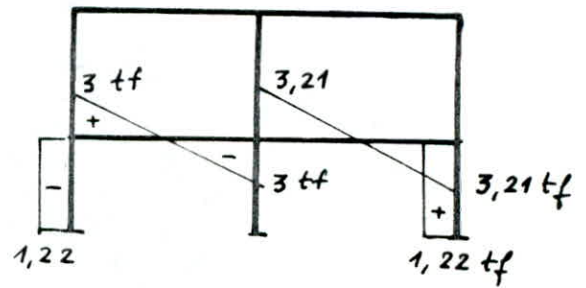
(3) Portique transversal A-A :

On notera que les efforts tranchants sous l'action du vent et de la neige sont négligeables.

a) Sous poids propre :



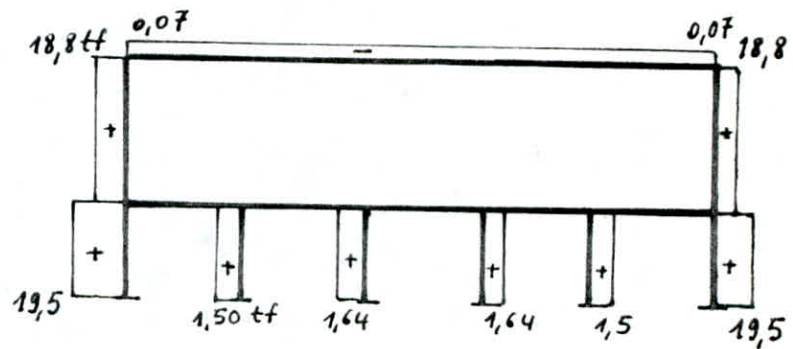
b) Sous surcharges d'exploitation.



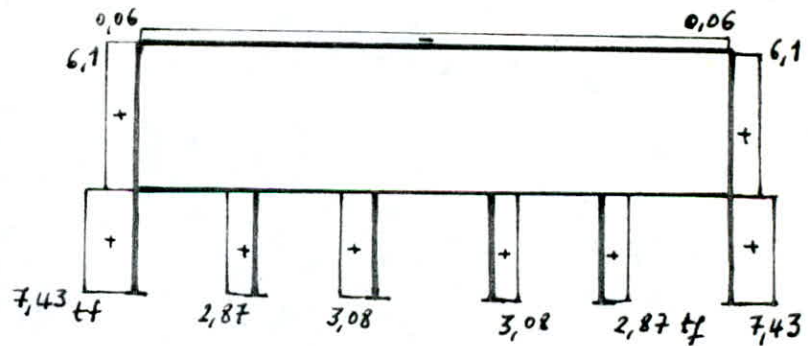
V/ DIAGRAMMES DES EFFORTS NORMAUX :

(1) Portique longitudinal :

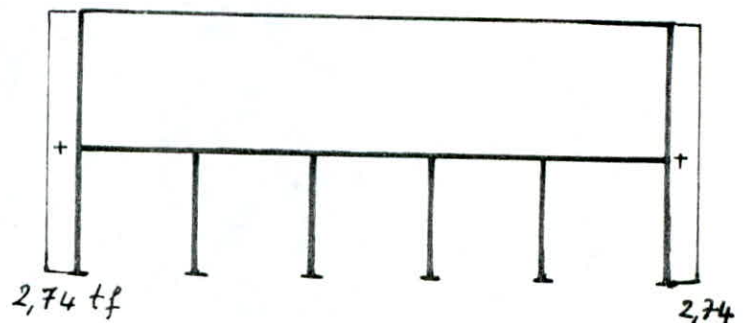
a) sous poids propre :



b) sous surcharges d'exploitation :



c) Sous neige :



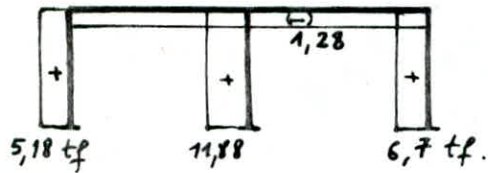
* convention de signe :

(+) : compression.

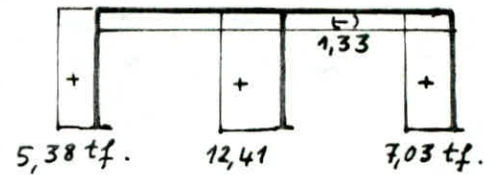
(-) : traction.

(2) Portique transversal B-B :

a) sous poids propre :

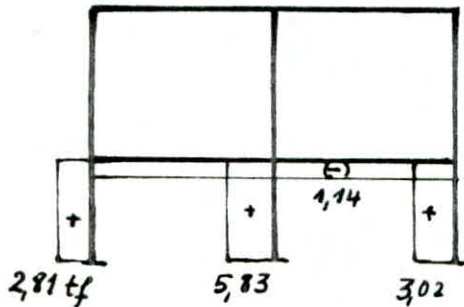


b) sous surcharges d'exploitation :

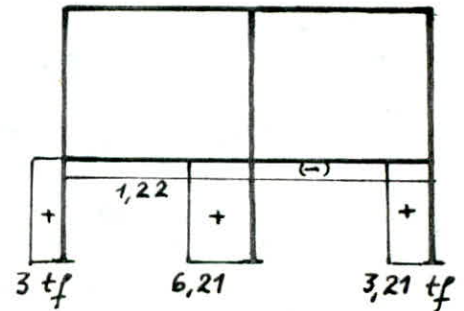


(3) Portique transversal A-A :

a) sous poids propre :

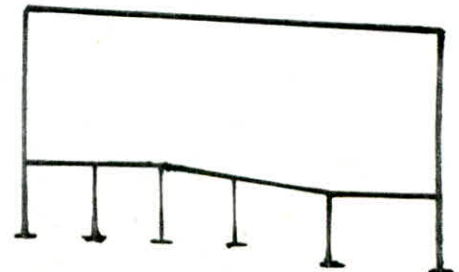


b) sous surcharges d'exploitation :



— Remarques :

- Dans le souci d'avoir une structure à portiques autostables, et après examen du rapport de sol, on a opté pour un poteau ancré à sa base, vu la qualité bonne du sol de fondation. Pour cela, les tassements du sol et donc de la semelle de fondation, doivent être très faibles pour ne pas avoir une rotation de la semelle.
- Le plancher courant servant d'usage à un amphithéâtre, il présente alors une inclinaison (de même que la toiture) assez faible. Dans notre étude de l'ossature, on n'a pas tenu compte de cette inclinaison car son influence sur les résultats de sollicitations est très faible. Cette modification ne concerne que le portique longitudinal.



SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

Les combinaisons prises en compte pour la détermination des efforts défavorables sur les éléments de portiques, sont les suivantes:

$$S_1 = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P.$$

$$S_2 = \frac{4}{3} G + \frac{17}{12} (P+V).$$

$$S_3 = G + P + V_c + \frac{N_c}{2}.$$

$$S_4 = 0,8G \pm E.$$

$$S_5 = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} V.$$

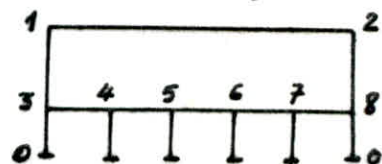
$$S_6 = \frac{4}{3} (G + P + \frac{N}{2} + V).$$

$$S_7 = G + P + 1,2 E.$$

Les combinaisons sont celles proposées par les règles C.M.66 et le règlement RPA 81.

I/ POTEAUX:

(a) Portique longitudinal:



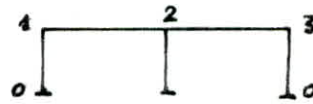
		1-3	2-8	3-0	4-0	5-0	6-0	7-0	8-0								
M (tm)	S ₁	-4,61	0,74	-3,61	0,74	0,59	-0,51	-4,09	0,90	0	0	0	0	-4,40	0,99	0,51	-0,51
	S ₂	4,68	-2,67	-7,99	4,13	8,94	-4,66	1,33	-2,04	1,42	-2,13	-1,42	2,13	-1,5	2,21	-2,34	3,73
	S ₃	6,47	-3,66	-9,21	4,74	10,79	-5,45	1,69	2,57	1,75	2,63	1,75	2,63	1,81	2,69	3,15	4,91
	S ₄	10,92	9,87	10,92	10,5	0,92	9,56	2,72	4,92	3,9	-7	-3,9	7	2,72	4,92	0,92	9,56
	S ₅	5,43	3,05	-7,98	4,15	8,77	4,24	1,46	2,21	1,50	2,25	-1,5	2,25	2,54	2,29	-3,17	4,64
	S ₆	4,25	2,48	-7,69	3,92	8,40	4,33	1,25	1,92	1,33	-2	1,33	2	4,41	2,08	-2,21	3,56
	S ₇	11,07	11,7	10,41	12,38	1,28	11,65	3,18	5,82	4,68	-8,4	4,68	8,4	-3,3	5,94	-0,64	11,01
N (tf)	S ₁	34,22	34,22	37,15	6,31	6,81	6,81	6,31	37,15								
	S ₂	34,40	35,85	35,11	3,57	5,79	7,32	8,56	40,78								
	S ₃	28,04	29,83	27,46	1,29	3,78	5,67	7,45	34,46								
	S ₄	16,21	16,21	20,54	5,89	3,32	3,32	5,89	20,53								
	S ₅	25,80	27,33	24,50	-0,64	1,38	3,0	4,64	30,50								
	S ₆	35,68	37,04	36,40	3,48	5,57	7,01	8,17	41,73								
	S ₇	23,50	26,30	21,00	-1,26	2,13	7,13	10,00	32,85								
T (tf)	S ₁	0	0	0	0	0	0	0	0								
	S ₂	1,45	1,45	1,84	0,95	0,95	0,95	0,95	1,84								
	S ₃	1,79	1,79	2,28	1,17	1,17	1,17	1,17	2,28								
	S ₄	3,03	3,03	5,77	2,04	2,92	2,92	2,04	5,77								
	S ₅	1,53	1,53	1,95	1,01	1,01	1,01	1,01	1,95								
	S ₆	1,36	1,36	1,73	0,89	0,89	0,89	0,89	1,73								
	S ₇	3,64	3,64	6,92	2,45	3,50	3,50	2,45	6,92								

(2) Portique transversal A-A:



		M (tm)							N (tf)							T (tf)						
		S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅	S ₆	S ₇	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅	S ₆	S ₇	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅	S ₆	S ₇
6-0	1-4	4,19	0	0	0	0	0	0	8,84	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2-5	8,39	0	0	0	0	0	0	17,09	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3-6	8,39	0	0	0	0	0	0	8,25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	4-0	4,19	8,39	0	0	0	0	0	4,46	1,60	1,98	1,01	1,70	1,51	1,21	3,35	1,50	1,86	2,10	1,59	1,41	2,52
5-0	1-4	0	0	0	0	0	0	0	16,57	4,46	1,44	6,60	0	4,41	0,59	6,49	1,50	1,86	2,10	1,59	1,41	2,52
	2-5	8,59	5,71	2,78	3,59	3,66	6,77	4,56	5,34	1,44	1,98	1,01	1,70	1,51	1,21	6,49	1,50	1,86	2,10	1,59	1,41	2,52
	3-6	10,61	7,05	-5,5	0,29	4,52	8,37	5,64	2,51	3,6	3,44	6,37	4,29	7,99	8,44	6,37	1,86	2,31	3,60	1,98	1,76	4,32
	4-0	10,61	7,05	-5,5	0,29	4,52	8,37	5,64	2,51	3,6	3,44	6,37	4,29	7,99	8,44	6,37	1,86	2,31	3,60	1,98	1,76	4,32
6-0	1-4	4,19	8,39	0	0	0	0	0	12,12	12,04	12,04	4,66	7,77	16,05	11,45	3,35	6,49	6,37	5,51	4,96	6,20	7,88
	2-5	10,90	12,04	8,59	5,71	2,78	3,59	3,66	10,61	12,04	12,04	4,66	7,77	16,05	11,45	6,49	6,49	6,37	5,51	4,96	6,20	7,88
	3-6	11,40	11,53	10,61	7,05	-5,5	0,29	4,52	6,77	12,04	12,04	4,66	7,77	16,05	11,45	6,37	6,49	6,37	5,51	4,96	6,20	7,88
	4-0	16,67	4,04	16,40	4	16,67	4,04	10,92	10,37	12,04	12,04	4,66	7,77	16,05	11,45	5,51	6,49	6,37	5,51	4,96	6,20	7,88
	5-0	9,15	8,65	9,09	6,05	5,34	1	3,87	10,37	12,04	12,04	4,66	7,77	16,05	11,45	4,96	6,49	6,37	5,51	4,96	6,20	7,88
	6-0	10,37	12,16	8,08	5,37	2,51	3,6	3,44	21,59	8,01	12,32	4,80	15,69	3,81	13,1	7,98	6,42	6,37	5,51	4,96	6,20	7,88
	7-0	21,59	8,01	12,32	4,80	15,69	3,81	13,1	8,84	17,09	16,57	4,46	1,44	1,98	1,01	3,35	6,49	6,37	5,51	4,96	6,20	7,88

(3) Portique transversal B-B:



		M (tm)							N (tf)							T (tf)						
		S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅	S ₆	S ₇	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅	S ₆	S ₇	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅	S ₆	S ₇
3-0	1-0	4,62	-9,25	0	0	0	0	0	19,48	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2-0	5,22	-9,47	-0,92	0,61	0,75	2,61	4,56	38,75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3-0	4,17	-7,13	-1,14	0,75	2,35	-5,91	4,56	28,29	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	4-0	4,56	-4,34	-3,73	2,61	4,56	-4,34	4,56	12,70	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5-0	2,91	-4,79	-0,98	0,65	1,35	-3,74	1,35	21,17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	6-0	5,04	-9,16	-0,87	0,57	3,65	-8,23	3,65	37,72	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	7-0	7,20	-8,66	-4,48	3,13	-0,68	-4,38	-0,68	28,29	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	8-0	19,48	0	0	0	0	0	0	14,98	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	9-0	19,01	0	0	0	0	0	0	14,42	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	10-0	13,87	0	0	0	0	0	0	10,42	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	11-0	5,80	0	0	0	0	0	0	4,58	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	12-0	9,05	0	0	0	0	0	0	6,79	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	13-0	18,41	0	0	0	0	0	0	13,97	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	14-0	14,26	0	0	0	0	0	0	10,03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	15-0	3,70	0	0	0	0	0	0	3,70	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	16-0	3,96	0	0	0	0	0	0	3,96	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	17-0	3,07	0	0	0	0	0	0	3,07	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	18-0	2,47	0	0	0	0	0	0	2,47	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	19-0	2,10	0	0	0	0	0	0	2,10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	20-0	3,83	0	0	0	0	0	0	3,83	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	21-0	4,35	0	0	0	0	0	0	4,35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

7-8		6-7		5-6		4-5		3-4		1-2					
1,17	-2,40	-1,65	1,29	-2,54	-2,49	1,25	-2,54	-2,54	1,17	-1,65	-2,40	147,57	-1,61	-1,61	S ₁
-1,59	-1,58	-7,80	1,27	-1,77	-3,08	1,21	-1,77	-3,16	3,85	4,61	-3,08	151,43	4,68	7,99	S ₂
-2,54	-0,76	-8,83	0,93	-0,93	-2,57	0,88	-0,93	-2,65	4,18	6,51	-2,62	124,69	6,47	-9,21	S ₃
5,10	-2,06	-11,45	0,68	-2,63	-1,96	0,34	-2,63	-2,63	5,10	-11,45	-2,06	64,96	-10,92	-10,92	S ₄
-2,36	-0,29	-7,32	0,60	-0,40	-1,83	0,57	-0,40	-1,87	3,40	5,82	-1,88	114,67	5,43	-7,98	S ₅
-1,47	-1,55	-7,40	1,23	-1,73	-2,96	1,17	-1,73	-3,04	3,65	4,29	-2,96	106,75	4,25	-7,69	S ₆
-4,93	0	-1,43	1,31	0,55	-3,30	0,88	0,55	-4,13	6,57	12,04	-3,38	102,40	11,07	-13,41	S ₇
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0,18	0	S ₁
1,87	1,87	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	1,87	1,87	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27	S ₂
2,31	2,31	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	2,31	2,31	1,66	1,66	1,66	1,66	1,66	S ₃
2,74	2,74	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,74	2,74	-3,09	-3,09	-3,09	-3,09	-3,09	S ₄
1,98	1,98	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,98	1,98	1,44	1,44	1,44	1,44	1,44	S ₅
1,76	1,76	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	1,76	1,76	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19	S ₆
3,29	3,29	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,29	3,29	3,51	3,51	3,51	3,51	3,51	S ₇
-2,90	2,90	-3,40	-3,40	3,40	-3,40	3,40	-3,40	3,40	-2,90	2,90	-3,40	2,90	-3,40	2,90	S ₁
-4,90	0,68	-3,66	-3,66	2,89	-3,66	2,89	-3,66	2,89	-4,90	0,68	-3,66	2,89	-3,66	0,68	S ₂
-4,62	-0,60	-2,83	1,89	-2,83	1,89	-2,83	1,89	-2,83	-4,62	1,89	-2,83	-0,60	-2,83	1,89	S ₃
-4,30	4,30	-1,59	1,59	-1,74	1,74	-1,59	1,74	-1,59	-4,30	1,59	-1,74	1,74	-1,59	1,59	S ₄
-3,14	-1,33	-1,50	0,69	-1,50	0,69	-1,50	0,69	-1,50	-3,14	0,69	-1,50	-1,33	-2,730	2,5,80	S ₅
-4,67	0,69	-3,51	2,79	-3,51	2,79	-3,51	2,79	-3,51	-4,67	2,79	-3,51	0,69	-3,704	35,68	S ₆
-6,52	-2,50	-3,48	1,24	-3,66	1,06	-3,48	1,06	-3,48	-6,52	1,24	-3,66	-2,50	-26,30	23,50	S ₇

7-
 1,47
 -1,59
 2,54
 9,50
 -2,36
 -1,47
 -4,93
 0
 1,87
 2,31
 2,74
 1,98
 1,76
 3,29

1,17
 -1,59
 2,54
 9,50
 -2,36
 -1,47
 -4,93
 0
 1,87
 2,31
 2,74
 1,98
 1,76
 3,29
 -2,90
 -4,90
 -4,62
 -4,30
 -3,14
 -4,67
 -6,52

2-3			1-2			
12,34	-25,16	-9,25	12,30	-9,25	-25,16	S1
11,89	-24,10	-9,47	12,06	-8,47	-24,70	S2
8,61	-17,36	-7,13	8,82	-5,91	-18,10	S3
3,73	-8,26	-4,34	3,73	-4,34	-8,26	S4
5,72	-11,27	-4,79	5,90	-3,74	-11,93	S5
11,53	-23,36	-9,16	11,69	-8,23	-23,95	S6
8,42	-16,18	-8,66	9,00	-4,38	-19,30	S7
-3,70			-3,70			S1
-3,14			-3,14			S2
-2,05			-2,05			S3
-2,83			-2,83			S4
-1,23			-1,23			S5
-3,05			-3,05			S6
-0,44			-0,44			S7
-19,48	19,48	-14,98	14,98			S1
-19,01	18,78	-14,64	14,42			S2
-13,87	13,59	-10,70	10,42			S3
-5,80	5,80	-4,58	4,58			S4
-9,05	8,81	-7,03	6,79			S5
-18,41	18,20	-14,19	13,97			S6
-14,26	13,20	-11,09	10,03			S7

(3) Portique transversal B-B:



5-6			4-5			2-3			1-2			
5,28	-10,53	-8,39	5,28	-8,39	-10,53	0	0	0	0	0	0	S1
1,90	-6,80	-18,09	8,34	1,83	-13,73	-1,26	4,25	-6,77	1,26	6,77	-4,25	S2
-0,25	-3,20	-18,21	7,69	6,39	-11,76	-1,56	5,25	-8,37	1,56	8,37	-5,25	S3
2,59	-13,25	-14,96	2,59	-14,96	-13,25	-0,25	3,76	-3,25	0,25	3,25	-3,76	S4
-0,99	-1,17	-14,36	5,82	6,73	-8,51	-1,34	4,50	-7,17	1,34	7,17	-4,50	S5
1,93	-6,68	-17,25	7,99	1,49	-13,20	-1,19	4	-6,37	1,19	6,37	-4,00	S6
2,35	5,04	-21,11	5,09	9,29	-19,88	0,30	4,51	-3,90	-0,30	3,90	-4,51	S7
-3,35			-3,35			0			0			S1
0,82			0,82			1,87			1,87			S2
2,66			2,66			2,31			2,31			S3
-6,26			-6,26			3,60			3,60			S4
2,79			2,79			1,98			1,98			S5
0,68			0,68			1,76			1,76			S6
4,06			4,06			4,32			4,32			S7
-8,84	8,84	-8,25	8,25			0	0	0	0			S1
-10,53	6,62	-9,95	6,04			-1,88	-1,88	-1,88	-1,88			S2
-8,65	3,82	-8,23	3,40			-2,33	-2,33	-2,33	-2,33			S3
-5,76	5,76	-5,59	5,59			1,01	1,01	1,01	1,01			S4
-6,10	1,96	-5,82	1,68			-2,00	-2,00	-2,00	-2,00			S5
-10,15	6,47	-9,59	5,91			-1,77	-1,77	-1,77	-1,77			S6
-10,24	2,22	-9,82	1,80			-1,21	-1,21	-1,21	-1,21			S7

(2) Portique transversal A-A:



VERIFICATION DES ELEMENTS.

I/ POTEAU HEB 500 :

(1) Résistance :

a) section 2-8 (portique longitudinal) :

$$\begin{cases} M^{\max} = 13,41 \text{ tm.} \\ N^{\text{cor.}} = 31,03 \text{ tf.} \end{cases} \quad (\text{soll. } S_7) \quad \begin{cases} N^{\max} = 43,65 \text{ tf.} \\ M^{\text{cor.}} = 7,69 \text{ tm.} \end{cases} \quad (\text{soll. } S_6).$$

$$T = 1,64 \text{ tf.} \quad T = 1,36 \text{ tf.}$$

Le poteau étant sollicité en flexion composée, on doit vérifier: $K_1 \sigma + K_f \sigma_f \leq \sigma_{cm}$

- longueur de flambement:

$$K_{A,B} = \frac{\sum K_{poutres}}{\sum K_i} \quad \frac{l_f}{l_0} = \sqrt{\frac{4 + 3,5 K_B}{1 + 6,5 K_B}}$$

(CM66 art. 5.134)

$$K_B = 0,13 \Rightarrow \frac{l_f}{l_0} = 1,54 \Rightarrow l_{f_y} = 1,54 \times 675 = 1040 \text{ cm.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{f_y}}{i_y} = \frac{1040}{7,27} = 143 \quad \lambda_x = \frac{l_{f_x}}{i_x} \quad \frac{l_{f_x}}{l_0} = \sqrt{\frac{4 + 3,5 \times 1}{1 + 6,5 \times 1}} = 1 \Rightarrow$$

$$l_{f_x} = l_0 = 675 \text{ cm.} \quad \lambda_x = \frac{675}{21,2} = 32 \quad \lambda_y > \lambda_x \Rightarrow \text{plan de flambement est le plan } x-x \text{ (plan de flexion).}$$

- coefficient de flambement:

$$\lambda = 143 \rightarrow K = 3,377 \quad (\text{C.M. 66 annexe 13.411}).$$

- coefficient d'amplification des contraintes de compression:

$$K_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} \quad \mu = \frac{\sigma_K}{\sigma} \quad \sigma_K = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 1013,5 \text{ dan/cm}^2.$$

$$\sigma = \frac{N^{\text{cor.}}}{A} = \frac{31030}{238,6} = 130,2 \text{ dan/cm}^2 \quad \Rightarrow \mu = 7,79 \rightarrow K_1 = 1,04.$$

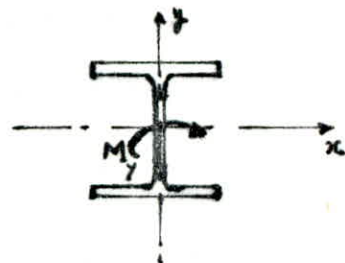
- coefficient d'amplification des contraintes de flexion: (CM66 art. 3.513).

$$K_f = \frac{\mu + 0,25}{\mu - 1,3} = 1,36 \quad \sigma_{f_y} = \frac{M_y^{\max}}{W_y} = \frac{7,69 \cdot 10^6}{842} = 913,3 \text{ dan/cm}^2.$$

$$K_1 \sigma + K_f \sigma_f = 1438 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{cm}.$$

(2) Stabilité au déversement:

Le plan de flexion étant le plan x , donc les semelles ne sont pas comprimées, et le risque de déversement ne se présente pas.



Reque: L'effort normal ci-dessus est obtenu en ajoutant à l'effort normal donné par le tableau, celui engendré par la ferme-console.

(3) Cisaillement: l'effort tranchant agissant sur le poteau dans cette section est faible, c'est pourquoi il n'y a pas lieu de vérifier le cisaillement ici.

b) Section 2-5 (portique transversal AA):

$$\begin{aligned}
 \text{- efforts : } & \begin{cases} M_x^{\max} = G + P + 1,2E = 20,04 \text{ tm.} \\ N^{\text{cor}} = 31,03 \text{ tf.} \end{cases} & \begin{cases} N^{\max} = 43,64 \text{ tf.} = \frac{4}{3}(G + P + \frac{N}{2} + V) \\ M_x^{\text{cor}} = 7,99 \text{ tm.} \\ M_y^{\text{cor}} = 1,61 \text{ tm.} \end{cases} \\
 & T^{\max} = G + P + 1,2E = 7,88 \text{ tf.}
 \end{aligned}$$

(1) Résistance: vérification du poteau HEB500 en flexion composée déviée:

$$K_A = 0,99 \quad K_B = 0,136 \quad \rightarrow \quad \frac{l_{fy}}{l_0} = 1,54 \quad \rightarrow \quad l_{fy} = 1040 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \lambda_y = \frac{1040}{7,27} = 143$$

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{1194}{21,2} = 56,3 < \lambda_y \rightarrow \text{flambement dans le plan } x-x.$$

$$\lambda = \max \lambda_i = 143 \rightarrow K = 3,377. \quad \sigma = \frac{N^{\text{cor}}}{A} = 130,2 \text{ dan/cm}^2.$$

$$\sigma_{K_y} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_y^2} = 1013,5 \text{ dan/cm}^2. \quad \sigma_{K_x} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_x^2} = 6538 \text{ dan/cm}^2.$$

$$\mu_x = \frac{\sigma_{K_x}}{\sigma} = 50,29. \quad \mu_y = \frac{\sigma_{K_y}}{\sigma} = 7,79.$$

$$K_{1x} = \frac{\mu_x - 1}{\mu_x - 1,3} = 1,006. \quad K_{1y} = \frac{\mu_y - 1}{\mu_y - 1,3} = 1,046.$$

$$K_{fx} = \frac{\mu_x + 0,25}{\mu_x - 1,3} = 1,031. \quad K_{fy} = 1,238.$$

$$\sigma_{fx} = \frac{20,04 \cdot 10^5}{4290} = \frac{M_x^{\max}}{W_x} = 467,1 \text{ dan/cm}^2. \quad \sigma_{fy} = \frac{0,74 \cdot 10^5}{842} = \frac{M_y^{\text{cor}}}{W_y} = 88 \text{ dan/cm}^2.$$

On doit vérifier la relation: $\sup(K_{1x}, K_{1y}) \sigma + K_{fx} \sigma_{fx} + K_{fy} \sigma_{fy} < \sigma_{cm}$:

$$K_{1y} \sigma + K_{fx} \sigma_{fx} + K_{fy} \sigma_{fy} = (1,046 \times 130,2) + (1,031 \times 467,1) + (1,238 \times 88) = 726 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{cm}$$

- vérification avec N^{\max} et M^{cor} :

$$\sigma = \frac{43640}{238,6} = 182,9 \text{ dan/cm}^2. \quad \mu_x = 35,74 \rightarrow K_{1x} = 1,008; \quad K_{fx} = 1,045.$$

$$\mu_y = 5,54 \rightarrow K_{1y} = 1,070; \quad K_{fy} = 1,365.$$

$$\sigma_{fx} = \frac{7,99 \cdot 10^5}{4290} = 186,2 \text{ dan/cm}^2. \quad \sigma_{fy} = \frac{1,61 \cdot 10^5}{842} = 191,2 \text{ dan/cm}^2.$$

$$\max(K_{1x}, K_{1y}) \sigma + K_{fx} \sigma_{fx} + K_{fy} \sigma_{fy} = (1,07 \times 183) + (1,045 \times 186,2) + (1,365 \times 191,2) = 651 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{cm}$$

(2) Stabilité au déversement:

- contrainte de non déversement:

$$\sigma_d = \frac{\pi^2 E}{5,2} \frac{I_y}{I_x} \frac{h^2}{l_f^2} (D-1) \cdot B.C.$$

$$B = C = 1$$

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{J}{I_y} \frac{l_f^2}{h^2}} = \sqrt{1 + 0,156 \times \frac{605}{12620} \frac{1040^2}{50^2}} = 2,05.$$

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \times \frac{12620}{107180} \frac{50^2}{1040^2} \times 1,05 \times 1 \times 1 = 1143 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}.$$

$\sigma_d < \sigma_{en} \rightarrow$ calcul justificatif de stabilité nécessaire

- élancement fictif:

$$\lambda_0 = \frac{l_f}{h} \sqrt{\frac{4}{B.C} \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_{en}}\right)} = \frac{1040}{50} \sqrt{4 \times 8,49 \left(1 - \frac{1143}{2400}\right)} = 87,7$$

$$\lambda_0 = 87,7 \rightarrow K_0 = 1,605.$$

$$K_d = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_{en}} (K_0 - 1)} = \frac{1,605}{1 + \frac{1143}{2400} \times 0,605} = 1,246.$$

$$K_d = \sup \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \frac{K_d}{c'} + \frac{c' - 1}{5 K_d} = \frac{1,05}{1,366} + \frac{0,366}{5 \times 1,05} = 0,97 \end{array} \right. \rightarrow K_d = 1$$

$$c' = \sqrt{1 + \frac{9,02}{20,04} + \left(\frac{9,02}{20,04}\right)^2 - 0,152 \left(1 - \frac{9,02}{20,04}\right)^2} = 1,366.$$

$$\sup (K_{1x}, K_{1y}) \sigma + K_d K_{fx} \sigma_{fx} + K_{fy} \sigma_{fy} = \underline{678} \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}.$$

(3) Stabilité des semelles au voilement:

$$\frac{b_0}{e_s} = \frac{b_s}{2e_s} = \frac{300}{2 \times 28} = 5,36 < 15 \rightarrow \text{semelles stables.}$$

(4) Stabilité au cloquage:

condition de sécurité: $\left(\frac{\sigma_x}{f}\right)^2 + \tau^2 \leq 0,015 \left(\frac{1000 e_a}{h_a}\right)^4 \rightarrow \bar{T}_{ame} > T_x^{\max}$

$$\bar{T}_{ame} = e_a h_a \sqrt{0,015 \left(\frac{1000 e_a}{h_a}\right)^4 - \left(\frac{\sigma_x}{f}\right)^2} = 14,5 \times 444 \sqrt{0,015 \left(\frac{14500}{444}\right)^4 - \left(\frac{4,67}{7}\right)^2} = 841 \text{ tf}$$

$$\bar{T}_{ame} > T_x^{\max} = 7,88 \text{ tf} \rightarrow \text{stabilité vérifiée.}$$

(5) Vérification au cisaillement:

$$\frac{T_x}{A_a} = \frac{7880}{64,38} = 122,4 \text{ dan/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54} = 1558 \text{ dan/cm}^2.$$

c) Section 6-0 : (portique transversal).

$$- \text{efforts : } \begin{cases} M_x^{\max} = 21,6 \text{ tm} = G + P + 1,2 E. \\ N^{\text{cor}} = 48,6 \text{ tf.} \\ M_y^{\text{cor}} = 0,51 \text{ tm.} \end{cases} \quad \begin{cases} N^{\max} = 50,6 \text{ tf} = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P. \\ M_x^{\text{cor}} = 8,4 \text{ tm.} \\ M_y^{\text{cor}} = 2,21 \text{ tm.} \end{cases}$$

$$T_x^{\max} = 7,88 \text{ tf.}$$

Le poteau HEB 510 est sollicité en flexion composée déviée.

- longueur de flambement : $K_{A_y} = 0,136$; $K_{B_y} = 1$. $\frac{l_{fy}}{l_0} = 1,54 \rightarrow$

$$l_{fy} = 1,54 \times 375 = 577,5 \text{ cm.}$$

$$K_{A_x} = \frac{48,9}{48,9 + 285,8} = 0,146 \quad K_{B_x} = 1 \rightarrow \frac{l_{fx}}{l_0} = \sqrt{\frac{4 + 3,5 K_A}{1 + 6,5 K_A}} = 1,52$$

$$l_{fx} = 1,52 \times 375 = 570 \text{ cm.}$$

$$\lambda_y = \frac{577,5}{7,27} = 79,43 \quad \lambda_x = \frac{570}{21,2} = 26,8 < \lambda_y \rightarrow \text{plan de flambement} = \text{plan } x-x.$$

$$\sigma = \frac{N^{\text{cor}}}{A} = \frac{48600}{238,6} = 203,6 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\sigma_{K_x} = \frac{\pi^2 E}{26,8^2} = 2885 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\sigma_{K_y} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} = 3285 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\mu_x = \frac{\sigma_{K_x}}{\sigma} = 141,7.$$

$$\mu_y = 16,13.$$

$$K_{1x} = 1,002.$$

$$K_{1y} = 1,020.$$

$$K_{fx} = 1,011 \quad K_{fy} = 1,104.$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x^{\max}}{W_x} = \frac{21,6 \cdot 10^5}{4290} = 503,3 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_y^{\text{cor}}}{W_y} = \frac{0,51 \cdot 10^5}{842} = 60,6 \text{ daN/cm}^2.$$

(1) Résistance:

$$K_{1y} \sigma + K_{fx} \sigma_{fx} + K_{fy} \sigma_{fy} = 800 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{en}}.$$

→ Vérification de la résistance sous N_{\max} et M_{cor} :

$$\sigma = \frac{N^{\max}}{A} = \frac{50600}{238,6} = 212 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\mu_x = 130 ; \mu_y = 14,8.$$

$$K_{1x} = 1,002 ; K_{fx} = 1,01.$$

$$K_{1y} = 1,022 ; K_{fy} = 1,115.$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x^{\text{cor}}}{W_x} = \frac{8,4 \cdot 10^5}{4290} = 195,5 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\sigma_{fy} = \frac{2,21 \cdot 10^5}{842} = 262,4 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\max(K_{1x}, K_{1y}) \sigma + K_{fx} \sigma_{fx} + K_{fy} \sigma_{fy} = 717 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{en}}.$$

(2) Vérification au cisaillement:

$$\frac{T_x}{A_s} = \frac{7880}{64,38} = 122,5 \text{ daN/cm}^2 < \frac{\sigma_{\text{en}}}{1,54}.$$

(3) Vérification au déversement:

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{605}{12620} \cdot \frac{577,5^2}{50^2}} = 1,41.$$

contrainte de non déversement : $\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \frac{12620}{107180} \cdot \frac{50^{-2}}{577,5^2} \times 0,41 = 1447 \text{ daN/cm}^2$

$\sigma_d < \sigma_{en} \rightarrow$ calcul exact nécessaire.

élancement fictif : $\lambda_0 = \frac{577,5}{50} \sqrt{4 \times 8,49 \left(1 - \frac{1447}{2400}\right)} = 42,4 \rightarrow K_0 = 1,07$

$K_{d_0} = \frac{1,078}{1 + \frac{1447}{2400} \times 0,078} = 1,029$

$c' = \sqrt{1 + \frac{0,51}{21,6} + \left(\frac{0,51}{21,6}\right)^2 - 0,152 \left(1 - \frac{0,51}{21,6}\right)^2} = 1,85$

$K_d = \sup \left\{ \frac{1}{1,85} + \frac{0,85}{5 \times 1,029} = 0,72 \right.$

$= 1 \cdot K_0 \sigma + \sigma_{fx} K_d K_{fx} + \sigma_{fy} K_{fy} = 800 \text{ daN/cm}^2$

$\sigma_f < \sigma_{en} \rightarrow$ déversement vérifié.

$\bar{T}_{ame} = 841 \text{ tf} > T_x = 7,88 \text{ tf} \Rightarrow$ cloquage vérifié.

En effet, l'instabilité du poteau peut être empêchée par la solidarisation de sa semelle extérieure avec le panneau de mur ; mais comme la sollicitation sismique (et donc l'effort total) peut changer de sens, les vérifications s'imposent.

II/ POTEAU HEB 260 : (portique transversal).

On vérifiera la section 3-0 de ce poteau en flexion composée déviée.

- efforts : $\begin{cases} M_x^{max} = \frac{4}{3} G + \frac{17}{12} (P+V) = 9,47 \text{ tm} \\ N^{cor} = 25,32 \text{ tf} \\ M_y^{cor} = 0,09 \text{ tm} \end{cases} \quad \begin{cases} N^{max} = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P = 39,8 \text{ tf} \\ M_x^{cor} = 0 \\ M_y^{cor} = 0,9 \text{ tm} \end{cases}$

$T_x^{max} = 4,35 \text{ tf}$

$T_y^{max} = 3,50 \text{ tf}$

(1) Résistance :

- longueur de flambement : $K_{Ay} = 0,54 ; K_{By} = 1 \cdot \frac{l_{fy}}{l_0} = \sqrt{\frac{4+3,5 K_A}{1+6,5 K_B}} = 1,142 \rightarrow$

$l_{fy} = 1,142 \times 375 = 428 \text{ cm} \rightarrow \lambda_y = \frac{428}{6,58} = 65$

$K_{Ax} = 0,53 ; K_{Bx} = 1 \cdot \frac{l_{fx}}{l_0} = 1,147 \rightarrow l_{fx} = 430 \text{ cm} \rightarrow \lambda_x = \frac{430}{11,2} = 38,4$

$\lambda_y > \lambda_x \Rightarrow$ plan de flambement = plan x-x.

$\sigma = \frac{N^{cor}}{A} = \frac{25320}{118,4} = 213,85 \text{ daN/cm}^2$

$\sigma_{K_x} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} = 14063 \text{ daN/cm}^2 ; \sigma_{K_y} = 4905 \text{ daN/cm}^2$

$\mu_x = 65,8 ; \mu_y = 22,9 \quad K_{1x} = 1,004 ; K_{1y} = 1,014 \quad K_{fx} = 1,024 ; K_{fy} = 1,071$

$\sigma_{fx} = \frac{M_x^{max}}{W_x} = \frac{9,47 \cdot 10^5}{1150} = 823,5 \text{ daN/cm}^2$

$\sigma_{fy} = \frac{M_y^{cor}}{W_y} = \frac{0,09 \cdot 10^5}{395} = 23 \text{ daN/cm}^2$

$\max(K_{1x}, K_{1y}) \sigma + K_{fx} \sigma_{fx} + K_{fy} \sigma_{fy} = 1085 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$

(2) Vérification du déversement :

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{125}{5135} \frac{428,2^2}{26^2}} = 1,425.$$

$$\bar{\sigma}_d = 4 \cdot 10^6 \times \frac{5135}{14920} \times \frac{26}{428,2^2} \times 0,425 = 2156 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_{en}.$$

$$\lambda_0 = \frac{428,2}{26} \sqrt{4 \times \frac{14920}{5135} \left(1 - \frac{2156}{2400}\right)} = 17,88 \rightarrow K_0 = 1,012.$$

$$K_{d0} = \frac{1,012}{1 + \frac{2156}{2400} \times 0,012} = 1,001.$$

$$C = \sqrt{1 + \frac{0,09}{9,47} + \left(\frac{0,09}{9,47}\right)^2 - 0,152 \left(1 - \frac{0,09}{9,47}\right)^2} = 1,86$$

$$K_d = \sup \left\{ \frac{1}{\frac{1,001}{1,86} + \frac{0,86}{5 \times 1,001}} = 0,71 \rightarrow K_d = 1. \right.$$

$$\sup (K_{1x}, K_{1y}) \bar{\sigma} + K_d K_{fx} \bar{\sigma}_{fx} + K_{fy} \bar{\sigma}_{fy} = 1085 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_{en} \Rightarrow \text{déversement vérifié.}$$

(3) Voilement des semelles :

$$\frac{b}{2e_s} = \frac{260}{2 \times 17,5} = 7,43 < 15 \rightarrow \text{vérifié.}$$

$$(4) \text{ Cloquage : } \bar{T}_{ame} = 10 \times 225 \sqrt{0,015 \left(\frac{10000}{225}\right)^4 - \left(\frac{8,23}{7}\right)^2} = 544 \text{ tf} > T_x^{\max} = 4,35 \text{ tf}$$

(5) Cisaillement :

$$\tau_x = \frac{T_x}{A_a} = \frac{4350}{22,5 \times 1} = 193,3 \text{ dan/cm}^2.$$

$$\tau_y = \frac{T_y \cdot S^y}{2e_s I_y}$$

$$S^y = 2 (13 - 0,5) \left[\frac{1}{2} (13 - 0,5) + 0,5 \right] \times 1,75 = 295,3 \text{ cm}^3.$$

$$\tau_y = \frac{3500 \times 295,3}{2 \times 1,75 \times 5135} = 57,5 \text{ dan/cm}^2. \quad \max(\tau_x, \tau_y) = 193,3 \text{ dan/cm}^2 < \frac{\bar{\sigma}_{en}}{1,54}.$$

III/ POUTRE IPE 450 :

- efforts défavorables :

$$\begin{cases} M_x^{\max} = 25,16 \text{ tm.} \\ N^{\text{cor}} = N^{\max} = 3,70 \text{ tf} \\ T_x^{\max} = 19,5 \text{ tf} \end{cases}$$

(1) Résistance :

On vérifiera la section de la poutre en flexion composée.

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{N}{A} = \frac{25,16 \cdot 10^5}{1500} + \frac{3700}{98,8} = 1714 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_{en} \rightarrow \text{résistance vérifiée}$$

$$(2) \text{ Cisaillement : } \frac{T_x}{A_a} = \frac{19480}{42,08 \times 0,94} = 492,5 \text{ dan/cm}^2 < \frac{\bar{\sigma}_{en}}{1,54}.$$

(3) déversement : La semelle de la poutre susceptible de déverser est la semelle supérieure qui est comprimée. Comme au niveau de cette semelle les poutres sont entretoisés par la dalle, donc le déversement de la poutre n'est pas à craindre.

(4) flèche: $f = \frac{5ql^4}{384EI_x} = \frac{5 \times 39,4 \times 688^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 33750} = 1,62 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{688}{300} = 2,3 \text{ cm}$

(5) voilement des semelles: $\frac{b}{2e_s} = \frac{190}{2 \times 14,6} = 6,5 < 15 \rightarrow \text{vérifié.}$

(6) cloquage: $\bar{T}_{\text{ame}} = 9,4 \times 420,8 \sqrt{0,015 \left(\frac{9400}{420,8}\right)^4 - \left(\frac{8,23}{7}\right)^2} = 241 \text{ tf} > T_x^{\text{max}} = 19,5 \text{ tf}$

IV/ SOLIVE IPE220:

$$\begin{cases} M_x^{\text{max}} = 6,57 \text{ tf.} \\ N^{\text{cor}} = 3,29 \text{ tf.} \\ T_x^{\text{max}} = 6,52 \text{ tf.} \end{cases}$$
 • On vérifiera cet élément en flexion composée.

$\frac{M_x}{\psi \cdot W_x} + \frac{N}{A} = \frac{6,57 \cdot 10^5}{1,057 \times 252} + \frac{3290}{33,4} = 2565 \text{ dan/cm}^2 > \sigma_{\text{en}}$

On adoptera alors pour la solive un profilé IPE 240: $\frac{M_x}{W_x} + \frac{N}{A} = \underline{2126} \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{\text{en}}$

• Cisaillement: $\frac{T_x}{A_n} = \frac{6520}{0,62 \times 22,04} = 477 \text{ dan/cm}^2 < \frac{\sigma_{\text{en}}}{1,54}$

• voilement de semelles: $\frac{b}{2e_s} = \frac{120}{2 \times 9,8} = 6,12 < 15 \rightarrow \text{vérifié.}$

• cloquage: $\bar{T}_{\text{ame}} = 6,2 \times 220,4 \sqrt{0,015 \left(\frac{6200}{220,4}\right)^4 - \left(\frac{20,28}{7}\right)^2} = 132,4 \text{ tf} > T_x^{\text{max}}$

• flèche: $f = \frac{5ql^4}{384EI_x} = \frac{5}{384} \frac{23,45 \times 360^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 2772} = 0,89 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{360}{300} = 1,2 \text{ cm.}$

• déversement: comme la poutre, la poutrelle ne risque pas de se déverser car ses semelles comprimées sont solidarifiées par la dalle.

• stabilité au flambement: $l_{f_x} = l_{f_y} = l_0 = 360 \text{ cm. } i_x = 9,1 \text{ cm } i_y = 2,48$

$\lambda_x = 39,5. \lambda_y = 145. > \lambda_x \Rightarrow \text{plan de flambement} = \text{plan de flexion } x-x.$

il faut vérifier: $K_1 \sigma + K_f \sigma_f \leq \sigma_{\text{en}} ?$

$K_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3}$, $\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma}$, $\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} = 986 \text{ dan/cm}^2.$

$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{1030}{33,4} = 30,84 \text{ dan/cm}^2 \rightarrow \mu = 32. \quad K_1 = 1,631.$

$K_f = \frac{\mu + 0,03}{\mu - 1,3} = 1,043. \quad \sigma_f = \frac{M}{W_x} = \frac{3,77 \cdot 10^5}{252} = 1496 \text{ dan/cm}^2$

$K_1 \sigma + K_f \sigma_f = 1610 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{\text{en}}. \quad (\text{vérifié}).$

V/ VERIFICATION DE LA FERME :

Maintenant qu'on a déterminé le moment d'ancastrement de la ferme au poteau, on ajoutera l'effet de cet effort aux précédents et on vérifiera les éléments de la ferme. La ferme fait partie du portique (ancastree aux appuis), et il faudra ajouter aux efforts obtenus en supposant la ferme simplement appuyée, les efforts dus aux moments d'ancastrement et aux réactions horizontales. Le calcul de ces efforts se fait en remplaçant les moments aux extrémités de la ferme par des couples de forces agissant aux noeuds. Les réactions horizontales sont considérées agir sur le noeud qui reçoit la barre diagonale.

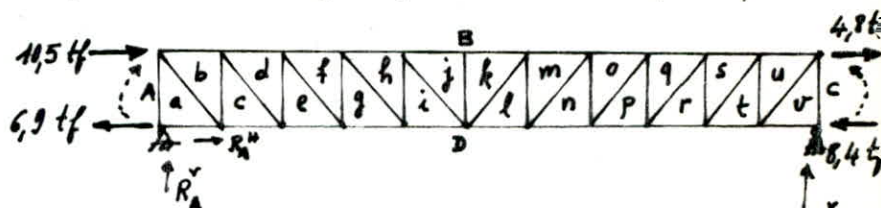


L'étude du portique longitudinal a donné comme valeurs:

$$M_w = 11,07 \text{ tm.} \quad M_e = 13,41 \text{ tm.} \quad H = 3,51 \text{ tf.}$$

(1) Calcul des réactions :

$$R_A^y = R_B^y = 0. \\ R_A^x = 0.$$



(2) Efforts :

Les efforts supplémentaires n'interviennent que sur les arbalétriers et les entrails.

• Arbalétriers :

barres	Bb	Bd	Bf	Bh	Bi	Bk	Bm	Bo	Bq	Bs	Bu
efforts (tf)	-10,5	-10,5	-10,5	-10,5	+4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8

• Entrails :

barres	Da	Dc	De	Dg	Di	Dl	Dn	Dp	Dr	Dt	Dv
efforts	6,9	6,9	6,9	6,9	+6,9	-8,4	-8,4	-8,4	-8,4	-8,4	-8,4

(3) Vérification :

• Arbalétrier : $N = -90 - 10,5 = -100,5 \text{ tf.}$ (effort de compression final).

- Résistance : $\sigma = k_x \frac{N}{A} = 1,247 \times \frac{101500}{80,62} = 1554 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}.$

Donc le profilé choisi est convenable. (voir : "étude de la ferme").

• Entrait :

$N = +90 + 6,9 = 96,9 \text{ tf.}$ (effort de traction final).

- Résistance :

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{96900}{2 \times 19,15} = 2530 > \sigma_{en}, \text{ donc le profilé choisi ne résiste pas.}$$

On choisira alors le profilé : $\perp 100 \times 100 \times 12. (A = 45,4 \text{ cm}^2)$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{96900}{45,42} = 2133 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}.$$

- Stabilité (éclatement) :

$$I_x = 413,4 \text{ cm}^4 \rightarrow i_x = 3,02 \text{ cm} \rightarrow \lambda_x = 198.$$

$$I_y = 908 \text{ cm}^4 \rightarrow i_y = 4,47 \text{ cm} \rightarrow \lambda_y = 30,2.$$

$$\max \lambda_i = 198 < \lambda_{lim} = 250.$$

\Rightarrow stabilité vérifiée.

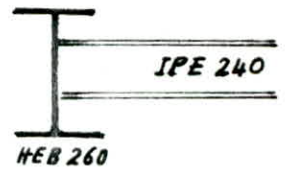
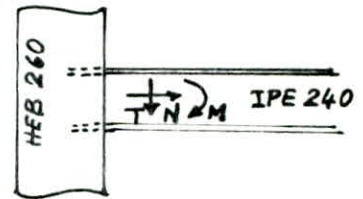
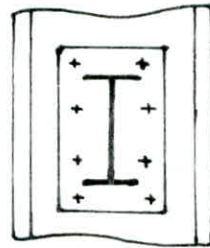
ASSEMBLAGES

I/ Assemblage Poteau HEB260 - Poutrelle IPE 220 :

Etant donné que nos portiques (dans les deux sens) sont autostables, les poutres et poutrelles sont ancrées aux poteaux. On utilisera alors des boulons HR. On réalisera à cet effet un assemblage par l'intermédiaire d'une platine soudée à la poutrelle et boulonnée à l'âme du poteau.

A) Assemblage platine-poteau:

- efforts:
$$\begin{cases} M = 12,04 \text{ tm.} \\ N = -3,50 \text{ tf (traction).} \\ T = 4,90 \text{ tf} \end{cases}$$



soit $n=8$ boulons HR₉₋₁₀ $\phi 20$:

$\sigma_{cb} = 8800 \text{ daN/cm}^2$. diamètre des trous: $d = 22 \text{ mm}$.

épaisseur de la platine: $e_p = 15 \text{ mm} < 2d$.

épaisseur de l'âme du poteau: $e_a = 10 \text{ mm}$.

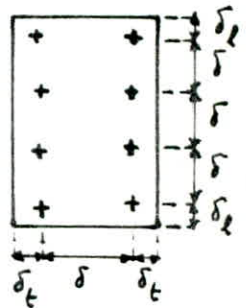
donc, $e_{min} = 10 \text{ mm}$.

- distances: $66 \leq \delta \leq 220 \text{ mm} \rightarrow$ soit $\delta = 100 \text{ mm}$.

$$\sup \left\{ \begin{array}{l} 33 \text{ mm} \\ \frac{0,8 \times 4900}{8 \times 1 \times 2400} = 2 \text{ mm} \end{array} \right. \leq \delta_l \leq 55 \text{ mm} \rightarrow \delta_l = 35 \text{ mm}.$$

- condition d'épaisseur: $e_{min} = 10 < 20 \text{ mm}$.

$d = 22 \text{ mm} > e_{min} + 2 = 12 \text{ mm}$. vérifié.



- pression diamétrale: $\frac{T^*}{d \cdot e_{min}} = \frac{4900}{2,2 \times 1 \times 8} = 278,4 \text{ daN/cm}^2 < 3 \sigma_{cb}$.

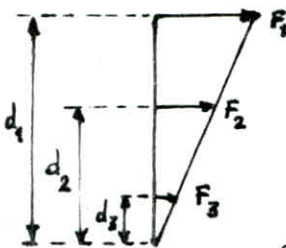
On obtient une platine $170 \times 370 \text{ mm}^2$.

(1) Effet de M:

$$d_1 = 260 \text{ mm.} \quad d_2 = 160 \text{ mm.} \quad d_3 = 60 \text{ mm.} \quad F_i^* = \frac{M d_i}{\sum d_i^2}$$

$$F_1 = \frac{12,04 \cdot 10^5 \times 26}{26^2 + 16^2 + 6^2} = 32339 \text{ daN} = 32,34 \text{ tf.}$$

$$F_1^* = \frac{F_1}{2} = 16,17 \text{ tf.}$$



(2) Effet de N: $N^* = \frac{N}{8} = \frac{3500}{8} = 437,5 \text{ daN}$.

effort de précontrainte dans le boulon: $N_0 = 17,67 \text{ tf}$.

$$N_{tot}^* = 0,437 + 16,17 = 16,6 \text{ tf.}$$

(3) Effet de M et N: vérification à l'arrachement:

$$N_{tot}^* = 16,60 \text{ tf} < N_0 = 17,67 \text{ tf.} \rightarrow \text{vérifié.}$$

(4) Effet de Net T : vérification au cisaillement : si les faces ne sont pas préparées $\rightarrow \varphi = 0,30$. $1,1\varphi(N_0 - N^*) = 1,1 \times 0,3 (17,67 - 0,437) = 5,68 \text{ tf}$

$$T^* = \frac{T}{\varphi} = 0,612 \text{ tf} < 1,1\varphi(N_0 - N^*) = 5,68 \text{ tf}.$$

⑧ Assemblage poutrelle-platine : Vérification ds cordons de soudure.

- épaisseur des cordons : $a = 20 \text{ mm} \rightarrow a_x = 16,8 \text{ mm}$.

- longueurs utiles : $l_1 = 120 - (2 \times 20) = 80 \text{ mm}$.

$$l_2 = \frac{120 - 6,2}{2} - (2 \times 20) = 16,9 \text{ mm}. \quad l_3 = 240 - (2 \times 9,8) - 40 = 180,4 \text{ mm}.$$



$$\sum l_i a_i \alpha_i = 16,8 (80 + 16,9 + 180,4) = 4659 \text{ mm}^2 = 46,59 \text{ cm}^2.$$

- Vérification des cordons de semelles :

$$1,183 \left[\frac{N}{\sum l_i a_i \alpha_i} + \frac{M \cdot h}{(l_1 h^2 + 2 l_2 l_a^2) a_x} \right] = 1,183 \left[\frac{3500}{46,59} + \frac{12,04 \cdot 10^5 \times 24}{(8 \times 24^2 + 2 \times 16,9 \times 22^2) \cdot 16,8} \right] = 3344$$

$$\bar{\sigma} = 3344,5 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_{en} = 3600 \text{ daN/cm}^2. \quad (\text{vérifié}).$$

- vérification des cordons d'âme :

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{3500}{46,59} \right)^2 + \left(\frac{4900}{2 \times 180,4 \times 16,8} \right)^2} = \sqrt{1,4 \left(\frac{N}{\sum l_i a_i \alpha_i} \right)^2 + \left(\frac{T}{2 l_3 a_x} \right)^2} = 120,2 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_{en} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

Pour les soudures, on utilisera des électrodes d'un acier de limite d'élasticité $3600 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$.

II/ ASSEMBLAGE POUTRE IPE 450 - POTEAU HEB 500.

Type d'appui : ancastrement. Dans cet assemblage, la platine d'extrémité soudée à la poutre, est boulonnée sur la semelle du poteau par des boulons HR.

soit $n = 8$ boulons HR 10.9 de diamètre $\phi 20$

$$\Rightarrow d = 22 \text{ mm}.$$

épaisseur de la platine : $e_p \leq 2d \rightarrow e_p = 20 \text{ mm}$.

épaisseur de la semelle de poteau : $e_s = 28 \text{ mm}$.

$$\rightarrow e_{min} = e_p = 20 \text{ mm}.$$

- dispositions constructives de distances :

$$\text{entr'axe ds boulons} : 3d \leq \delta \leq 10d \Rightarrow$$

$$66 \leq \delta \leq 220 \text{ mm} \Rightarrow \delta = 180 \text{ mm}.$$

pince longitudinale :

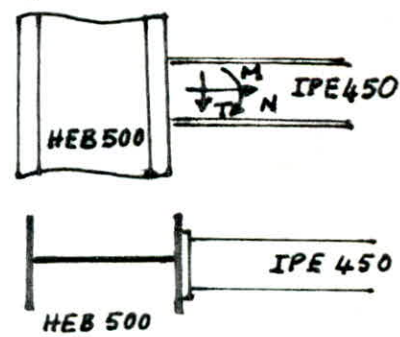
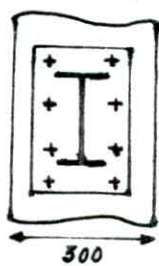
$$\sup \left\{ \begin{array}{l} 33 \text{ mm} \\ \frac{0,8 \times 88400}{8 \times 2 \times 2400} = 1,8 \text{ mm} \end{array} \right. \leq \delta_1 \leq 55 \text{ mm} \rightarrow \delta_1 = 40 \text{ mm}$$

$$33 \leq \delta_t \leq 55 \rightarrow \delta_t = 50 \text{ mm}$$

On obtient alors une platine $620 \text{ mm} \times 280 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$.

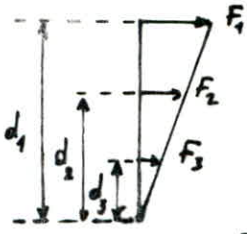
- condition d'épaisseur ds pièces assemblées : $e_{min} = 20 \text{ mm}$. $d = 22 \geq e_{min} + 2 = 22 \text{ mm}$

- pression diamétrale : $\frac{T^*}{d \cdot e_{min}} = \frac{1105}{2,2 \times 2} = 251 \text{ daN/cm}^2 < 3 \bar{\sigma}_{en}$.



(1) effet de M : en supposant l'axe neutre au niveau de la semelle inférieure de la poutre, on obtient :

$$M = F_1 \cdot d_1 + F_2 \cdot d_2 + F_3 \cdot d_3 \rightarrow F_i = \frac{M d_i}{\sum d_i^2}$$



$$d_1 = 495 \text{ mm} \quad d_2 = 315 \text{ mm} \quad d_3 = 135 \text{ mm}$$

$$F_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = 28,83 \text{ tf} \quad F_1^* = \frac{F_1}{2} = 14,4 \text{ tf}$$

(2) effet de N : $N^* = \frac{N}{8} = \frac{6260}{8} = 782,5 \text{ daN} = 0,78 \text{ tf}$

- précontrainte du boulon : $N_0 = 0,8 A_r \sigma_{onb} = 0,8 \times 0,8 A \times 8800 = 17670 \text{ daN}$
 $N_0 = 17,67 \text{ tf}$

- vérification à l'arrachement : (effet de M et N) :

$$N_{tot}^* = 0,73 \times 14,41 = 10,52 \text{ tf} < N_0 = 17,67 \text{ tf}$$

(3) effet de N et T : vérification au cisaillement :

On suppose un simple brossage des pièces à assembler, donc l'angle de frottement correspondant est : $\varphi = 0,30$.

$$1,1 \varphi (N_0 - N^*) = 5,6 \text{ tf} \quad T^* = \frac{T}{8} = 1,10 \text{ tf} < 1,1 \varphi (N_0 - N^*) \text{ vérifié}$$

ⓑ Vérification des cordons de soudure (assemblage poutre-platine) :

- épaisseur des cordons : $a = 14 \text{ mm} \rightarrow a\alpha = 12 \text{ mm}$

- longueurs utiles :

$$l_1 = 190 - (2 \times 14) = 162 \text{ mm}$$

$$l_2 = \frac{190 - 9,4}{2} - (2 \times 14) = 62,3 \text{ mm}$$

$$l_3 = 450 - (2 \times 14,6) - (2 \times 14) = 392,8 \text{ mm}$$

$$\sum l_i a_i \alpha_i = 7405 \text{ mm}^2 = 74,05 \text{ cm}^2$$

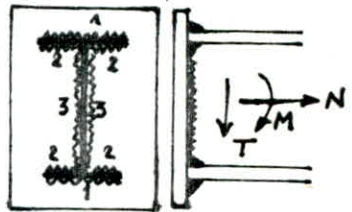
Selon les règles C.M.66 (commentaire 4, 312-62), les formules de vérification des cordons de soudure sont :

• pour les cordons de semelles : $1,183 \left[\frac{N}{\sum l_i a_i \alpha_i} + \frac{M \cdot h}{h^2 l_1 a_1 \alpha_1 + 2(h - 2e_s) l_2 a_2 \alpha_2} \right] < \sigma_{en}$

$$1,183 \left[\frac{6260}{74,05} + \frac{21,11 \cdot 10^5 \times 45}{1,2 (45^2 \times 16,2 + 2 \times 42,08^2 \times 6,23)} \right] = 1807 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

• pour les cordons d'âme :

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{N}{\sum l_i a_i \alpha_i} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{T}{2 l_3 a_3 \alpha_3} \right)^2} = \sqrt{1,4 \left(\frac{6260}{74,05} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{8840}{2 \times 392,8 \times 1,2} \right)^2} = 161 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$



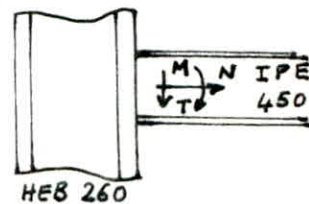
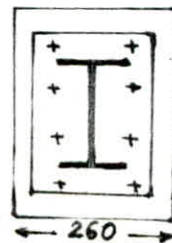
III/ ASSEMBLAGE POUTRE IPE 450 - POUTEAU HEB 260 :

Type d'appui :
ancastrement.

$$N = -3,7 \text{ tf (traction)}$$

$$M = 25,16 \text{ tm}$$

$$T = 15 \text{ tf}$$



(A) Assemblage platine - poteau :

Soit $n = 8$ boulons HR₁₀₋₉ $\phi 20 \rightarrow d = 22 \text{ mm}$. $e_p = 20 \text{ mm} < 2d$. $e_s = 17,5 \text{ mm} = e_{\min}$

$66 \leq \delta \leq 220 \text{ mm} \rightarrow \delta = 150 \text{ mm}$.

$$\sup \left\{ \begin{array}{l} 33 \text{ mm} \\ \frac{0,8 \times 14980}{8 \times 1,75 \times 2400} = 3,5 \text{ mm} \leq \delta \leq 55 \rightarrow \delta_1 = 35 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$33 \leq \delta_t \leq 55 \text{ mm} \rightarrow \delta_t = 50 \text{ mm}$. \rightarrow platine $580 \times 250 \text{ mm}^2$.

(1) effet de M : $F_1 = \frac{M d_1}{\sum d_i^2} = \frac{25,16 \cdot 10^5 \times 48}{48^2 + 31^2 + 14^2} = 34894 \text{ daN}$. $F_1^* = \frac{F_1}{2} = 17,45 \text{ tf}$

(2) effet de N : $N^* = \frac{N}{8} = \frac{3700}{8} = 462,5 \text{ daN}$.

précontrainte du boulon : $N_0 = 18,07 \text{ tf}$. ($\sigma_{en_b} = 9000 \text{ daN/cm}^2$)

(3) effet de M et N : vérification à l'arrachement :

$N_{\text{tot}}^* = N^* + F_1^* = 17,9 \text{ tf} < N_0$. \rightarrow vérifié.

(4) effet de N et T : vérification au cisaillement :

$1,1 \psi (N_0 - N^*) = 1,1 \times 0,3 \times (18,07 - 0,462) = 5,81 \text{ tf}$. $T = \frac{T}{8} = 1,87 \text{ tf} < 1,1 \psi (N_0 - N^*)$

(B) Vérification des cordons de soudure (assemblage poutre-platine) :

épaisseur : $a = 14 \text{ mm} \rightarrow \alpha = 12 \text{ mm}$.

$l_1 = 190 - (2 \times 14) = 162 \text{ mm}$. $l_2 = \frac{190 - 9,4}{2} - (2 \times 14) = 62,3 \text{ mm}$.

$l_3 = 450 - (2 \times 14,6) - (2 \times 14) = 392,8 \text{ mm}$. $\rightarrow \sum l_i a_i \alpha_i = 74,05 \text{ cm}^2$

- vérification des cordons de semelles :

$1,183 \left[\frac{3700}{74,05} + \frac{25,16 \cdot 10^5 \times 45}{1,2 (45^2 \times 16,2 + 2 \times 42^2 \times 6,23)} \right] = 2093 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2$

- vérification des cordons d'âme :

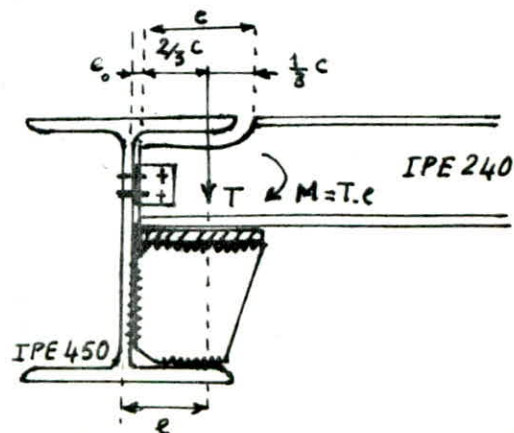
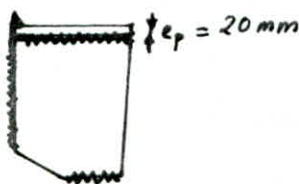
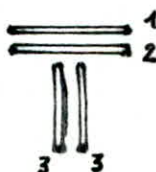
$\sqrt{1,4 \left(\frac{3700}{74,05} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{14980}{2 \times 39,2 \times 1,2} \right)^2} = 221 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$.

IV/ ASSEMBLAGE POUTRE IPE 450 - SOLIVE IPE 240 :

type d'appui : articulation.

Les semelles supérieures de la poutre et de la solive devant être au même niveau (plancher), on adoptera l'assemblage suivant :

Ce type d'appui n'est capable de transmettre qu'une réaction verticale. Les boulons sont constructifs. Le raidisseur seul reprend cet effort vertical.



Les cordons 1 et 2 reprennent le moment M résultant de l'excentricité de T .
 Les cordons 3 reprennent l'effort tranchant T .
 Le raidisseur de la poutre ne s'appuie pas sur la semelle. L'effort T est repris par les soudures du raidisseur d'âme.

(1) efforts: $T = \frac{8442}{2} = 4221 \text{ dan.}$

$M = T \cdot e = T \left(\frac{2}{3} c + e_0 \right)$. $c =$ largeur de la plaque d'appui.

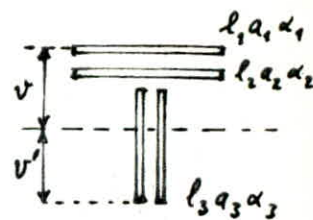
$c > \frac{b}{2} = \frac{19}{2} = 9,5 \text{ cm} \rightarrow c = 11 \text{ cm}$. $e_0 = \frac{0,94}{2} = 0,47 \text{ cm}$.

$M = 4,22 \left(\frac{2}{3} \times 11 + 0,47 \right) = 32,93 \text{ tm} = 0,33 \text{ tm}$.

(2) Vérification de l'assemblage:

soit $a = 8 \text{ mm} \rightarrow a\alpha = 7,2 \text{ mm}$. $l_1 = 110 - (2 \times 8) = 94 \text{ mm} = l_2$.

$l_3 = L_3 - 2a = 175,4 - 16 = 159,4 \text{ mm}$.



• le cordon 3 est sollicité latéralement par T : $\sigma_{II} = \frac{T}{2l_3 a_3 \alpha_3} = \frac{4221}{2 \times 15,94 \times 0,72} = 184 \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2}$

• les cordons 1 et 2 sont sollicités frontalement par M :

position du centre de gravité: $y_G = \frac{2l_3 \cdot \frac{l_3}{2} + l_2 \left(l_3 + \frac{a\alpha}{2} \right) + l_1 \left(l_3 + a\alpha + \frac{a\alpha}{2} + e_1 \right)}{\sum_{i=1}^3 l_i a_i \alpha_i}$ $a\alpha = 11,56 \text{ cm}$

$I_x = 2 \left(15,94 \times 0,72 \times 3,59^2 \right) + \left(9,4 \times 0,72 \times 5,18^2 \right) + \left(9,4 \times 0,72 \times 7,18^2 \right) = 826,3 \text{ cm}^4$

$\sigma = \frac{M \cdot v}{I_x} = \frac{0,33 \cdot 10^5 \times 7,98}{826,3} = 318,7 \text{ dan/cm}^2$.

la contrainte finale est: $\sigma_f = \sqrt{\sigma_{II}^2 + \sigma^2} = 368 \text{ dan/cm}^2$.

on vérifie: $\frac{\sigma_f}{0,75} = 490,6 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ dan/cm}^2$.

- vérification de l'âme de la solive à la pression localisée:

$p = \frac{T}{e_a \cdot c} = \frac{4221}{0,62 \times 11} = 619 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en} \rightarrow$ vérifié.

On fixe une cornière de part et d'autre de l'âme de la solive par deux (02) boulons ordinaires $\phi 8$. La cornière est de dimensions $40 \times 40 \times 4$

Des trous oblong dans les âmes permettent un jeu de rotation. Le raidissement de l'âme de la poutre est nécessaire.

Les boulons seront vérifiés au cisaillement par T , et le raidisseur sera vérifié au flambement sous $N = T$ et $l_f =$ hauteur du raidisseur.

- vérification des boulons:

$1,54 \frac{T}{A_r} = 1,54 \cdot \frac{4221}{2 \times 3,66} = 888 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$. donc vérifiés.

$$l_5 \geq \frac{1,65 \cdot 10^3}{0,75 \times 0,3 \times 2400} = 3 \text{ cm} \quad L_5 = l_5 + 1 = 4 \text{ cm} \quad \text{Le cordon inférieur est sollicité par une force: } F_1 = (100,5 - 94,6) \cdot \frac{15 - 4,21}{15} = 4,24 \text{ tf}$$

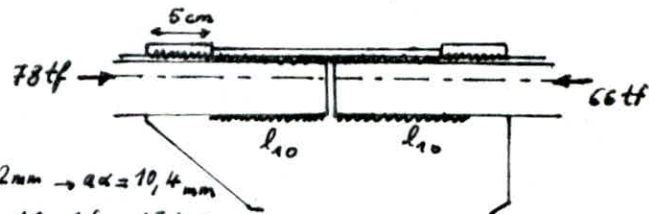
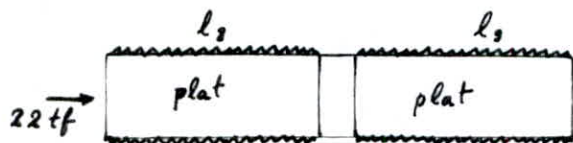
$$l_6 \geq \frac{4,24 \cdot 10^3}{0,75 \times 0,3 \times 2400} = 7,86 \text{ cm} \rightarrow L_6 \geq 8,46 \text{ cm} \quad \text{soit } L_6 = 10 \text{ cm}.$$

Pour avoir une forme du gousset assez proche d'un rectangle, on prend $L_5 = 50 \text{ cm}$ (longueur déterminée par l'assemblage diagonale + montant sur gousset).

- Epaisseur du gousset: elle est donnée en fonction de l'effort normal le plus défavorable N dans la diagonale:

$$N = 44,6 \text{ tf} \rightarrow \text{on prend une épaisseur } e = 10 \text{ mm}.$$

* Comme les membrures de la ferme dépassent la longueur commercialisée des profilés (12 m), on doit mettre un joint au niveau d'un nœud. On le réalisera au nœud le moins sollicité.



$$a_g = 12 \text{ mm} \rightarrow a = 10,4 \text{ mm}$$

$$l_8 = 19 - 1,6 = 17,4 \text{ cm}$$

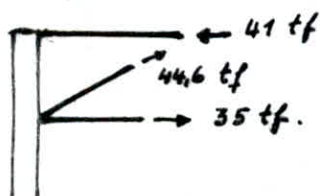
$$l_9 = 17,4 \text{ cm}.$$

• Vérification des soudures:

$$\sigma = \frac{78000 \times \frac{10,79}{15 \times 2}}{0,75 \times 1,04 \times 17,4} = 2067 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}.$$

$$l_{10} \geq \frac{78000 \times 4,21}{15 \times 0,75 \times 0,72 \times 2400} = 16,9 \text{ cm} \rightarrow L_{10} \geq 18,5 \text{ cm} \rightarrow L_{10} = 19 \text{ cm} \quad a_{10} = 8 \text{ mm}.$$

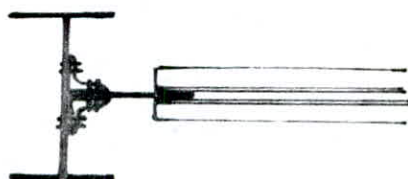
VI/ ASSEMBLAGE FERME - POTEAU HEB500 : (ancastrement).



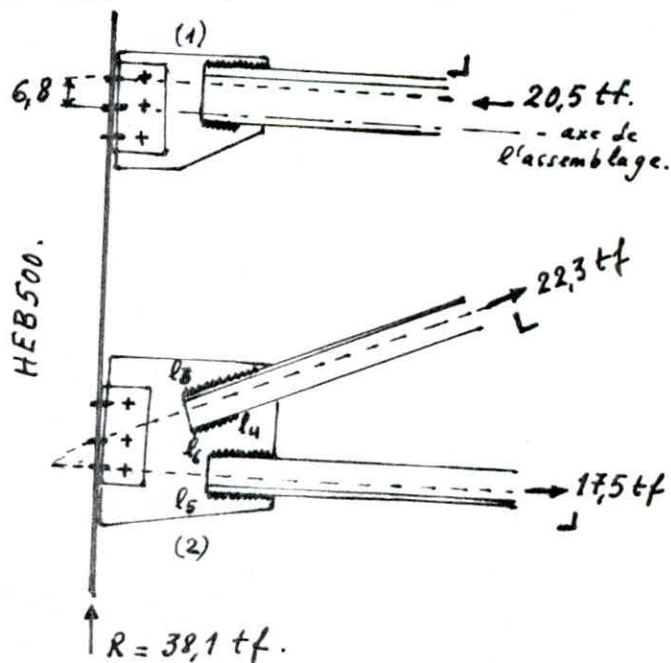
Les efforts sont obtenus avec la combinaison:

$$\frac{4}{3} G + \frac{12}{12} (P + N).$$

vue de dessus:



vue de face:



(1) Calcul de l'assemblage 1 :

espacement des boulons ordinaires $\phi 20 \rightarrow d = 22 \text{ mm}$. $3d \leq \delta \leq 10d \rightarrow \delta = 70 \text{ mm}$

$1,5 d \leq \delta_1 \leq 2,5 d \rightarrow \delta_1 = 40 \text{ mm}$.

On choisit une cornière d'attache L 60x60x6 de longueur 22 cm.

- excentricité de la force γ l'axe de l'assemblage: $e = 11,421 = 6,79 \text{ cm}$.

Il en résulte un moment d'excentrement: $M = \frac{F}{2} \cdot e = \frac{10,5}{2} \times 0,067 = 0,35 \text{ tm}$

a) liaison âme du poteau - cornière d'attache: vérification des boulons:

sont sollicités par M en traction: $F_1 = \frac{M d_1}{\frac{5}{4} d_1^2}$.

$d_1 = d_2 = 14 \text{ cm} \rightarrow F_1 = 2000 \text{ daN} = 2 \text{ tf}$.



- effet de N :

on a 6 boulons tendus avec $N = 10,5 \text{ tf}$. $F'_1 = \frac{N}{6} = 1,75 \text{ tf}$. (effort par boulon)

vérification: $1,25 \frac{N}{A_r} = 1,25 \frac{2000 + 1750}{2,45} = 1913 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$.

b) liaison gousset - cornière d'attache:

les boulons sont sollicités au cisaillement par: $T = 2000 + 1750 = 3750 \text{ daN}$

Soient 3 boulons $\phi 20$.

vérification: $1,54 \frac{T}{A_r} = 1,54 \times \frac{3750}{2,45} = 2247 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$.

c) liaison arbalétrier - gousset: (soudures):

épaisseur de cordon: $a = 8 \text{ mm} \rightarrow a_w = 7,2 \text{ mm}$.

$l_1 \geq \frac{20,5 \cdot 10^3 \times 4,21}{15 (0,75 \times 0,72 \times 2400)} = 4,44 \text{ cm} \rightarrow L_1 = 7 \text{ cm}$. (longueur réelle).

$l_2 \geq \frac{20,5 \cdot 10^3 \times 10,8}{15 (0,75 \times 0,72 \times 2400)} = 11,38 \text{ cm} \rightarrow L_2 = 13 \text{ cm}$.

épaisseur du gousset: $e_p = 10 \text{ mm}$.

(2) Calcul de l'assemblage 2 :

a) liaison âme du poteau - cornière d'attache:

sollicitée par R , H et M .

$H/2 = 4,2 \text{ tf}$. $M = \frac{H}{2} \cdot e = 4,2 \cdot e$.

espacement des boulons $\phi 20 \rightarrow d = 22 \text{ mm}$:

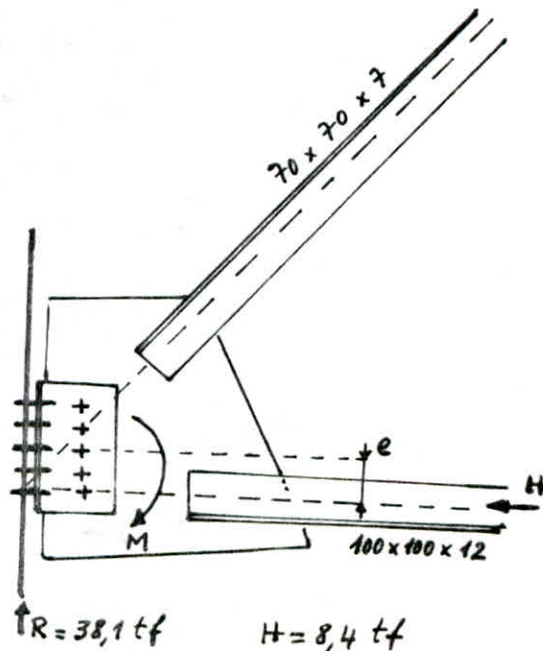
$\delta = 80 \text{ mm}$. $\delta_1 = 50 \text{ mm}$.

soit la cornière d'attache: L 60x60x6 de longueur 42 cm.

- excentricité de l'épave l'axe de l'assemblage:

$e = 21,29 = 18,1 \text{ cm}$.

moment résultant: $M = \frac{H \cdot e}{2} = 0,76 \text{ tm}$.



- effet de M: (traction): $F_1 = 1266 \text{ dan.}$
- effet de R (cisaillement): $F_R = \frac{R}{6} = \frac{38100}{10} = 3810 \text{ dan.}$
- + vérification aux contraintes multiples:

$$\frac{\sqrt{N^2 + 2,36T^2}}{A_r} = \frac{\sqrt{1266^2 + 2,36 \times 3810^2}}{2,45} = 2443,5 \text{ dan/cm}^2 \approx \sigma_{en} = 2400 \text{ dan/cm}^2$$

b) liaison gousset-cornière d'attache:

Les boulons sont sollicités par $\frac{T}{2}$ et M. (cisaillement).

$$T = \frac{8,4}{2 \times 5} + 1266 = 2108 \text{ dan.} \quad 1,54 \frac{T}{A_r} = 1312,5 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

c) liaison arbalétrier-gousset: (soudures):

épaisseur du cordon: $a = 8 \text{ mm} \rightarrow a_w = 7,2 \text{ mm.}$

$$l_3 \geq \frac{22300 \times 5,03}{7(0,75 \times 0,72 \times 2400)} = 12,36 \text{ cm.} \rightarrow L_3 \geq 13,96 \text{ cm.} \quad L_3 = 14 \text{ cm.}$$

$$l_4 \geq 8,48 \text{ cm} \rightarrow L_4 = 7 \text{ cm.} \quad l_5 \geq \frac{17,5 \cdot 10^3 \times 7,1}{10(0,75 \times 0,72 \times 2400)} = 9,58 \text{ cm.} \quad L_5 = 12 \text{ cm}$$

$$l_6 \geq 3,91 \text{ cm} \rightarrow L_6 = 6 \text{ cm.}$$

VII/ LIAISON PANNE-ARBALETRIER:

Les pannes prennent appui sur les portiques transversaux. Leur attache sur les portiques se fait en utilisant des équerres et 2 boulons ordinaires $\phi 12$.

L'attache de la panne sablière sur les poteaux se fera à l'aide des équerres. Cette panne constitue une des pièces du pan.

On utilisera comme assise de la panne un UAP 120 de renforcement. Des boulons ordinaires $\phi 12$ reprendront l'effort tranchant:

$$T = 2,51 \text{ tf.}$$

- vérification des boulons au cisaillement:

4 boulons $\phi 12$.

$$1,54 \frac{T}{4A_r} = 1,54 \frac{2510}{4 \times 8,43} = 114,6 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

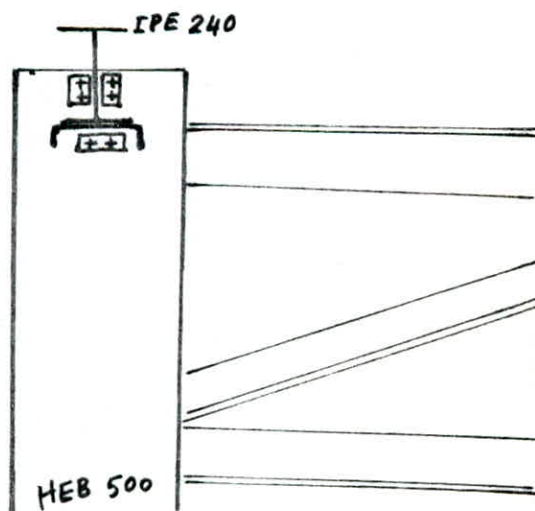
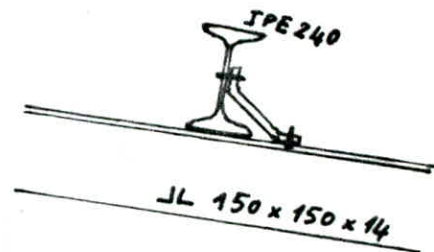
VIII/ ASSEMBLAGE POTEAU-FERME CONSOLE.

(1) Calcul de l'assemblage 1:

a) liaison âme du poteau-cornière d'attache:

sollicitée par R et H. $R = 3,73 \text{ tf.} \quad H = 2,3 \text{ tf.}$

Boulons ordinaires $\phi 20 \rightarrow d = 22 \text{ mm.} \quad \delta = 70 \text{ mm.} \quad \delta_p = 40 \text{ mm} = \delta_t$.
cornière d'attache $60 \times 60 \times 6$ de longueur 22 cm.



- effet de N: $N^* = \frac{2300}{6} = 383 \text{ dan.}$

$N = 383 + 1750 = 1650 \text{ dan.}$

(on a ajouté l'effet de la ferme). $2,17tf$

- effet de R:

$T = \frac{3730}{6} = 2133 \text{ dan.}$

- vérification aux contraintes multiples:

$\frac{\sqrt{N^2 + 2,36 T^2}}{A_r} = 1498 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en.}$

b) liaison gousset - cornière d'attache:

boulons sollicités par H (cisaillement).

$1,54 \frac{T}{A_r} = 1341 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en.}$

c) liaison arbalétrier - gousset:

cordons de soudures d'épaisseur $a = 8 \text{ mm.}$

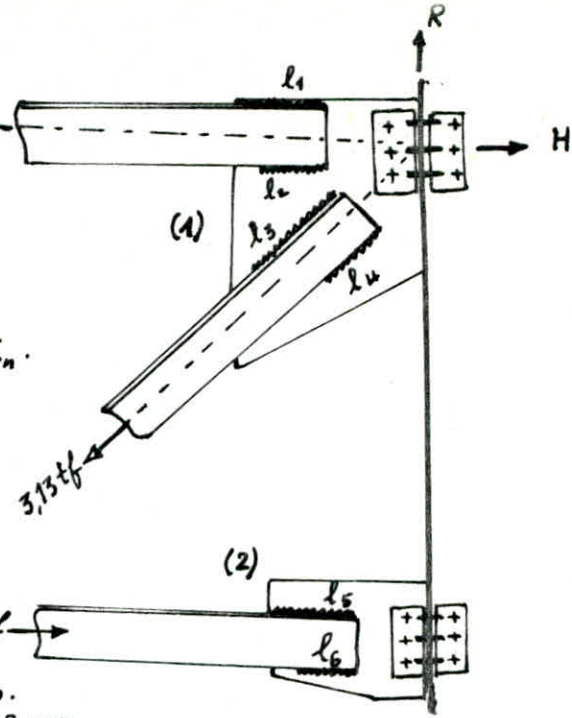
$ad = 7,2 \text{ mm.}$

$l_1 \geq \frac{2170 \times 5,03}{7 \times 0,75 \times 0,72 \times 2400} = 1,20 \text{ cm} \rightarrow L_1 = 4 \text{ cm.}$

$l_2 \geq \frac{2170 \times 1,97}{7 \times 0,75 \times 0,72 \times 2400} = 0,47 \text{ cm} \rightarrow L_2 = 3 \text{ cm}$

$l_3 \geq \frac{3130 \times 2,88}{4 \times 0,75 \times 0,72 \times 2400} = 1,74 \text{ cm} \rightarrow L_3 = 4 \text{ cm}$

$l_4 \geq \frac{3130 \times 1,12}{4 \times 0,75 \times 0,72 \times 2400} = 0,68 \text{ cm} \rightarrow L_4 = 3 \text{ cm}$



(2) Assemblage 2 :

a) liaison âme du poteau - cornière d'attache:

les efforts étant faibles, la liaison est vérifiée avec 5 boulons $\phi 20$.

b) liaison gousset - cornière d'attache:

$1,54 \frac{T}{A_r} = 1,54 \frac{570}{2,45} = 358 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en.}$

c) liaison barre - gousset: (soudures).

$a = 8 \text{ mm.} \rightarrow ad = 7,2 \text{ mm.}$

$l_5 \geq \frac{5700 \times 5,03}{7(0,75 \times 0,72 \times 2400)} = 3,16 \text{ cm.} \rightarrow L_5 = 5 \text{ cm.}$

$l_6 \geq \frac{5700 \times 1,93}{7(0,75 \times 0,72 \times 2400)} = 1,24 \text{ cm} \rightarrow L_6 = 3 \text{ cm.}$

BASES DE POTEAUX

I/ GENERALITES :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de fondation les efforts développés dans le poteau par les charges et surcharges de la construction. Etant donnée la faible résistance du matériau du massif (béton) par rapport à l'acier, la base est généralement élargie afin que la contrainte admissible sur le matériau de fondation ne soit pas dépassée.

- Cela se fait par l'intermédiaire d'une plaque d'assise ou platine dont les dimensions dépendent de l'importance des efforts à transmettre, et qui est soudée à la base du poteau perpendiculairement à l'axe longitudinal de celui-ci. On obtient ainsi des zones hétérogènes acier-béton.

II/ CALCUL DE LA BASE :

Le type de base adoptée ici est un encastrement ; la base est étalée dans le sens perpendiculaire à l'axe du moment et elle doit transmettre les efforts M, N, T . La platine est raidie pour réduire son épaisseur.

(1) Poteau HEB 500 :

a) Dans le sens longitudinal :

$$\begin{cases} M_{max} = 11,65 \text{ tm} = G + P + 1,2E. \rightarrow N^{cor} = 26,31 \text{ tf. (C.M.66)} \\ M^{min} = 0,41 \text{ tm} = G + 1,2P \rightarrow N^{cor} = 41,7 \text{ tf. (B.A.68)} \end{cases}$$

- excentricité: $\frac{M}{N} = 0,44 \text{ m} > \frac{h}{2} = 35 \text{ cm}$.

- Dimensions minimales de la platine :

$$\frac{N}{bh} + \frac{6M}{bh^2} \leq \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_b = 67,5 \text{ daN/cm}^2$$

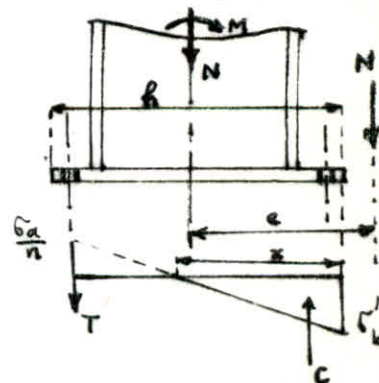
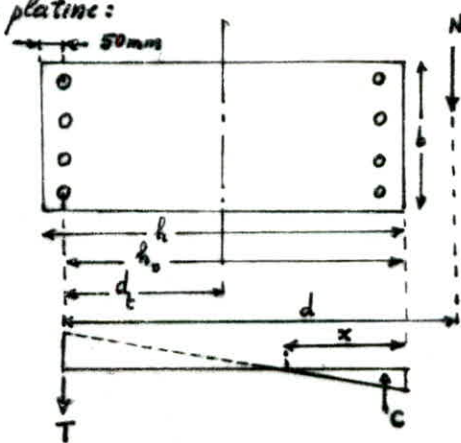
Soit $b = 500 \text{ mm} \rightarrow$

$$h \geq \frac{50 \times 4190 + 6 \times 0,41 \cdot 10^5}{2500 \times 67,5}$$

$$h \geq 13,8 \text{ cm}$$

Soit $h = 700 \text{ mm}$.

8 boulons d'ancrage.



Ω = somme des sections des boulons actifs: $\Omega = 4 A_r$.

La résultante des efforts verticaux sort du noyau central et de la platine. Donc les boulons sont obligatoires afin d'empêcher le renversement du poteau. Il y a compression sur la fondation d'un côté et traction dans les boulons du côté opposé.

On procédera donc comme pour une section de béton armée sollicitée en flexion composée avec comme inconnues: $x, \Omega, \bar{\sigma}'_b, \bar{\sigma}_a$.

En acceptant l'hypothèse de Navier et en écrivant les équations d'équilibre, on obtient:

$$x^3 + 3(d-h_0)x^2 + 90 \frac{d}{b} \Omega \cdot x - 90 \frac{d}{b} \Omega h_0 = 0. \quad (1) \quad \bar{\sigma}'_b = \frac{2(M+Nd_c)}{b \cdot x (h_0 - \frac{x}{3})}; \quad \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_b \frac{h_0 - x}{x}$$

$e = 44 \text{ cm} > \frac{b}{2} = 25 \text{ cm} \rightarrow$ des boulons sont nécessaires ;

$b = 50 \text{ cm}$. $h = 70 \text{ cm}$. $d_t = 20 \text{ cm}$. $e = 44 \text{ cm}$. $d = 64 \text{ cm}$. $h_0 = 45 \text{ cm}$.

On choisit 4 boulons $\phi 18 \rightarrow \Omega = 4 A_r = 7,68 \text{ cm}^2$.

(3) $\Rightarrow x^3 + 57x^2 + 691,2x - 31104 = 0 \Rightarrow x = 16,4 \text{ cm}$.

contrainte dans le béton: $\sigma'_b = \frac{2(M + N d_t)}{b \cdot x (h_0 - \frac{x}{3})} = \frac{2(0,41 \cdot 10^5 + 41690 \times 20)}{64 \times 16,4 (45 - \frac{16,4}{3})} = 43 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$

contrainte dans l'acier:

$$\sigma_a = \sigma'_b \cdot n \frac{h_0 - x}{x} = 43 \times 15 \frac{45 - 16,4}{16,4} = 1104 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2000 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$C = \sigma'_b \frac{b \cdot x}{2} = \frac{M + N \cdot d_t}{h_0 - \frac{x}{3}} = \frac{26310 \times 64}{45 - \frac{16,4}{3}} = 42,6 \text{ tf} . \quad T = C - N = 16,28 \text{ tf} .$$

$$1,25 \frac{T}{4 A_r} = 1,25 \cdot \frac{16280}{4 \times A_r} \leq 3000 \text{ daN/cm}^2 \Rightarrow A_r \geq 1,69 \text{ cm}^2 . \quad (\text{cisaillement}) .$$

On choisit des boulons $\phi 18 \rightarrow A_r = 1,92 \text{ cm}^2$.

- Epaisseur de la platine :

$$\sigma'_b = \frac{2 \cdot C}{h \cdot x} = \frac{2 \times 42600}{64 \times 16,4} = 81,2 \text{ daN/cm}^2 .$$

$$y = \frac{81,2}{16,4} \times 10 = 49,5 \text{ cm} .$$

$$M = (81,2 \times 1 \times 10 \times \frac{10}{2}) - (49,5 \times 1 \times \frac{10}{2} \times \frac{10}{3}) = 3235 \text{ daN-cm} .$$

$$e_p \geq \sqrt{\frac{6M}{\sigma_{en}}} = 2,84 \text{ cm} . \quad \text{soit } e_p = 40 \text{ mm} .$$

- effort tranchant: $T = 6,92 \text{ tf} < 0,4 \times C = 17 \text{ tf} \rightarrow$ donc l'effort tranchant est dissipé par frottement platine-massif sans pour autant solliciter les boulons.

b) Dans le plan transversal:

- efforts:

$$\text{c.M.66} \begin{cases} M_{\max} = G + P + 1,2E = 21,6 \text{ tm} . \\ N^{\text{cor}} = 46,26 \text{ tf} . \\ T = 7,88 \text{ tf} . \end{cases}$$

$$\text{c.C.B.A 68} \begin{cases} M^{\max} = G + 1,2P = 3,25 \text{ tm} \\ N^{\text{cor}} = 34,82 \text{ tf} . \end{cases}$$

- excentricité: $e = \frac{M}{N} = \frac{21,6}{46,26} = 0,47 \text{ m} = 47 \text{ cm} . > \frac{h}{2} = 35 \text{ cm} \rightarrow$ nécessité de boulons.

$b = 50 \text{ cm}$. $h = 70 \text{ cm}$. $d_t = 30 \text{ cm}$. $e = 47 \text{ cm}$. $d = 77 \text{ cm}$. $h_0 = 65 \text{ cm}$.

soit 4 boulons $\phi 18 \rightarrow \Omega = 7,68 \text{ cm}^2$.

(3) $\Rightarrow x^3 + 36x^2 + 1064,5x - 69192,5 = 0 \Rightarrow x = 26 \text{ cm}$.

$$\sigma'_b = \frac{2(3,25 \cdot 10^5) + 2(34820 \times 30)}{50 \times 26 \times (65 - \frac{26}{3})} = 75 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_b . \quad (\text{compression du béton vérifiée})$$

$$\sigma_a = 75 \times 15 \times \frac{65 - 26}{26} = 1688 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_a . \quad (\text{boulon vérifié à la traction})$$

$$C = \frac{34,820 \times 77}{65 - \frac{26}{3}} = 48 \text{ tf.} \quad T = C - N = 48 - 35 = 13 \text{ tf.}$$

vérification: $1,25 \frac{T}{4A_r} \leq 3000 \text{ daN/cm}^2 \Rightarrow A_r \geq 1,25 \times \frac{12780}{4 \times 3000} = 1,33 \text{ cm}^2$

boulon $\phi 18 \rightarrow A_r = 1,92 \text{ cm}^2$.

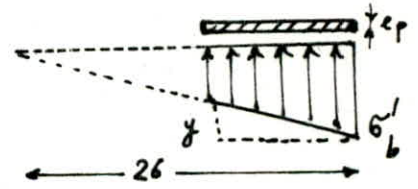
- Epaisseur de la platine: $\sigma'_b = \frac{2C}{bx} = \frac{2 \times 47600}{50 \times 26} = 75 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$.

• section 1-1:

$$y = \frac{75}{26} \times 10 = 28,85 \text{ cm.}$$

$$M = (75 \times 1 \times \frac{10^3}{2}) - (28,85 \times \frac{10^3}{6}) = 3269 \text{ daN-cm.}$$

$$e_p \geq \sqrt{\frac{6 \times 3269}{2400}} = 2,86 \text{ cm.} \quad e_p = 40 \text{ mm.}$$



• section 2-2:

$$M = 75 \times 10 \times \frac{10}{2} = 3750 \text{ daN-cm.} \quad e_p = 4 \text{ cm.}$$

$$\frac{6M}{e_p^2} = \frac{6 \times 3750}{16} = 1406 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{em} \rightarrow \text{épaisseur vérifiée.}$$

- effort tranchant: $T = 7,88 \text{ tf} < 0,4 \cdot C = 19 \text{ tf} \rightarrow$ l'effort tranchant est repris par le frottement platine-massif.

On mettra des raidisseurs constructifs d'épaisseur 10 mm.

- Ancrage:

Les boulons sont ancrés dans le béton armé; on doit alors vérifier la résistance de la liaison acier-béton.

On utilisera une tige lisse avec crochet.
Le crochet doit satisfaire ces conditions:

$$l_1 \geq r \geq l_2$$

$$l_2 \geq 2\phi. \quad l_1 \geq 25\phi.$$

$$r \geq 3\phi.$$

$$l_1 = l - 26\phi.$$

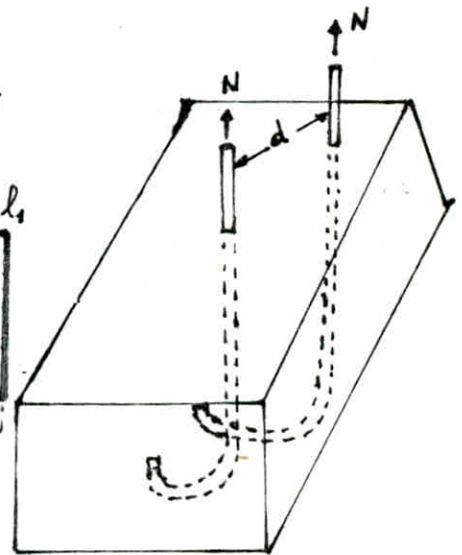
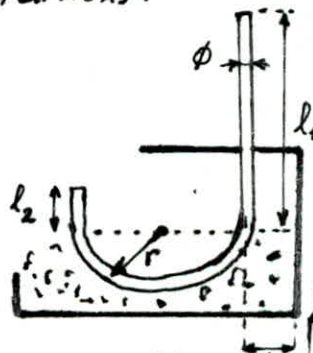
$$l_2 = 50 \text{ mm.} \quad r = 70 \text{ mm.}$$

$$l_1 = 680 \text{ mm.} \quad d_1 = 50 \text{ mm.}$$

effort capable:

$$\bar{N} = 0,1 \left(1 + \frac{78c}{1000}\right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2).$$

$$\bar{N} = 4477 \text{ daN} > N = 4435 \text{ daN.}$$

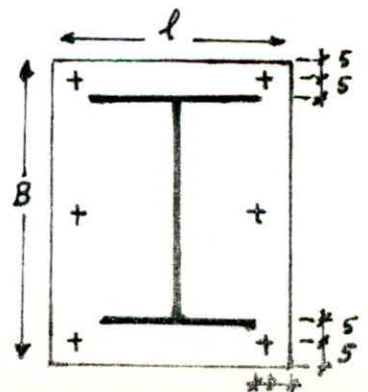


II/ BASE DU POTEAU HEB 260:

a) Dans le sens longitudinal:

$$\text{C.M. 66} \begin{cases} M^{\max} = G + P + 1,2E = 9,4 \text{ tm.} \\ N_{\text{cor}} = 47 \text{ tf} \\ T = 3,5 \text{ tf.} \end{cases}$$

$$\text{B.A. 68} \begin{cases} G + 1,2P. \\ M = 0,06 \text{ tm} \\ N = 38 \text{ tf.} \end{cases}$$



- dimensions de la platine: $l = 260 + 2 \times 100 = 460 \text{ mm}$
 $B = 260 + 2 \times 100 = 460 \text{ mm}$.

- excentricité: $e = \frac{M}{N} = \frac{8,4}{47} = 0,18 \text{ m} > B/2$.

$d = \frac{l}{2} - e = 23 - 18 = 5 \text{ cm}$. $b = 15 \text{ cm}$.

$\sigma'_{\max} \times \frac{15 \times 46}{2} = N \Rightarrow \sigma'_{\max} = \frac{2 \times 47000}{15 \times 46} = 136 \text{ daN/cm}^2$.

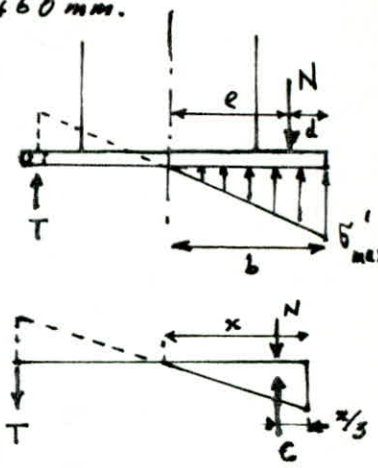
hypothèse de Navier: $\frac{\sigma_a/n}{\sigma'_b} = \frac{h_0 - x}{x}$. $T = \Omega \cdot \sigma_a$.

$C = \sigma'_b \frac{B \cdot x}{2}$. $\frac{T}{C} = \frac{2n\Omega}{B} \cdot \frac{h_0 - x}{x^2}$.

$C = N$. On met 3 boulons $\phi 20 \rightarrow A_r = 7,35 \text{ cm}^2$.

$T = C \cdot \frac{2n\Omega}{B} \cdot \frac{h_0 - x}{x^2}$. $\Sigma m_b \text{ pt d'application de } N \Rightarrow$

$36 \cdot T = C (36 - 41 + x/3) \Rightarrow \frac{T}{C} = \frac{x/3 - 5}{36} \Rightarrow \frac{x - 15}{108} = \frac{220,5}{46} \cdot \frac{41 - x}{x^2} \Rightarrow$
 $x^3 - 15x^2 + 518x - 21225 = 0 \Rightarrow x = 26,2 \text{ cm}$.



- contrainte dans le massif:

$\sigma'_b = \frac{2(0,06 \cdot 10^5 + 38000 \times 18)}{46 \times 26,2 \times (41 - \frac{26}{3})} = 36 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$.

$\sigma'_a = \sigma'_b \cdot \frac{h_0 - x}{x} = 415 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a$. $C = \frac{47000 \times 36}{41 - \frac{26}{3}} = 52,3 \text{ tf}$.

$T = C \cdot N = 5,43 \text{ tf}$. $\sigma'_b = \frac{2 \times 52360}{46 \times 26} = 44 \text{ daN/cm}^2$.

$\sigma'_a = \frac{5430}{7,35} = 739 \text{ daN/cm}^2$

- vérification des boulons:

$1,25 \frac{5430}{7,35} = 924 \text{ daN/cm}^2 < 3000 \text{ daN/cm}^2 = \bar{\sigma}_{\text{ten}}$.

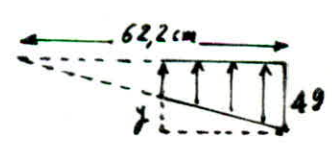
- épaisseur de la platine:

• section 1-1: $y = \frac{49}{26} \times 10 = 18,7 \text{ cm}$.

$M = 49 \times \frac{100}{2} - (18,7 \times \frac{100}{2}) = 2138 \text{ daN-cm}$.

• section 2-2: $M = 49 \times \frac{10^2}{2} = 2450 \text{ daN-cm}$.

$e_p \geq \sqrt{\frac{6M}{\sigma_{\text{ten}}}} = 2,47 \text{ cm}$. soit $e_p = 30 \text{ mm}$



- vérification de l'effort tranchant:

$T = 3,5 \text{ tf}$. $0,4 \cdot C = 20 \text{ tf} \Rightarrow T < 0,4 \cdot C$ (vérifié).

L'effort tranchant est repris par frottement.

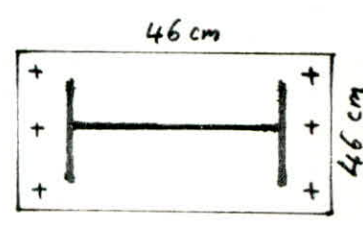
b) Dans le sens transversal:

$M^{\max} = 8,10 \text{ tm}$

$N = 28,3 \text{ tf}$

$T = 4,35 \text{ tf}$.

$G + 1,2P \rightarrow \begin{cases} M = 3,6 \text{ tm} \\ N = 30,8 \text{ tf} \end{cases}$



- excentricité: $e = \frac{M_1}{N} = \frac{27}{28,3} = 0,28m > \frac{h}{2} = 0,23m$

$b = 46 \text{ cm}$. $h = 46 \text{ cm}$. $d_t = 18 \text{ cm}$. $e = 28 \text{ cm}$. $d = 46,6 \text{ cm}$

On utilisera 3 boulons $\phi 20 \rightarrow \Omega = 7,35 \text{ cm}^2$.
 $h_0 = 41 \text{ cm}$.

$x^3 + 16,8 x^2 + 670,13 x - 27475 = 0 \rightarrow$

$x = 19,7 \text{ cm}$.

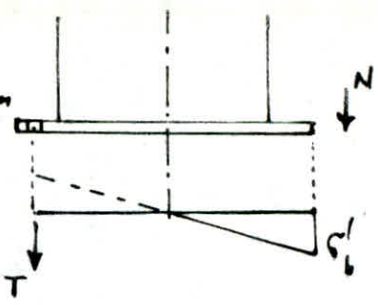
$\sigma'_b = \frac{2(3,6 \cdot 10^5 + 30770 \times 18)}{46 \times 19,7(41 - \frac{19,7}{3})} = 58,5 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

$\sigma_a = 58,5 \times 15 \times \frac{41 - 19,7}{19,7} = 949 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

$C = \frac{30770 \times 46,6}{41 - \frac{19,7}{3}} = 41,6 \text{ tf}$. $T = C \cdot N = 13,3 \text{ tf}$.

$\sigma'_b = \frac{2 \times 41640}{46 \times 19,7} = 92 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

$\sigma_a = \frac{13340}{7,35} = 1815 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$



- vérification des boulons:

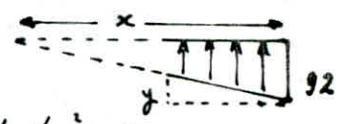
$1,25 \frac{13340}{7,35} = 2269 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en} = 3000 \text{ daN/cm}^2$

- épaisseur de la platine:

• section 1-1: $y = 46,7 \text{ cm}$. $M = 92 \times \frac{10^2}{2} - 46,7 \times \frac{10^2}{6}$

$M = 3822 \text{ daN}\cdot\text{cm}$. si $e_p = 3 \text{ cm}$. $\sigma = \frac{6M}{e_p^2} = 2548 \text{ daN/cm}^2 > \sigma_{en}$

soit $e_p \geq \sqrt{\frac{6 \times 3822}{2410}} = 3,1 \text{ cm}$. $\rightarrow e_p = 35 \text{ mm}$.



• section 2-2: $M = 92 \times \frac{10^2}{2} = 4600 \text{ daN}\cdot\text{cm}$. $\sigma = \frac{6 \times 4600}{3,5^2} = 2253 \text{ daN/cm}^2$

- vérification de l'effort tranchant:

$T = 4,35 \text{ tf} < 0,4 \cdot C = 16,6 \text{ tf} \rightarrow T$ est repris par frottement.

Le béton est dosé à 350 kg/m^3 de CPA 325 $\rightarrow \sigma'_m = \alpha \bar{\sigma}'_{b_0} = 1,2 \times 67,5$

$\sigma'_m = 81 \text{ daN/cm}^2$, où α est le coefficient de pression localisée.

La platine est dimensionnée avec (N_x, M_x) et vérifiée avec (N_y, M_y) .

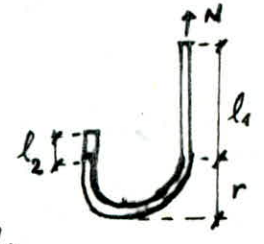
c) Ancrage des boulons:

effort de traction max sur un boulon: $N = \frac{13,34}{3} = 4,45 \text{ tf}$.

On utilise une tige lisse avec crochet, et de dimensions:

$\phi = 22 \text{ mm}$. $r = 70 \text{ mm}$
 $l_2 = 50 \text{ mm}$. $l_1 = 600 \text{ mm}$.
 $d_1 = 50 \text{ mm}$.

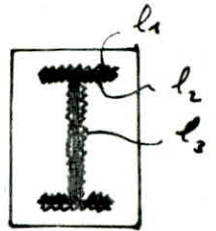
effort capable: (C.M. 66. p. 152): $\bar{N} = 4,50 \text{ tf} > N$.



III/ ASSEMBLAGE POTEAU-PLATINE : (soudures) :

(1) HEB 500 :

$$\begin{cases} M^{\max} = G + P + 1,2E = 21,6 \text{ tm.} \\ N^{\text{cor}} = 54,50 \text{ tf.} \end{cases} \quad \begin{cases} N^{\max} = 54,50 \text{ tf.} \\ M^{\text{cor}} = 8,6 \text{ tm} \end{cases}$$



- épaisseur de cordons : $a = 14 \text{ mm} \rightarrow a\alpha = 12 \text{ mm}$.

- longueurs utiles : $l_1 = 272 \text{ mm}$. $l_2 = 114,7 \text{ mm}$. $l_3 = 416 \text{ mm}$. $\Sigma l_i a_i \alpha_i = 96,3 \text{ cm}^2$

- vérification des cordons de semelles :

$$1,183 \left[\frac{48600}{96,33} + \frac{21,6 \cdot 10^5 \times 50}{1,2 (\overline{50}^2 \times 27,2 + 2 \times \overline{44,4}^2 \times 11,47)} \right] = 1537 \text{ dan/cm}^2 < \overline{5} \text{ cm}$$

- vérification des cordons d'âme :

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{54500}{96,33} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{7880}{2 \times 41,6 \times 1,2} \right)^2} = 677 \text{ dan/cm}^2 < \overline{5} \text{ cm}$$

(2) HEB 260 :

$$\begin{cases} M^{\max} = 7,20 \text{ tm.} \\ N^{\text{cor}} = 22 \text{ tf.} \end{cases} \quad \begin{cases} N^{\max} = 45,8 \text{ tf.} \\ M^{\text{cor}} = 0,92 \text{ tm.} \end{cases} \quad T = 4,35 \text{ tf.}$$

$a = 10 \text{ mm} \rightarrow a\alpha = 8,8 \text{ mm}$.

$l_1 = 240 \text{ mm}$. $l_2 = 105 \text{ mm}$. $l_3 = 205 \text{ mm}$. $\Sigma l_i a_i \alpha_i = 48,4 \text{ cm}^2$

- vérification des cordons de semelles :

$$1,183 \left[\frac{22000}{48,4} + \frac{7,2 \cdot 10^5 \times 26}{0,88 (\overline{26}^2 \times 24 + 2 \times \overline{22,5}^2 \times 10,5)} \right] = 1475 \text{ dan/cm}^2 < \overline{5} \text{ cm}$$

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{45810}{48,4} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{4350}{2 \times 20,5 \times 0,88} \right)^2} = 1131,5 \text{ dan/cm}^2 < \overline{5} \text{ cm}$$

FONDATAIONS

I/ GENERALITES :

Un facteur souvent négligé dans la construction est la nature du sol. C'est pourquoi 80% des ouvrages construits périssent par les fondations. On ne peut concevoir des fondations résistantes sans une étude de sol préalable, d'autant plus que de nos jours on construit partout sur des terrains bons ou mauvais, et qu'une étude de sol représente au plus 2% du prix de la construction.

La sécurité est la toute première raison des études de sol, mais la notion d'économie dans le choix des fondations est importante. En effet, les études de sol permettent de réaliser des fondations parfaitement adaptées, sans nuire à la longévité de leur ouvrage.

Dans notre cas, ne disposant pas du rapport de sol de l'ouvrage lui-même, on utilisera l'étude faite pour des bâtiments d'habitation voisins.

II/ CARACTERISTIQUES DU SOL ET CHOIX DES FONDATIONS :

Le choix du type et du niveau de fondation doit obéir à deux impératifs :

- intéresser une couche suffisamment résistante et peu compressible.
- être à l'abri des risques d'affouillement.

Vu le type de sol rencontré (pulvérulent), on n'a pas pu prélever des échantillons pour essais au laboratoire. L'investigation est faite par des essais in-situ au pénétromètre dynamique lourd type BORRO 2 et au S.P.T., qui ont permis de déterminer les caractéristiques mécanique du sol en place.

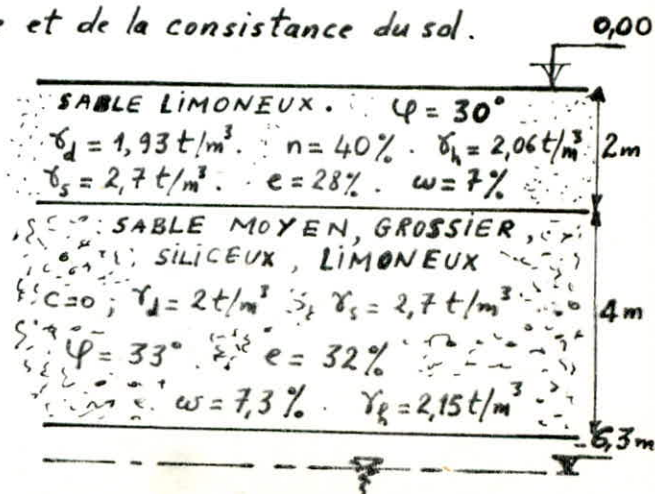
Les sondages effectués révèlent un sol homogène et sableux. Les essais ont pour but de donner une idée de la résistance et de la consistance du sol.

L'angle de frottement est déterminé par

la relation de Meyerhof :

$\varphi = 25 + 0,15 D_r$, où D_r est la densité relative mesurée au laboratoire sur un échantillon prélevé. A 2m de profondeur, l'indice de densité est :

$I_d = 65\%$ qui correspond à un sol dense.



La compacité du sol étant faible, elle est alors insignifiante dans les calculs de la portance. L'essai Proctor a donné pour teneur en eau optimale: $w = 7,8\%$ proche de celle du sol, et donc ce dernier est de compacité moyenne. La compacité joue un rôle décisif dans la capacité portante et le tassement d'une fondations. Terzaghi et Peck ont établi une relation entre le nombre de coups N par tranche de 30cm du pénétromètre enfoncé, et la compacité du milieu sableux. On en déduit que le sol est moyennement compact ($N = 29$ au S.P.T.).

Puisque l'ouvrage est enterré à 1,30m, et comme le terrain résistant se trouve à une faible profondeur de 1a, on établit une fondation superficielle.

III / CONTRAINTE ADMISSIBLE : PORTANCE

Dans les milieux sableux, c'est la limitation des tassements qui conditionne la contrainte admissible. On a opté pour l'encastrement de la semelle de fondation, donc il faut que les déformations verticales de la semelle soient identiques aux tassements du terrain.

(1) Capacité portante selon TERZAGHI :

D'après Caquot et Kerisel, pour $\varphi = 33^\circ$, les termes de portance valent :

$$N_\gamma = 34,8 \quad N_q = 26,1 \quad N_c = 38,7$$

- efforts : (1^{er} genre).

$$M = 3,25 \text{ tm.} \quad N = 35,3 \text{ tf.} \quad T = 2,60 \text{ tf.}$$

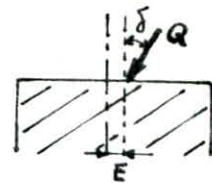
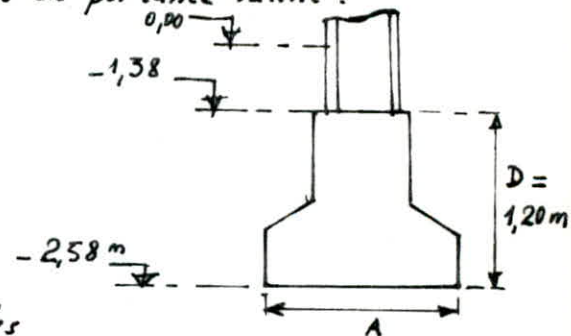
$$\bar{\sigma}_s = \gamma_h D + \frac{\rho \gamma_h N_\gamma + \gamma_h D (N_q - 1) + 1,3 C' N_c}{3}$$

En effet, la charge est inclinée (effet de T) et excentrée (effet de M). Pour cela on adoptera les coefficients correcteurs déduits des tableaux.

$$\delta = 4,2 \quad i_\gamma = 0,80 \quad i_q = 0,86$$

$$\bar{\sigma}_s = \gamma_h D + \frac{\rho \gamma_h i_\gamma N_\gamma + \gamma_h D i_q (N_q - 1) + 1,3 C' N_c}{3}$$

sol pulvérulent $\rightarrow c' = 0$.



On procédera par des itérations :

contrainte sous fondation: $\bar{\sigma}_s = \bar{\sigma}(N_4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{Q}{A \cdot B} + \frac{M \cdot v}{I} \leq \bar{\sigma}_s$

$v = \frac{A}{2}$. $I = \frac{B A^3}{12}$. On choisira les dimensions A et B de la semelle homothétiques à celles de la platine a et b (pour le poteau HEB500).

$$\frac{b}{a} = \frac{50}{70} = \frac{B}{A} \rightarrow \bar{\sigma}(N_4) = \frac{FN}{5A^2} + \frac{M \cdot A}{4I} \leq \bar{\sigma}_s = 25 \rightarrow 2,5A^3 - 49420A - 1365000 \geq 0$$

On se donne une valeur de $\bar{\sigma}_s$ (ici 2,5 bars), on tire la valeur A de cette inéquation

et on la remplace dans l'expression de Terzaghi donnant $\bar{\sigma}_s$. On obtient: $A = 1,50m$

$\rightarrow B = 1,10m$. $A' = A - 2E = 1,30m$. calculons $\bar{\sigma}_s$: $f = \frac{B}{A} = 0,30$.

$$\bar{\sigma}_s = 2,15 \times 1,20 + \frac{(0,30 \times 2,15 \times 0,8 \times 34,8) + (2,15 \times 1,20 \times 0,86 \times 25,1)}{3} = 2,7 \text{ t/m}^2 = 2,7 \text{ bars}$$

On injecte cette valeur dans l'équation du 3^e degré et on obtient:

$$2,7 A^3 - 49420 A - 682500 \geq 0 \rightarrow A = 1,45m \cdot B = 1,05m \cdot A' = 1,25m$$

$p = 0,28$. $\rightarrow \bar{\sigma}_s = 2,6,7 \text{ t/m}^2 = 2,67 \text{ bars}$. soit $\bar{\sigma}_s = 2,7 \text{ bars}$

Pour que l'hypothèse de l'encastrement du massif de fondation soit respectée il faudra dans le cas de notre sol (peu compressible) vérifier: $e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{A}{6}$

$$e_0 = 0,10m < \frac{1,45}{6} = 0,24m.$$

(2) Capacité portante selon MEYERHOF:

D'après les essais S.P.T. Meyerhof donne les valeurs de φ , de la densité relative du sol D_r , de sa compacité, et de la capacité portante d'une semelle isolée en fonction de N , de la profondeur et de la largeur de la semelle.

Profondeur (m)	B (m)	N → 30cm	D_r (%)	φ°	Compacité	Portance (bar)
1,50 à 1,95	1,45	06	0,25	28,7	peu compact	0,73
3,00 à 3,45	1,45	27	0,58	33,7	moyen ^t "	3,28
1,50 à 1,95	1,45	17	0,45	31,7	" "	2,06
3,00 à 3,45	1,45	11	0,32	30,0	" "	1,33
1,50 à 1,95	1,45	18	0,48	32,2	" "	2,18
3,00 à 3,45	1,45	20	0,50	32,5	" "	2,43
1,50 à 1,95	1,45	33	0,63	34,4	assez "	4,00
3,00 à 3,45	1,45	46	0,76	36,4	" "	5,60

φ = angle de frottement interne du sol. N = nombre de coups pour un enfoncement de 30cm.

Formules de Meyerhof: $\varphi = 25 + 0,15 D_r$.

$$q_{adm} = \bar{\sigma}_s = \frac{N}{12} \left(1 + \frac{0,3}{B}\right)^2 [10^5 P_a]$$

Si on fait une moyenne des valeurs de la portance, on trouve $\bar{\sigma}_s = 2,7 \text{ bars}$ dans la couche allant de 2 à 3 m. ; ce qui confirme le calcul fait avec la théorie de Terzaghi.

(3) Capacité portante selon TERZAGHI et PECK:

Dans l'essai pénétrométrique, la formule de battage utilisée est celle des Hollandais, pour calculer la résistance de pointe: $R_p = \frac{1}{5} \frac{M^2 H}{(M+P)e}$

L'essai pénétrométrique est un essai qualitatif.

Les essais S.P.T. et pénétrométriques nous montrent qu'il s'agit d'un sol dense.

IV/ EVALUATION DES TASSEMENTS :

Vu le type de sol, des échantillons n'ont pas pu être pris pour des essais au laboratoire afin d'évaluer les tassements. Cependant, on peut dire d'après les essais in-situ qu'ils sont faibles mais non négligeables. Ils interviendront à 75% environ lors de la construction. Les semelles isolées auraient l'avantage de réduire les tassements. Cependant elles seront reliées par des longrines pour éviter d'éventuels tassements différentiels.

Les sols grenues se caractérisent par un tassement rapide qui se produit dès que les charges sont appliquées ; par conséquent on conçoit qu'une bonne indication des tassements à craindre sera fournie par la mesure de la densité relative du sol. Dans notre cas elle est élevée ($D_r \approx 50\%$), ce qui signifie que le sol est serré et que les tassements seront peu importants, car l'amplitude des tassements est liée de près à la densité relative.

Quand on charge un sol non saturé, les efforts se transmettent instantanément aux grains et la déformation est quasi-immédiate. On peut estimer ici que le sol se comporte comme un milieu pseudo-élastique.

On peut relier la résistance de pointe R_p au module oedométrique E' du sol par :

$$E' = \alpha R_p. \quad R_p = 126 \text{ bars.} \quad \alpha = 2 \rightarrow E' = 252 \text{ bars.} = 252000 \text{ KN/m}^2.$$

— Tassement de la couche de sable grossier :

$$\sigma'_0 = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 \frac{h_2}{2} = (2,06 \times 2) + (2,15 \times 2) = 8,42 \text{ t/m}^2 = \text{contrainte initiale.}$$

charge concentrée équivalente : $P = q \cdot S = 2 \times 160 \times 130 = 5,62 \cdot 10^4 \text{ kg} = 562 \text{ KN.}$

$$\Delta \sigma = \frac{3P}{2\pi z^2} = z = 1,42 \text{ m.} \rightarrow \Delta \sigma = 13,30 \text{ t/m}^2 = 98,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{tassement : } \Delta h = h \frac{\Delta \sigma}{E'} = 4 \times \frac{98,5}{25200} = 1,56 \text{ cm.} < \Delta h_{\text{adm.}} = 2,5 \text{ cm.}$$

V/ CALCUL DES FONDATIONS :

(1) Fondation sous poteau HEB500 :

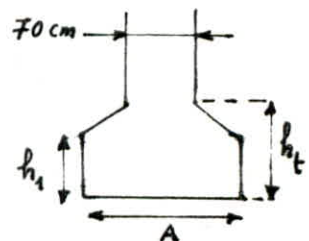
a) efforts : $N = 35,3 \text{ tf.} \quad M = 3,25 \text{ tm.} \quad (\text{SP1}).$

b) dimensionnement : $A = 1,50 \text{ m.} \quad B = 1,10 \text{ m.} \quad (\text{djà fait}).$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,10 \text{ m} < \frac{A}{6} = 0,25 \text{ m} \rightarrow \text{semelle stable.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A \cdot B} + \frac{6M}{A^2 \cdot B} = 2,28 \text{ daN/cm}^2. \quad \sigma_2 = \frac{N}{A \cdot B} - \frac{6M}{A^2 \cdot B} = 1,11 \text{ daN/cm}^2.$$

— Rigidité de la semelle : $h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = 22,5 \text{ cm} \\ \frac{B-b}{4} = 20 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow h = 40 \text{ cm.}$
 $h_1 \geq 6\phi + c. \quad h_t = 45 \text{ cm.}$



c) Ferrailage: (par la méthode des bielles):

$$A_a = \frac{Q(A-a)}{8h\bar{\sigma}_a} = \frac{35300 \times 80}{8 \times 40 \times 2800} = 3,15 \text{ cm}^2 \rightarrow A_a = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

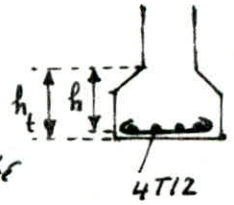
On adoptera le même ferrailage dans l'autre sens ($A_b = A_a = 4T12$) car la semelle est aussi sollicitée dans le deuxième sens par M et N.

$$\phi = 12 \rightarrow h_s = 25 \text{ cm.}$$

d) Vérification d'adhérence:

$$\bar{\sigma}_d = 2,81 \bar{\sigma}_b = 2,81 \times 5,9 = 16,6 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot B = \frac{16,6}{2800} \times 110 = 0,77 \text{ cm} < \phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow \text{nécessité de crochets dans les deux sens.}$$



e) Vérification au non-poinçonnement:

$$h = 40 \text{ cm} > 1,44 \sqrt{\frac{35300}{67,5}} = 33 \text{ cm. (vérifié).}$$

f) Ferrailage en tenant compte des poids des terres:

poids des terres au-dessus de la semelle: $N_t = 2,39 \text{ tf.}$

poids du massif de fondation: $N_s = 2,85 \text{ tf.}$

$$\rightarrow N' = 5,24 \text{ tf}$$

$$N_{\text{tot}} = 40,54 \text{ tf.}$$

$$A_a = \frac{40540 \times 90}{8 \times 40 \times 2800} = 4,15 \text{ cm}^2 \rightarrow A_a = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$A_a = A_b = 6T10.$$

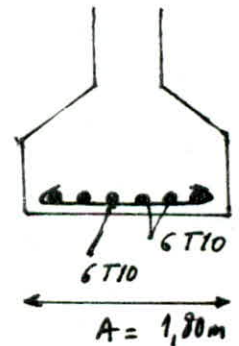
g) vérification de la stabilité sous SP2:

$$M = 18,48 \text{ tm. } N = 42,44 \text{ tf. } T = 6,96 \text{ tf.}$$

$\bar{\sigma}(N_4) = \frac{N}{A \cdot B} + \frac{M \cdot v}{2I} = 5 \text{ bars} > \bar{\sigma}_s \times 1,5.$ On redimensionne alors la semelle avec:

$$A = 1,80 \text{ m. } B = 1,30 \text{ m.}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0,38 \text{ m} < \frac{A}{4} = 0,45 \text{ m.}$$



(2) Fondation sous poteau HEB 260:

$$M = G + 1,2P = 3,60 \text{ tm. } N = 20,5 \text{ tf. } T = 2,97 \text{ tf. } \rightarrow e_0 = 0,17 \text{ m.}$$

a) dimensionnement:

inclinaison de la charge: $\delta = \arctg \frac{T}{N} = 8^\circ.$

$$\rightarrow i_y = 0,72. \quad i_z = 0,77. \quad (\text{tableau p.177. Sanglerat T.2}).$$

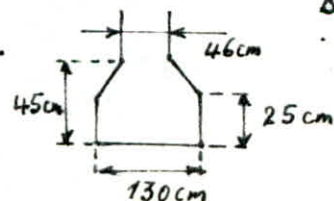
$$\bar{\sigma}_s = 2,40 \text{ bars. } \rightarrow 2,4 A^3 - 20500 A - 108 \cdot 10^4 \geq 0 \rightarrow A = 1,30 \text{ m}$$

$$B = A = 1,30 \text{ m.}$$

$$A' = 0,95 \text{ m} \rightarrow \bar{\sigma}_s = 2,4 \text{ bars (itérativement).}$$

$$h \geq \frac{A - A'}{4} = 21 \text{ cm. } \rightarrow \text{soit } h = 40 \text{ cm.}$$

$$h_f = 45 \text{ cm.}$$



b) Vérification de la stabilité: $e = 0,17 \text{ m} < \frac{A}{6} = 0,21 \text{ m}$

pois de terres: $N_t = 2 \text{ tf}$.

pois du massif de fondation: $N_s = 1,77 \text{ tf}$. $\rightarrow N' = 24,27 \text{ tf}$.

$$\bar{\sigma}_2 = \frac{24270}{130^2} + \frac{6 \times 3,6 \cdot 10^5}{130^3} = 0,45 \text{ bars.} \quad \bar{\sigma}_1 = \frac{N}{A^2} + \frac{6M}{A^3} = 2,42 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}(A/4) = \frac{3\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2}{4} = 1,93 \text{ bars} < \bar{\sigma}_s = 2,4 \text{ bars.}$$

c) Ferrailage: $A_a = A_b = \frac{24270 (130-46)}{8 \times 40 \times 2800} = 2,27 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 5T10 = 3,9 \text{ cm}^2$

d) vérification d'adhérence: $\bar{\sigma}_d = 16,6 \text{ daN/cm}^2$.

$$\frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot A = \frac{16,6}{2800} \times 130 = 0,77 \text{ cm} < \phi = 1 \text{ cm} \rightarrow \text{nécessité de crochets.}$$

e) vérification de non poinçonnement:

$$h = 40 \text{ cm} > 1,44 \sqrt{\frac{N'}{\bar{\sigma}_{b_0}}} = 1,44 \sqrt{\frac{24270}{67,5}} = 27,3 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifié.}$$

f) vérification sous SP2:

- contrainte du sol: $N = 37,35 \text{ tf}$. $M = 3,73 \text{ tm}$.

$N_{\text{tot}} = 41,12 \text{ tf}$. (avec pois terres).

$$\bar{\sigma}_s(A/4) = \frac{41120}{130^2} + \frac{3 \times 3,73 \cdot 10^5}{130^3} = 2,9 \text{ bars} < 1,5 \bar{\sigma}_s = 3,6 \text{ bars.}$$

- stabilité:

$$e = \frac{M}{N} = 0,10 \text{ m} < \frac{A}{4} = 0,30 \text{ m} \rightarrow \text{vérifié.}$$

g) Calcul du tassement:

$$P = q \cdot s = 1,93 \times 130^2 = 32620 \text{ daN} = 32,62 \text{ tf} = 326,2 \text{ kN.}$$

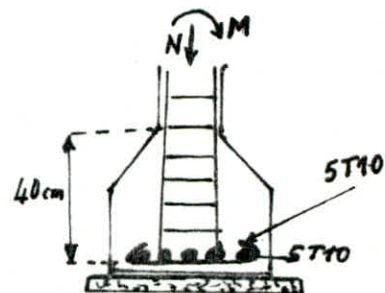
$$\Delta \bar{\sigma} = \frac{3P}{2\pi z^2} = 77,24 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta h = 4 \times \frac{96,1}{25200} = 0,012 \text{ m} = 1,2 \text{ cm.}$$

tassement différentiel:

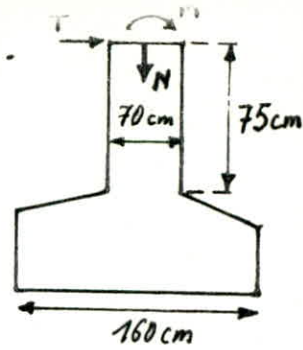
$$\Delta H = 1,56 - 1,2 = 0,36 \text{ cm} < \Delta H_{\text{adm}} = 0,66 \text{ cm.}$$

(d'après Polshin et Tokas).



VI/ CALCUL DU FÛT : Les fondations doivent être ancrées à 1,20 m.

La semelle a pour hauteur totale $h_f = 45$ cm. L'assemblage de la platine au massif doit être au-dessus du sol; on prévoit alors un fût en béton armé de hauteur 75 cm et de section 70×50 cm².
- Ce fût est sollicité en flexion composée.



- efforts : $M = G + P + 1,2 E = 21,60$ tm.

$$N = 33 \text{ tf} \quad T = 7,89 \text{ tf} \quad (\text{poteau HEB500}).$$

moment final : $M_{\text{tot}} = M + T \cdot h_f = 27,5$ tm.

- excentricité : $e_o = \frac{M}{N} = 0,83$ m. $e_a = \frac{h_f}{6} = \frac{0,70}{6} = 0,117$ m.

$e_o > \frac{h_f}{6} \rightarrow$ section partiellement comprimée.

- moment fictif : $M = N \cdot f$ avec : $f = e_o + \frac{h_f}{2} - d = 115$ cm. $d = 5$ cm.

$M = 37,95$ tm. On calculera la section comme en flexion simple avec M en utilisant la méthode de Charon.

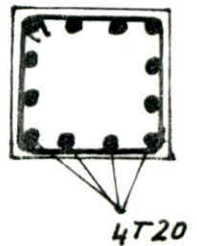
$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = 0,09 \rightarrow \kappa = 26,4, \quad \epsilon = 0,879$$

$\bar{\nu}'_b = \frac{\bar{\nu}_a}{\kappa} = \frac{2800}{26,4} = 106 < \bar{\nu}'_b$. \rightarrow les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

- section fictive d'armatures tendues :

$$A_s = \frac{37,95 \cdot 10^5}{2800 \times 0,879 \times 67} = 23 \text{ cm}^2.$$

section réelle : $A = A_s - \frac{N}{\sigma_a} = 11,21 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 4T20 = 12,56 \text{ cm}^2$
dans chaque sens.



1 cadre $\phi 10$ tous les 25 cm.

- pourcentage minimal d'acier : $w_{\text{min}} = 0,25\%$.

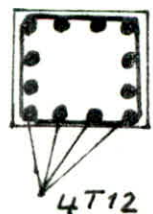
$$\rightarrow A_{\text{min}} = \frac{w b h_f}{100} = 2,75 \text{ cm}^2 < A = 12,56 \text{ cm}^2.$$

VII/ LONGRINES :

Les longrines sont indispensables au droit de chaque file de poteau dans le cas où l'ancrage dépasse 1 m. Les longrines auront comme dimensions minimales 25×30 pour les sols de consistance moyenne. Elles doivent équilibrer une force axiale de compression ou de traction égale à 10% de la plus grande charge verticale.

Le ferrailage minimum est de 4T12 avec un espacement des cadres ≤ 20 cm.

Notre construction est à ossature légère, et les efforts ne sont pas importants, on adoptera des longrines 25×30 cm avec un ferrailage de 4T12.

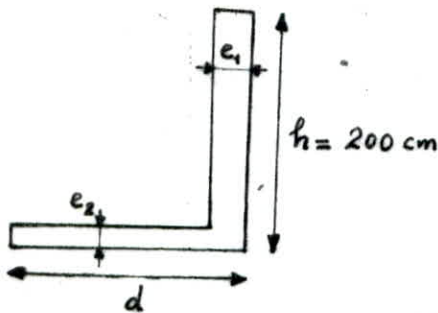


OUVRAGES ANNEXES

I/ Mur de soutènement :

① Introduction : Les soutènements sont des ouvrages qui en phase provisoire ou définitive équilibrent les actions latérales du terrain. Les murs de soutènement sont des ouvrages indépendants fondés presque toujours superficiellement et dont la seule fonction est de reprendre la poussée latérale des terres. La hauteur de notre mur n'étant pas importante ($< 4m$), on adoptera un mur composé uniquement d'un rideau et d'une semelle intérieure.

② Dimensions :



Les dimensions les plus courantes sont :

$$\frac{h}{2} < d < \frac{2h}{3} \rightarrow 100 < d < 133 \rightarrow d = 110 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{12} > e_1 > \frac{h}{24} \rightarrow 16 > e_1 > 8 \text{ cm} \rightarrow e_1 = e_{\min} = 30 \text{ cm}$$

$$e_2 \geq \frac{h}{12} \rightarrow e_2 \geq 16,6 \text{ cm} \rightarrow e_2 = 20 \text{ cm.}$$

(d'après J. Costet et G. Sanglerat).

③ Calcul du mur : On fera le calcul pour une tranche comprise entre deux plans verticaux perpendiculaires au mur et distants de 1 mètre.

— stabilité du mur : Les forces agissantes (pas de surcharges) sont : la poussée des terres et les charges verticales (poids du mur, du remblai et réaction du sol).

• Poussée des terres : On démontre que la composante horizontale Q de la poussée des terres est donnée par : $Q = A \cdot \Delta \cdot \frac{h^2}{2}$ avec :

$A =$ coefficient donné en fonction de l'angle de frottement φ du talus naturel des terres. Dans le cas d'un mur à parement vertical ne supportant pas de surcharges et soutenant un remblai limité à la partie supérieure par un plan horizontal, A est donné par : $A = \frac{1}{2} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

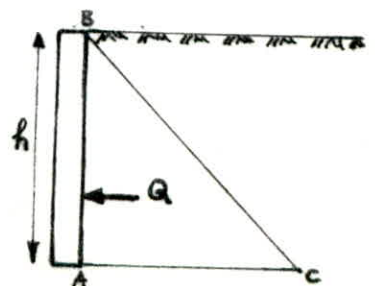
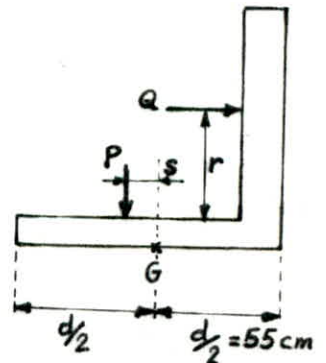
$$\varphi = 30^\circ \rightarrow A = 0,333.$$

$\Delta =$ poids spécifique des terres : $\Delta = 1,93 \text{ t/m}^3$

$$Q = 0,333 \times 1,93 \times \frac{4}{2} = 1,28 \text{ t.}$$

Cette résultante Q passera par le centre de gravité du triangle (coin) ABC ci-contre.

$$r = \frac{1}{3} h = 0,66 \text{ m.}$$



— charges verticales par mètre linéaire :

pois du rideau $\rightarrow P_1 = 2500 (2 \times 0,3 \times 1) = 1500 \text{ daN} = 1,5 \text{ tf}$.

pois de la semelle $\rightarrow P_2 = 2500 (0,2 \times 0,8 \times 1) = 400 \text{ daN} = 0,4 \text{ tf}$

pois du remblai sur la semelle : $P_3 = 2,06 \times (2 - 0,2) \times 0,8 \times 1 = 2,96 \text{ tf}$.

Résultante : $P = 4,86 \text{ tf}$, appliquée au c.d.g. de la semelle à une distance s de G .
 $s = 55 - 40 = 15 \text{ cm}$.

— Réaction du sol :

moment par rapport à G : $M = P \cdot s - Q \cdot r = 0,124 \text{ tm}$. Les contraintes en A et B

sont données par la formule générale : $\sigma' = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M \cdot v}{I}$ avec : $N = P$. $\Omega = 100 \times d$

$v = \frac{d}{2}$. $I = 100 \frac{d^3}{12}$. $\rightarrow \sigma' = \frac{P}{100d} \pm \frac{6M}{100d^2}$.

④ Vérifications :

Il n'y a pas de renversement du mur autour de l'arête A si $\frac{M_s}{M_r} > 2$

$M_r = Q \cdot r = 1,28 \times 0,66 = 0,85 \text{ tm}$. $M_s = P \left(\frac{d}{2} + s \right) = 4,86 (0,55 + 0,15) = 3,4 \text{ tm}$.

$\frac{M_s}{M_r} = 4 > 2 \rightarrow$ le mur est stable vis à vis du renversement.

• contrainte maximale sur le sol de fondation :

$\sigma'_A = \frac{P}{100d} + \frac{6M}{100d^2} < \bar{\sigma}_s$. (voir "Fondations")

$\sigma'_A = \frac{4,86 \cdot 10^3}{100 \times 110} + \frac{6 \times 0,124 \cdot 10^5}{100 \times 110^2} = 0,50 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2,4 \text{ daN/cm}^2$.

• glissement sur la fondation : il faudra vérifier : $\frac{Q}{P} < f$ avec :

f = coefficient de frottement béton-sol.

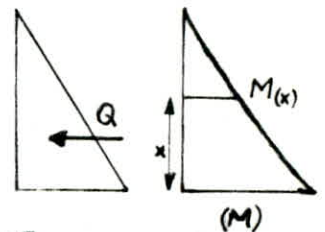
pour le sable : $f = 0,4$.

$\frac{Q}{P} = \frac{1,28}{4,86} = 0,26 < 0,4 \rightarrow$ pas de glissement.

⑤ Calcul du rideau : Le rideau sera considéré comme une console ancrée sur la semelle et soumise à une charge triangulaire.

$M_{(x)} = \frac{Q}{3} \frac{(h-x)^3}{h^2}$. $M_{\max} = M_{(0)} = \frac{Q \cdot h}{3}$.

$M_{\max} = \frac{1,28 \times 2}{3} = 0,85 \text{ tm}$



⑥ Ferrailage :

$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 0,85 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 30^2} = 5 \cdot 10^{-3} = 0,005$.

par la méthode de Charon, on a : $K = 14$. $\epsilon = 0,9677$. $\alpha = 0,0968$. $\mu' = 0,0468$

$\bar{\omega} = 0,0355$. $\rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{0,85 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9677 \times 30} = 1,04 \text{ cm}^2$.

$A = 4T8/ml = 2,01 \text{ cm}^2$, soit 1T8 tous les 25 cm ; une barre sur deux sera arrêtée à mi-hauteur.

L'effort tranchant max. est : $T = Q = 1280 \text{ daN}$. soit $z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 30 = 26,25 \text{ cm}$.

contrainte de cisaillement : $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1280}{100 \times 26,25} = 0,48 \text{ daN/cm}^2$.

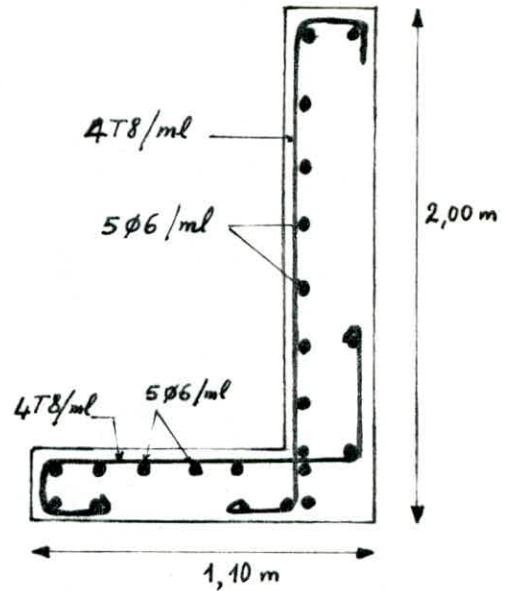
⑥ Calcul de la semelle : Nous prendrons comme section d'ancrage la section située au droit du parement intérieur du rideau (point A). Dans cette section le moment est également $M = 0,85 \text{ tm}$ (équilibre du nœud A). La hauteur de la section considérée est $e = 20 \text{ cm}$. On calcule les aciers par la méthode de Charon :

$$\mu = \frac{15 \times 0,85 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 20} = 0,011 \rightarrow k = 91,5 ; E = 0,953 .$$

$$A = \frac{0,85 \cdot 10^5}{2800 \times 0,953 \times 20} = 1,59 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 4T8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2 .$$

On prendra comme armatures de répartition : 5T6/ml

— Schéma de ferrailage :



II/ Escaliers :

① Calcul de la dalle du palier supérieur :

— coffrage : dalle de dimensions $13,90 \text{ m} \times 2,00 \text{ m} \times e$ (e est à déterminer).

a) panneau de rive : $l_y = 2 \text{ m}$; $l_x = 5,80 \text{ m}$. $f = \frac{l_y}{l_x} = 0,34 < 0,4 \rightarrow$ la dalle ne porte que suivant l_x , se calcule donc comme une poutre . $e = 16 \text{ cm}$

— efforts : la dalle est soumise à son poids propre et aux surcharges d'exploitation :
 $G = 435 \text{ daN/m}^2$. $P = 500 \text{ daN/m}^2$. Elle repose (ancrée) sur trois côtés .

$$M_x = \frac{q l_y^2}{6} . \quad M_y = \frac{q l_y^2 l_x}{2} - q l_y \frac{l_x^2}{3} . \quad q = G + 1,2 P = 1,035 \text{ t/m}^2 .$$

$$M_x = 1,38 \text{ tm/ml} . \quad M_y = 6,48 \text{ tm/ml} . \quad T_y = q \frac{l_x}{2} = 3 \text{ tf/ml} .$$

— Ferrailage : $A_y = \frac{M_y}{\frac{7}{8} E_a} = \frac{6,48 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 15,6 \cdot 2800} = 16,9 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow A_y = 15T12/\text{ml} = 17 \text{ cm}^2 .$

$$A_x = \frac{M_x}{\frac{7}{8} E_a} = \frac{1,38 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 16 \cdot 2800} = 3,52 \text{ cm}^2 \rightarrow A_x = 5T10/\text{ml} = 3,92 \text{ cm}^2 .$$

moments sur appuis : $M_0^y = \frac{q l_y^2}{8} = 4,35 \text{ tm/ml} \rightarrow M_0^x = 0,5 M_0^y = 2,17 \text{ tm/ml}$

$$\rightarrow A_y = 5,5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow A_y = 8T10/\text{ml}$$

$$M_a^x = \frac{q l_x^2}{2} = 2,07 \text{ tm/ml} \rightarrow A_x = 5,3 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_x = 8 \text{ T10/ml} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- condition de non fragilité :

• sens y : $\frac{A_r}{bh} = \frac{2-f}{2} \times 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,2 \cdot 10^{-3} \Rightarrow A_r = 1,87 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_y = 16,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• sens x : $\frac{A_r}{bh} = \frac{1+f}{4} \times 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,48 \cdot 10^{-3} \Rightarrow A_r = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_x = 3,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Vérification du cisaillement :

$$\tau_y = \frac{T_y}{b_3} = \frac{3000}{100 \times \frac{7}{3} \times 15,6} = 2,2 \text{ daN/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ daN/cm}^2 \quad (\text{CCBA 68 art. 27,2})$$

- Vérification de la fissuration : $\kappa = 1,5 \cdot 10^6$. $\eta = 1,6$. $\phi_{\max} = 12 \text{ mm}$. $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = 0,06$.

$$\sigma_1 = \kappa \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} = 7500 \text{ daN/cm}^2 \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\kappa \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2607 \text{ daN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \bar{\sigma}_{cm} = 2800 \text{ daN/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 7500 \text{ daN/cm}^2 \end{array} \right. = 2800 \text{ daN/cm}^2 \quad , \text{ donc fissuration vérifiée.}$$

- Vérification de la flèche : (CCBA 68 art. 61,22) .

$$\frac{h_0}{l_y} = \frac{16}{200} = 0,08 \quad \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{20} \frac{6,38}{4,35} = 0,07 < \frac{h_0}{l_y} = 0,08$$

$$\frac{A}{bh} = \frac{3,52}{100 \times 15,6} = 0,0022 \quad \frac{20}{\bar{\sigma}_{cm}} = 0,0047 > \frac{A}{bh} \quad \text{Ces deux conditions vérifiées, le calcul de flèche n'est pas nécessaire.}$$

b) Panneau intermédiaire :

ce panneau est appuyé sur ses 4 côtés : $l_x = 2 \text{ m}$, $l_y = 2,30 \text{ m}$

$\beta = 0,86 > 0,4 \rightarrow$ le panneau porte sur les deux directions .

$$\mu_x = 0,056 \quad \mu_y = 0,757 \quad M_x = \mu_x q l_x^2 = 0,23 \text{ tm/ml} \quad M_y = \mu_y M_x = 0,17 \text{ tm/ml}$$

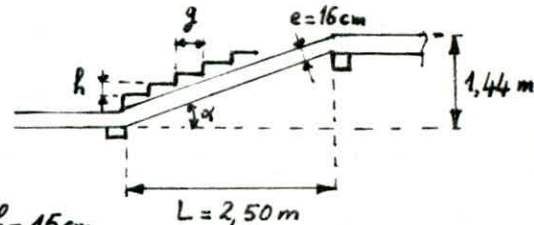
Ces moments étant faibles devant ceux du panneau de rive, on adoptera le même ferrailage.

② Calcul de la pailasse :

schéma statique :



$$\alpha = 30^\circ$$



- dimensionnement : $e \geq \frac{L}{30} = 8,3 \text{ cm} \rightarrow e = 16 \text{ cm}$

d'après la formule de Blondel, on prend : $g = 30 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$.

- Charges de calcul :

• charges permanentes : * béton armé : $G_{BA} = \frac{2500 \times 0,16}{\cos 30^\circ} + \frac{2200 \times 0,15}{2} = 627 \text{ daN/m}^2$

* enduit : $G_e = \frac{30}{\cos \alpha} = 34,6 \text{ daN/m}^2$.

* revêtement : $G_r = 50 \text{ daN/m}^2 \Rightarrow G = 712 \text{ daN/m}^2$.

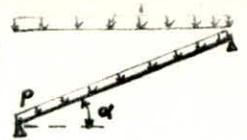
• surcharges d'exploitation : $P = 500 \text{ daN/m}^2$.

$$S = G + 1,2 P = 1312 \text{ daN/m}^2$$

$$q = 1312 \text{ daN/m}^2$$

- efforts : $M = q \frac{l^2}{8} = 1025 \text{ daN}\cdot\text{m/ml}$. $T = q \frac{l}{2} \cos \alpha = 1420 \text{ daN/ml}$.

moment sur appui : $M_a = 0,25 M = 256 \text{ daN}\cdot\text{m/ml}$



- Ferrailage :

• $A = \frac{M}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{102500}{\frac{7}{8} \times 14 \times 2800} = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 4 T 10 / \text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$.
(armatures principales).

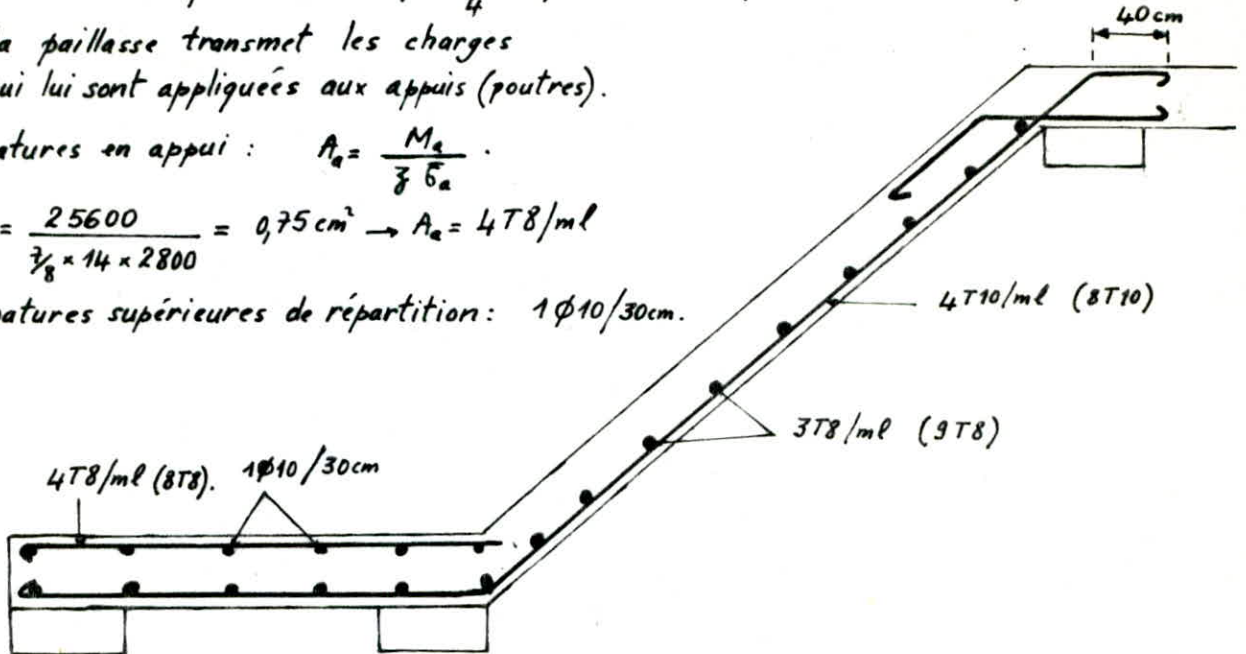
• armatures de répartition : $A_r = \frac{A}{4} = 0,75 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 3 T 8 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

la pailleuse transmet les charges qui lui sont appliquées aux appuis (poutres).

• armatures en appui : $A_a = \frac{M_a}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a}$.

$A_a = \frac{25600}{\frac{7}{8} \times 14 \times 2800} = 0,75 \text{ cm}^2 \rightarrow A_a = 4 T 8 / \text{ml}$

• armatures supérieures de répartition : $1 \phi 10 / 30 \text{ cm}$.

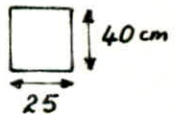
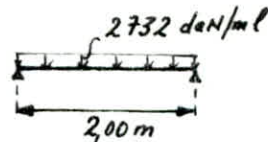


③ Calcul des poutres d'appui des paillasses :

$M = q \frac{l^2}{8} = \frac{2732 \times 4}{8} = 1366 \text{ daN}\cdot\text{m}$

$T = q \frac{l}{2} = 2732 \text{ daN}$.

armatures longitudinales : $A = \frac{M}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{136600}{\frac{7}{8} \times 37 \times 2800} = 1,6 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 3 T 12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

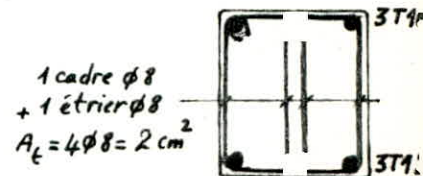


- vérification du cisaillement :

$\tau_b = \frac{T}{b \cdot \gamma} = \frac{2732}{32 \times 25} = 3,41 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,6 \text{ daN/cm}^2$

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{cn}$. $\rho_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3}; 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right\} = 0,93$. $\rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,93 \times 2400 = 2245 \text{ daN/cm}^2$

$t \leq \frac{A_t \cdot \gamma \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2 \times 32 \times 2245}{2732} = 52 \text{ cm}$. soit $t = 25 \text{ cm}$.



④ Calcul du poteau d'appui :

sollicité en flexion composée avec : $N = 2732 \text{ daN}$.

$M = 0,25 \times 1366 = 341,5 \text{ daN}\cdot\text{m}$. hauteur du poteau : 1,44 m. section : 25 x 25 cm²

excentricité : $e = \frac{M}{N} = 12,5 \text{ cm}$. $e_1 = \frac{h_t}{6} = 4,16 \text{ cm}$.

$e > e_1 \rightarrow$ section partiellement comprimée. $\lambda = \frac{l_c}{i} = \frac{l_0}{\sqrt{A}} = 20 < 35 \rightarrow$ donc on peut négliger le flambement.

$$\delta = \min \left\{ 0,6 ; 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right\} = 0,6 \rightarrow \bar{\sigma}_b' = 135 \text{ daN/cm}^2.$$

$$e_a = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 12,5 + 12,5 - 5 = 20 \text{ cm. } M = N \cdot e_a = 0,55 \text{ tm. } M_{r_b} = \bar{k} b h^2.$$

$$\alpha = 0,42. \gamma = 0,86. \bar{k} = 24,4 \rightarrow M_{r_b} = 3,8 \text{ tm.} > M \rightarrow R' = 0 \rightarrow A' = 0.$$

$$R = \frac{M}{\frac{2}{3} h \bar{\sigma}_a} = \frac{55000}{\frac{2}{3} \times 20 \times 2800} = 1,12 \text{ cm}^2. \quad A = R \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 1,12 \cdot \frac{2732}{2800} = 0,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,5 \text{ cm}^2. \quad \text{soit } A = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (symétriquement).}$$

— Fondation du poteau: sera ancré à une profondeur de 9,60 m
ou $\bar{\sigma}_s = 2$ bars. On adoptera une semelle carrée BxB.

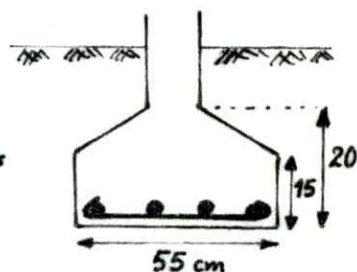


$$\sigma(B_4) = \frac{N}{B^2} + \frac{M \cdot v}{2I} = \frac{N}{B^2} + \frac{3M}{B^3} = \frac{2732}{B^2} + \frac{3 \times 34150}{B^3} \leq 2 \Rightarrow 2B^3 - 2732B - 102450 > 0$$

$$\rightarrow B \geq 49,5 \text{ cm. Soit } B = 55 \text{ cm.}$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} = \frac{55-25}{4} = 7,5 \text{ cm. } \rightarrow h = 15 \text{ cm. } h_t = 20 \text{ cm.}$$

• ferrailage: $A = \frac{N(B-b)}{8 h \bar{\sigma}_a} = 0,24 \text{ cm}^2. \rightarrow A = 4T10$ dans les deux sens.

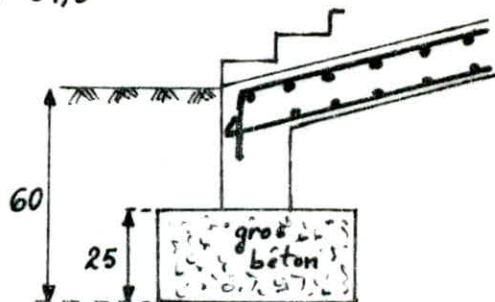


vérification du poinçonnement:

$$h = 15 > 1,44 \sqrt{\frac{2732}{67,5}} = 9,16 \text{ cm.}$$

— Fondation de la pailasse d'escalier:

la première pailasse de l'escalier est directement en contact avec le sol ou elle doit être fondée.



⑤ Calcul de la console supportant le palier supérieur:

— Poutre: de longueur 1,50 m, de section 30x30 cm².

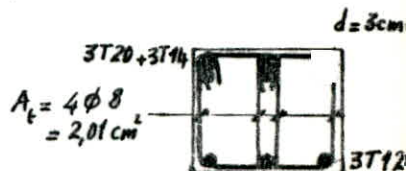
$$q = 156 + (1035 \times 5,80) = 6159 \text{ daN/ml} = 6,16 \text{ t/ml. } M_{\max} = q \frac{l^2}{2} = 6,93 \text{ tm.}$$

$$A = \frac{M}{\frac{2}{3} \bar{\sigma}_a} = \frac{6,93 \cdot 10^5}{\frac{2}{3} \times 27 \times 2800} = 10,47 \text{ cm}^2 \text{ (armatures supérieures).}$$

$$\text{soit: } A = 3T20 + 3T14 = 14,04 \text{ cm}^2, \text{ en deux lits.}$$

$$T = q \cdot l = 6,16 \times 1,5 = 9,24 \text{ tf. } \tau_b = \frac{T}{b \cdot \frac{2}{3} h} = 13 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\bar{\tau}_b = (4,5 - 2) \bar{\sigma}_b = 14,75 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b, \text{ donc le cisaillement est vérifié.}$$



$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{cm}. \quad \rho_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3}; 1 - \frac{13}{9 \bar{\sigma}_b} \right\} = 0,75 \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,75 \times 2400 = 1800 \text{ daN/cm}^2.$$

$$t \leq \frac{2,01 \times \frac{2}{3} \cdot 27 \times 1800}{9240} = 9,25 \text{ cm. } \bar{t} = 9 \text{ cm. } \text{ soit: } t = 8 \text{ cm}$$

$$\delta = \min \left\{ 0,6 ; 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_a} \right) \right\} = 0,6 \rightarrow \bar{\sigma}_b = 135 \text{ daN/cm}^2.$$

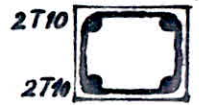
$$e_a = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 12,5 + 12,5 - 5 = 20 \text{ cm. } M = N \cdot e_a = 0,55 \text{ tm. } M_{rb} = \bar{k} b h^2.$$

$$\alpha = 0,42. \quad \gamma = 0,86. \quad \bar{k} = 24,4 \rightarrow M_{rb} = 3,9 \text{ tm} > M \rightarrow A' = 0 \rightarrow A'' = 0.$$

$$A = \frac{M}{\gamma \bar{\sigma}_b} = \frac{55000}{0,86 \times 20 \times 2800} = 1,12 \text{ cm}^2. \quad A = A - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 1,12 - \frac{2732}{2800} = 0,14 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0,50 \text{ cm}^2. \quad \text{on prend: } A = 2 \text{ T10} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (symétriquement).}$$

— Fondation du poteau : sera ancré à une profondeur de 0,60 m ou $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$. On adoptera une semelle carrée $B \times B$.

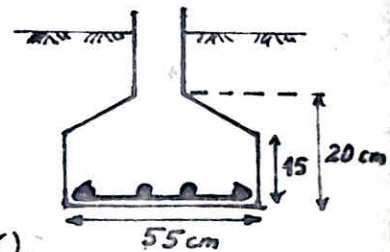


$$\bar{\sigma}(B/4) = \frac{N}{B^2} + \frac{M \cdot 0}{2I} = \frac{N}{B^2} + \frac{3M}{B^3} = \frac{2732}{B^2} + \frac{3 \times 34150}{B^3} \leq 2 \rightarrow$$

$$2B^3 - 2732B - 102450 \geq 0. \rightarrow B \geq 49,5 \text{ cm. soit } B = 55 \text{ cm.}$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} = \frac{55-25}{4} = 7,5 \text{ cm.} \rightarrow h = 15 \text{ cm. } h_t = 20 \text{ cm.}$$

• Ferrailage : $A = \frac{N(B-b)}{8 \bar{\sigma}_a} = 0,24 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 4 \text{ T10}$ dans les deux sens.



vérification du poinçonnement : $h \geq 4,44 \sqrt{\frac{2732}{67,5}} = 9,16 \text{ cm.}$ (vérifié).

— Fondation de la poutre d'escalier :

La première poutre d'escalier est directement en contact avec le sol. elle doit être fondée.

⑤ Calcul de la console supportant le palier supérieur :

— poutre : de longueur 1,50 m, de section $30 \times 30 \text{ cm}^2$.

$$q = 156 + (1035 \times 5,80) = 6159 \text{ daN/ml.}$$

$$q = 6,16 \text{ t/ml.}$$

$$M_{\max} = q \frac{l^2}{8} = 6,93 \text{ tm. (négatif).}$$

$$A = \frac{M}{\gamma \bar{\sigma}_b} = \frac{6,93 \cdot 10^5}{0,86 \times 27 \times 2800} = 10,47 \text{ cm}^2. \text{ (armatures supérieures).}$$

$$\text{soit } A = 3 \text{ T20} + 3 \text{ T14} = 14,04 \text{ cm}^2, \text{ on deux lits.}$$

$$T = q \cdot l = 6,16 \times 1,5 = 9,24 \text{ tf.} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot \frac{2}{3} h} = 13 \text{ daN/cm}^2.$$

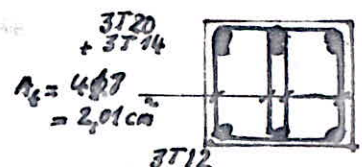
$$\bar{\sigma}_s = (4,5 - 2) \bar{\sigma}_b = 14,75 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}_s < \bar{\sigma}_b \rightarrow \text{cisaillement vérifié.}$$

$$d = 3 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \int_{at} \bar{\sigma}_{en}. \quad \int_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3} ; 1 - \frac{13}{9 \bar{\sigma}_b} \right\} = 0,75.$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,75 \times 2400 = 1800 \text{ daN/cm}^2.$$

$$t \leq \frac{2,01 \times \frac{2}{3} \times 27 \times 1800}{9240} = 9,25 \text{ cm.} \quad \bar{t} = 9 \text{ cm.} \quad \text{soit } t = 8 \text{ cm.}$$



- Poteau : sollicité en flexion composée. hauteur : $h = 2,42 \text{ m}$. section : 30×30 .
 $N = 9,24 \text{ tf}$. $M = 6,93 \text{ tm}$. $e = \frac{M}{N} = 0,75 \text{ m}$. $e_1 = \frac{h}{6} = \frac{0,3}{6} = 0,05 \text{ m}$.
 $e > e_1 \rightarrow$ section partiellement comprimée.

$$\lambda = \frac{l_2}{i}. \quad i = 8,66 \text{ cm}. \rightarrow \lambda = \frac{242}{8,66} = 27,9 < 35 \rightarrow \text{flambement négligeable.}$$

$$\delta = \min \left\{ 0,6 ; 0,3 \left(1 + \frac{e}{3e_1} \right) \right\} = 0,6. \rightarrow \bar{\sigma}_b = 135 \text{ daN/cm}^2. \quad e_2 = 75 + 15 - 3 = 87 \text{ cm}.$$

moment fictif : $M = N \cdot e_2 = 8,04 \text{ tm}$. $M_{rb} = 24,4 \times 30 \times 30 = 6,58 \text{ tm} < M \rightarrow R' \neq 0$.

$$\Delta M = 1,46 \text{ tm}. \quad R = \frac{M_{rb}}{3 \bar{\sigma}_a} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h - d')} = 12,12 \text{ cm}^2. \quad A = R - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 8,82 \text{ cm}^2.$$

soit $A = 3T20 = 9,42 \text{ cm}^2$

$$\bar{\alpha} = 0,42 \rightarrow y = \bar{\alpha} h = 11,3 \text{ cm}. \quad \bar{\sigma}'_a = 15 \times 135 \frac{11,3 - 3}{11,3} = 1489 \text{ daN/cm}^2.$$

$$R' = \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}'_a (h - d')} = \frac{1,46 \cdot 10^5}{1489 (27 - 3)} = 4,08 \text{ cm}^2. \quad A' = R' = 4,08 \text{ cm}^2. \quad \text{soit : } A' = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2.$$

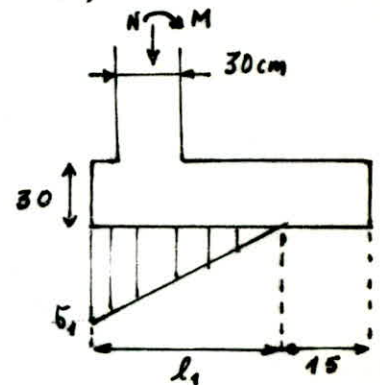
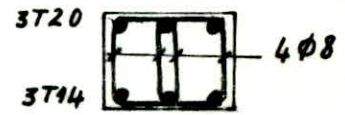
o Fondation du poteau :

profondeur d'ancrage : $1,10 \text{ m}$. $\bar{\sigma}_s = 2,4 \text{ daN/cm}^2$.

A cause de la présence mitoyenne de la semelle du poteau HEB 500, cette semelle sera excentrée.

$$l_1 = \frac{3}{2} a = \frac{3}{2} \times 30 = 45 \text{ cm}.$$

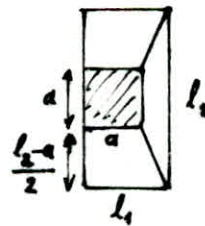
Pour parer à cette excentricité et pour assurer la stabilité de la fondation, on augmente l'autre dimension l_2 dans l'autre sens. Le calcul se fait alors comme s'il s'agit d'une triple console.



On détermine l_2 en limitant la contrainte du sol $\bar{\sigma}_s$ à 2 bars.

$$\bar{\sigma}_s \cdot \frac{l_1}{2} \cdot l_2 = N \Rightarrow l_2 = 9,42 \cdot 10^3 \frac{2}{45 \times 2}.$$

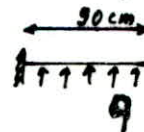
$$l_2 = 210 \text{ cm}.$$



toute la partie de la semelle au-delà de l_1 est inutile.

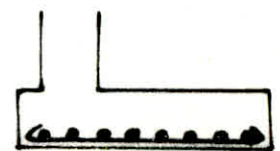
Le ferrailage est calculé pour la console la plus sollicitée, et sera adopté pour toutes les autres.

$$A = \frac{q l^2}{2 \cdot 3 \bar{\sigma}_a} = \frac{2 \times 90^2 \times 45}{2 \times 3 \times 30 \times 2800} \approx 8 \text{ cm}^2.$$



$$q = \bar{\sigma}_s \cdot l_1 = 90 \text{ daN/cm}$$

soit $A = 8T12 = 9,04 \text{ cm}^2$.
dans les deux sens.



BIBLIOGRAPHIE

1. Règles de calcul des constructions en acier C.M. 66. D.T.U.
2. Règles Neige et Vent 65. D.T.U.
3. Règles Parasismiques Algeriennes RPA 81.
4. Cours de C.M.1 et C.M.2 (M. CHENAF).
5. Cours de T. MARTINOV. Polycopié E.N.P. 75
6. Cours de T. Choréan. Polycopié E.N.P.
7. E. GUSTIN. Les constructions métalliques. Eyrolles.
8. P. Charon. Calcul pratique des poutres, portiques, cadres. Eyrolles
9. P. CHARON. La méthode de CROSS. Eyrolles.
10. A. GUERRIN. Traité de béton armé. tome 4. Dunod.
11. C. Nachtergal. Agenda du bâtiment. Ed. A. De. Boeck. Bruxelles
12. A. Giet. Résistance des matériaux. tome 1. Dunod.
13. M. ROBILLARD. Charpente d'acier. Ed. Préfontaine inc. Québec
14. A.F. DECELLE. Mécanique appliquée au génie-civil. Eyrolles
15. M. BELLAZOUCHI. Cours de béton armé. O.P.U.
16. COSTET et SANGLERAT. Cours pratique de mécanique des sols. Dunod.
17. V. BAÏKOV. Calcul des structures. Ed. Mir. Moscou
18. Revues C.T.I.C.M.
19. Bulletin n° 5 du C.T.C. (méthode de MUTO).
20. DAUDI, SALHI, RILI. Conception et Calcul des structures soumises aux séismes. O.P.U.

