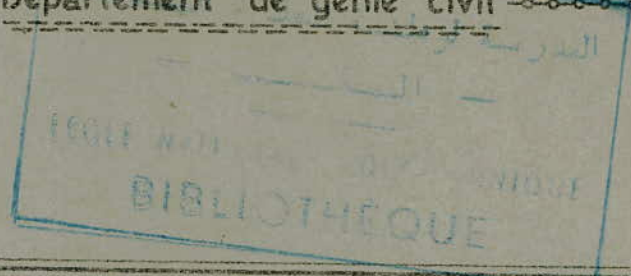


ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

Department de genie civil



PROJET DE FIN D'ETUDES

CENTRE DE MAINTENANCE DES ENGINES
MECANISES POUR L'ENTRETIEN DE LA VOIE



Proposé par : S.N.T.F
Promoteur : Khaled BENHADJ DJILALI

Etudié par : Rafik SAHLI
Rachid BOUCHEFA

Qu'il nous soit permis de remercier M^r MIOMIR GNYATOVIC pour ses conseils éclairés.

Nos plus sincères remerciements à M^r BRANKO GNYATOVIC ainsi qu'à tous les responsables et membres du B.T. pour l'assistance et la disponibilité dont ils nous ont fait bénéficier.

Que nos amis Noureddine Ait Chaït et Rachid Abdelkoui trouvent ici le témoignage de notre sympathie et de notre profonde reconnaissance pour leur aide efficace et spontanée.

Que M^r Zidane soit remercié pour l'aide matérielle qu'il a bien voulu nous apporter.

Notre profonde reconnaissance à M^r A. MISRAOUI.

Toute notre gratitude à nos professeurs qui ont su nous guider dans nos études et, parmi eux, les membres de notre jury qui nous font l'honneur d'examiner notre modeste travail.

A tous nos amis(es)

R. Sahli et R. Boucheffa

Je dédie ce modeste travail :

à mon père

à ma mère

Pour leurs sacrifices et en témoignage de mon affection, mon respect et mon dévouement.

à mes frères: Nabil, Atmane et Foudil.

à mes sœurs: Dalila, Habiba, Mounia, Samira et Sabiha.
en leur souhaitant un avenir heureux.

à tout le reste de ma famille.

à tous mes amis. (es).

Rafik SAHLI

Je dédie ce modeste travail :

A mon oncle Arzki
A ma tante Yamina

Pour leurs sacrifices. Qu'ils trouvent ici le témoignage de ma profonde reconnaissance, de mon affection et de mon dévouement.

A ma mère

A mon frère

A mes cousins (e) : Nazim, Ouarda et Abdou

En leur souhaitant un bel avenir

A toutes mes sœurs.

A la mémoire de mon père, de mon grand-père et de mes oncles
morts au champ d'honneur.

A toute ma famille

A tous mes Amis (es)

R. Boucheffa.

TABLE DES MATIERES

	Pages
<u>Présentation et description de l'ouvrage</u>	
- Introduction	1
- Etude de conception - Avant-projet	1
- Choix de la structure	3
- prédimensionnement	3
<u>Etude au vent - Effets de la neige</u>	
- Effets du vent	
- Généralités	6
- Etude au vent	8
- Effets de la neige	14
- Combinaison des effets de la neige et du vent	14
- Application au projet	15
<u>Etude du Comble</u>	
- Etude des pannes	
- Généralités	16
- Evaluation des charges et surcharges	17
- Calcul des moments et des efforts tranchants	17
- Dimensionnement	18
- Etude de la ferme	
- Système statique de la ferme	20
- Evaluation des charges et surcharges	20
- Calcul des efforts revenant à chaque noeud	20
- Calcul des efforts dans les barres	23
- Combinaison des charges et surcharges	25
- Dimensionnement des barres	28
- Conclusion	30
- Assemblages	32
<u>Poutre de roulement</u>	
- Détermination des efforts	
- Etude des positions les plus défavorables des galets	38
- Efforts dus aux charges verticales	40
- Efforts dus aux charges horizontales	40
- Prédimensionnement	41
- Vérifications	42

Toiture - terrasse

- Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	47
- Calcul de l'acrotère	49
- Calcul du plancher	50

Charges et surcharges 57Etude au Seisme

- Introduction	60
- Calcul sismique	60

Détermination des efforts

- Détermination des moments	
- Sous les charges et surcharges	68
- Sous l'action sismique	85
- Efforts tranchants	94

Superposition des efforts 97

- Moments en travée	99
- Moments sur appuis	100
- Efforts tranchants dans les traverses	101
- Moments dans les poteaux	103
- Efforts normaux dans les poteaux	105

Ferraillage des poutres et poteaux

- Ferraillage des poutres	107
- Ferraillage des poteaux	124

Fondations et Longrines

- Fondations	142
- Longrines	150

Conclusion 152

PRESENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

INTRODUCTION :

Notre projet porte sur la conception et le calcul des éléments résistants d'un centre de maintenance d'engins mécanisés pour l'entretien de la voie. Ce centre sera situé dans la région d'AIN-M'LILA et entrera dans la composition d'un COMPLEXE D'ATELIERS VOIE.

Notre travail sera effectué en 2 étapes :

1. Etude de Conception - Avant projet
2. Etude d'exécution

ETUDE DE CONCEPTION - AVANT PROJET

Cette première étape a commencé par la collecte des éléments de base nécessaires à notre étude - Ces éléments ont été réunis après consultations de documents portant sur les différents engins d'entretien de la voie, contacts avec les responsables concernés et visites de certains ateliers.

Nous avons ensuite élaboré un avant projet dont nous fournissons :

- une description des composantes de l'atelier
- une note de calcul justifiant les dimensions principales de la structure adoptée
- Les plans (vues de façades et plan - Coupes)

1. Eléments de base :

La conception de notre Centre tiendra compte de plusieurs données :

- du nombre d'engins à réparer
- du type et de la fréquence des réparations
- des dimensions (gabarits) et du poids des engins

Les longueurs de voies à soumettre à la révision intégrale varieront de 400 km/an à 750 km/an (à long terme) ; ce qui nécessite 4 à 5 groupes d'engins et un groupe de réserve - (un groupe comprend : une machine boursoufflée - une niveleuse - un dressant). Pour les travaux de renouvellement de la voie (constructions nouvelles exclues), 4 groupes complétés éventuellement par des machines profileuses et compacteuses, sont nécessaires.

Les autres engins considérés sont :

- 1 ou 2 garnisseuses-cribleuses pour la construction du Ballast
- 2 boursoufflés pour appareils de voie
- 2 draisines de contrôle pour le transport du personnel
- des chariots automoteurs différemment équipés pour les travaux sur voie
- Des véhicules routiers (camions, camionnettes, véhicules-tout-terrains - bulldozers...)

- L'appareil le plus volumineux (cribleuse - degarnisseuse) à les dimensions suivantes :

Longueur = 17,60 m ; largeur = 2,94 m - hauteur = 4,45 m

- La machine la plus lourde pèse 63,4 t soit : - 33,34 t sur bogies avant
30,06 t " " arrières

2. Description des composantes du centre

Ce centre sera constitué de 2 blocs principaux accolés :

- 1 bloc administratif
- 1 atelier de maintenance

- bloc administratif: c'est un bâtiment R+1

- le Rez de chaussée de (40×12) m² comprend :

- un magasin d'outillage
- un foyer
- Des vestiaires - douches et WC
- Une infirmerie avec salle d'attente

- Le 1^{er} étage de (20×12) m² situé sur la partie centrale du RDC comprend :

- 6 bureaux
- Une salle de réunion
- des wc

(l'éclairage de la partie sud de l'étage sera assuré par une ouverture vitrée sur la terrasse)

- Atelier de maintenance

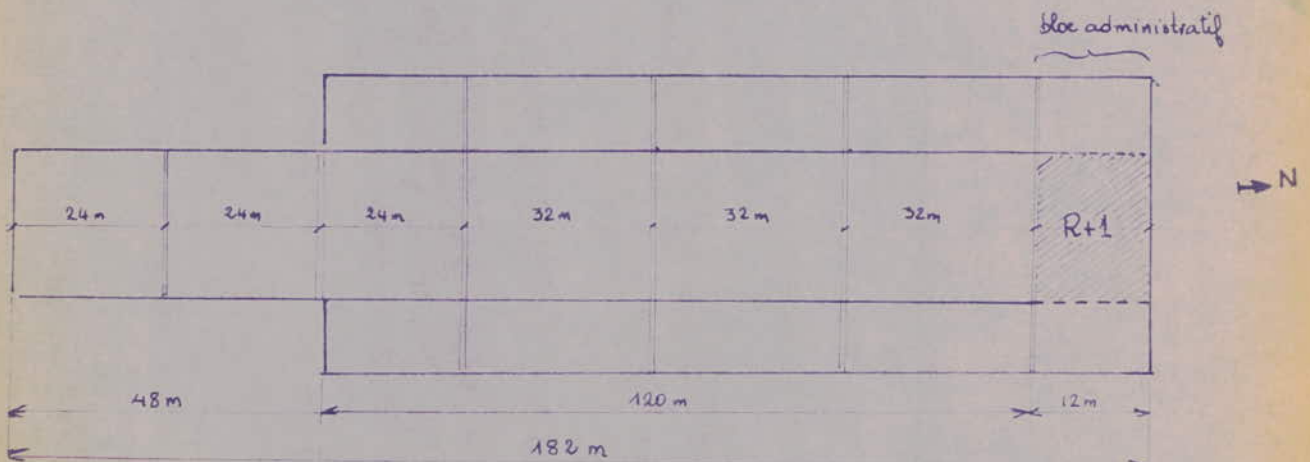
Il s'étend sur 168 m en longueur et sur 40 m sur sa plus grande largeur. Il comprend un hall central de 168×20 dans lequel, 3 voies d'accès de 100 m de long à partir de l'entrée principale sont aménagées et 2 ponts roulants de 16t et 5t peuvent y circuler (du 2^e à l'avant dernier poteau).

Les engins à réparer arrivent par la voie dans le Hall central.

Les pièces défectueuses à réparer ou à changer sont acheminées par pont roulant vers le service concerné par la panne (voir vue en plan)

- De part et d'autre du Hall central 2 blocs identiques sont prévus - ces blocs annexes comprendront divers services (menuiserie, vernissage, révision véhicules routiers, soudures etc...)

Vu la longueur de la construction, des joints de dilatations sont prévus.



VUE EN PLAN

3. Choix de la structure et Predimensionnement

A. Choix de la structure

- a. Hall central :
- Longueur : 168 m (42 travées de 4m)
 - Largeur : 20 m (1 travée de 20m assurée par la ferme)
 - hauteur : sans toiture : 9,20 m
 - avec toiture : 14,60 m (hauteur max.)

L'ossature est mixte - les poteaux et poutres sont en béton armé et la toiture en métal - Sa couverture est en amiante ciment et matériaux translucides pour permettre un bon éclairage. L'évacuation de l'air vicié sera assurée par une série de lanterneaux de 4m de long, espacés de 8m et situés sur le faîtage de la toiture.

En ce concerne l'éclairage, il a été tenu compte de la relation $\frac{S_{ouvertes}}{S_{horizontales}} = \frac{1}{6} \cdot \frac{1}{8}$

b) Parties latérales (annexes)

2 blocs identiques ayant chacun les dimensions suivantes :

- Longueur : 120 m (30 travées de 4 m)
- Largeur : 10 m (1 travée)
- Hauteur : 5,20 m

L'ossature est constituée de poteaux et poutres en Béton Armé - Sa toiture est une terrasse inaccessible (plancher à corps creux)

Sur cette terrasse, il est prévu un acrotère de 50 cm de haut.

L'éclairage sera assuré par des fenêtres tout au long du bloc.

c) Bloc administratif

- RDC : Longueur : 40 m (7 travées de: 5m; 5m; 7,75; 4,5; 7,75; 5; 5)
- Largeur : 12 m (3 travées de 4 m)
- hauteur : 5,20 m

L'ossature est en Béton armé - la toiture est une terrasse inaccessible.

- Au dessus de la partie centrale du RDC, le premier étage se situe au dessus des travées de 7,75m; 4,5m; 7,75m.

Largeur : 12 m

hauteur : 4,4 m

La toiture est une terrasse inaccessible avec acrotère de 50 cm de haut sur tout son pourtour.

B. Predimensionnement

1 - poteaux du hall central

Nous signalerons que tous nos poteaux ont été dimensionnés au flambement.

poteau du hall central (partie sans annexe)

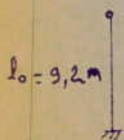
$$l_e = l_0 = 920 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_e}{i}$$

$$\text{avec } i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{ba^3}{12 \cdot ba}} = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{l_e}{a} \sqrt{12}$$

Pour une section de poteau 50 x 50 $\rightarrow \lambda = 65 < 100$

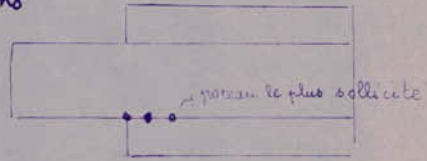


Vérification à la charge :

la hauteur des poutres sera prise entre $\frac{1}{10} l$ et $\frac{1}{16} l$ (l : portée)
 pour $l = 4\text{ m} \rightarrow h = 0,4\text{ m}$
 $l = 10\text{ m} \rightarrow h = 0,80$

Pour la vérification à la charge du poteau de 50×50 , nous avons considéré le poteau le plus sollicité de la structure.

Les charges et surcharges que nous considérerons dans le prédimensionnement sont les suivantes :



Ferme : 40 kg/m^2 (poids propre)
 50 kg/m^2 (neige)
 100 kg/m^2 (surch. d'entretien)

Terrasse : 600 kg/m^2 (p. propre)
 100 kg/m^2 (surcharge)

Ponts roulants : 40 t

poutre transversal : $0,3 \times 0,8 \times 2500 = 0,6\text{ t/ml}$

poutre longitudinal : $0,3 \times 0,4 \times 2500 = 0,3\text{ t/ml}$

Poteau : $0,5 \times 0,5 \times 2500 = 0,625\text{ t/ml}$

⇒ Effort sollicitant le poteau :

- Ferme : $0,19 \times 4 \times 10 = 7,6\text{ t}$

- Ponts roulants : $40 : 2 = 20\text{ t}$

- Poteaux + Poutres : $0,6 \times 5 + 0,3 \times 4 \times 2 + 0,625 \times 10,45 = 7,73\text{ t}$

- Terrasse : $0,7 \times 4 \times 5 = 14\text{ t}$

Total : $49,33\text{ t}$

si l'on prend une résistance admissible à la compression du béton : $\sigma'_b = 60\text{ kg/cm}^2$

la section du poteau sera : $S = \frac{Q}{\sigma'_b} = \frac{49330}{60} \approx 822\text{ cm}^2$ → une section de 30×50 suffirait.

nous gardons la section 50×50 imposée par le flambement

2. Poteaux des blocs annexes : de la même façon l'élançement nous impose une section de 30×30 .

3. FONDACTIONS : nous considérerons dans tous les cas des semelles superficielles de section carrée - $\sigma_{sd} = 2\text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_s > \sigma_f$$

$$\sigma_f = \frac{Q}{A^2} = \frac{\sigma'_b \times a^2}{A^2} < \sigma_s \quad \Rightarrow \quad A^2 \geq \frac{\sigma'_b \times a^2}{\sigma_s}$$

- semelle sous poteau de $50 \times 50 \Rightarrow A = 273\text{ cm}$

- " " " " $30 \times 30 \Rightarrow A = 164\text{ cm}$

N.B : le calcul précis nous a imposé d'autres dimensions des fondations.
 (voir calculs et plans de fondations)

PLANCHERS :- Plancher terrasse :

1. Enduit plâtre (4cm)	21	kg/m ²
2. Hourdis + table (16+4)	265	"
3. Béton de pente	178	"
4. Isolation thermique	20	"
5. Chape de béton	28	"
6. Multicouche	12	"
7. Gravillons (4cm)	60	"

$$G = 576 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 100 \text{ kg/m}^2$$

- Plancher Rez-de-chaussée :

① Dalle en béton léger armé de
TS 5/5 - 150/150 (e = 10 cm)

② Dalle en Béton clivé (e = 8 cm)

③ Herisson en pierres cassées de même
-calibre (e = 20 cm)

ETUDE AU VENT

I / Généralités :

1 / Introduction :

Les règles N-V 65 et Annexes définissent les constructions d'après :

- a/ Leur forme d'ensemble.
- b/ Leur position dans l'espace.
- c/ La perméabilité de leurs parois.

a/ Forme d'ensemble :

On distingue :

- 1/ Les constructions prismatiques à base quadrangulaire (R-III-2).
- 2/ Les constructions prismatiques à base polygonale régulière ou circulaire (R-III-6).
- 3/ Les panneaux pleins et les toitures isolées (R-III-4).
- 4/ Les constructions ajourées et les constructions en treillis (R-III-9).
- 5/ Les constructions diverses ne rentrant pas dans les catégories précédentes (R-III-6).

b/ Position dans l'espace :

Les règles envisagent :

- 1/ des constructions reposant sur le sol.
- 2/ des constructions aérodynamiquement isolés dans l'espace.
- 3/ des constructions comprises entre deux plans parallèles de grandes dimensions (immeubles ou murs).

c/ Perméabilité des parois :

Définition : Une paroi a une perméabilité au vent de $\mu\%$ si elle comporte des ouvertures dont la somme des aires représente $\mu\%$ de son aire totale.

- 1/ si $\mu \leq 5\%$; le bâtiment est considéré comme fermé.
- 2/ si $\mu > 35\%$; la construction est dite ouverte.
- 3/ si μ est compris entre 5 et 35% ; la construction est dite partiellement ouverte.

2 / Définitions :

a/ Pression dynamique : (R-III - 1,21)

La pression dynamique est donnée en fonction de la vitesse du

vent par la formule suivante :

$$q = \frac{V^2}{16,3} \text{ daN/m}^2 ; V \text{ en m/s.}$$

b/ Pression de calcul :

La pression de calcul est définie par la formule suivante :

$$q_c = m \cdot K_s \cdot K_H \cdot s \cdot q_{10} \quad \text{avec } q = \begin{cases} q_n = \text{normal.} \\ q_e = \text{extrême.} \end{cases} \text{ à } h=10 \text{ m}$$

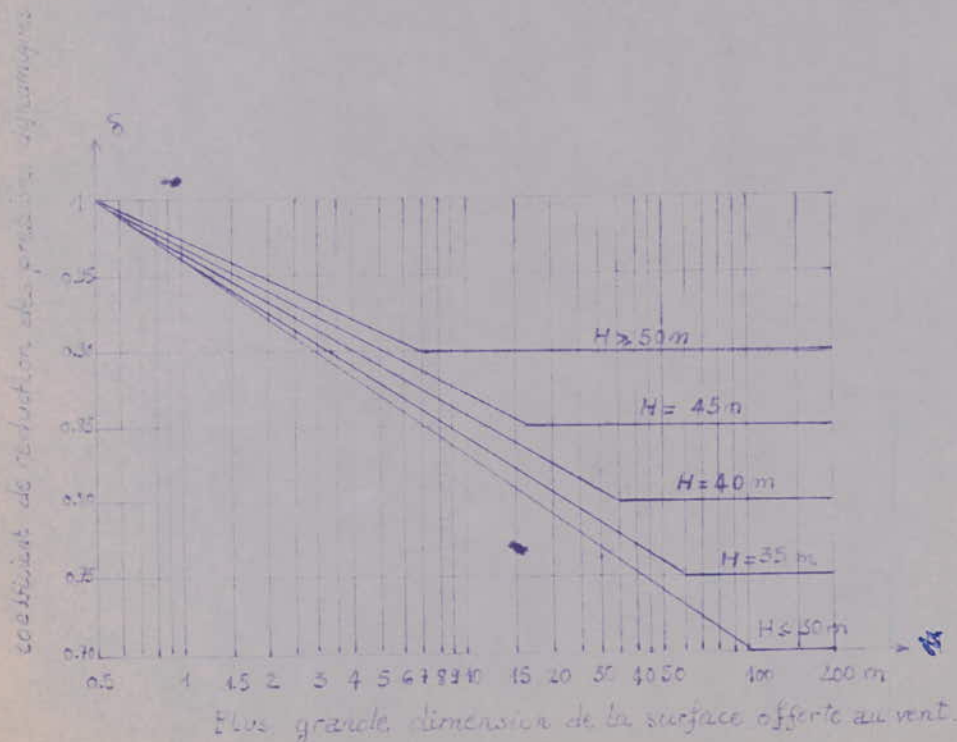
avec : m : coefficient tenant compte de l'effet de masque.
 K_s : coefficient de site (R. III-1,242 p.59).
 K_H : coefficient de hauteur :

$$K_H = 2,5 \frac{H+28}{H+60} \quad \text{pour } H > 10 \text{ m.}$$

s : coefficient de réduction tenant compte de l'effet des dimensions (R. III-1,24).

Ces pressions dynamiques s'exercent sur les éléments constitutifs d'une construction (panneaux, lisses, potelets, poutres, poteaux, etc...) doivent être affectés d'un coefficient de réduction, fonction de la plus grande dimension (horizontale ou verticale) de la surface offerte au vent intersectant l'élément considéré, et de la cote h du point le plus haut de cette surface.

Nous reproduisons l'abaque (fig. R. III-2 p.65) permettant de déterminer le coefficient s .



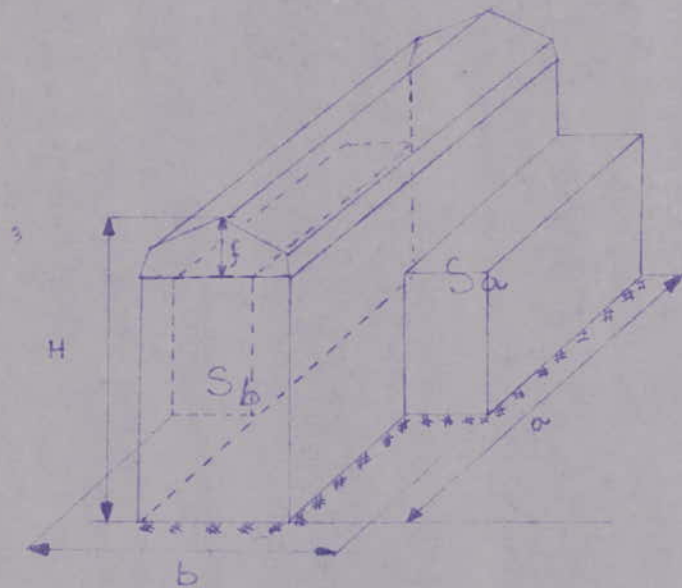
c) Coefficient de pression:

Il est fonction des dispositions de la construction.

Définition: Une face d'un élément appartenant à une construction est dite soumise à une pression, lorsque la force est normale à cette face et dirigée vers elle. Dans ce cas C est positif.
Elle est soumise à une dépression dans le cas contraire et C est négatif.

II/ Etude au Vent:

Cette étude sera menée suivant la règle R-III-2 page 87 de N.V 65.

1/ Forme en plan:

Dimensions:

$$a = 180 \text{ m}$$

$$b = 40 \text{ m}$$

$$H = 13,7 \text{ m}$$

$$f = 4,53 \text{ m}$$

L'article R-III-2 me visant que les constructions à base rectangulaire ; nous assimilerons notre bâtiment à un rectangle de côtés a et b' en tenant compte des articles 2,33 bis et 2,35 du même paragraphe. (constructions présentant des décrochements en plan ou en élévation).

2/ Calcul du rapport de dimensions λ :a/ Vent normal à S_a :

$$S_a = (48 \times 20) + (40 \times 132) = 6240 \text{ m}^2$$

$$a = 180 \text{ m}$$

$$b' = \frac{S_a}{a} = 34,66 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_a = \frac{H}{a} = \frac{13,7}{180} = 0,076$$

$$\lambda_b = \frac{H}{b'} = 0,396$$

b/ Vent normal à S_b :

$$S_b = 6240 \text{ m}^2$$

$$b = 40 \text{ m}$$

$$a' = 156 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_a = 0,084$$

$$\lambda_b = 0,342$$

3/ Détermination du coefficient γ_0 : (fig. R-III-5).

a/ Vent normal à Sa: $d_a = 0,076 < 0,5 \rightarrow \gamma_0 = f(d_a) = 0,94$

b/ Vent normal à Sb: $d_b = 0,342 < 1 \rightarrow \gamma_0 = f(d_b) = 0,85$

4/ Actions Extérieures: (R-III-2, 13 p. 91)4/1 Parois Verticales:

a/ Vent normal à Sa:
$$C_e = \begin{cases} +0,8 \quad \forall \gamma_0 \text{ pour la face au vent.} \\ -(1,3 \gamma_0 - 0,8) = -0,422 \text{ pour faces sous vent.} \end{cases}$$

b/ Vent normal à Sb:
$$C_e = \begin{cases} +0,8 \text{ face au vent.} \\ -(1,3 \gamma_0 - 0,8) = -0,305 \text{ faces sous vent.} \end{cases}$$

4-2/ Toiture: $f = 4,53 \text{ m} < \frac{H}{2} = 6,85$ (Toiture à versants plans symétriques)

a/ Vent normal à la génératrice: - Versant à 70° :
$$C_e = \begin{cases} +0,6 \text{ au vent.} \\ -0,42 \text{ sous vent.} \end{cases}$$

($\gamma_0 = 0,94$)

- Versant à 15° :
$$C_e = \begin{cases} -0,41 \text{ au vent.} \\ -0,3 \text{ sous vent.} \end{cases}$$

b/ Vent parallèle à la génératrice: (fig R-III-6; $\alpha=0$) $C_e = -0,23$
($\gamma_0 = 0,85$)

5/ Actions Intérieures:Coefficient C_i (R-III-2, 14 p 103)Notre construction sera supposée fermée (câd $\mu \leq 5\%$). On appliquera simultanément sur les faces intérieures de tous les compartiments:

- soit une surpression $C_i = +0,6(1,8 - 1,3\gamma_0)$
- soit une dépression $C_i = -0,6(1,3\gamma_0 - 0,8)$

a/ Vent normal à Sa:
$$C_i = \begin{cases} +0,35 \\ -0,26 \end{cases}$$

b/ Vent normal à Sb:
$$C_i = \begin{cases} +0,42 \\ -0,2 \end{cases}$$

6/ Actions résultantes unitaires sur les parois: (R-III-2, 15 p 103)

Dans notre cas, le vent ne traverse pas la construction.

Pour obtenir les actions résultantes unitaires sur les parois, on combine de la façon la plus défavorable les actions extérieures moyennes et les actions intérieures (voir résumé).

7/ Pression dynamique de base:

$$q_m = 69 \text{ Kg/m}^2 \text{ à } 10 \text{ m de hauteur (pression normale).}$$

$$q_e = \frac{7}{4} q_m = 120,75 \text{ Kg/m}^2. \quad (\text{pression extrême}).$$

8/ Calcul des coefficients m , K_H , K_S , δ :

a/ $m=1$ (bâtiment non marqué).

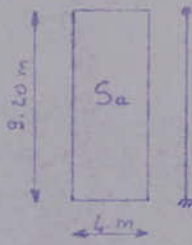
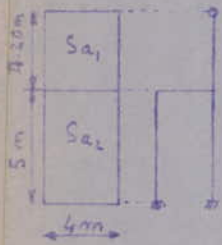
b/ Calcul de K_H :
$$K_H = 2,5 \times \frac{H+18}{H+60} = 2,5 \times \frac{13,7+18}{13,7+60} = \underline{1,076}$$

c/ $K_S = 1,3$ (Région II, site exposé).

d/ Détermination de δ (lu sur l'abaque).

d.1/ Portiques:

On envisagera deux cas: (vent normal à S_a).



$$\begin{matrix} H < 30 \text{ m} \\ 4 \leq L \leq 5 \text{ m} \end{matrix} \quad \left| \quad \delta = 0,875 \right.$$

$$\begin{matrix} H < 30 \text{ m} \\ L = 9,20 \text{ m} \end{matrix} \quad \left| \quad \delta = 0,82 \right.$$

avec L = plus grande dimension de la surface offerte au vent.

d.2/ Ferme:



$$\begin{matrix} H < 30 \text{ m} \\ L = 4,5 \text{ m} \end{matrix} \quad \left. \vphantom{\begin{matrix} H < 30 \text{ m} \\ L = 4,5 \text{ m} \end{matrix}} \right\} \delta = 0,875$$

9/ Combinaison des actions intérieures et extérieures:

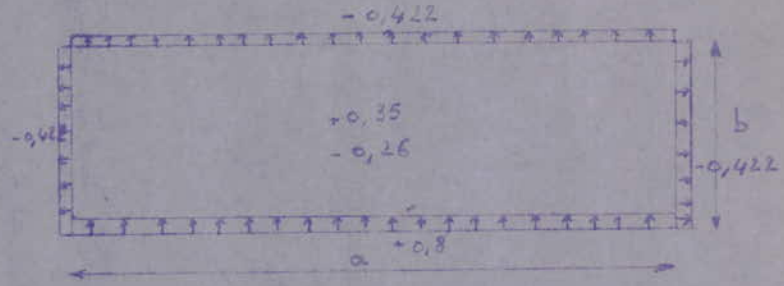
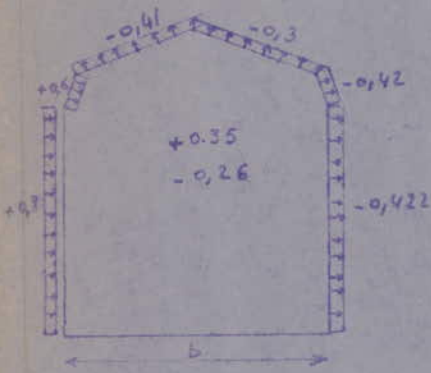
On considérera 2 directions principales du vent:

a/ Vent normal à S_a .

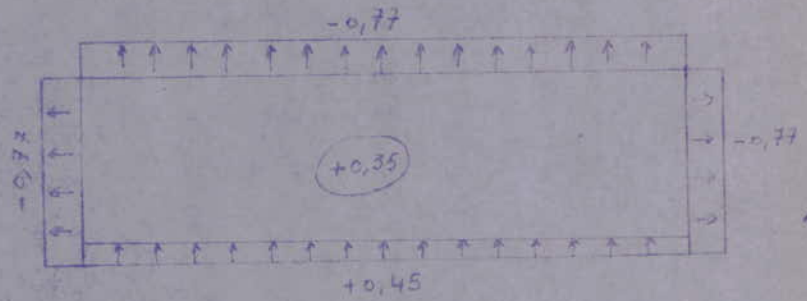
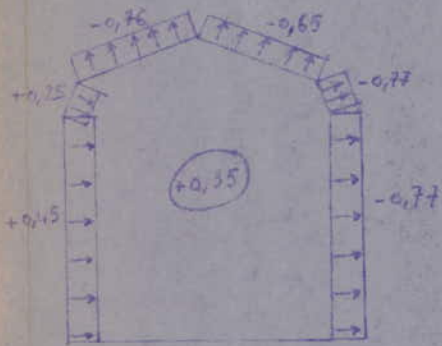
b/ Vent normal à S_b .

(Pour les combinaisons, voir pages suivantes).

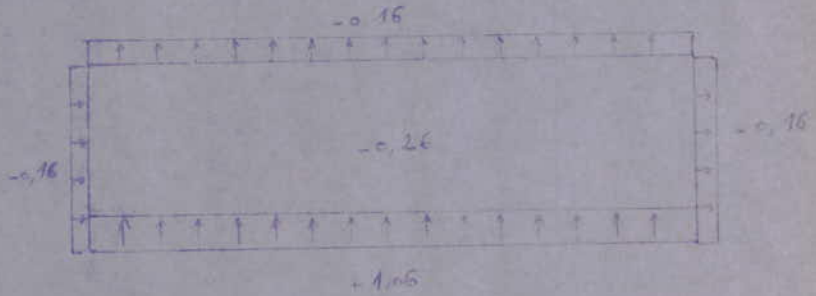
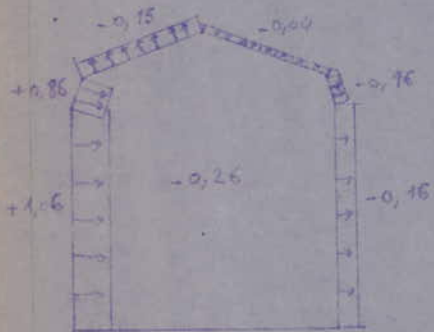
- Vent normal à Sa -



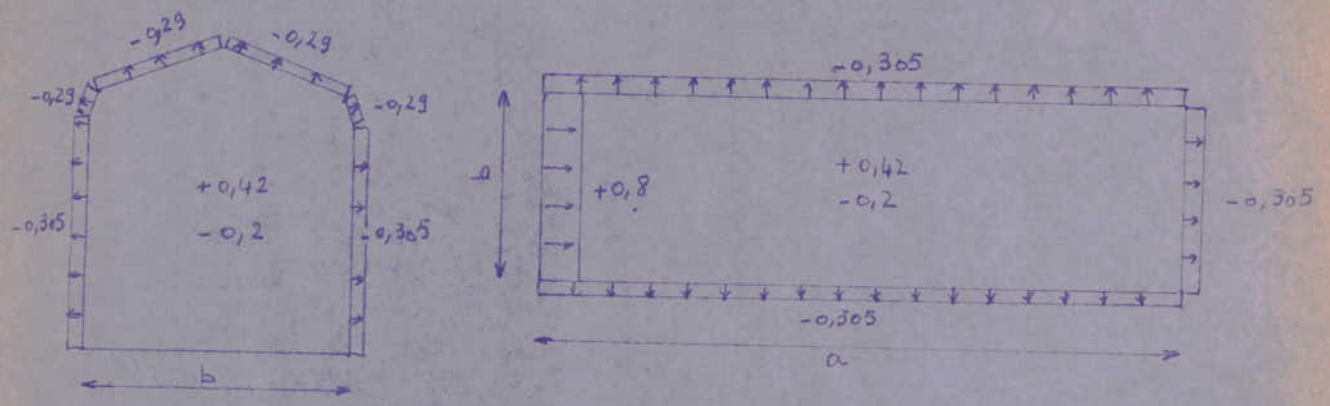
Combinaison des actions extérieures et intérieures avec $C_i = +0,35$.



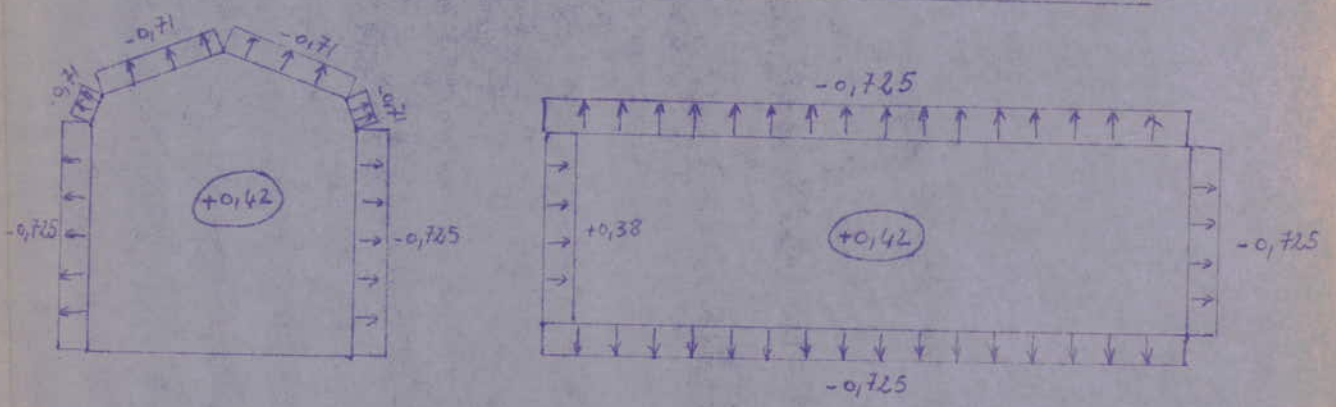
Combinaison des actions extérieures et intérieures avec $C_i = -0,26$:



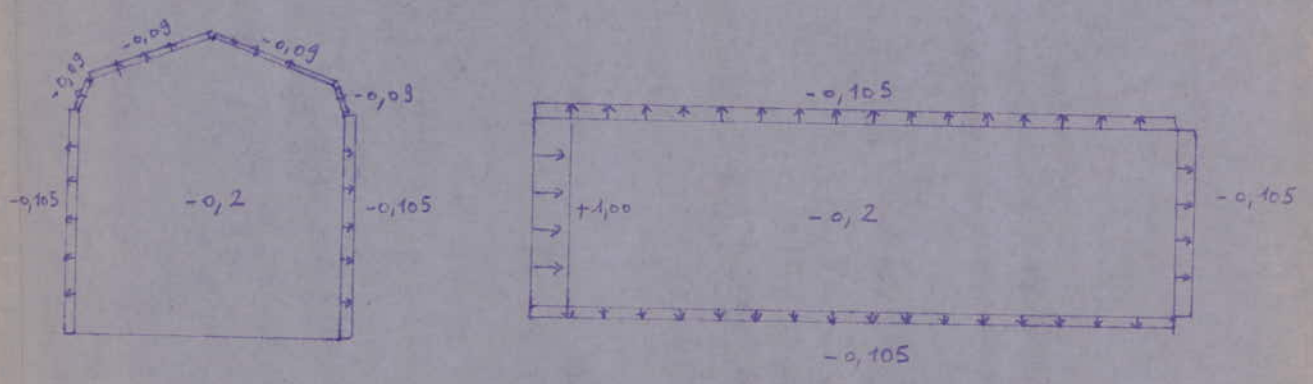
- Vent normal à S_b -



Combinaison des actions extérieures et intérieures avec $C_i = +0,42$



Combinaison des actions extérieures et intérieures avec $C_i = -0,2$



- Résumé sur l'étude au vent -1. Dimensions du bâtiment :

$a_1 = 132 \text{ m}$

$a_2 = 180 \text{ m}$

$b_1 = 20 \text{ m}$ (partie sans annexe).

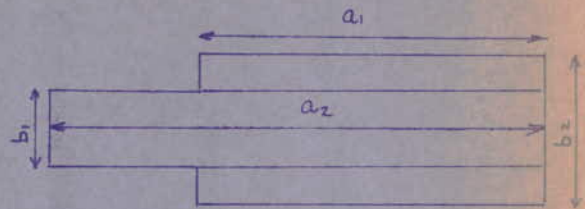
$b_2 = 40 \text{ m}$ (partie avec annexe).

$H = 13,7 \text{ m}$

$f = 4,53 \text{ m}$

$\alpha_1 = 70^\circ$

$\alpha_2 = 15^\circ$



$\frac{f}{H} = 0,33$

2. Coefficient γ_0 :

Vent normal à Sa: $\gamma_0 = 0,94$

Vent normal à Sb: $\gamma_0 = 0,85$

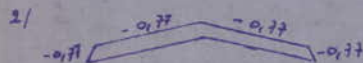
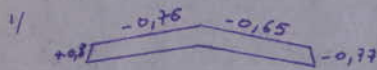
3. Actions résultantes à retenir dans les calculs :Parois verticales :

- surpression : $C = +1,06$

- dépression : $C = -0,77$

Toiture :

Dans notre cas, la toiture est constituée de fermes en treillis; pour cela on considérera deux cas :

4. Valeurs des différents coefficients :

• $m = 1$

• $K_H = 1,076$

• $K_S = 1,13$

• $S :$

$$1/ \text{ Parois Verticales : } S = \begin{cases} 0,82 & \text{partie sans annexe} \\ 0,875 & \text{partie avec l'annexe} \end{cases}$$

$$2/ \text{ Toiture : } S = 0,875$$

5. Pression dynamique de base :

• $q_m^{10} = 69 \text{ Kg/m}^2$

• $q_e^{10} = 120,75 \text{ Kg/m}^2$

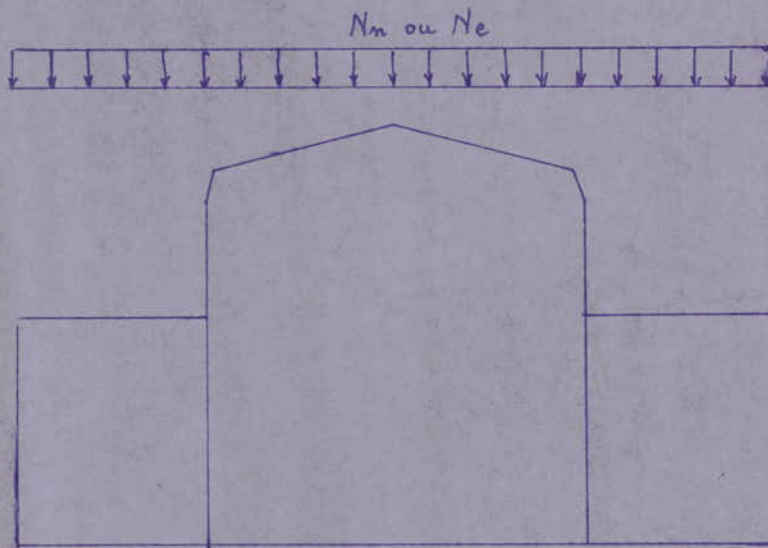
6. Pression de calcul :

$$\begin{aligned} q_n &= 98,67 \times C \times S \\ q_e &= 172,67 \times C \times S \end{aligned}$$

- La surcharge normale ou extrême du vent est prise en totalité.
- La surcharge de neige est réduite de moitié et appliquée de la manière la plus défavorable, soit partiellement, soit totalement.
Si elle est appliquée partiellement, les parties les plus chargées supportent intégralement la surcharge réduite et les parties les moins chargées 35 daN/m^2 de moins pour la surcharge normale et 60 daN/m^2 pour la surcharge extrême sans descendre au dessous de 0.

5/ Application au projet :

Pour la répartition de la surcharge due à la neige, nous la considérons uniformément répartie, c'est-à-dire sans accumulation :



ETUDE DU COMBLE

ETUDE DES PANNES

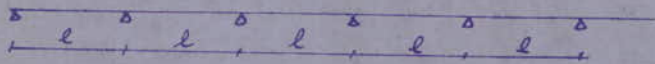
I/ Généralités:

1/ Introduction:

La panne est une poutre destinée à transmettre les charges et surcharges dues ou s'appliquant sur la couverture à la ferme. Elle est réalisée soit en profilé (âme pleine), soit à treillis pour des portées supérieures à 6 m.

2/ Système statique extérieur de la panne:

La panne est considérée comme une poutre continue à plusieurs travées.



3/ Type de panne et de ferme choisis dans notre projet.

3.1/ Panne: La portée étant de 4 m, il convient de considérer une panne en profilé.

3.2/ Ferme: Notre ferme sera composée par un système à treillis.

3.2.1/ Forme de la ferme:

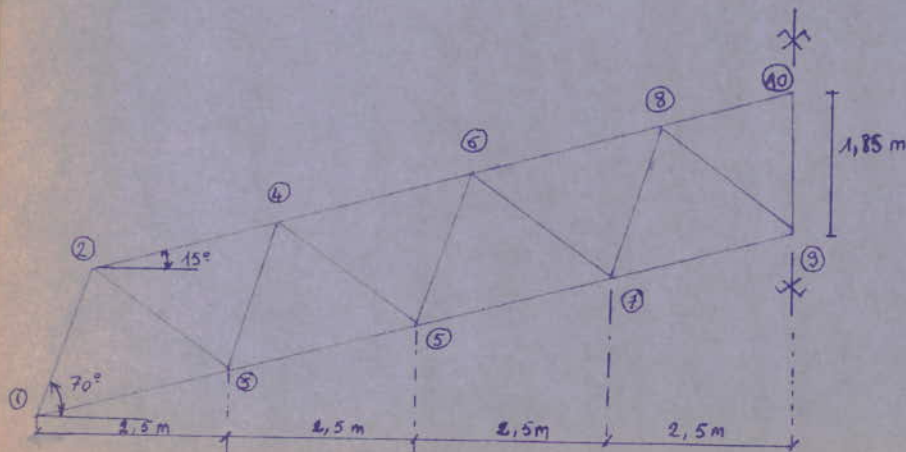
Notre ferme est d'autant plus économique que son contour est plus approché du diagramme des moments fléchissants de la poutre de même travée et chargée de la même façon que la ferme.

La pente des versants doit être assez forte pour éviter des accumulations (de neige ou de sable) importantes.

Dans le cas de notre projet, la toiture est à versants plans symétriques, de pentes 70° et 15° .

3.2.2/ Prédimensionnement de la ferme:

a/ Forme choisie dans le projet:



b/ Dimensions des barres :

N° barre	2-4	4-6	6-8	8-10	1-3	3-5	5-7	7-9	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
longueur (m)	2,587	2,587	2,587	1,835	2,587	2,587	2,587	2,587	2,128	2,2	2,128	2,2	2,128	2,2	2,128	2,2	1,75
	Membr. Sup				Membr. Inf.				Diag. et montants.								

Remarque: Nous avons procédé au prédimensionnement de notre ferme à ce stade afin de définir la surface chargeable qui revient à la panne la plus chargée en vue de la dimensionner.

II/ Evaluation des charges et des surcharges s'appliquant sur la panne:

Poids de la couverture: 20 Kg/m^2 .

Poids de la panne : 10 Kg/m^2 .

Surcharge due à la neige: $N_n = 55 \text{ Kg/m}^2$.

III Calcul des charges et surcharges en Kg par mètre linéaire:

On considère la panne la plus défavorable (celle reposant sur le versant incliné de 15° par rapport à l'horizontale et dont la surface chargeable est de $2,60 \times 4,00$).



$$q_x = \begin{cases} G_x \\ N_x \end{cases}$$

$$q_y = \begin{cases} G_y \\ N_y \end{cases}$$

$$G_x = G \cos \alpha d = 30 \times (\cos 15) \times 2,587 = 72,4 \text{ Kg/ml}$$

$$N_x = N \cos \alpha d = 55 \times (\cos 15) \times 2,587 = 137,4 \text{ Kg/ml}$$

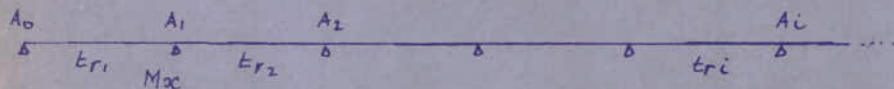
$$G_y = G \sin \alpha d = 30 \times (\sin 15) \times 2,587 = 19,4 \text{ Kg/ml}$$

$$N_y = N \sin \alpha d = 55 \times (\sin 15) \times 2,587 = 36,83 \text{ Kg/ml}$$

$$q_x = \begin{cases} G_x = 72,4 \text{ Kg/ml} \\ N_x = 137,4 \text{ Kg/ml} \end{cases}$$

$$q_y = \begin{cases} G_y = 19,4 \text{ Kg/ml} \\ N_y = 36,83 \text{ Kg/ml} \end{cases}$$

IV Calcul des moments et des tranchants:



Le moment M_{max} sera donné sur l'appui A_1 (ceci se remarque en comparant les moments donnés sur les appuis et travées d'une poutre continue sur une "infinité" d'appuis).

Ainsi le moment sur l'appui A_1 sera:

$$M_{x_{A_1}} = -\frac{P\ell^2}{3,5} - \frac{S\ell^2}{8,4}$$

avec: $P = G_x$
 $S = N_x$

$$\ell = \text{portée} = 4 \text{ m}$$

L'effort tranchant sur l'appui A_1 sera:

$$T_{1w} = -0,6056 \times P\ell + 0,013 \times S\ell$$

$$T_{1e} = 0,5277 \times S\ell + 0,5983 \times P\ell$$

$$M_{xA_1} = -\left(\frac{72,4 \times \bar{H}^2}{9,5} + \frac{137,4 \times \bar{H}^2}{8,4}\right) = -383,75 \text{ Kg.m.}$$

Pour le calcul de M_y , on considèrera la formule empirique suivante:

$$M_{yA} = M_{ytr} = \frac{1}{8} \times q_y \times (1,3 \ell)^2 \quad \text{avec} \quad q_y = \frac{4}{3} G_y + \frac{3}{2} N_y$$

$$q_y = \frac{4}{3} \times 19,4 + \frac{3}{2} \times 36,83 = 81,1 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_y = \frac{1}{8} \times 81,1 \times (1,3 \times 4)^2 = 274,1 \text{ Kg.m}$$

Résumé :

$$M_x = 383,75 \text{ Kg.m}$$

$$M_y = 274,1 \text{ Kg.m}$$

V. Dimensionnement: (Acier E24).

$$W_{x\text{mec}} = \frac{M_x}{\sigma_{\text{en}}} = \frac{383,75 \cdot 10^8}{2400} = 16 \text{ cm}^3$$

$$W_{y\text{mec}} = \frac{M_y}{\sigma_{\text{en}}} = \frac{274,1 \cdot 10^8}{2400} = 11,42 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{W_x}{W_y} = \frac{383,75}{274,1} = 1,4$$

$$W_{\text{mec}} = \frac{M_x + K M_y}{1,1 \sigma_{\text{en}}} = \frac{(383,75 + 1,4 \times 274,1) \times 10^8}{1,1 \times 2400} = 29,07 \text{ cm}^3$$

$$h_{\text{opt}} = 1,15 \sqrt{\frac{W_{\text{mec}}}{\alpha_{\text{aue}}}} \quad \text{pour } a = 5 \text{ mm} \rightarrow h_{\text{opt}} = 8,77 \text{ cm.}$$

Malheureusement on ne peut pas approcher cette hauteur car la contrainte dans la section de notre poutre est trop élevée.

On prendra un IPE 160 qui présente les caractéristiques suivantes:

$$h = 160$$

$$p = 15,8 \text{ Kg/ml}$$

$$W_x = 109 \text{ cm}^3$$

$$b = 82$$

$$A = 20,1 \text{ cm}^2$$

$$W_y = 16,7 \text{ cm}^3$$

$$a = 5$$

$$I_x = 869 \text{ cm}^4$$

$$c = 7,4$$

$$I_y = 68,3 \text{ cm}^4$$

Vérification de la contrainte de flexion:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{383,75}{109} + \frac{274,1}{16,7} = 1993 \text{ Kg/cm}^2 < 2400$$

Vérification au cisaillement:

$$T_{1w} = -0,6056 \times 72,4 \times 4 + 0,013 \times 137,4 \times 4 = -182,53 \text{ Kg}$$

$$T_{1e} = 0,5277 \times 137,4 \times 4 + 0,5983 \times 72,4 \times 4 = +463,29 \text{ Kg}$$

$$T_i = T_{iw} + T_{ie} = 182,53 + 463,29 = 645,82 \text{ Kg.}$$

Remarque: Si le rapport $\frac{A_s}{A_{br}}$ est supérieur à 0,15 on peut utiliser

la formule approximative suivante: $\tau = \frac{T}{A_a} = \frac{T}{a(h-2e)}$

$$\frac{A_s}{A_{br}} = \frac{8,2 \times 0,74}{20,1} = 0,30 > 0,15$$

$$1,54\tau = 1,54 \times \frac{645,82}{0,5 \times (16 - 2 \times 0,74)} = 1,54 \times 88,95 = 137 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

avec

$$\begin{aligned} a &= 5 \text{ mm} \\ h &= 160 \text{ mm} \\ e &= 7,4 \text{ mm} \\ b &= 82 \text{ mm} \\ A_{br} &= 20,1 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Vérification de la flèche:

$$\bar{f}_a = \frac{l}{300} = \frac{400}{300} = 1,33 \text{ cm.}$$

On calculera la flèche à l'aide de la formule approchée suivante:

$$f = \frac{0,31 q_x l^4}{I_x}$$

avec $q_x = G_x + N_x$

unités: $\begin{cases} q_x: \text{KN/m} \\ l: \text{m} \\ I_x: \text{cm}^4 \end{cases}$

$$q_x = (72,41 + 137,4) \cdot 10^{-2} = 2,1 \text{ KN/m.}$$

$$l = 4 \text{ m}$$

$$I_x = 869 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{0,31 \times 2,1 \times (4)^4}{869} = 0,19 \text{ cm} < 1,33 \text{ cm.}$$

ETUDE DE LA FERME

I/ Système statique de la ferme:



La ferme sera articulée à la tête d'un poteau et simplement appuyée à la tête de l'autre.

II Evaluation des charges et des surcharges appliquées à la ferme:

1. Charges Permanentes: (suivant le plan du versant ou en projection horizontale).

- Couverture (tôle et accessoires) = 20 Kg/m^2
 - Poids propre de la panne = 10 Kg/m^2
 - contreventements = 5 Kg/m^2

} suivant le plan du versant.

- Ferme: 20 Kg/m^2
 - Lanterneau: 8 Kg/m^2

} suivant la projection horizontale.

Rmq: le calcul de la ferme se fera sans le lanterneau, le poids de ce dernier étant seulement réparti entre les nœuds qui le relient à la ferme.

2. Surcharges climatiques:

2.1/ Neige:

$$N_m = 55 \text{ Kg/m}^2$$

$$N_e = 91,66 \text{ Kg/m}^2$$

2.2/ Vent:

$$V_m = 98,67 \times C$$

$$V_e = 172,67 \times C$$

III Calcul des effets revenant à chaque nœud.

Nous ne reprendrons pas le schéma de la ferme ainsi que les dimensions de ses barres, car ceci a déjà été présenté lors du prédimensionnement de la ferme (dans l'étude des pannes).

La surface chargeable revenant à chaque nœud est $d_1 \times d_2$ avec $d_2 =$ distance entre 2 fermes = 4 m .

$$\rightarrow S = 4 d_1 \text{ avec } d_1 \text{ variable suivant les nœuds.}$$

1. Charges permanentes:

$$P_i = G \times S \times \cos \alpha \quad \text{avec } P_i = \text{effet revenant au nœud.}$$

$$G = G_{\text{ferme}} + \frac{G_{\text{contrevent}} + G_{\text{panne}} + G_{\text{couverture}}}{\cos \alpha} \quad \text{en Kg/m}^2 \text{ de surf horiz}$$

α = angle d'inclinaison du versant par rapport à l'horizontale.

Les résultats trouvés seront donnés sous forme de tableau.

Nœud	1 (1')	2 (2')	4 (4')	5 (5')	8 (8')	10 (10')
α	70°	70° et 15°	15°	15°	15°	15°
d_1 (m)	1,06	2,35	2,587	2,587	2,21	0,92
P_i (Kg)	178	459	562	562	525	458

Remarque: le poids du lanterneau a été réparti entre les nœuds 8, 8' et 10.

2. Surcharges climatiques:

2.1/ Neige.

De la même manière que pour les charges permanentes on aura:

$$P_i = N \times S \times \cos \alpha.$$

Compte tenu de l'article R-II-3 (p. 37-39), on doit réduire la surcharge de la neige de 2% par degré d'inclinaison sur le versant incliné de 70° et cela sur un nombre égal à $70 - 25 = 45$.

La réduction sera donc égale à:

$$2 \times 45 = 90\%$$

Ce qui nous amène à négliger l'effet de la neige sur le versant incliné de 70° par rapport à l'horizontale.

Les résultats trouvés sont consignés dans le tableau suivant:

Nœud	1 (1')	2 (2')	4 (4')	6 (6')	8 (8')	10 (10')
α (°)	70°	70 et 15	15	15	15	15
P_i (Kg)	—	275	550	550	470	391

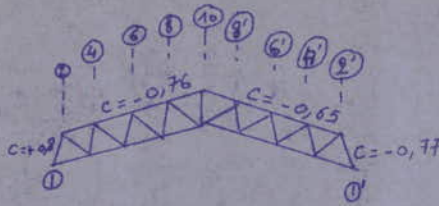
Neige normale.

2.2/ Effet du Vent:

$$P_i = V \times S$$

Nous allons considérer deux cas, suivant la valeur de c .

1^{er} Cas:



Nœud	1	2	4	6	8	10	8'	6'	4'	2'	1'	
barre	1-2	2-4	4-2/4-6	6-4/6-8	8-6/8-10	10-8	8-10/8-6	6-4/6-8	4-2/4-6	2'-4'	2'-1'	1'-2'
C	+0,8	+0,8	-0,76	-0,76	-0,76	-0,76	-0,65	-0,65	-0,65	-0,65	-0,77	-0,77
P _i (Kg)	+210	+210	-389	-778,5	-778,5	-666	-276	-237	-568	-665	-332	-24

Vent normal

2^o Cas:

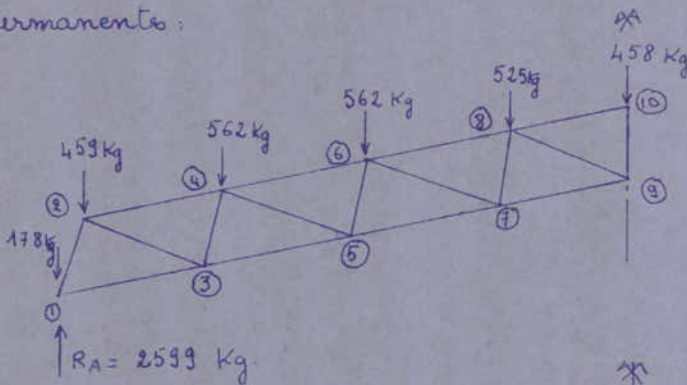


Nœud	1 (1')	2 (2')	4 (4')	6 (6')	8 (8')	10	
barre	1-2	2-4	4-2/4-6	6-4/6-8	8-6/8-10	10-8	10-8'
C	-0,71	-0,71	-0,71	-0,71	-0,71	-0,71	-0,71
P _i (Kg)	-595	-595	-364	-726	-726	-622	-257

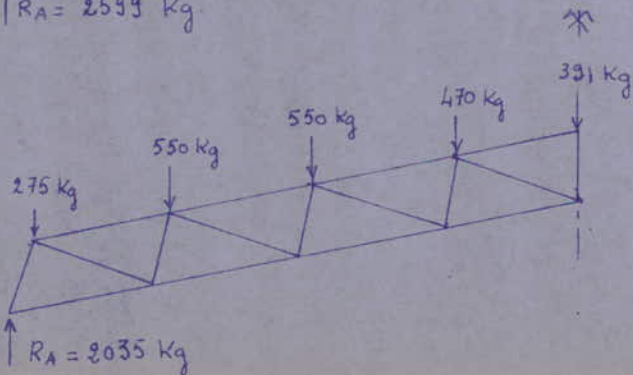
Vent normal

3- Résumé sur les efforts revenant aux nœuds:

a/ charges permanentes:

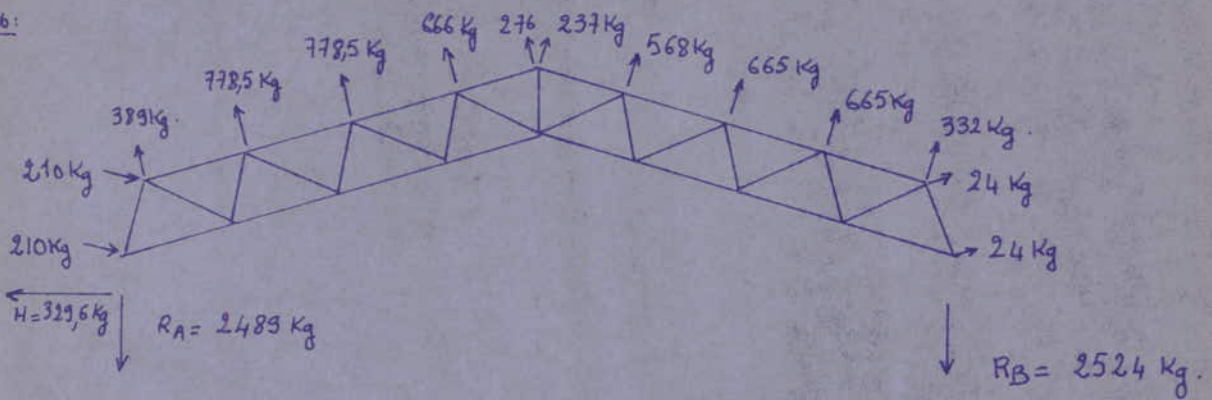


b/ Neige normale:



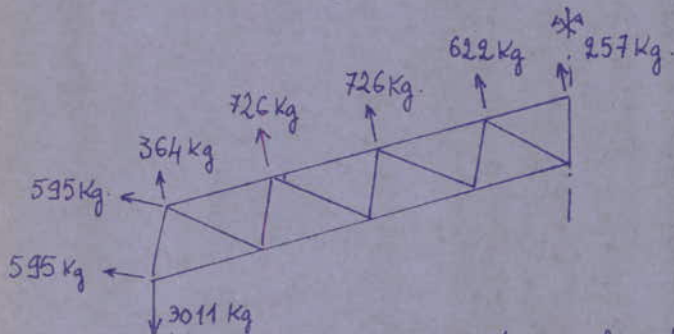
c/ Vent normal.

1^{er} Cas:



2^e Cas:

Le chargement étant symétrique, on ne représentera que la moitié de la ferme.



IV. Détermination des Efforts dans les barres:

Les efforts dans les barres seront déterminés par le graphe de CREMONA. Nous donnerons les résultats trouvés sous forme d'un tableau.

La convention de signe adoptée est la suivante: (-) Compression de la barre.
(+) traction de la barre.

Nota: En ce qui concerne la surcharge due au vent, on considèrera les deux cas, puis on retiendra la valeur de l'effort le plus grand et cela pour chaque barre.

- charges et surcharges dans les barres -

No. barre	G (t)	N _m (t)	N _e (t)	1 ^{er} Cas		2 ^e Cas.		Effort max.		
				V _n (t)	V _e (t)	V _n (t)	V _e (t)	V _n (t)	V _e (t)	
Membres Supérieures.	2-4	-2,967	-1,499	-2,50	+3,196	+5,593	+2,871	+5,024	+3,196	+5,593
	4-6	-5,175	-3,437	-5,73	+5,811	+10,169	+7,163	+12,535	+7,163	+12,535
	6-8	-6,532	-4,62	-7,70	+7,212	+12,621	+7,42	+12,985	+7,42	+12,985
	8-10	-7,015	-5,087	-8,48	+7,735	+13,536	+7,696	+13,468	+7,735	+13,536
	8'-10	-7,015	-5,087	-8,48	+7,735	+13,536	+7,696	+13,468	+7,735	+13,536
	6'-8'	-6,532	-4,62	-7,70	+7,027	+12,297	+7,42	+12,985	+7,42	+12,985
	4'-6'	-5,175	-3,437	-5,73	+5,387	+9,427	+7,163	+12,535	+7,163	+12,535
2'-4'	-2,967	-1,499	-2,50	+2,772	+4,851	+2,871	+5,024	+2,871	+5,024	
Diagonales et montants	1-2	-2,838	-5,142	-8,57	+2,003	+3,505	+3,197	+5,593	+3,197	+5,593
	2-3	+2,392	+1,705	+2,84	-2,723	-4,765	+2,477	+4,334	-2,723	-4,765
	3-4	-2,288	-2,062	-3,44	+2,654	+4,644	+2,388	+4,18	+2,654	+4,644
	4-5	+1,70	+1,471	+2,45	-1,776	-3,108	-1,559	-2,728	-1,776	-3,108
	5-6	-1,529	-1,43	-2,38	+1,726	+3,020	+1,509	+2,64	+1,726	+3,020
	6-7	+0,989	+0,825	+1,37	-0,740	-1,295	+0,531	+1,104	-0,740	-1,295
	7-8	-0,92	-0,797	-1,33	+0,829	+1,450	+0,621	+1,069	+0,829	+1,450
	8-9	+0,299	+0,247	+0,41	+0,039	+0,068	+0,158	0,276	+0,158	+0,276
	9-10	+3,22	+2,255	+3,76	-3,522	-6,163	-3,512	-6,146	-3,522	-6,163
	9-8'	+0,299	+0,247	+0,41	-0,246	-0,43	+0,158	+0,276	+0,158	+0,276
	8'-7'	-0,92	-0,797	-1,33	+0,977	+1,709	+0,621	+1,069	+0,977	+1,709
	7'-6'	+0,989	+0,825	+1,37	-0,996	-1,743	+0,531	+1,104	-0,996	-1,743
	5'-6'	-1,529	-1,43	-2,38	+1,786	+3,125	+1,509	+2,64	+1,786	+3,125
	4'-5'	+1,70	+1,471	+2,45	-1,835	-3,211	-1,559	-2,728	-1,835	-3,211
3'-4'	-2,288	-2,062	-3,44	+2,614	+4,574	+2,388	+4,18	+2,614	+4,574	
2'-3'	+2,392	+1,705	+2,84	-2,684	-4,697	+2,477	+4,334	-2,684	-4,697	
1'-2'	-2,838	-5,142	-8,57	+2,703	+4,73	+3,197	+5,593	+3,197	+5,593	
Membres Inférieures.	1-3	+1,012	+0,838	+1,40	-0,917	-1,6	-0,542	-0,948	-0,917	-1,6
	3-5	+3,76	+2,227	+3,71	-4,114	-7,199	-3,414	-5,974	-4,114	-7,199
	5-7	+4,761	+3,946	+6,58	-6,186	-10,825	-5,229	-9,15	-6,186	-10,825
	7-9	+6,865	+4,895	+8,15	-7,114	-12,449	-5,969	-10,445	-7,114	-12,449
	9-7'	+6,865	+4,895	+8,15	-6,887	-12,052	-5,969	-10,445	-6,887	-12,052
	7'-5'	+4,761	+3,946	+6,58	-5,703	-9,98	-5,229	-9,15	-5,703	-9,98
	5'-3'	+3,76	+2,227	+3,71	-3,562	-6,233	-3,414	-5,974	-3,562	-6,233
3'-1'	+1,012	+0,838	+1,40	-0,414	-0,724	-0,542	-0,948	-0,542	-0,948	

V Combinaison des charges et surcharges.

Les différentes combinaisons à considérer sont les suivantes :

$$\textcircled{1} S = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Nm$$

$$\textcircled{2} S = G + \frac{3}{2}Vm$$

$$\textcircled{3} S = G + \frac{17}{12} \left(\frac{1}{2}Nm \right) + \frac{17}{12} Vm$$

$$\textcircled{4} S = G + Ne$$

$$\textcircled{5} S = G + Ve$$

$$\textcircled{6} S = G + Ve + \frac{1}{2}Ne.$$

Puis, pour chaque barre, nous retiendrons l'effort le plus défavorable.

Nous donnerons les résultats dans un tableau.

— Efforts à considérer pour le dimensionnement des barres. —

Barre	2-4 (2'-4')	4-6 (4'-6')	6-8 (6'-8')	8-10 (8'-10')	1-2 (1'-2')	2-3 (2'-3')	3-4 (3'-4')	4-5 (4'-5')	5-6 (5'-6')	6-7 (6'-7')	7-8 (7'-8')	8-9 (8'-9')	9-10	1-3 (1'-3')	3-5 (3'-5')	5-7 (5'-7')	7-9 (7'-9')					
compr	-6,2	-12,05	-15,64	-16,98	-11,5	-2,37	-6,74	-4,47	-4,18	-0,75	-2,42	/	-2,94	-0,59	-3,44	-6,06	-5,59					
tracc	+2,62	+7,36	+6,45	+6,48	+2,75	+5,75	+2,35	+0,22	+1,59	+6,74	+0,79	+0,79	+7,67	+2,6	+8,35	+12,27	+16,5					
	Diagonales et Montants												Membres Supérieure					Membres Inférieure				

VI Dimensionnement des barres:

1. Flambement des barres:

Pour les barres comprimées, il y a lieu de tenir compte du flambement.

L'élançement admissible est de:

$\lambda \leq 120$ pour les membrures et les diagonales près des appuis.

$\lambda \leq 150$ pour les diagonales et les montants.

La longueur de flambement des barres est de:

$$\left. \begin{array}{l} l_x = 0,9 l_0 \\ l_y = l_0 \end{array} \right\} \text{ pour les membrures}$$

$$\left. \begin{array}{l} l_x = 0,8 l_0 \\ l_y = l_0 \end{array} \right\} \text{ pour les diagonales et les montants.}$$

avec $l_0 =$ longueur de la barre.

2. Dimensionnement des barres:

On dimensionnera sous deux efforts: Effort de traction max.
Effort de compression max.

et on retiendra la plus grande section.

Exposé de la méthode:

a/ Compression:

on calcule i_x et i_y :
$$\left. \begin{array}{l} i_x = \frac{l_x}{\lambda_{\text{lim}}} \\ i_y = \frac{l_y}{\lambda_{\text{lim}}} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{on choisit une double cornière } \text{II.}$$

On calcule ensuite λ_x et λ_y :
$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x}$$
$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

Avec $\lambda_{\text{max}} = \max(\lambda_x, \lambda_y)$, on lit K sur le tableau 1 de l'annexe 13,411 du RCM 66. K étant le coefficient de flambement fonction de l'élançement. (avec $\sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$).

Finalement, on vérifie la résistance de la barre à la compression:

$$K\sigma = K \frac{N}{A_b} \leq \sigma_e.$$

b/ Traction:

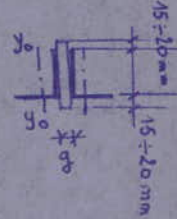
$$\sigma = \frac{N}{A_b} \leq \sigma_e.$$

3- Fourrures:

En fait, la section des barres est composée. Pour les calculer comme des pièces à âme pleine, on évite le flambage local en interposant des fourrures entre les cornières. La distance entre ces dernières est égale à :

40 i_{y_0} pour les pièces comprimées.
80 i_{y_0} pour les pièces tendues.

$$g = 8 \text{ mm (pour } N < 25 \text{ t)}$$



4- Exemples de calcul:

Diagonale:

barre 1-2:

a/ Effort de compression: $N = 11,5 \text{ t.}$; $l_0 = 2,128 \text{ m.}$; $\lambda_{\text{lim}} = 120$

$$l_{xc} = 0,8 l_0 = 0,8 \times 2,128 = 1,7024 \text{ m.}$$

$$l_y = l_0 = 2,128 \text{ m.}$$

$$i_{xc} = \frac{l_{xc}}{\lambda_{\text{lim}}} = \frac{1,7024}{120} = 1,42 \text{ cm}$$

$$i_y = \frac{l_y}{\lambda_{\text{lim}}} = \frac{2,128}{120} = 1,77 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{soit une } \Gamma 60/60/6 \left\{ \begin{array}{l} I_x = 45,6 \text{ cm}^4 \\ I_y = 85,1 \text{ cm}^4 \\ i_x = 1,82 \text{ cm} \\ i_y = 2,77 \text{ cm} \\ A = 13,82 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\lambda_{xc} = \frac{l_{xc}}{i_{xc}} = \frac{1,7024}{1,82} = 93,5$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{2,128}{2,77} = 76,82$$

$$\Rightarrow \lambda_{\text{max}} = 93,5 < 120 \rightarrow K = 1,743$$

Vérification de résistance:

$$K\sigma = \frac{KN}{A} = \frac{1,743 \times 11500}{13,82} = 1450,4 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

b/ Traction: $N = 2,75 \text{ t.}$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{2750}{13,82} = 199 \text{ Kg/cm}^2 < 2400$$

Membrane Supérieure:

barre 2-4: a/ Compression: $N = 6,2 \text{ t.}$; $l_0 = 2,587 \text{ m.}$; $\lambda_{\text{lim}} = 120$

$$l_{xc} = 0,9 l_0 = 2,3283 \text{ m}$$

$$l_y = l_0 = 2,587 \text{ m}$$

$$i_{xc} = \frac{l_{xc}}{\lambda_{\text{lim}}} = 1,94$$

$$i_y = \frac{l_y}{\lambda_{\text{lim}}} = 2,16$$

$$\lambda_{xc} = \frac{l_{xc}}{i_{xc}} = 109,82$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = 81,35$$

$$\Rightarrow \lambda_{\text{max}} = 109,82 < 120 \Rightarrow K = 2,178$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = 84,6 \\ I_y = 158 \\ i_x = 2,12 \\ i_y = 3,18 \\ A = 18,8 \end{array} \right.$$

Vérification de résistance:

$$K\sigma = \frac{K \cdot N}{A} = \frac{2,178 \times 6200}{18,8} = 718,3 \text{ Kg/cm}^2 < 2400$$

b/ Traction: $N = 2,62 \text{ t}$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{2620}{18,8} = 139,36 \text{ Kg/cm}^2 < 2400$$

Membrure Inférieure:

barre 1-3: a/ Compression: $N = 0,59 \text{ t}$ $l_0 = 258,7 \text{ cm}$ $d_{\text{lim}} = 120$.

$$l_x = 0,9l_0 = 232,83 \text{ cm}$$

$$l_y = l_0 = 258,7 \text{ cm}$$

$$i_x = \frac{l_x}{d_{\text{lim}}} = 1,94 \text{ cm}$$

$$i_y = \frac{l_y}{d_{\text{lim}}} = 2,16 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} =$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} =$$

$$\left. \begin{array}{l} i_x = 1,94 \text{ cm} \\ i_y = 2,16 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{soit une } \text{JL } 70/50/6 \left\{ \begin{array}{l} I_x = \\ I_y = \\ i_x = 2,21 \text{ cm} \\ i_y = \\ A_{\text{br}} = 13,76 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{nt}} = 11,72 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_x = \\ \lambda_y = \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda_{\text{max}} = 105,4 < 120 \Rightarrow \underline{K = 2,06}$$

Vérification de résistance:

$$K\sigma = \frac{K \cdot N}{A} = \frac{2,06 \times 590}{13,76} = 88,33 \text{ Kg/cm}^2 < 2400$$

b/ Traction: $N = 2,6 \text{ t}$.

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{2600}{11,72} = 221,81 \text{ Kg/cm}^2 < 2400$$

VII Conclusion:

Pour uniformiser les sections des barres, on retiendra quatre types de sections:

- Membrure Supérieure: $\text{T } 70/70/7$

- Diagonales et Montants: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Première diagonale: } 60/60/6 \text{ T} \\ \text{des autres: } 50/50/5 \text{ T} \end{array} \right.$

- Membrure Inférieure: $\text{JL } 70/50/6$

Tableau récapitulatif.

Elements	N° barres	Effort de Calcul	Sections (g=8mm)	Aire de la section (cm ²)	Longueur de flambement			rayon de giration		Elancement		K	I ₀ (ou) K ₀ (cm ⁴ /cm ²)
					l ₀ (cm)	l _x (cm)	l _y (cm)	i _x (cm)	i _y (cm)	λ _x	λ _y		
Membres supérieure	2-4 (2'-4)	-6200	7Γ 70/70/7	18,8	258,7	232,83	258,7	2,12	3,18	109,82	81,35	2,178	718,3
	4-6 (4'-6)	-12050	7Γ 70/70/7	"	"	"	"	"	"	"	"	"	1396
	6-8 (6'-8')	-15640	7Γ 70/70/7	"	"	"	"	"	"	"	"	"	1811,9
	8-10 (8'-10')	-16980	7Γ 70/70/7	"	183,9	165,5	183,9	2,12	3,18	78	57,83	1,42	1282,5
Diagonales et montants	1-2 (1'-2')	-11500	7Γ 60/60/6	13,82	212,8	170,24	212,8	1,82	2,77	93,5	77	1,743	1450,4
	2-3 (2'-3')	+5750	7Γ 50/50/5	9,6	220	176	220	1,51	2,06	116,6	106,8	2,4	599
	3-4 (3'-4')	-6140	7Γ 50/50/5	"	212,8	170,24	212,8	1,51	2,06	112,74	103,3	2,271	1452,5
	4-5 (4'-5')	-4470	7Γ 50/50/5	"	220	176	220	1,51	2,06	116,6	106,8	2,4	1117,5
	5-6 (5'-6')	-4180	7Γ 50/50/5	"	212,8	170,24	212,8	1,51	2,06	112,74	103,3	2,271	988,8
	6-7 (6'-7')	+6740	7Γ 50/50/5	"	220	176	220	1,51	2,06	116,6	106,8	2,4	702,1
	7-8 (7'-8')	-2420	7Γ 50/50/5	"	212,8	170,24	212,8	1,51	2,06	112,74	103,3	2,271	572,5
	8-9 (8'-9')	+790	7Γ 50/50/5	"	220	176	220	1,51	2,06	116,6	106,8	2,4	82,3
	9-10	+7670	7Γ 50/50/5	"	185	148	185	1,51	2,06	98	81,8	1,842	799
	Membres inférieure	1-3 (1'-3')	+2600	1L 70/50/6	11,78	258,7	232,8	258,7	1,44	3,44	161,65	75,2	4,21
3-5 (3'-5')		+8350	1L 70/50/6	11,72	258,7	232,8	258,7	1,44	3,44	161,65	75,2	4,21	1047
5-7 (5'-7')		+12270	1L 70/50/6	11,72	258,7	232,8	258,7	1,44	3,44	161,65	75,2	4,21	1408
7-9 (7'-9')		+16500	1L 70/50/6	11,72	258,7	232,8	258,7	1,44	3,44	161,65	75,2	4,21	221,8

ASSEMBLAGES

L'assemblage des barres aux nœuds se fera par des goussets. Les dimensions des goussets seront déterminées en fonction des longueurs des cordons de soudure.
Le dimensionnement de ces soudures se fera à l'effort capable.

1. Assemblage des barres aux nœuds :

Nœud 2

Barre 2-1

profilé 2L 60x60x6

$$A = 13,82 \text{ cm}^2$$

$$N_{cap} = A \sigma_c = 13,82 \times 2400 = 33168 \text{ Kg}$$

$$\text{épaisseur de la soudure: } a \leq 0,7 t_{min} = 0,7 \times 6 = 4,2 \text{ mm} \Rightarrow \begin{cases} a_1 = 4 \text{ mm} \Rightarrow a_1 \alpha_1 = 4 \text{ mm} \\ a_2 = 3 \text{ mm} \Rightarrow a_2 \alpha_2 = 3 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{soudure supérieur: } l_1 = \frac{K_1 \frac{N}{2}}{0,75 a_1 \sigma_c} = \frac{0,7 \times 33168}{2 \times 0,75 \times 0,4 \times 2400} = 16,12 \text{ cm} \Rightarrow L_1 = l_1 + 2a_1 \Rightarrow \underline{\underline{L_1 = 17 \text{ cm}}}$$

$$\text{soudure inférieur: } l_2 = \frac{K_2 \frac{N}{2}}{0,75 a_2 \sigma_c} = \frac{0,3 \times 33168}{2 \times 0,75 \times 0,3 \times 2400} = 9,21 \text{ cm} \Rightarrow L_2 = l_2 + 2a_2 \Rightarrow \underline{\underline{L_2 = 10 \text{ cm}}}$$

Barre 2-3

profilé 2L 50x50x5

$$A = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$N_{cap} = A \sigma_c = 9,6 \times 2400 = 23040 \text{ kg}$$

$$a \leq 0,7 t_{min} = 0,7 \times 5 = 3,5 \text{ mm} \Rightarrow a = 3 \text{ mm} \Rightarrow a_1 \alpha_1 = a_2 \alpha_2 = 3 \text{ mm}$$

$$l_1 = \frac{0,7 \times 23040}{2 \times 0,75 \times 0,3 \times 2400} = 14,93 \text{ cm} \Rightarrow L_1 = l_1 + 2a_1 \Rightarrow \underline{\underline{L_1 = 16 \text{ cm}}}$$

$$l_2 = \frac{0,3 \times 23040}{2 \times 0,75 \times 0,3 \times 2400} = 6,4 \text{ cm} \Rightarrow L_2 = l_2 + 2a_2 \Rightarrow \underline{\underline{L_2 = 7 \text{ cm}}}$$

Barre 2-4

profilé 2L 70/70/7

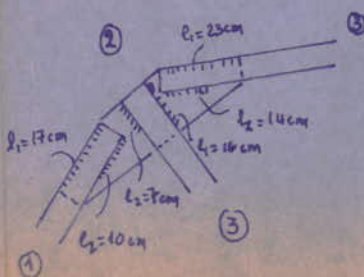
$$A = 18,8 \text{ cm}^2$$

$$N_{cap} = A \sigma_c = 18,8 \times 2400 = 45120 \text{ Kg}$$

$$a \leq 0,7 \times 7 = 4,9 \Rightarrow \begin{cases} a_1 = 4 \text{ mm} \Rightarrow a_1 \alpha_1 = 4 \text{ mm} \\ a_2 = 3 \text{ mm} \Rightarrow a_2 \alpha_2 = 3 \text{ mm} \end{cases}$$

$$l_1 = \frac{0,7 \times 45120}{2 \times 0,75 \times 0,4 \times 2400} = 21,93 \text{ cm} \Rightarrow L_1 = l_1 + 2a_1 \Rightarrow \underline{\underline{L_1 = 23 \text{ cm}}}$$

$$l_2 = \frac{0,3 \times 45120}{2 \times 0,75 \times 0,3 \times 2400} = 12,53 \text{ cm} \Rightarrow L_2 = l_2 + 2a_2 \Rightarrow \underline{\underline{L_2 = 14 \text{ cm}}}$$



nœud 2.

Noeud 3:

barre 2-3 et 3-4 : 2L50/50/5 \Rightarrow $l_1 = 16 \text{ cm}$
 $l_2 = 7 \text{ cm}$

- calcul du cordon l_c pour le noeuds 3 :

ce cordon sera calculé à l'effort réel :

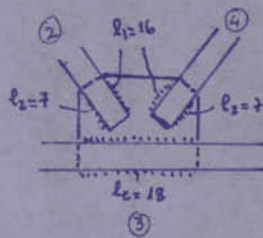
$$N = N_{dr} - N_g = 8350 - 2600 = 5750 \text{ kg}$$

$$l_c \geq l_s = 16 \text{ cm} \quad l_s: (\text{la plus grande des longueurs de soudure des barres du noeud})$$

$$l_c \geq 60a = 60 \times 0,3 = 18 \text{ cm} \quad \Rightarrow \underline{l_c = 18 \text{ cm}}$$

verification :

$$\sigma = \frac{N}{4al_c} = 270,83 < \sigma_e$$



noeuds : 3 - 5 - 7

Noeud 4:

barre 4-3 et 4-5 : 2L50x50x5 $L_1 = 16 \text{ cm}$
 $L_2 = 7 \text{ cm}$

- calcul du cordon l_c :

$$N = N_{dr} - N_g = 12050 - (6200) = 5850 \text{ kg}$$

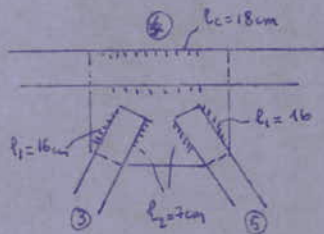
$$l_c \geq l_s = 16 \text{ cm}$$

$$l_c \geq 60a = 60 \times 0,3 = 18 \text{ cm}$$

$$\underline{l_c = 18 \text{ cm}}$$

verification :

$$\sigma = \frac{N}{4al_c} = 266,2 < \sigma_e$$



noeuds : 4 - 6 - 8

Noeuds 9 et 10 : les cordons de soudures étant connus \rightarrow voir détails sur plans.

Noeuds 1 et 2 (appuis)

barres 1-3 : 2L70x50x6 $A = 13,68 \text{ cm}^2$

$$N_{cap} = 13,68 \times 2400 = 32832 \text{ kg}$$

$$a \geq 0,7 t_{min} = 4,2$$

$$\Rightarrow a_1 = 4 \text{ mm}$$

$$a_2 = 3 \text{ mm}$$

$$l_1 = \frac{0,75 \times 32832}{2 \times 0,75 \times 0,4 \times 2400} = 17,1 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L_1 = l_1 + 2a_1$$

$$\underline{L_1 = 18 \text{ cm}}$$

$$l_2 = \frac{0,25 \times 32832}{2 \times 0,75 \times 0,3 \times 2400} = 7,6 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L_2 = l_2 + 2a_2$$

$$\underline{L_2 = 9 \text{ cm}}$$

2. ETUDE DES APPUIS

2.1 Détermination des efforts au niveau des appuis 1 et 2

↑ R ⊕ H ⊕ →

sous la charges permanentes :

- Réaction verticale (de haut en bas) : $R = 2600 \text{ kg}$
- Réaction horizontale (de gauche à droite) : $H = 0$

sous la surcharges neige :

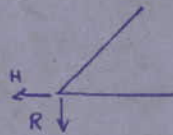
$$R = 2035 \text{ kg}$$

$$H = 0$$

sous la surcharge Vent :

$$R = -3011 \text{ kg}$$

$$H = -330 \text{ kg}$$



Combinaisons :

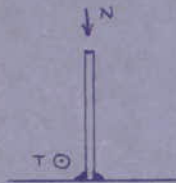
- Efforts verticaux :

$$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}N = \frac{4}{3} \cdot 2600 + \frac{3}{2} \cdot 2035 = 6520 \text{ kg.}$$

- Efforts horizontaux :

$$H = \frac{3}{2} \cdot V = \frac{3}{2} \cdot 330 = 495 \text{ kg.}$$

2.2 Détermination de la longueur de soudure gousset - plaque :



$$N = 6520 \text{ kg}$$

$$T = 495 \text{ kg.}$$

$$a \leq 0,7 t_{\min} = 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ mm} \Rightarrow a_1 = a_2 = 5 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow a_1 \alpha_1 = a_2 \alpha_2 = 4,8 \text{ mm}$$

conformément au R.C.M. 66, la longueur de soudure sera donnée par :

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{N}{2l\alpha} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{T}{2l_3\alpha_3} \right)^2} \leq \sigma_c$$

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{N}{A_s} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{T}{A_s} \right)^2} \leq \sigma_c \quad \text{- avec } A_s = 2l\alpha$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{1}{\sigma_c} \sqrt{1,4 N^2 + 1,8 T^2} \stackrel{\leftarrow \frac{1}{2400}}{\leq} \sqrt{1,4 \times (6520)^2 + 1,8 (495)^2} = 3,226 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } l = \frac{A_s}{2\alpha} = \frac{3,226}{2 \times 9,48} = 3,36 \Rightarrow \underline{l \approx 5 \text{ cm.}}$$

en pratique nous souderons le gousset sur toute sa longueur.

3. Assemblage par boulonnage des plaques aux poteaux.

3.1 - Dimensionnement des boulons.

a. traction:

$$1,25 \frac{N}{A_z} \leq \sigma_c \Rightarrow A_{pecc} = \frac{1,25 N}{\sigma_c} = \frac{1,25 \times 6520}{2400} = 3,38 \text{ cm}^2$$

$$A_z = 4 \Phi 14 = 4 \times 115 = 460 \text{ mm}^2$$

b. Cisaillement:

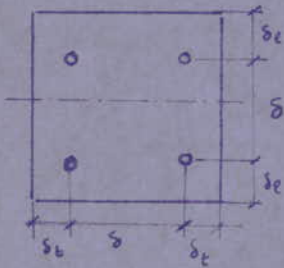
$$1,54 \frac{T}{A_z} \leq \sigma_c$$

$$1,54 \times \frac{495}{460} = 166 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

Vérification:

$$\sqrt{\frac{N^2 + 2,36 T^2}{A^2}} = \sqrt{\frac{(6520)^2 + 2,36 (495)^2}{(4,6)^2}} = 1427 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

donc 4 boulons de diamètre 14 suffisent.



Ses conditions suivantes sont vérifiées :

$$\bullet 3d \leq s \leq 10d$$

$$\bullet \delta_e \geq \begin{cases} 1,5d \\ \frac{0,8T}{e \cdot \sigma_c} \end{cases}$$

e: épaisseur de la plaque.

$$\bullet 1,5d \leq \delta_t \leq 2,5d$$

Remarque : Nous avons 2 types d'appuis :

- 1 appui simple ou mobile (appui 1')
- 1 appui double ou fixe (appui 1)

Pour les détails pratiques et les dimensions des éléments se rapporter aux plans de la ferme.

POUTRE DE ROULEMENT

N° barre	G (t)	N _m (t)	N _e (t)	V _m (t)	V _e (t)	$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}N_m$	$G + \frac{3}{2}V_m$	$G + \frac{17}{12}(\frac{1}{2}N_m) + \frac{17}{12}V_m$	G + N _e	G + V _e	G + V _e + $\frac{1}{2}N_e$	Efforts max														
												Compressi	Extensi													
Membre Supérieure.													2-4	-2,967	-1,499	-2,50	+3,196	+5,59	-6,20	+1,827	+0,50	-5,47	+2,62	+1,37	-6,20	+2,62
													4-6	-5,175	-3,437	-5,73	+7,163	+12,53	-12,05	+5,57	+2,54	-10,90	+7,36	+4,49	-12,05	+7,36
													6-8	-6,532	-4,62	-7,70	+7,42	+12,98	-15,64	+4,60	+0,70	-14,23	+6,45	+2,60	-15,64	+6,45
													8-10	-7,015	-5,087	-8,48	+7,735	+13,53	-16,98	+4,59	+0,34	-15,49	+6,48	+2,24	-16,98	+6,48
													8'-10	-7,015	-5,087	-8,48	+7,735	+13,53	-16,98	+4,59	+0,34	-15,49	+6,48	+2,24	-16,98	+6,48
													6'-8'	-6,532	-4,62	-7,70	+7,42	+12,98	-15,64	+4,60	+0,70	-14,23	+6,45	+2,60	-15,64	+6,45
													4'-6'	-5,175	-3,437	-5,73	+7,163	+12,53	-12,05	+5,57	+2,54	-10,90	+7,36	+4,49	-12,05	+7,36
													2'-4'	-2,967	-1,499	-2,50	+2,871	+5,02	-6,20	+1,34	+0,04	-5,47	+2,06	+0,81	-6,20	+2,06
Diagonales et montants													1-2	-2,838	-5,142	-8,57	+3,197	+5,59	-11,50	+1,96	-1,95	-11,40	+2,75	-1,53	-11,50	+2,75
													2-3	+2,392	+1,705	+2,84	-2,723	-4,76	+5,75	-1,69	+0,26	+5,23	-2,37	-0,95	-2,37	+5,75
													3-4	-2,288	-2,062	-3,44	+2,654	+4,64	-6,14	+1,69	-0,01	-5,73	+2,35	+0,68	-6,14	+2,35
													4-5	+1,70	+1,471	+2,45	-1,776	-3,10	-4,47	+0,96	+0,22	-4,15	-1,40	-0,17	-4,47	+0,22
													5-6	-1,529	-1,43	-2,38	+1,726	+3,02	-4,18	+1,06	-0,09	-3,91	+1,49	+0,30	-4,18	+1,49
													6-7	+0,989	+0,825	+1,37	-0,74	-1,29	+6,74	-0,12	+0,52	+2,36	-0,30	+0,38	-0,30	+6,74
													7-8	-0,92	-0,797	-1,33	+0,829	+1,45	-2,42	+0,32	-0,31	-2,25	+0,53	-0,13	-2,42	+0,53
													8-9	+0,299	+0,247	+0,41	+0,16	+0,28	+0,77	+0,539	+0,66	+0,71	+0,58	+0,79	/	+0,79
													9-10	+3,22	+2,255	+3,76	-3,522	-6,16	+7,67	-2,06	-0,17	+6,98	-2,94	-1,06	-2,94	+7,67
													9-8'	+0,299	+0,247	+0,41	+0,16	+0,28	+0,77	+0,539	+0,66	+0,71	+0,58	+0,79	/	+0,79
													8'-7'	-0,92	-0,797	-1,33	+0,977	+1,71	-2,42	+0,55	-0,10	-2,25	+0,79	+0,12	-2,42	+0,79
													7'-6'	+0,989	+0,825	+1,37	-0,996	-1,74	+6,74	-0,50	+0,16	+2,36	-0,75	-0,06	-0,75	+6,74
													5'-6'	-1,529	-1,43	-2,38	+1,786	+3,12	-4,18	+1,15	-0,01	-3,91	+1,59	+0,4	-4,18	+1,59
													4'-5'	+1,70	+1,471	+2,45	-1,835	-3,21	-4,47	-1,05	+0,14	-4,15	-1,51	-0,28	-4,47	+0,14
3'-4'	-2,288	-2,062	-3,44	+2,614	+4,57	-6,14	+1,63	-0,04	-5,73	+2,28	+0,56	-6,14	+2,28													
2'-5'	+2,392	+1,705	+2,84	-2,684	-4,70	+5,75	-1,63	-0,2	+5,23	-2,31	-0,89	-2,31	+5,75													
1'-2'	-2,838	-5,142	-8,57	+3,197	+5,59	-11,50	+1,96	-1,95	-11,40	+2,75	-1,54	-11,50	+2,75													
Membre Inférieure.													1-3	+1,012	+0,838	+1,40	-0,917	-1,60	+2,60	-0,36	+0,30	+2,41	-0,59	+0,11	-0,59	+2,60
													3-5	+3,76	+2,227	+3,71	-4,114	-7,20	+8,35	-2,41	-0,49	+7,47	-3,44	-1,59	-3,44	+8,35
													5-7	+4,761	+3,946	+6,58	-6,186	-10,82	+12,27	-4,52	-1,20	+11,34	-6,06	-2,77	-6,06	+12,27
													7-9	+6,865	+4,895	+8,15	-7,114	-12,45	+16,50	-3,80	+0,25	+15,01	-5,59	-1,52	-5,59	+16,50
													9-7'	+6,865	+4,895	+8,15	-6,887	-12,05	+16,50	-3,47	+0,57	+15,01	-5,19	-1,12	-5,19	+16,50
													7'-5'	+4,761	+3,946	+6,58	-5,703	-9,98	+12,27	-3,79	-0,52	+11,34	-5,22	-1,93	-5,22	+12,27
													5'-3'	+3,76	+2,227	+3,71	-3,562	-6,23	+8,35	-1,58	+0,29	+7,47	-2,47	-0,62	-2,47	+8,35
													3'-1'	+1,012	+0,838	+1,40	-0,542	-0,95	+2,60	+0,20	+0,84	+2,41	+0,06	+0,76	/	+2,60

PONT ROULANT DE 16 T. ET PONT ROULANT DE 5 T.

Charge nominale du pont	16 t	5 t
Portée du pont roulant	19 m	19 m
Portée hors tout	19,50 m	19,40 m
Empattement	3,60 m	2,90 m
Hors tout	4,40 m	3,50 m
Réaction verticale max./galeet	14,000 t	6,800 t
Réaction verticale min./galeet	3,200 t	1,470 t
Réaction horizontale transv./galeet	1,800 t	0,700 t
Réaction horizontale Longit./galeet	1,500 t	0,600 t

Nota: Ses valeurs des réactions verticales et horizontales nous ont été communiquées par la SN.Metal. Toutefois, nos ponts (de part leurs portées et leurs charges) n'entrant pas dans la gamme de ponts roulants standards ou déjà fabriqués par la SN.Metal, il n'a pas été procédé à la détermination exacte des réactions, mais à la majoration des réactions données par des ponts de caractéristiques voisines de celles des nôtres.

- Les deux ponts circuleront sur le même chemin de roulement.
- Les deux ponts peuvent travailler simultanément - Nous envisagerons les conditions les plus défavorables.
- Sa poutre de roulement sera étudiée sur appuis simples sur une portée de 4m.

I. DETERMINATION DES EFFORTS

A. Etude des positions les plus défavorables des galets

1. Position donnant le moment maximum

Théorème de Barré: Se moment fléchissant dû aux charges mobiles sera maximum au droit de la charge P_i lorsque cette charge et la résultante R de toutes les charges seront symétriques par rapport au centre O de la poutre.

En les distances entre galets d'un même pont et entre galets voisins de deux ponts différents et en la portée de la poutre (4m), on peut a priori affirmer que le cas le plus défavorable se présentera quand on placera le maximum de charges le plus près possible du centre de la poutre.

Dans notre cas, ce sera un galet du 16t et un du 5t placés le plus près du centre.

Vérifions quand même les autres cas.

POSITION DÉFAVORABLE SOUS LES CHARGES VERTICALES

Condition d'application du théorème de Barré:

soit P_1 et P_2 les charges maximum par galet

la section dangereuse sera en 3 si : $8 = d_2$
on doit avoir aussi : $8 < \frac{l}{2}$

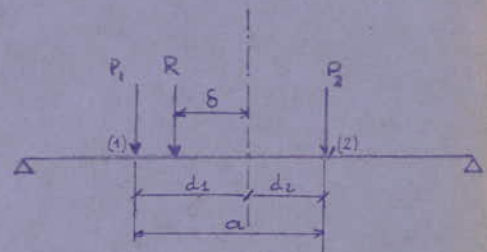
équilibre des forces : $R(\delta + d_2) = P_1 a$

$$\Rightarrow d_2 = \frac{P_1 a}{2R}$$

$$\text{comme } d_1 < \frac{l}{2} \Rightarrow a - d_2 < \frac{l}{2} \Rightarrow a - \frac{P_1 a}{2R} < \frac{l}{2} \Rightarrow a < \frac{lR}{2R - P_1}$$

$$\text{si on place les charges du 16t : } \left. \begin{array}{l} P_1 = P_2 = 14000 \text{ kg} = P_{16} \\ a = 3,6 \\ R = 2 \times 14000 = 28000 \text{ kg} \end{array} \right\} 3,6 < \frac{4 \times 28000}{2 \times 28000 - 14000} = 2,66 \Rightarrow a > \frac{lR}{2R - P_1}$$

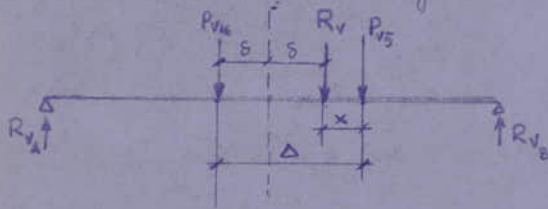
donc le théorème de Barré n'est pas applicable pour les charges du pont de 16t :



Pour un galet du pont de 16 t et un du 5 t :

Le moment max. se produira au droit du galet de 16 t.

Déterminons la position dangereuse de cette section par le théorème de Barré.



$$\begin{aligned} P_{V5} &= 6800 \text{ kg} \\ P_{V16} &= 14000 \text{ kg} \\ R_V &= 20800 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$R_V = P_{V16} + P_{V5}$$

$$\Delta = \frac{4,4 - 3,6}{2} + \frac{3,5 - 2,9}{2} = 0,7 \text{ m}$$

équilibre des forces :

$$R_V \cdot x = P_{V16} \cdot \Delta \Rightarrow x = \frac{P_{V16} \cdot \Delta}{R_V} = 0,47 \text{ m}$$

$$\Delta = 2s + x \Rightarrow s = \frac{\Delta - x}{2} = 0,115 \text{ m}$$

calcul des réactions :

$$R_{VA} \cdot l - R_V \left(\frac{l}{2} - s \right) = 0 \Rightarrow R_{VA} = 9802 \text{ kgf}$$

$$R_{VB} \cdot l - R_V \left(\frac{l}{2} + s \right) = 0 \Rightarrow R_{VB} = 10998 \text{ kgf}$$

résumé :

$$\begin{aligned} R_{VA} &= 9802 \text{ kgf} \\ R_{VB} &= 10998 \text{ kgf} \\ R_V &= 20800 \text{ kgf} \\ s &= 0,115 \text{ m} \\ P_{V16} &= 14000 \text{ kg} \\ P_{V5} &= 6800 \text{ kg} \end{aligned}$$

b) POSITION DÉFAVORABLE SOUS LES CHARGES HORIZONTALES TRANSVERSALES :

même type et schéma de calcul que pour les charges verticales.

$$\begin{aligned} P_{H5} &= 700 \text{ kgf} \\ P_{H16} &= 1800 \text{ kgf} \\ R_H &= 2500 \text{ kgf} \\ \Delta &= 0,70 \text{ m} \end{aligned}$$

$$x = \frac{R_{H16} \cdot \Delta}{R_H} = 0,504 \text{ m} \Rightarrow s = \frac{\Delta - x}{2} = 0,098 \text{ m}$$

$$R_{HA} = \frac{R_H \left(\frac{l}{2} - s \right)}{l} = 1189 \text{ kgf}$$

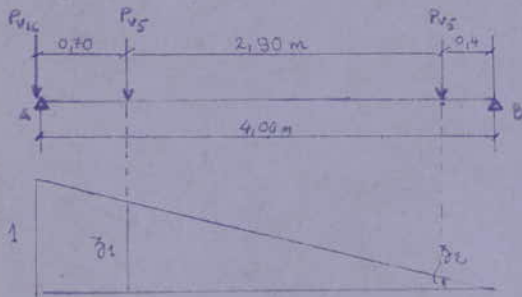
$$R_{HB} = \frac{R_H \left(\frac{l}{2} + s \right)}{l} = 1311 \text{ kgf}$$

Résumé :

$$\begin{aligned} P_{H5} &= 700 \text{ kgf} \\ P_{H16} &= 1800 \text{ kgf} \\ R_H &= 2500 \text{ kgf} \\ R_{HA} &= 1189 \text{ kgf} \\ R_{HB} &= 1311 \text{ kgf} \\ s &= 0,098 \text{ m} \end{aligned}$$

2. POSITION DONNANT L'EFFORT TRANCHANT MAXIMUM

La ligne d'influence nous donnera la section dangereuse:



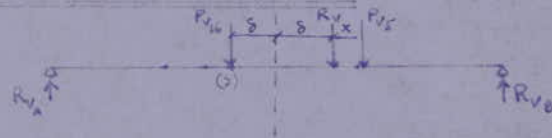
$$z_1 = 0,825$$

$$z_2 = 0,1$$

L'effort tranchant max. se produira à l'appui A.

B. EFFORTS DUS AUX CHARGES VERTICALES

1. Moment maximum (en S)



$$M_{max} = R_{VA} \left(\frac{l}{2} - s \right) - R_V \times 2s + R_{VB} \left(\frac{l}{2} + s \right)$$

$$= 9802 (2 - 0,115) - 20800 \times 2 \times 0,115 + 10998 (2 + 0,115) = 36953,5$$

$$M_{max} = 36954 \text{ kg.m}$$

2. Effort tranchant correspondant à M_{max} .

$$T_{corr} = -R_{VA} + P_{V16} = -9802 + 14000 = 4198 \text{ kgf.}$$

$$T_{corr} = 4198 \text{ kgf}$$

3. EFFORT tranchant max.

$$T_{max} = P_{V16} \times 1 + P_{V5} \times z_1 + P_{V2} \times z_2$$

$$= 14000 \times 1 + 6800 (0,825 + 0,1) = 20290 \text{ kgf}$$

$$T_{max} = 20290 \text{ kgf}$$

C. EFFORTS DUS AUX CHARGES HORIZONTALES

1. Moment maximum:

$$M_{max} = R_{HA} \left(\frac{l}{2} - s \right) - R_H \times 2s + R_{HB} \left(\frac{l}{2} + s \right)$$

$$= 1189 (2 - 0,098) - 2500 \times 2 \times 0,098 + 1311 (2 + 0,098) = 4522 \text{ kg.m}$$

$$M_{max} = 4522 \text{ kg.m}$$

2. Effort tranchant correspondant à M_{max} :

$$T_{corr} = -R_{HA} + P_{H16} = -1189 + 1800 = 611 \text{ kgf}$$

$$T_{corr} = 611 \text{ kgf}$$

3. EFFORT TRANCHANT MAXIMUM:

$$T_{max} = P_{H16} \times 1 + P_{H5} (z_1 + z_2)$$

$$= 1800 + 700 (0,825 + 0,1) = 2448 \text{ kgf}$$

$$T_{max} = 2448 \text{ kg}$$

II. PREDIMENSIONNEMENT

Vue l'importance des efforts verticaux par rapport aux efforts horizontaux, nous redimensionnerons notre poutre à la flexion simple et nous ferons les vérifications nécessaires par la suite.

Evaluation des efforts:

poide propre de la poutre : $G = (20 \div 45) \ell$
 prenons $G = 30 \ell = 30 \times 4 = 120 \text{ Kg/ml}$

$$\text{Moment dû au poids propre : } M_{pp} = \frac{G \cdot \ell^2}{8} = \frac{120 \times 4^2}{8} = 240 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Moment dû aux charges verticales : } M_v = 36954 \text{ Kg.m.}$$

Les efforts doivent être majorés par les coefficients:

ψ : coefficient de choc affectant les charges permanentes.

α : coefficient de majoration dynamique affectant les charges mobiles.

sans notre cas: $\psi = 1,1$
 $\alpha = 1,2$

Le moment max pondéré sera alors:

$$M_{\max} = \frac{4}{3} \psi \cdot M_{pp} + \frac{3}{2} \alpha \cdot M_{\max}$$

$$= \frac{4}{3} \times 1,1 \times 240 + \frac{3}{2} \times 1,2 \times 36954 = 66868 \text{ Kg.m.}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 66868 \text{ Kg.m}$$

Predimensionnement:

$$W_{bz} = \frac{M_{\max}}{0,85 \sigma_c} \quad \text{le coefficient } 0,85 \text{ pour avoir } W_{bz}$$

$$W_{bz} = \frac{6686800}{0,85 \times 240} = 3278 \text{ cm}^3$$

ce module d'inertie nous donne un profilé laminé HEA 450

La résistance de ce profilé ainsi que celle de HEA 500 n'étant pas vérifiée, nous avons choisi le Profilé HEA 550

HEA 550

$h = 550 \text{ mm}$	$I_x = 136690 \text{ cm}^4$
$b = 300 \text{ mm}$	$I_y = 13080 \text{ cm}^4$
$e_{ax} = 15 \text{ mm}$	
$e_{ay} = 29 \text{ mm}$	$G = 200 \text{ Kg/ml}$
$A = 254,1 \text{ cm}^2$	
$\frac{I_x}{y_x} = 4970 \text{ cm}^3$	
$\frac{I_y}{y_y} = 872 \text{ cm}^3$	

III. VERIFICATIONS

Hypothèse simplificatrice : nous supposons que la section dangereuse obtenue sous les efforts verticaux coïncide avec celle obtenue sous les efforts horizontaux.

1. VERIFICATION DE LA RESISTANCE

- Moment dû au poids propre de la poutre : $G = 200 + 15\% (\text{rail}) = 230 \text{ Kg/ml}$
 $M_{pp} = \frac{G \cdot l^2}{8} = \frac{230 \times 4^2}{8} = 460 \text{ Kg.m}$

- Moment dû aux charges verticales $M_{V_{\max}} = 36954 \text{ Kg.m}$

Moment max total pondéré : $M_{x_{\max}} = \frac{4}{3} \cdot \varphi \cdot M_{pp_{\max}} + \frac{3}{2} \cdot \alpha \cdot M_{V_{\max}}$

$$M_{x_{\max}} = \frac{4}{3} \cdot 1,1 \cdot 460 + \frac{3}{2} \cdot 1,2 \cdot 36954 = 67192 \text{ kg.m}$$

$$M_{y_{\max}} = \frac{3}{2} \cdot 1,2 \cdot 4522 = 8140$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}$$

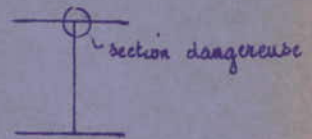
$$= \frac{6719200}{4970} + \frac{814000}{872} = 2285,4 \text{ kg/cm}^2 < 2400$$

2. Contrainte de cisaillement

$$D = \frac{\text{section de la semelle}}{\text{section totale}} = \frac{30 \times 2,9}{254,1} = 0,34 > 0,15$$

d'après le RCM 66 . Art : 3.32 nous pouvons prendre $\tau_x = \frac{T_x}{A_a}$

A_a : section de l'âme



- effort tranchant dû aux charges verticales : $T_{V_{\max}} = 20290 \text{ kgf}$
 - " " " au poids propre : $T_{p.p} = \frac{230 \times 4}{2} = 460 \text{ kgf}$

$$T_{x_{\text{pondéré}}} = \frac{4}{3} \cdot 1,1 \cdot T_{p.p} + \frac{3}{2} \cdot 1,2 \cdot T_{V_{\max}}$$

$$T_{x_{\text{pond}}} = \frac{4}{3} \cdot 1,1 \cdot 460 + \frac{3}{2} \cdot 1,2 \cdot 20290 = 37196,6$$

$$\Rightarrow T_x = 37197 \text{ kgf}$$

$$T_{y_{\text{pond}}} = \frac{3}{2} \cdot 1,2 \cdot 2448 = 4406,4 \text{ kgf}$$

$$\Rightarrow T_y = 4406,4 \text{ kgf}$$

T_y est repris par la semelle supérieure de la poutre de roulement

Notre poutre de roulement ne comportant pas de poutre freinage, peut être soumise à un moment de torsion et à des contraintes de cisaillement dues à celles-ci.

Moment de torsion :

$$M_t = T_{H_{\max}} \cdot z = T_{H_{\max}} \left(\frac{R}{2} + h_e \right)$$

$$= 2448 \cdot \left(\frac{55}{2} + 14,5 \right) = 102816 \text{ kg.cm}$$

moment pondéré : $M_{E, pond} = 102816 \times 1,2 \times \frac{3}{2} = 185069 \text{ kg cm}$

$$\tau = \tau_x + \tau_y + \tau_{tor} = \frac{T_{x, max}}{A_a} + \frac{3}{2} \frac{T_{y, max}}{A_s} + \frac{M_E}{J_t} \cdot e_{max}$$

A_a : section de l'ame

A_s : section de la semelle

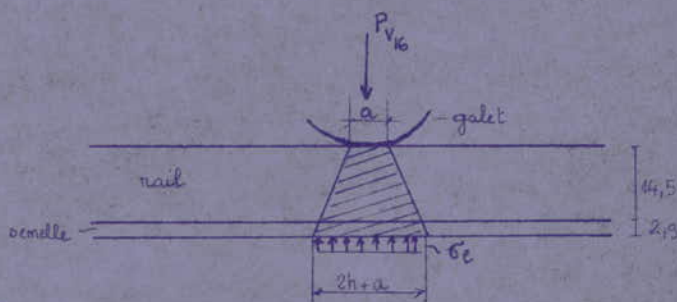
J_t : Moment d'inertie de torsion.

RCH $\Rightarrow J_t = 1,25 \sum \frac{be^2}{3}$

$$J_t = 1,25 \cdot \frac{30 \times 2,9^3 + 49,2 \times 1,5^3}{3} = \frac{731,67 + 166,05}{3} \times 1,25 = 374 \text{ cm}^4$$

$$\tau = \frac{37197}{43,8 \times 1,5} + \frac{3 \times 4406,4}{2 \times 30 \times 2,9} + \frac{185069}{374} \times 2,9 = 2077 < \sigma_e = 2400$$

3. Contrainte Locale sous galet :



$$\sigma_e = \varphi_f \frac{\frac{3}{2} \cdot P_{V16}}{(2h+a) l}$$

φ_f : coefficient de fatigue = 1,15
 a : zone de contact galet - rail = 5 cm
 $h = h_2 + l_3 = 2,9$

$$h = 14,5 + 2,9 = 17,4 \text{ cm}$$

$$a = 5 \text{ cm}$$

$$P_{V16} = 14000$$

$$\Rightarrow \sigma_e = 404,5 < 2400$$

4. Contraintes multiples dans la section de moment maximum

$$T_x = \frac{3}{2} \cdot \alpha \cdot T_v = \frac{3}{2} \times 1,2 \times 4198 = 7556,4 \text{ kgf}$$

$$T_y = \frac{3}{2} \cdot \alpha \cdot T_H = \frac{3}{2} \times 1,2 \times 611 = 1100 \text{ kg f}$$

$$M_E = T_H \cdot z = 611 \times \left(\frac{55}{2} + 14,5\right) = 25662 \text{ kg cm}$$

$$\tau = \tau_x + \tau_y + \tau_{tor} = \frac{T_x}{A_a} + \frac{3}{2} \frac{T_y}{A_s} + \frac{3}{2} \times 1,2 \times \frac{M_E}{J_t} \cdot e_{max}$$

$$\tau = \frac{7556,4}{43,8 \times 1,5} + \frac{3}{2} \frac{1100}{30 \times 2,9} + \frac{3}{2} \times 1,2 \times \frac{25662}{374} \times 2,9 = 492 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau^2}$$

$$\sigma_x = 2285,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_y = \sigma_e = 404,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \sqrt{2285,4^2 + 404,5^2 - 2285,4 \times 404,5 + 3 \times 492^2} = 2278 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 2278 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

5. Verification de la flèche

- flèche admissible : $f_a = \frac{l}{750} = \frac{400}{750} = 0,533 \text{ cm}$

- flèche due au poids propre :

$$\frac{p}{f_{pp}} = \frac{5 \cdot 9l^4}{384 EI_x}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{230 \times 4^2 \cdot 10^8}{2,1 \cdot 10^6 \times 136690} = 0,0167 \text{ cm}$$

- flèche due aux charges localisées :



$$f = \frac{P_{V16} \cdot c}{48 EI_x} (3l^2 - 4c^2) + \frac{P_{V5} \cdot c'}{48 EI_x} (3l^2 - 4c'^2)$$

$$= \frac{14000 \times 1,885 \cdot 10^2 \cdot 10^4 (3 \times 4^2 - 4 \times 1,885^2)}{48 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 136690} + \frac{6800 \times 1,415 \cdot 10^2 \cdot 10^4 (3 \times 4^2 - 4 \times 1,415^2)}{48 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 136690}$$

$$f = 0,0647 + 0,0279 = 0,0926$$

flèche verticale :

$$F_v = 0,093 + 0,0167 = 0,109 < f_a = 0,533 \text{ cm}$$

flèche horizontale

$$F_H = F_v \cdot \frac{I_x}{I_y} \cdot \frac{P_{H16}}{P_{V16}} =$$

$$F_H = 0,109 \cdot \frac{136690}{13080} \cdot \frac{1800}{14000} = 0,146$$

$$F_H = 0,146 < f_a$$

6. Verification au voilement :

D'après le RCM66, l'âme de la poutre peut se voiler sous l'action soit de la contrainte de cisaillement au droit des appuis, soit de la contrainte normale proche du milieu de la poutre, soit des contraintes de cisaillement et normale.

si la condition suivante est vérifiée on peut éviter de placer des raidisseurs intermédiaires.

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_c}\right)^2 + \tau^2 \leq 0,015 \left(\frac{1000 E_a}{h'_a}\right)^4$$

h_a : hauteur libre de l'âme mesurée entre cornières pour les ouvrages rivés ou entre membrures pour les ouvrages soudés.

e_a : épaisseur de l'âme

σ : contrainte normale pondérée sur la fibre comprimée

τ : Valeur moy. de la contrainte tangentielle pondérée dans une section droite (quotient de l'effort par la section de l'âme)

$$\sigma = 2285,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 43,8 \text{ cm}$$

$$e_a = 1,5 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{T}{h_a \cdot e_a} = \frac{20290}{43,8 \times 1,5} = 309 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,015 \left(\frac{1000 \times e_a}{h_a} \right)^4 = 0,015 \left(\frac{1000 \times 1,5}{43,8} \right)^4 = 20633$$

$$\left(\frac{\sigma}{7} \right)^2 + \tau^2 = \left(\frac{2285}{7} \right)^2 + (309)^2 = 20,2$$

$$\left(\frac{\sigma}{7} \right)^2 + \tau^2 < 0,015 \left(\frac{1000 \times e_a}{h_a} \right)^4$$

⇒ aucun risque de voilement - il est inutile de placer des raidisseurs.

7. VERIFICATION AU DEVERSEMENT

- Contrainte de non déversement :

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l^2} (D-1) BC \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

$$\text{HEA 550} \Rightarrow I_x = 136690 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 13080 \text{ cm}^4$$

- Coefficient D : fonction des dimensions de la pièce.

$$D = \sqrt{1 + \left(\frac{l_e}{1,06 \cdot b \cdot h} \right)^2} = \quad (\text{R.C.M. 3.641})$$

$$l = 400 \text{ cm}$$

$$e = 2,9 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \boxed{D = 1,2}$$

- Coefficient C

- pièce reposant sur deux appuis simples, avec 2 charges symétriques à une distance c des appuis (R.C.M. 3.642)

Le cas que nous allons considérer (il ne se présente jamais) est plus défavorable que tous les cas réels.

$$C = 1 + 2,92 \left(\frac{e}{l} \right)^3 \quad \text{avec } e = 185 \text{ cm}$$

$$C = 1 + 2,92 \cdot \left(\frac{185}{400} \right)^3 = 1,29$$

$$C = 1,29$$

- Coefficient B -

Ses charges sont appliquées au niveau de la membrane supérieure

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \frac{\beta C}{D} \right)^2} - 0,405 \frac{\beta C}{D}$$

pièce symétriquement appuyées avec 2 charges symétriques à c des appuis

$$\beta = 6 \frac{e}{l} - 8 \frac{e^2}{l^2}$$

$$\beta = 6 \frac{185}{400} - 8 \left(\frac{185}{400} \right)^2 = 1,064$$

$$\Rightarrow B = \sqrt{1 + \left(0,405 \cdot \frac{1,064 \times 1,29}{1,2} \right)^2} - 0,405 \cdot \frac{1,064 \times 1,29}{1,2} = 0,64$$

$$B = 0,64$$

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \cdot \frac{13080}{135690} \cdot \frac{55^2}{400^2} (1,2 - 1) \cdot 0,64 \times 1,29 = 1195 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

- Verification de la stabilité au deversement:

Élancement λ_0 :

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{B.C.} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e} \right)}$$

$$\lambda_0 = \frac{400}{55} \sqrt{\frac{4}{0,64 \times 1,29} \cdot \frac{135690}{13080} \left(1 - \frac{1195}{2400} \right)} = 36,7$$

- on en déduit le coefficient de flambement K_0 (Tableau 13,41)

$$K_0 = 1,054$$

- Coefficient de deversement K_d .

$$K_d = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (K_0 - 1)} = \frac{1,054}{1 + \frac{1195}{2400} (1,054 - 1)} = 1,026$$

- Contrainte de flexion :

$$\sigma_f = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{6719200}{4970} + \frac{814000}{872} = 2285,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_d \cdot \sigma_f = 1,026 \times 2285,4 = 2345 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX ENTRANT
DANS LA CONSTITUTION DU BETON ARME.

Béton :

- le béton est dosé à 350 kg/m^3 de CRA 325 à contrôle atténué
- grosseur des granulats : $C_g = 5/15 \text{ mm}$
- Résistance nominale de compression : $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars} = 275 \text{ kg/cm}^2$
- Résistance nominale de traction : $\sigma_{28} = 23,2 \text{ bars} = 25,5 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte de compression admissible

$$\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \sigma'_{28} \quad \text{avec} \quad \rho'_b = \alpha \beta \delta \varepsilon$$

- α : dépend de la classe du ciment : $\alpha = 1$ (CRA 325)
- β : dépend de l'efficacité du contrôle : $\beta = \frac{5}{6}$ (contrôle atténué)
- δ : dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats $C_g : 5/15 \rightarrow \delta = 1$
- ε : dépend de la nature de la sollicitation
 - $\varepsilon = 0,30$ en compression simple
 - $\varepsilon = 0,60$ en flexion simple

en flexion composée :

$$\varepsilon = \begin{cases} 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) & \text{si } \varepsilon < 0,60 \\ 0,60 & \text{si } \varepsilon > 0,60 \end{cases} \quad \left. \vphantom{\varepsilon} \right\} \text{ quand l'effort normal est une traction}$$

$$\varepsilon = 0,60 \quad \text{quand l'effort normal est une compression}$$

e_0 : excentricité de la résultante des forces extérieures / centre de gravité de la section
 e_1 : rayon vecteur, de même signe que e_0 , du noyau central de la section de béton seul situé dans le plan radial passant par le centre de pression.

- Quand il s'agit d'une sollicitation pondérée du 2^e genre, les valeurs de ε sont multipliées par 1,5.

• ε : dépend de la nature de la sollicitation et de la forme de la section

$$\varepsilon = 1$$

$$0,5 < \varepsilon < 1$$

Dans notre cas :

- en compression simple :

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1,03 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars} \quad \text{sous } \sigma P_1$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \cdot \frac{5}{6} \cdot 67,5 = 101,3 \text{ bars} \quad \text{sous } \sigma P_2$$

- en flexion simple :

$$\bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars} = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous } \sigma P_1$$

$$\bar{\sigma}'_b = 202,5 \text{ bars} = 206,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous } \sigma P_2$$

Contrainte de traction de référence : (CEBA 68 art. 9.5)

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \theta \cdot \sigma'_{28}$$

α, β, δ : définis précédemment

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} \quad (\sigma'_{28} \text{ en bars})$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous SP}_1$$

$$\bar{\sigma}_b = 8,7 \text{ bars} = 8,9 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous SP}_2$$

ACIER :

on distingue 2 catégories d'aciers :

- aciers doux :

nuance Fe E24 : $\sigma_{en} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (limite d'élasticité nominale)

contrainte admissible :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous SP}_1$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{3}{3} \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous SP}_2$$

- aciers à haute adhérence :

nuance Fe E40 : $\sigma_{en} = 4120 \text{ bars} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ pour $\phi \leq 20 \text{ mm}$

$\sigma_{en} = 3920 \text{ bars} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ pour $\phi > 20 \text{ mm}$

contrainte admissible :

$$\phi \leq 20 \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 & \text{sous SP}_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 & \text{sous SP}_2 \end{cases}$$

Contrainte de traction imposée par la condition de non fissuration :

sa valeur maximale de la contrainte des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes (en bars) :

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\eta \cdot \frac{K}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

σ_1 est la contrainte de fissuration systématique

σ_2 est la contrainte de fissuration non systématique ou accidentelle

η : coefficient de fissuration $\begin{cases} \eta=1 & \text{ronds lisses} \\ \eta=1,6 & \text{haute adhérence} \end{cases}$

ϕ : diamètre de la plus grosse barre

$\tilde{\omega}_f$: pourcentage de fissuration $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$

A : section totale des barres tendues

B_f : section d'enrobage des barres tendues

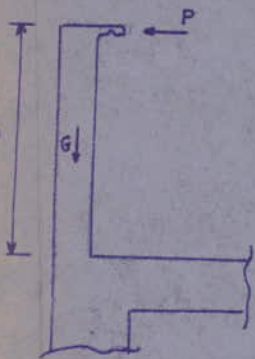
K : coefficient dépendant des conséquences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage

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

$= 10^6$ " préjudiciable

$= 0,5 \cdot 10^6$ " très préjudiciable

ACROTERE



L'acrotère est assimilable à une console encastree dans le plancher.

La section dangereuse se situe à l'encastrement.

$$\text{poids propre : } G = 0,50 \cdot 2500 = 1250 \text{ kg/ml}^2$$

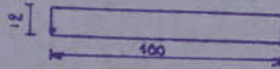
$$\text{surcharge : } P = 100 \text{ kg/ml}$$

$$\text{surcharge pondérée : } 1,2P = 120 \text{ kg/ml}$$

Le moment d'encastrement produit par la charge $1,2P$ est :

$$M = 1,2P \cdot h = 120 \cdot 0,5 = 60 \text{ kg.m/ml}$$

Nous calculerons cet acrotère en flexion composée avec $\left\{ \begin{array}{l} M = 60 \text{ kg.m} \\ N = 150 \text{ kg} \end{array} \right.$



Centre de pression :

$$M = N \cdot e \quad \text{avec } N = 1250 \cdot 0,12 \cdot 1 = 150 \text{ kg}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{60}{150} = 0,4 \text{ m}$$

$$e = 0,4 > \frac{h}{2} = \frac{0,12}{2} = 0,06 \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

Moment de flexion par rapport au centre de gravité des armatures tendues :

$$M_b = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right)$$

$$M_b = 60 + 150 \left(\frac{0,12}{2} - 0,02 \right) = 66 \text{ kgm}$$

$$\mu = \frac{\eta M_b}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 6600}{2500 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,00353 \quad K = 168$$

$$E = 0,9727$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{168} = 16,6 < 137,7 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$A_{f_b} = \frac{M_b}{\sigma_a E h} = \frac{6600}{2800 \cdot 0,9727 \cdot 10} = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{f_b} - \frac{N}{\sigma_a} = 0,24 - \frac{150}{2800} = 0,2 \text{ cm}^2$$

condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}}$$

$$A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{16,6}{4200} = 0,97$$

$$\text{soit } 4T6 \text{ par ml} \quad (A = 1,13)$$

espacement :

nous prévoyons aussi des armatures de peau

Vérification de la fissuration :

$$\omega_s = \frac{A}{B_f} = \frac{4,13}{100 \times 4} = 0,0025$$

$$\phi = 6 \text{ mm}$$

$$k = 1,5 \cdot 10^6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (acier H.A.)}$$

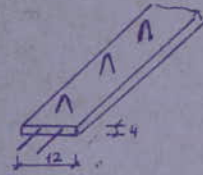
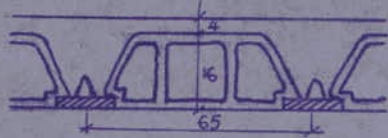
$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \times \frac{1,6}{6} \times \frac{0,0025}{1 + 10 \times 0,0025} = 976 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \times 1,5 \cdot 10^6 \times 5,9}{6}} = 3687$$

$$\max\{\sigma_1, \sigma_2\} = 3687 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{fissuration vérifiée}$$

PLANCHER TERRASSE

Le plancher terrasse est un plancher à corps creux (16+4). Il est formé de poutrelles préfabriquées et de corps creux (voir schéma)



Les poutrelles sont préfabriquées sur chantier - elles possèdent des armatures en attente permettant une bonne liaison avec les poutres et les dalles de compression. Les poutres seront calculées sous les sollicitations du 1^{er} Genre : G + 1,2 P

$$\begin{aligned} \text{charge permanente: } G &= 576 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Surcharge} &: P = 100 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$G + 1,2 P = 576 + 1,2 \times 100 = 696 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{surface revenant à la poutrelles: } & 0,65 \cdot l && (l: \text{longueur de la poutrelle}) \\ \text{surcharge en m.l} &: q = (G + 1,2 P) \cdot 0,65 \\ & q = 452,4 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

Le calcul des poutrelles se fera en 2 étapes :

- ① avant coulage de la table de compression
- ② après coulage de la table de compression

① Avant coulage de la table:

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée sur les poutres.

Elle supportera :

- son poids propre	= $0,12 \times 0,04 \times 2500$	= 12 kg/ml
- le corps creux	= $0,65 \times 95$	= 62 "
- surcharges dues à l'ouvrier posant l'ouïdi	= $1,2 \times 100$	= 120 "
		q = 194 kg/ml

- moment maximum en travée :

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = 194 \times \frac{4^2}{8} = 388 \text{ kg m}$$

- Effort tranchant maximum :

$$T = \frac{q l}{2} = 194 \times \frac{4}{2} = 388 \text{ kg}$$

Détermination des armatures :

on considère un enrobage $d = 2 \text{ cm}$

Méthode Charon :

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 388 \cdot 10^3}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2} = 4,330 \Rightarrow K = 1,1$$

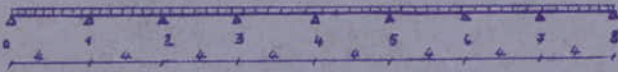
$$E = 0,6894$$

$$\bar{K} = \frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{2800}{137} = 20,44$$

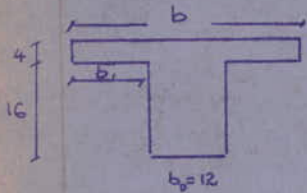
$K < \bar{K}$: Les armatures comprimées sont nécessaires ; mais la section de notre poutrelle est très petite, il nous est impossible d'en placer - Nous prévoyons alors des échafaudages pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la table de compression.

2. Après coulage de la table: La poutrelle finie sera considérée comme une poutre travaillant sur plusieurs appuis.
Dans notre cas, nous considérerons le plancher le plus long (entre 2 joints de dilatation)

schéma statique:



La poutrelle sera calculée comme une section en T.



$$1) \quad b_2 \leq \frac{d}{2} = \frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

$$2) \quad b_1 \leq \frac{l}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

$$3) \quad 6h_0 < b_1 < 8h_0 \Leftrightarrow 24 < b_1 < 32$$

$$\Rightarrow b_1 = 24 \quad \Rightarrow \quad b = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm}$$

d: distance entre 2 poutrelles voisines

l: portée entre nus des appuis

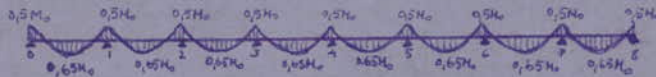
h₀: épaisseur de l'hourdis

b: largeur de la poutre.

Ses moments flechissants et efforts tranchants seront calculés conformément à l'article 55 du CCA 68.

L'inégalité suivante doit être vérifiée:

$$M_E + M_W \frac{l - x_0}{l} + M_C \frac{x_0}{l} \geq 1,15 M_0$$



M₀: moment max. dans la travée indépendante.

M_E et M_W: sont respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de droite et de gauche.

M_E: m_E max. en travée.

x₀: distance à l'appui de gauche de la section où se trouve le moment maximum.

DETERMINATION DES EFFORTS

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \quad \text{avec } q = 452,4 \text{ kg/ml}$$

$$M_0 = \frac{452,4 \times 4^2}{8} = 907 \text{ kg.m}$$

$$M_E = 0,65 \times M_0 = 0,65 \times 907 = 589,55 \text{ kg.m}$$

$$\text{Moment à l'appui: } M_a = M_C = M_W = 0,5 M_0$$

$$M_a = 0,5 \times 907 = 453,7 \text{ kg.m}$$

Effort tranchant max: (art. 55.2)

$$T = 1,1 \frac{ql}{2}$$

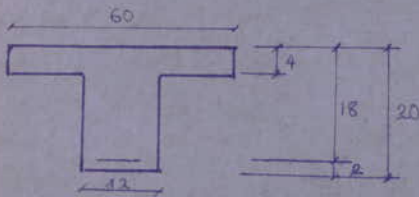
$$T = 1,1 \times \frac{452,4 \times 4}{2} = 995,8 \text{ kg}$$

$$M_E = 589,55 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 453,7 \text{ kg.m}$$

$$T = 995,8 \text{ kg}$$

DETERMINATION DES ARMATURES



$$\begin{aligned} h_t &= 20 \text{ cm} \\ h &= 18 \text{ cm} \\ b &= 60 \text{ cm} \\ b_0 &= 12 \text{ cm} \\ d &= 18 \text{ cm} \end{aligned}$$

section médiane

$$M_t = 589,55 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{\eta M}{\bar{\sigma}_a b h^2}$$

$$\mu = \frac{589,55 \cdot 10^2 \cdot 15}{2800 \cdot 60 \cdot 18^2} = 0,0162$$

$$k = 73,5$$

$$\alpha = 0,1695$$

$$\varepsilon = 0,9435$$

$$\bar{\omega} = 0,115$$

$$y = \alpha h = 0,1695 \cdot 18 = 3,051 < h_0$$

l'axe neutre tombe dans la table alors la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b et de hauteur h .

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{73,5} = 38 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon h} = \frac{58955}{2800 \cdot 0,9435 \cdot 18} = 1,23 \text{ cm}^2$$

on prendra 2T10 ($1,57 \text{ cm}^2$)

Section sur appui :

$$M_a = 453,7 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{\eta M}{\bar{\sigma}_a b h^2}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 45370}{2800 \cdot 12 \cdot 18} = 0,0625$$

$$\alpha = 0,3093$$

$$k = 33,5$$

$$\varepsilon = 0,8969$$

$$\bar{K} = \frac{2800}{137} = 20,4$$

$k > \bar{K}$ pas d'armatures comprimées.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon h} = \frac{45370}{2800 \cdot 0,8969 \cdot 18} = 1,0 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prendra 2T10}$$

Verification des contraintes :

en travée :

$$A = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = 0,145 \rightarrow \text{tableaux}$$

$$k = 64,5$$

$$\mu = 0,206$$

$$\varepsilon = 0,9371$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{58955}{1,57 \cdot 0,9371 \cdot 18} = 2226 < 2800$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2226}{64,5} = 34,5 < \bar{\sigma}'_b$$

sur appui :

$$A = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\tilde{\omega} = \frac{100}{b_0 h} \cdot A = 0,7268$$

$$\Rightarrow \begin{aligned} K &= 25,5 \\ E &= 0,8765 \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{45370}{1,57 \cdot 0,8765 \cdot 18} = 1832 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{1832}{25,5} = 73 \text{ kg/cm}^2$$

Condition de non fragilité (art. 52. CCBA 68).
Pour les poutres flechies.

$$\frac{A}{b_0 h} \geq \Psi_4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2$$

A: section longitudinale des armatures tendues
 b_0 : largeur de la nervure. (b pour sect. rectangulaire)
 $\bar{\sigma}_b$ et $\bar{\sigma}_a$: respectivement les contraintes de traction de reference du beton et admissible de l'acier
 Ψ_4 : coeff. egal $\bar{\alpha}$: 0,36 pour aciers bruts laminés
 0,54 " aciers écrouis.

en travée :

$$\frac{A}{b_0 h} = \frac{1,57}{60 \times 18} = 0,00145$$

$$\Psi_4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 = 0,54 \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{20}{18} \right)^2 = 0,00140 \quad \left. \vphantom{\frac{A}{b_0 h}} \right\} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

sur appui :

$$\frac{A}{b_0 h} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,0072 > 0,0014$$

\Rightarrow condition vérifiée.

Condition de flèche : (art 58.4. CCBA 68)

on se dispensera de donner une justification de la rigidité des planchers à hourdis creux lorsque les conditions suivantes sont reunies :

$$1. \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

avec l : portée de la poutrelle $l = 4 \text{ m}$

$$M_t: \text{moment en travée} \quad M_t = 589,55 \text{ kg.m}$$

$$2. \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$M_0: \text{moment en travée isostatique} : M_0 = 452,4 \text{ kg.m}$$

$$3. \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{5\sigma_{en}}$$

$$h_t: \text{hauteur totale} \quad h_t = 20$$

$$h: \text{hauteur utile} \quad h = 18$$

$$A: \text{section d'acier}$$

$$\sigma_{en}: \text{limite d'élasticité} \quad (4200 \text{ kg/cm}^2)$$

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{20}{400} = 0,05 > \frac{589,55}{15 \times 90700} = 0,043 \quad \text{vérifié}$$

$$2. 0,05 > 0,044 \quad \text{vérifié}$$

$$3. \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,007 < 0,0085 \quad \text{vérifié}$$

donc : pas de justification de la flèche.

Vérification de la fissuration

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \\ \bar{\sigma}_a \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_1 = K \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,57}{12 \times 4} = 0,0327$$

$$\phi = 10 \text{ mm}$$

$$\eta = 1,6 \quad (\text{H.A.})$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$$

$$K = 1,5 \times 10^4 \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_1 = 5953 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2829 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \\ \bar{\sigma}_a \end{array} \right\} = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{fissuration vérifiée}$$

Vérification de l'adhérence (art 25 CCBA 68)

on doit vérifier : $\tau_d = \bar{\tau}_d$
avec $\bar{\tau}_d = 2 \Psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$

$$\Psi_d : \text{coefficient de scellement} = \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \quad (\text{barres HA}) \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \cdot 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

τ_d pour l'effort tranchant max :
 $T_{\max} = 995,3 \text{ kg}$

$$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} \quad \begin{array}{l} p : \text{périmètre d'une barre} \\ n : \text{nombre de barres} = 2 \\ z = \frac{7}{8} h \end{array}$$

$$\tau_d = \frac{995,3}{2 \times 3,14 \times 1 \times \frac{7}{8} \times 18} = 10,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{\tau_d} < \bar{\tau}_d$$

ARMATURES TRANSVERSALES : (art 25 CCBA 68)

Nous supposons que les corps creux ne présente pas de résistance mécaniques suffisantes. Il y aurait donc nécessité de prévoir des armatures transversales.

on calculera les armatures transversales correspondant à l'effort tranchant maximum et on adoptera ces armatures pour toutes les poutrelles.

Contrainte de cisaillement max :

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{995,3}{12 \times \frac{7}{8} \times 18} = 5,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 73 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}'_{b_0} < \bar{\sigma}'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$\Rightarrow \text{on vérifie donc : } \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}'_{b_0} = 20,28 \Rightarrow \underline{\text{on choisit des cadres verticaux de } \phi 6 \quad (A = 0,56)}$$

contrainte admissible des armatures transversales :

$$\sigma_{at} = \rho_a \sigma_{en}$$

$$\rho_a = \frac{2}{3} \text{ - car il n'y a pas reprise de bétonnage.}$$

$$\sigma_{at} = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

écartement admissible :

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2h = 3,6 \\ t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sigma_b} \right) = 13,2 \end{cases} \Rightarrow \bar{t} = \underline{13,8 \text{ cm}}$$

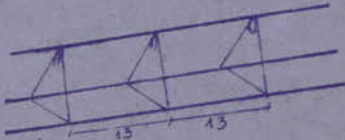
espacement des armatures transversales.

Le 1^{er} espacement à l'appui sera calculé avec T_{max} :

$$t = \frac{A_t \cdot 3 \cdot \sigma_{at}}{T_{max}} = \frac{0,56 \times 15,75 \times 1600}{995,3} = 14,2 \text{ cm}$$

on prendra $T = 13 \text{ cm}$

le 1^{er} cours d'armature se situe à une distance $\frac{t}{2}$ de l'appui. Nous garderons le même espacement t , tout le long des poutrelles pour faciliter la préfabrication.



travaillage de la table de compression : (art 58.2 - CCBA 68)

les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (5 par mètre)
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (3 par mètre)

on adoptera un treillis soudé de 20×30 de ϕ_4

quand l'écartement l_n entre axes des nervures est compris entre 50 cm et 80 cm, la section des armatures perpendiculaires aux nervures exprimée en cm^2/ml , doit être au moins égale à $\frac{43}{\sigma_{en}} \cdot l_n$

$$\sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Charon p. 42)}$$

$$l_n = 65 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} = 5\phi_4 = 0,628$$

$$\frac{43}{\sigma_{en}} \cdot l_n = \frac{43}{5300} \times 65 = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{\perp} > \frac{43}{\sigma_{en}} \cdot l_n$$

CHARGES ET SURCHARGES

I Portique Transversal :

1/ Charges Permanentes :

Réaction de la ferme: 2,6 t

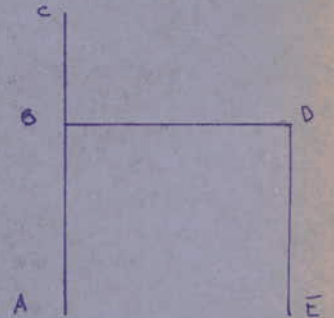
Poteau B-C : $0,5^2 \times 4,6 \times 2,5 = 2,875$ t

Poutre longitudinale : $0,4 \times 0,3 \times 2,5 \times 4 = 1,2$ t

Poutre B-D :
 - Plancher : $0,576 \times 4 = 2,3$ t/ml
 - poids poutre = $2,5 \times 0,3 \times 0,8 = 0,6$ t/ml
 Total = 2,9 t/ml

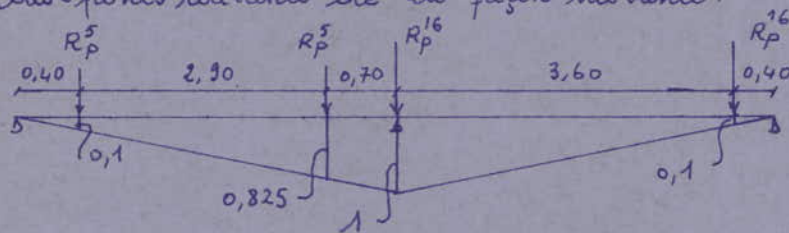
Poteau A-B : $0,5^2 \times 5,85 \times 2,5 = 3,656$ t

Poteau E-D : $0,3^2 \times 5,85 \times 2,5 = 1,316$ t



2/ Ponts roulants :

La réaction maximale revenant au poteau sera obtenue en plaçant les charges des 2 ponts roulants de la façon suivante :



a/ Calcul de Pmax :

$$R_p^5 \max = 6800 \text{ Kg}$$

$$R_p^{16} \max = 14000 \text{ Kg}$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 6,8 \times 0,1 + 6,8 \times 0,825 + 14 \times 1 + 14 \times 0,1 = 21,69 \text{ t}$$

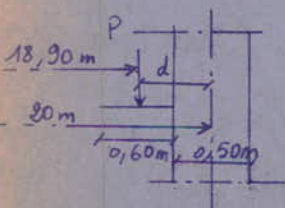
b/ Calcul de Pmin :

$$R_p^5 \min = 1470 \text{ Kg}$$

$$R_p^{16} \min = 3200 \text{ Kg}$$

$$\Rightarrow P_{\min} = 1,47 \times 0,1 + 1,47 \times 0,825 + 3,2 \times 1 + 3,2 \times 0,1 = 4,88 \text{ t}$$

c/ Calcul des moments engendrés par ces réactions :



$$\text{Excentricité: } d = \frac{20 - 18,90}{2} = 0,55 \text{ m}$$

$$C^{\max} = P_{\max} \times d = 21,69 \times 0,55 = 11,9295 \text{ t.m}$$

$$C^{\min} = P_{\min} \times d = 4,88 \times 0,55 = 2,684 \text{ t.m}$$

d/ Poutre des pont roulant :

$$P = 172 \times 2 = 344 \text{ Kg} = 0,344 \text{ t}$$

$$C = 0,344 \times 0,55 = 0,19 \text{ t.m}$$

e/ Force de Freinage : se détermine en considérant le même chargement que précédemment.

$$T_p^5 = 700 \text{ kg} ; T_p^{16} = 3200 \text{ kg} \Rightarrow T = 700 \times 0,1 + 700 \times 0,825 + 3200 \times 0,1 + 3200 \times 1 = 4167,5 \text{ kg}$$

4/ Effets du Vent:

La pression de calcul est: $q_n = 98,67 \times c \times s$.

$$\text{avec } \begin{cases} c = +1,06 & \text{au vent} \\ c = -0,77 & \text{sous vent} \\ s = 0,875 & \text{(partie avec annexe)}. \end{cases}$$

$$\text{Face au vent: } V_n = 98,67 \times 1,06 \times 0,875 \times 4 = 330 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{Face sous vent: } V_n = 98,67 \times 0,77 \times 0,875 \times 4 = 250 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{Réaction horizontale de la ferme: } 330 \text{ Kg/ml} ; \text{ Réaction verticale: } 3011 \text{ Kg}$$

5/ Surcharges d'Exploitation sur la terrasse:

$$\text{Terrasse non accessible: } p = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$P = 100 \times 4 = 400 \text{ Kg/ml.}$$

II / Poteau en console (partie sans annexe).

1/ Charges permanentes:

$$\text{Poutre longitudinale: } 0,4 \times 0,3 \times 2,5 \times 4 = 1,2 \text{ t.}$$

$$\text{Réaction de la ferme: } 2,6 \text{ t}$$

$$\text{poteau: } 0,5^2 \times 10,45 \times 2,5 = 6,53 \text{ t}$$

2/ Ponts roulants:

$$P_{\max} = 21,69 \text{ t}$$

$$P_{\min} = 4,88 \text{ t}$$

$$C^{\max} = 11,93 \text{ t.m}$$

$$C^{\min} = 2,68 \text{ t.m}$$

$$T = 4167,5 \text{ kg.}$$

3/ Poutre de pont roulant:

$$P = 0,344 \text{ t}$$

$$C = 0,19 \text{ t.m.}$$

4/ Effets du Vent:

$$q_n = 98,67 \times c \times s.$$

$$\text{avec } c = \begin{cases} +1,06 & \text{au Vent} \\ -0,77 & \text{sous Vent} \end{cases}$$

$$\text{et } s = 0,82$$

$$\text{Face au vent: } V_n = 98,67 \times 1,06 \times 0,82 = 356 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Face sous vent: } V_n = 98,67 \times 0,77 \times 0,82 = 233,66 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Réaction horizontale de la ferme} = 330 \text{ Kg}$$

$$\text{Réaction verticale de la ferme} = 3011 \text{ Kg}$$

III Portique longitudinal 1'-1'

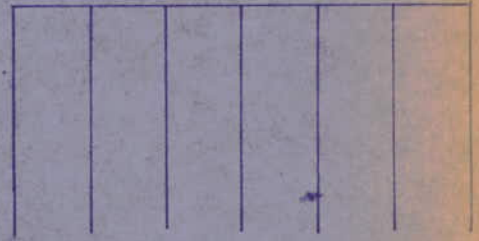
Le vent sera négligé dans l'étude des portiques longitudinaux, car ces derniers sont très longs, présentent un nombre important de poteaux et la surface qu'ils offrent au vent est relativement réduite.

1/ Charges permanentes:

Réaction de la ferme: 2,6 t (sur chaque poteau).

Poutre longitudinale: $0,4 \times 0,3 \times 2,5 = 0,3 \text{ t/ml}$.

Poteau: $0,5^2 \times 10,45 \times 2,5 = 6,53 \text{ t}$



2/ Ponts roulants:

$$P_{\max} = 21,69 \text{ t}$$

$$P_{\min} = 4,88 \text{ t}$$

$$P_{\text{poutre}} = 0,344 \text{ t}$$

$T \approx 0$ (même remarque que pour le vent).

IV Portique longitudinal 1-1

1/ charges permanentes:

Niveau II: Ferme: 2,6 t

Poutre longitudinale: 0,3 t/ml

Poteau: $0,5^2 \times 4,6 \times 2,5 = 2,875 \text{ t}$

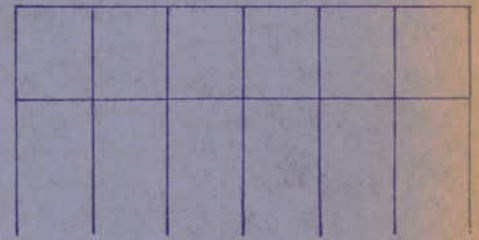
Niveau I: Poutre transversale: $0,6 \times 4,75 = 2,85 \text{ t}$

Poutre longitudinale + plancher = $0,3 + 0,576 \times 4,75 = 3,036 \text{ t/ml}$.

+ Mur = $0,3 \times 4,2 = 1,26 \text{ t/ml}$.

total = $4,296 \text{ t/ml}$.

Poteau: $0,5^2 \times 10,45 \times 2,5 = 6,53 \text{ t}$.



2/ Ponts roulants:

Niveau II:

$$P_{\max} = 21,69 \text{ t}$$

$$P_{\min} = 4,88 \text{ t}$$

$$P_{\text{poutre}} = 0,344 \text{ t}$$

3/ Surcharges d'exploitation:

niveau I:

$$P = 100 \times 4,75 = 475 \text{ kg/ml} = 0,475 \text{ t/ml}$$

V Portique longitudinal 2-2:

1/ Charges permanentes:

Poutre transversale: $0,6 \times 4,85 = 2,91 \text{ t}$.

Poutre longitudinale + plancher = $0,3 + 0,576 \times 4,85 = 3,093 \text{ t/ml}$.

Poteau: $0,3^2 \times 5,85 \times 2,5 = 1,316 \text{ t}$.



2/ Surcharges d'exploitation: $P = 100 \times 4,85 = 485 \text{ kg/ml} = 0,485 \text{ t/ml}$.

ETUDE AU SEISME

EFFETS DU SEISME

I/ Introduction:

Par ses secousses, le séisme crée dans les constructions des accélérations atteignant parfois l'ordre de grandeur de la gravité.

On a ainsi des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques, oblique ou verticale.

On peut donc concevoir deux composantes: l'une verticale, l'autre horizontale.

On admet que l'accélération horizontale du mouvement sismique s'adresse à la masse même des constructions.

Dans le cas des constructions comportant des planchers, on suppose que les forces horizontales s'appliquent au niveau de chaque plancher.

Quelques Recommandations de Conception des bâtiments, afin d'éviter les actions sismiques:

- Eviter les ensembles mal équilibrés.
- Réduire autant que possible la hauteur du bâtiment, et surtout le rapport $\frac{\text{hauteur}}{\text{largeur}}$.
- Eviter les éléments de constructions mal liés à l'ossature.
- Eviter les grandes ouvertures.
- Prévoir, si possible un sous-sol ou des fondations massives, ou armées qui ancrent la construction dans le sol.
- Etablir des fondations profondes, soigneusement chaînées et engagées dans le sol, afin de pouvoir s'opposer aux efforts de soulèvement dus au séisme.

II/ Calcul Sismique:

La vérification de la stabilité d'un bâtiment vis à vis de l'action sismique se fait en substituant aux effets dynamiques réels, des sollicitations statiques et en considérant ainsi des systèmes de forces, fictifs (ou systèmes équivalents) résultant de la combinaison:

- . D'un système de forces élémentaires horizontales (SIH)
- . D'un système de forces élémentaires verticales ascendantes ou descendantes (SIV)
- . D'un système de couples de torsion d'axes verticaux (ST)

Pour les sollicitations sismiques horizontales, les règles permettent la vérification dans deux directions à envisager successivement.

Dans notre construction, nous allons étudier:

- . Dans le sens transversal:
 - 1 portique transversal (partie avec annexe)
 - 1 poteau 50x50 (partie sans annexe)

- Dans le sens longitudinal: $\left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ portiques dans la partie avec l'annexe} \\ 1 \text{ portique dans la partie sans annexe} \end{array} \right.$

Pour avoir les sollicitations sismiques, il nous faudra déterminer les masses soumises à l'action sismique. Ces masses seront supposées concentrées au niveau des planchers (ou des poutres).

Coefficients Sismiques:

d'intensité de la force sismique horizontale agissant sur un élément dans la direction Ox est égale à:

$$F_x = \sigma_x \cdot W$$

avec: W : poids des charges permanentes et surcharges propre à l'élément soumis à l'action sismique.
 σ_x : coefficient défini comme le produit de 4 autres coefficients:

$$\sigma_x = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$$

α = Coefficient d'intensité: il dépend de l'intensité nominale i_n notre construction étant implantée dans une zone de moyenne sismicité:
 $\rightarrow i_n = 8 \Rightarrow \alpha = 1$

δ = Coefficient de fondation: $\delta = 1,15$ (terrain de consistance moyenne, semelle superficielle).

β = Coefficient de réponse: il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence. Il dépend:

- De la période T du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée.
- Du degré d'amortissement de l'ouvrage.
- Accessoirement, de la nature de la fondation.

a/ Période du mode fondamental:

a.1/ Portiques: contreventement par ossature de béton armé.

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}}$$

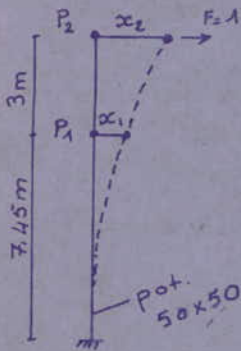
avec: H = hauteur de la construction.
 L = longueur du portique.

Portique transversal: $\left. \begin{array}{l} H = 10,45 \text{ m} \\ L = 10 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow T = 0,297$.

Sens Longitudinal: $\left. \begin{array}{l} H_1 = 10,45 \text{ m} \\ L_1 = 24 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow T_1 = 0,1$

$\left. \begin{array}{l} H_2 = 5,85 \text{ m} \\ L_2 = 24 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow T_2 = 0,06$

a-2/ Poteau en console (dans le sens transversal, partie sans annexe).
(PS69 p. 217)



$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i x_i^2}{g \cdot x_n}}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P_1 x_1^2 + P_2 x_2^2}{g \cdot x_2}}$$

avec $P_1 =$ masse concentrée en 1.
 $P_2 =$ " " " 2.

Détermination des masses concentrées:

a) Calcul de P_2 :

Ferme: 2600 Kg

poutre longitudinale: 1050 Kg.

$$\frac{1}{2} \text{ poteau (1-2)} + \text{mur} = \frac{33}{140} [-1,5 \times 0,5^2 \times 2500 + 1,5 \times 4 \times 300] = 645 \text{ Kg.}$$

Excédent de 35 kg/m² de neige = 740 Kg.

total: $P_2 = 5035 \text{ Kg.}$

b) Calcul de P_1 :

Pont roulant: 8000 Kg.

$$\text{poteau} + \text{mur} = \frac{33}{140} [8,95 \times 0,5^2 \times 2500 + 7,75 \times 4 \times 300] = 3510 \text{ Kg.}$$

total: $P_1 = 11510 \text{ Kg.}$

Détermination des déplacements:

$$x_2 = \frac{1 \times l_2^3}{3EI}$$

$$x_1 = \frac{1 \times l_1^3}{3EI}$$

avec: $EI = 21000 \sqrt{\sigma_j} \times I$. (poteau en béton)

$$\sigma_j = 1,2 \sigma_{28} = 1,2 \times 270 = 324 \text{ bars}$$

$$E = 348000 \text{ bars} = 453600 \text{ Kg. cm}^2.$$

$$3EI = 7087,5 \cdot 10^8 \text{ Kg. cm}^2.$$

$$l_2 = 10,45 \text{ m}; \quad l_1 = 7,45 \text{ m}$$

$$x_1 = \frac{1 \times 7,45^3}{7087,5 \cdot 10^8} = 5,23 \cdot 10^{-4}$$

$$x_2 = \frac{1 \times 10,45^3}{7087,5 \cdot 10^8} = 16,1 \cdot 10^{-4}$$

Détermination de T.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{10^{-8} [11510 \times 5,23^2 + 5035 \times 16,1^2]}{10^3 \times 16,1 \times 10^{-4}}} = 2\pi \cdot 10^{-2} \sqrt{134,26}$$

$$T = 0,645 \text{ s}$$

b/ Détermination de β .

On suppose un amortissement moyen : $\beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}}$

b-1/ Portique transversal : $\beta = 0,127$.

b-2/ Portique Longitudinal : portique 1-1 et 1'-1' : $\beta = 0,183$

portique 2-2 : $\beta = 0,217$.

b-3/ Poteau en Console : $\beta = 0,0945$.

nous prendrons $\beta = 0,13$ pour tous les cas. (Valeur maximum de β imposée par le PS 69)
sauf pour le poteau en console où $\beta = 0,0945$

γ = Coefficient de distribution (art 143.3 PS 69)

Ce coefficient dépend de la structure et caractérise le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

Dans notre construction, il est permis d'assimiler la déformée du système à une droite.

Le coefficient de distribution $\gamma(h)$ applicable au plancher situé à la cote h est :

$$\gamma(h) = \frac{h \sum z M(z)}{\sum z^2 M(z)} \quad \text{avec } M(z) : \text{masse concentrée à la cote } z.$$

Détermination des $M(z)$: (ou W)

W est la masse totale soumise à l'action sismique.

- Elle comprendra :
- Ses charges permanentes et éventuellement les surcharges fixes solidaire de la construction.
 - l'excédent sur 35 daN/m^2 de la surcharge normale de neige.
 - La totalité des charges et surcharges dues aux engins et machines, mobiles ou non (à l'exception des charges suspendues au crochet des engins de levage).
 - la moitié des autres surcharges d'utilisation.

a/ Portique transversal.

niveau II : charge permanente :

- mur = $\frac{4,6}{2} \times 4 \times 300 = 2760 \text{ Kg}$

- Ferme = 2600 Kg

- Poutre Longit : $0,4 \times 0,3 \times 3,5 \times 2500 = 1050 \text{ Kg}$

- $\frac{1}{2}$ poteau : $0,5^2 \times \frac{4,6}{2} \times 2500 = 1437,5 \text{ Kg}$

Surcharges :

Excédent neige : $(3,5 \times 550) \times \frac{20}{55} = 740 \text{ Kg}$.

Total : $W = 8587,5 \text{ Kg}$.

niveau I :

charge permanente : - Plancher : $576 \times 4 \times 10 = 23040 \text{ Kg}$

- Poutre Long : $0,4 \times 0,3 \times 3,5 \times 2 \times 2500 = 2220 \text{ Kg}$.

- Poutre Transv : $0,8 \times 0,3 \times 9,6 \times 2500 = 5760 \text{ Kg}$.

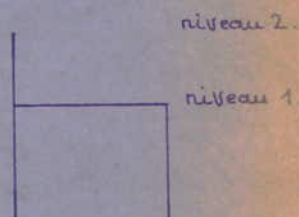
- Acrotère : $0,5 \times 0,12 \times 4 \times 2500 = 600 \text{ Kg}$

- Poteaux : $0,5^2 \times \frac{1}{2} (5,85 + 4,6) \times 2500 + 0,3^2 \times \frac{5,85}{2} \times 2500 = 3323,75 \text{ Kg}$

- murs : $(\frac{4,6}{2} + \frac{5,85}{2}) \times 4 \times 300 = 6270 \text{ Kg}$.

- Pont roulant à vide = 8000 Kg .

Total : $G = 49814 \text{ Kg}$.



Surcharges : $P = 100 \times 4 \times 10 = 4000$ (terrasse non accessible)

$$\text{Total: } W = G + \frac{P}{2} = 49814 + \frac{4000}{2} = 51814 \text{ Kg}$$

$$\underline{W = 51814 \text{ Kg.}}$$

b/ Portiques Longitudinaux.

b-1/ Portique 1.1.

niveau II:

charges permanentes: - Ferme: $2600 \times 7 = 18200 \text{ Kg}$

- P. longit: $2220 \times 6 = 6300 \text{ Kg}$

- $\frac{1}{2}$ poteau: $\frac{4,6}{2} \times 7 \times 0,5^2 \times 2500 = 10062,5$

- mur : $\frac{2760 \times 6}{2} = 16560 \text{ Kg.}$

Surcharges:

- Excédent de neige : $740 \times 6 = 4440 \text{ Kg.}$

$$\text{Total: } \underline{W = G + N = 55562,5 \text{ Kg.}}$$

niveau I:

charges permanentes: - Plancher: $576 \times 4,75 \times 24 = 65664 \text{ Kg.}$

- poutre. longit: 6300 Kg.

- poutre transv: $0,8 \times 0,3 \times 4,75 \times 2500 \times 7 = 19950 \text{ Kg}$

- poteaux: $\frac{4,6 + 5,85}{2} \times 0,5 \times 0,5 \times 2500 \times 7 = 22859,38 \text{ Kg.}$

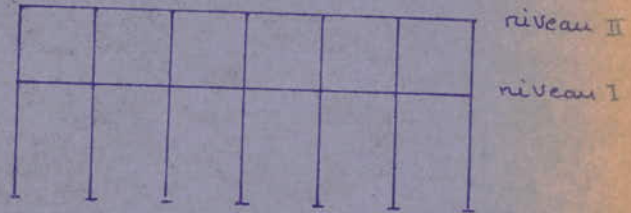
- murs : $\frac{4,6 + 5,85}{2} \times 300 \times 24 = 16566 \text{ Kg.}$

- pont roulant $\frac{2}{2}$ à vide: 13000 Kg.

Surcharges:

- $P = 100 \times 4,75 \times 24 = 11400 \text{ Kg.}$ (exploitation).

$$\text{Total: } \underline{W = G + \frac{P}{2} = 150039 \text{ Kg.}}$$



b-2/ Portique 2.2

charges permanentes: - Plancher: $4,85 \times 24 \times 576 = 67046 \text{ Kg}$

- P. longit: $0,4 \times 0,3 \times 3,7 \times 6 \times 2500 = 6660 \text{ Kg}$

- P. Transv: $0,8 \times 0,3 \times 4,85 \times 7 \times 2500 = 20370 \text{ Kg.}$

- Acrotère: $0,5 \times 0,12 \times 24 \times 2500 = 3600 \text{ Kg.}$

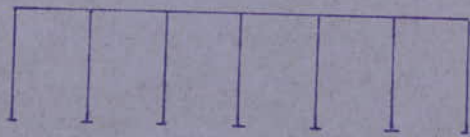
- mur : $\frac{5,85}{2} \times 24 \times 300 = 21060 \text{ Kg.}$

- $\frac{1}{2}$ Pot : $\frac{5,85}{2} \times 0,3^2 \times 2500 = 658 \text{ Kg.}$

Surcharges:

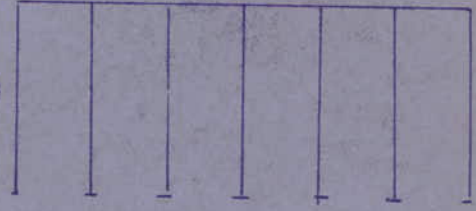
$P = 100 \times 5 \times 24 = 12000 \text{ Kg.}$

$$\text{Total: } \underline{W = G + \frac{P}{2} = 124736 \text{ Kg.}}$$



b-3/ Portique 1'-1'

- charges permanentes :
- Ferme : 18200 Kg
 - poutrelong : 6300 Kg
 - $\frac{1}{2}$ pot : $0,5^2 \times 2500 \times 10,45 \times 7 = 22860 \text{ Kg}$
 - mur : $10,45 \times 24 \times 300 = 37620 \text{ Kg}$
 - Pont roulant : 13000 Kg
- Surcharges :
- Excédent de neige : 4440 Kg



Total : $W = G + N = 102420 \text{ Kg}$.

c/ Poteau de 50x50 en console :

$W = P_1 + P_2$ (avec P_1 et P_2 étant les masses calculées lors de la détermination de T)

$W = 11510 + 5035 = 16555 \text{ Kg}$.

Détermination des coefficients γ .

- Portique transversal :

Niveau	G	P	$W = G + \frac{P}{2}$
II	8587,5	-	8587,5
I	49814	4000	51814

Niveau	Z	Z ²	M(z)	Z M(z)	Z ² M(z)	$\frac{\sum Z M(z)}{\sum Z^2 M(z)}$	γ
II	10,45	109,2	8587,5	89739	937755	0,145	1,51
I	5,85	33,06	51814	303112	1773205		0,848

- Portique Longitudinal I.I

Niveau	G	P	w
II	55562,5	-	55562,5
I	444339	11400	150039

Niveau	Z	Z ²	M(z)	Z M(z)	Z ² M(z)	$\frac{\sum Z M(z)}{\sum Z^2 M(z)}$	γ
II	10,45	109,2	55562,5	580628	6067564	0,13	1,36
I	5,85	33,06	150039	877728	5134710		0,76

Portique Longitudinal 2.2

Niveau	G	P	W
I	118736	12000	124736

Niveau	z	z ²	M(z)	z M(z)	z ² M(z)	$\frac{\sum z M(z)}{\sum z^2 M(z)}$	γ
I	5,85	33,06	124736	729706	412372	0,173	1

Portique Longitudinal I'-I'

$$W = 102420 \text{ kg.}$$

$$z = 10,45 \text{ m}$$

- comme dans le portique 2.2 (un seul niveau) on aura $\gamma = 1$

Poteau en console :

$$\left. \begin{array}{l} W = 22205 \text{ kg} \\ z = 10,45 \text{ m} \end{array} \right\} \gamma = 1$$

Determination des coefficients sismiques

- Coefficient sismique horizontal : σ_H

- dans le sens transversal : σ_T

$$\begin{aligned} \text{- portique : } \sigma_T &= \alpha \beta S \gamma(h) \\ &= 1 \cdot 0,3 \times 1,15 \cdot \gamma(h) \quad \Rightarrow \quad \sigma_T = 0,15 \gamma(h) \end{aligned}$$

$$\text{- poteau en console : } \sigma_T = 1 \times 0,0988 \times 1,15 \cdot \gamma(h) \quad \Rightarrow \quad \sigma_T = 0,113 \gamma(h)$$

- dans le sens longitudinal : σ_L

$$\begin{aligned} \sigma_L &= \alpha \beta S \gamma(h) \\ &= 1 \cdot 0,13 \times 1,15 \cdot \gamma(h) \quad \Rightarrow \quad \sigma_L = 0,145 \gamma(h) \end{aligned} \quad \text{pour tous les portiques longitudinaux}$$

- Coefficient sismique vertical :

$$\sigma_V = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \cdot \sigma_H \quad \Rightarrow \quad \text{comme } \alpha = 1 \quad \Rightarrow \quad \sigma_V = \pm \sigma_H \quad \text{avec } \sigma_H = \max(\sigma_T, \sigma_L)$$

d'où les valeurs de G_H et G_V :

Niveau	Portique transversal		Portique Longit. I-I		Portique Longit. 2-2	Portique Longit. I-I'	Poteau en console
	II	I	II	I	I	I	I
γ	1,51	0,85	1,36	0,76	1	1	1
G_H	0,226	0,127	0,204	0,114	0,15	0,15	0,113
G_V	0,226	0,150	0,226	0,150	0,15	0,150	0,150

Forces sismiques horizontales

Les forces sismiques horizontales agissent au niveau de chaque plancher.

$$F_H = G_H \cdot W$$

nous donnerons les valeurs de ces forces dans le tableau suivant :

Portique	Niveau	W	G_H	F_H (kg)	Forces cumulées
Transversal	II	8587,5	0,226	1941	
	I	51814	0,127	6580	
Portique Longit. I-I'	II	55562,5	0,204	11335	
	I	144339	0,114	16455	
Portique Longit. 2-2	I	124736	0,15	19334	19334
Portique Longit. I-I'	I	102420	0,15	15363	15363
Poteau en console	I	22205	0,113	2510	2510

Forces sismiques verticales

Portique	Niveau	W	G_V	F_V
Transv.	II	8587,5	0,226	1941
	I	51814	0,15	8031
Portique Longit. I-I'	II	55562,5	0,226	12557
	I	150039	0,15	23256
Portique Longit. 2-2	I	124736	0,15	19278
Portique Longit. I-I'	I	102420	0,15	15363
Poteau en console	I	22205	0,15	3330

DETERMINATION DES EFFORTS

DETERMINATION DES MOMENTS

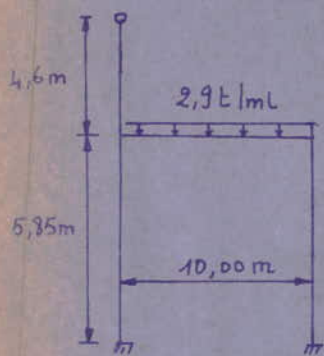
Les moments dans les portiques seront déterminés sous {
 1- les charges et surcharges
 2- L'action sismique.

I/ MOMENTS SOUS LES CHARGES ET SURCHARGES

A/ Portique Transversal : (partie avec annexe).

A.1/ Charges et surcharges à Considérer:

1/ Charges Permanentes:

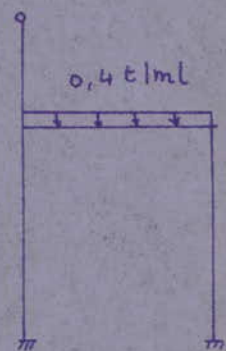
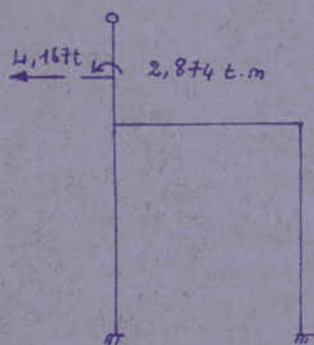
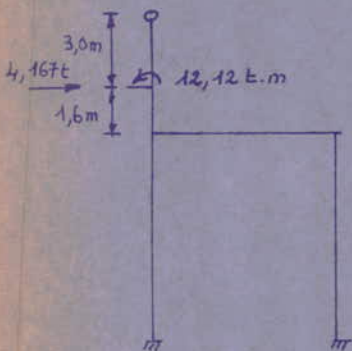


2/ Surcharges d'exploitation:

a/ $P_{max} = (21,69 + 0,344) t$

b/ $P_{min} = (4,88 + 0,344) t$

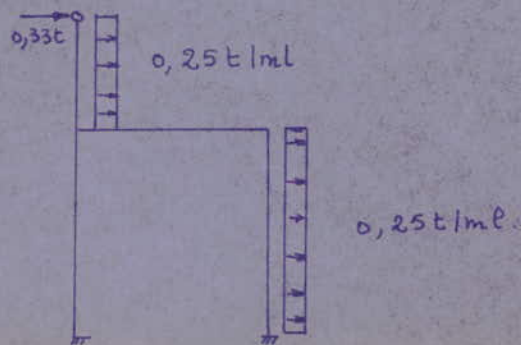
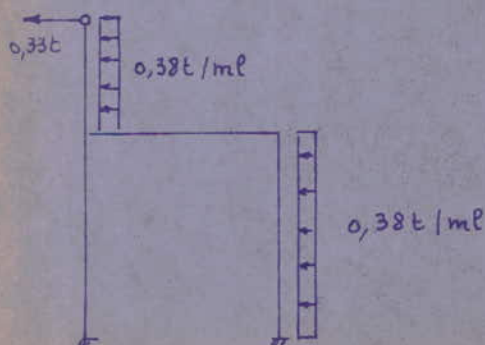
c/ $p = 400 kg/ml$



3/ Surcharges Climatiques: (Vent).

a/ Au Vent

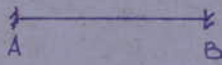
b/ Sous Vent.



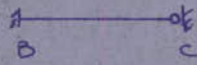
On procède de la façon suivante :

1) on calcule les moments d'encastrement parfait. M_0

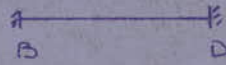
barre AB et ED :



barre BC :



barre B-D



2/ On calcule les inerties des barres :

$$I_{AB} = I_{BC} = \frac{50^4}{12} = 520833,33 \text{ cm}^4 = 7,72 I$$

$$I_{BD} = \frac{30 \times 80^3}{12} = 128.0000 \text{ cm}^4 = 19 I$$

$$I_{ED} = \frac{30^4}{12} = 67500 \text{ cm}^4 = I$$

3/ On calcule les coefficients de répartition $\frac{K_{ij}}{\sum K_{ij}}$ i et j étant les extrémités de la barre.

$$K_{ij} = \frac{4EI}{l} \text{ pour une barre encastree à ses deux extrémités.}$$

$$K_{ij} = \frac{3EI}{l} \text{ pour une barre encastree à une extrémité et articulée à l'autre.}$$

Nœud B : $K_{B-A} = \frac{4E(7,72I)}{585} = 5,28 \cdot 10^{-2} EI$

$$K_{B-C} = \frac{3E(7,72I)}{460} = 5,03 \cdot 10^{-2} EI$$

$$K_{B-D} = \frac{4E(19I)}{1000} = 7,6 \cdot 10^{-2} EI$$

Nœud D : $K_{D-E} = \frac{4EI}{585} = 0,68 \cdot 10^{-2} EI$

Coefficients de répartition :

$$\text{nœud B.} \left\{ \begin{array}{l} \Gamma_{B-A} = \frac{K_{B-A}}{(\sum K)_B} = \frac{5,27}{5,27 + 5,03 + 7,6} = 0,295 \\ \Gamma_{B-C} = \frac{K_{B-C}}{(\sum K)_B} = \frac{5,03}{5,27 + 5,03 + 7,6} = 0,281 \\ \Gamma_{B-D} = \frac{K_{B-D}}{(\sum K)_B} = \frac{7,6}{5,27 + 5,03 + 7,6} = 0,424 \end{array} \right.$$

$$\text{nœud D} \left\{ \begin{array}{l} \Gamma_{D-B} = \frac{K_{D-B}}{(\sum K)_D} = \frac{7,6}{7,6 + 0,68} = 0,917 \\ \Gamma_{D-E} = \frac{K_{D-E}}{(\sum K)_D} = \frac{0,68}{7,6 + 0,68} = 0,083 \end{array} \right.$$

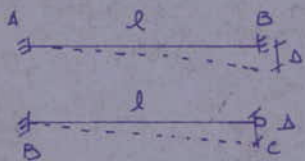
4/ Coefficient de transmission:

$$t_{ij} = \frac{1}{2}$$

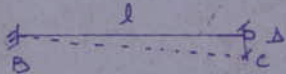
En répartissant et en transmettant les moments de départ M_0 jusqu'à l'équilibre des nœuds, on détermine M_p en sommant les moments inscrits sur une même barre.

b/ Deuxième Etape: Détermination des moments dus aux déplacements:

1/ On calcule les moments d'encastrement parfait M_0 .



$$M_{AB} = M_{BA} = \frac{6EID}{l^2} \Delta$$

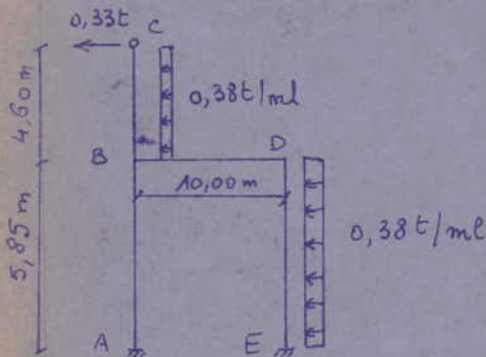


$$M_{Bc} = \frac{3EI\Delta}{l^2} ; M_{cB} = 0$$

2/ Connaissant les coefficients de répartition et de transmission, on procède de la même manière que la 1^{ère} étape, c'est à dire qu'on répartit et on transmet les moments de départ aux barres jusqu'à équilibre de tous les nœuds.

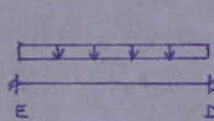
Exemple de calcul:

On considèrera ici le cas du vent, puis pour les autres cas, on donnera les résultats trouvés sous forme de tableau.



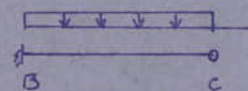
1/ Détermination de M_p^0 .

a/ Moments d'encastrement parfait: (m^t par rapport au nœud).



$$M_{ED} = -\frac{pl^2}{12} = -0,67t \cdot m$$

$$M_{DE} = +\frac{pl^2}{12} = +0,67t \cdot m$$



$$M_{Bc} = -\frac{pl^2}{8} = -1,005t \cdot m$$

$$M_{cB} = 0$$

b/ Coefficients de répartition

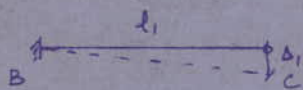
$$\Gamma_{B-A} = 0,295 ; \Gamma_{B-c} = 0,281 ; \Gamma_{B-D} = 0,424 ; \Gamma_{DB} = 0,917 ; \Gamma_{DE} = 0,083$$

c/ Répartition et transmission des moments:

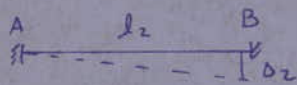
Nœud	A	B			D		E
barre	A-B	B-A	B-C	B-D	D-B	D-E	E-D
$-r_{ij}$		-0,295	-0,281	-0,424	-0,917	-0,083	
$M_{ij}^{(kg \cdot m)}$			-1005			+670	-670
	+148,24	+296,475	+282,405	+426,12	-614,39	-55,61	
				-307,195	+213,06		-27,8
	+45,31	+90,62	+86,32	+130,25	-195,38	-17,68	
				-97,69	+65,125		-8,84
	+14,41	+28,82	+27,45	+41,42	-59,72	-5,4	
				-29,86	+20,71		-2,7
	+4,4	+8,8	+8,39	+12,66	-18,99	-1,72	
				-9,495	+6,33		-0,86
	+1,4	+2,8	+2,67	+4,02	-5,8	-0,525	
				-2,9	+2,01		-0,262
	+0,428	+0,856	+0,815	+1,23	-1,84	-0,17	
				-0,92	+0,615		-0,085
	+0,135	+0,27	+0,258	+0,39	-0,564	-0,051	
				-0,282	+0,195		-0,025
	+0,041	+0,083	+0,079	+0,119	-0,178	-0,016	
				-0,089	+0,059		-0,008
M^o_P	+214,4	+428,72	-596,6	+167,8	-588,8	+588,8	-710,6

2/ Détermination de M_1 et M_2 .

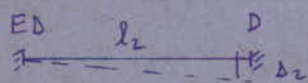
a/ Moments d'encastrement parfait.



$$M_{BC} = -\frac{3EI\Delta_1}{l_1^2} = \frac{-3000}{(4,6)^2} = -141,77 \quad \text{avec } EI\Delta_1 = 1000$$



$$M_{AB} = M_{BA} = \frac{-6EI\Delta_2}{l_2^2} = \frac{-6000}{(5,85)^2} = -175,32 \quad \text{avec } EI\Delta_2 = 1000$$



$$M_{ED} = M_{DE} = \frac{-6EI'\Delta_2}{l_2^2} = -22,72 \quad \text{avec } EI\Delta_2 = 1000 \text{ et } I' = \frac{I}{7,72}$$

B/ Répartition et transmission des moments :

Déplacement 1.

Nœud	A	B			D		E
barres	A-B	B-A	B-C	B-D	D-B	D-E	E-D
$-F_{ij}$		-0,295	-0,281	-0,424	-0,917	-0,083	
$M_{Lij}^{(kg.m)}$			-141,77				
		+41,68	+39,84	+60,25			
	+20,84				+30,125		
					-27,747	-2,493	
				-13,77			-1,246
		+4,063	+3,87	+5,84			
	+2,031			+2,92			
					-2,677	-0,242	
				-1,338			-0,12
		+0,394	+0,376	+0,567			
	+0,196				+0,283		
					-0,26	-0,024	
				-0,13			-0,0118
		+0,0383	+0,0365	+0,0551			
	+0,019				+0,0275		
					-0,0252	-0,002	
				-0,0126			-0,001
M_{ij}	+24,054	+46,29	-97,6	+51,29	+2,76	-2,76	-1,38

Deplacement 2:

Nœud	A	B			D		E
barres	A-B	B-A	B-c	B-D	D-B	D-E	E-D
$-r_{ij}$		-0,234	-0,281	-0,425	-0,917	-0,083	
$M_{ij} (kg \cdot m)$	-175,32	-175,32				-22,72	-22,72
	+25,77	+51,55	+49,27	+74,52	+20,85	+1,86	
	-1,53	-3,06	-2,93	-4,43	-34,2	-3,06	+0,93
	+2,51	+5,02	+4,8	+7,27	+2,03	+0,18	
	-0,15	-0,3	-0,29	-0,43	-3,34	-0,3	
	+0,245	+0,49	+0,47	+0,71	+0,2	+0,02	
	-0,02	-0,029	-0,028	-0,042	-0,33	-0,03	
M_2	-148,5	-121,6	+51,29	+70,29	+24,05	-24,05	-23,39

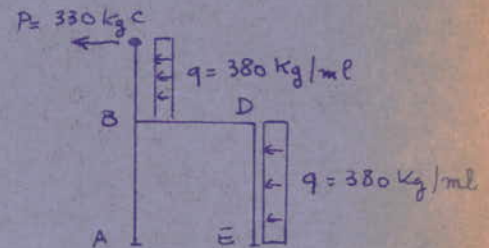
3/ Calcul des coefficients K_1 et K_2 :

a/ Determination des effets tranchants:

a-1/ systeme de base:

niveau B-D: $T = T_{BC} = \tau_{BC} + \frac{M_{BC}}{l_{B-C}} = \frac{-q \cdot l}{2} + \frac{M_{BC}}{l_{B-C}}$
 $= \frac{-380 \times 4,6}{2} - \frac{596,6}{4,6} = -1003,6 \text{ Kg.}$

niveau A-E: $T' = T_{AB} + T_{ED} = \tau_{ED} + \frac{M_{AB} + M_{BA} + M_{DE} + M_{ED}}{l_{AB}}$
 $= \frac{-380 \times 5,85}{2} + \frac{214,4 + 428 - 710,6 + 588,8}{5,85} = -1022,39 \text{ Kg}$



a-2/ Déplacement 1:

niveau B-D: $T_1 = T_{BC}^{\Delta_1} = \frac{M_{BC}^{\Delta_1}}{l_{BC}} = \frac{-97,6}{4,6} = -21,217 \text{ Kg}$

niveau A-E: $T_1' = T_{BA}^{\Delta_1} + T_{ED}^{\Delta_1} = \frac{M_{AB} + M_{BA} + M_{DE} + M_{ED}}{l_{A-B}} = \frac{24,054 + 46,297 - 2721 - 1,38}{5,85} = -11,31 \text{ Kg}$

a-3/ Déplacement 2.

niveau B-D: $T_2 = T_{BC}^{\Delta_2} = \frac{M_{BC}^{\Delta_2}}{l_{BC}} = \frac{51,29}{4,6} = 11,15 \text{ kg}$

niveau A-E: $T'_2 = T_{AB}^{\Delta_2} + T_{DE}^{\Delta_2} = \frac{M_{AB} + M_{BA} + M_{DE} + M_{ED}}{l_{AB}}$
 $= \frac{-148,5 - 121,6 - 24,05 - 23,39}{5,85} = -54,28 \text{ kg}$

b/ Calcul de K_1 et K_2 :

K_1 et K_2 seront donnés par le système d'équations suivant:

$$\textcircled{1} \begin{cases} H_1 + T + K_1 T_1 + K_2 T_2 = 0 & \text{niveau B-D} \\ H'_1 + T' + K_1 T'_1 + K_2 T'_2 = 0 & \text{niveau A-E} \end{cases}$$

avec $H_1 = \Sigma F_{\text{horiz.}} \text{ extérieures au dessous de B-D}$
 $H'_1 = \text{ " " " au dessus de A-E}$

$H_1 = P + ql_{BC} = 330 + 380 \times 4,6 = 2078 \text{ kg}$

$H'_1 = H_1 + ql_{ED} = 2078 + 380 \times 5,85 = 4301 \text{ kg}$

$$\textcircled{1} \begin{cases} 2078 - 1003,6 - 21,217 K_1 + 11,15 K_2 = 0 \\ 4301 - 1022,39 + 11,31 K_1 - 54,28 K_2 = 0 \end{cases}$$

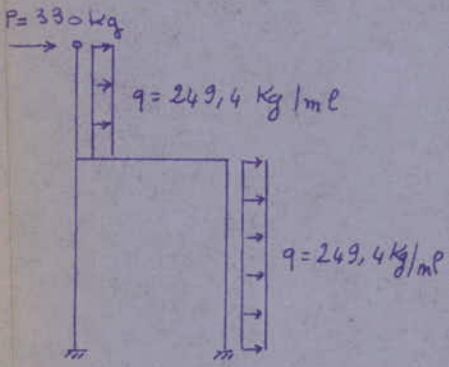
$\Rightarrow \begin{cases} K_1 = 92,25 \\ K_2 = 79,26 \end{cases}$

4/ Calcul des moments finaux M_{ij}

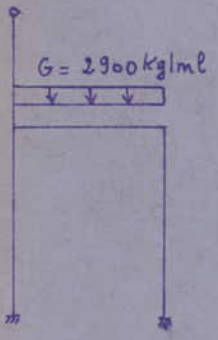
$M_{ij} = M_P^0 + K_1 M_1 + K_2 M_2$

Nous donnons les résultats sous forme d'un tableau.

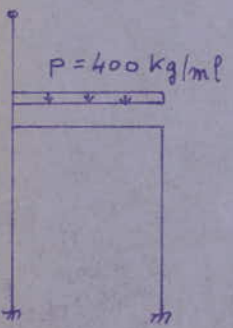
bame	$M_P^0 \text{ (kg.m)}$	$M_1 \text{ (kg.m)}$	$M_2 \text{ (kg.m)}$	K_1	K_2	$M_{ij} \text{ (kg.m)}$
B-C	-596,6	-97,6	+51,29	92,25	79,26	-5538
A-B	+214,4	+24,054	-148,5			-9338
B-A	+428,72	+46,297	-121,6			-4943
B-D	+167,8	+51,287	+70,22			+10465
D-B	-588,8	+2,761	+24,05			+1572
D-E	+588,8	-2,761	-24,05			-1572
ED	-710,6	-1,38	-23,39			-2692



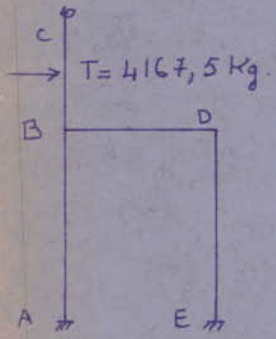
barre	M_p^0 (kg.m)	M_1 (kg.m)	M_2 (kg.m)	K_1	K_2	M_{ij} (kg.m)
B-C	+391,56	-97,6	+51,29	-67,9	-55,88	4152,5
A-B	-140,7	+24,054	-148,5			6524,2
B-A	-281,38	+46,287	-121,6			3370
B-D	-110,13	+51,287	+70,22			-7516,4
D-B	+386,44	+2,761	+24,05			-1145
D-E	-386,44	-2,761	-24,05			+1145
E-D	+466,38	-1,38	-23,39			+1864,1



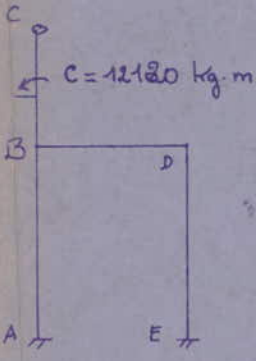
barre	M_p^0 (kg.m)	M_1 (kg.m)	M_2 (kg.m)	K_1	K_2	M_{ij} (kg.m)
B-C	-11013	-97,6	+51,29	-151,82	-73,15	-5,8
A-B	-5732	+24,054	-148,5			+1493,3
B-A	-11500	+46,287	-121,6			-9606
B-D	+22510	+51,287	+70,22			+9618
D-B	-2659	+2,761	+24,05			-4835
D-E	+2659	-2,761	-24,05			+4835
E-D	+1329	-1,38	-23,39			+3249



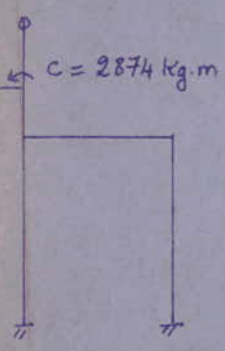
barre	M_p^0 (kg.m)	M_1 (kg.m)	M_2 (kg.m)	K_1	K_2	M_{ij} (kg.m)
B-C	-374	-97,6	+51,29	-110,4	-28,67	-0,8
A-B	-195	+24,054	-148,5			+206
B-A	-390	+46,287	-121,6			-1325
B-D	+764	+51,287	+70,22			+1326,6
D-B	-90	+2,761	+24,05			-666,9
D-E	+90	-2,761	-24,05			+666,9
E-D	+45	-1,38	-23,39			+448



barre	M_p^0 (kg.m)	M_1 (kg.m)	M_2 (kg.m)	K_1	K_2	M_{ij} (kg.m)
B-C	2475	-97,6	+51,29	96,62	-102,22	+6660
A-B	-586	+24,054	-148,5			+12269
B-A	-1171	+46,297	-121,6			+6783
B-D	-1300	+51,287	+70,22			-13443
D-B	-70	+2,761	+24,05			-2795
D-E	+70	-2,761	-24,05			+2795
E-D	+3	-1,38	-23,39			+2527,3



barre	M_p^0 (kg.m)	M_1 (kg.m)	M_2 (kg.m)	K_1	K_2	M_{ij} (kg.m)
B-C	+1156	-97,6	+51,29	151,3	29	-12123,5
A-B	-273	+24,054	-148,5			-940
B-A	-546	+46,297	-121,6			+2934,3
B-D	-609	+51,287	+70,22			+9187,2
D-B	-32	+2,761	+24,05			+1083,2
D-E	+32	-2,761	-24,05			-1083,2
E-D	+15	-1,38	-23,39			-872,1



barre	M_p^0 (kg.m)	M_1 (kg.m)	M_2 (kg.m)	K_1	K_2	M_{ij} (kg.m)
B-C	+273	-97,6	+51,29	35,86	6,9	-2873
A-B	-64	+24,054	-148,5			-226
B-A	-129	+46,297	-121,6			+694
B-D	-145	+51,287	+70,22			+2179
D-B	-8	+2,761	+24,05			+257
D-E	+8	-2,761	-24,05			-257
E-D	+3	-1,38	-23,39			-207,9

Tableau Récapitulatif des moments dans le portique transversal.

Nœuds Barres	A		B			D		E	Chargement	Diagramme de M
	AB	BA	BC	BD	DB	DE	ED			
$M(G)$ (kg.m) $g = 2800 \text{ kg/m}$	+1493	-9606	-6	+3618	-4835	+4835	+3249			
$M(P)$ (kg.m) $P = 400 \text{ kg/m}$	+206	-1325	-1	+1327	-667	+667	+448			
$M(T)$ (kg.m) $T = 4167,5 \text{ kg}$	± 12269	± 6783	± 6660	∓ 13443	∓ 2795	± 2795	± 2627			
$M(C_{max})$ (kg.m) $C = 12120 \text{ kg/m}$	-940	+2934	-12123	+9187	+1083	-1083	-872			
$M(C_{min})$ (kg.m) $C = 2874 \text{ kg/m}$	-227	+694	-2873	+2179	+257	-257	-208			
$M(N)$ (kg.m) $P = 330 \text{ kg}$ $q = 380 \text{ kg/m}$	-9338	-4943	-5538	+10465	+1572	-1572	-2692			
$M(V)$ (kg.m) $P = 330 \text{ kg}$ $q = 249,4 \text{ kg/m}$	+6524	+3370	+4153	-7516	-1145	+1145	+1867			

B/ Poteau en Console:

1°/ Sous T.



$M_C = 0$
 $M_A = T \times 7,45 = 4167,5 \times 7,45 = 31047,9 \text{ kg}\cdot\text{m} \approx 31,048 \text{ t}\cdot\text{m}$

2°/ Sous M^{max}



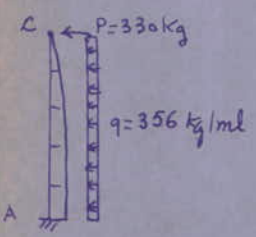
$M_C = 0$
 $M_A = 12,120 \text{ t}\cdot\text{m}$

3°/ Sous M^{min}

$C = 2874 \text{ kg}\cdot\text{m} \rightarrow M_A = 2,874 \text{ t}\cdot\text{m}$

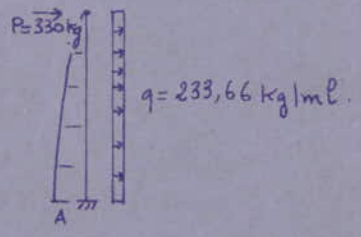
4°/ Sous V

Au vent:



$M_A = + P \cdot l + q \frac{l^2}{2}$
 $= 330 \times 10,45 + 356 \times \frac{(10,45)^2}{2}$
 $= 22886,54 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Sous Vent:



$M_A = 330 \times 10,45 + 233,66 \times \frac{(10,45)^2}{2}$
 $= 15206,63 \text{ kg}\cdot\text{m}$

On résumera ces résultats dans un tableau.

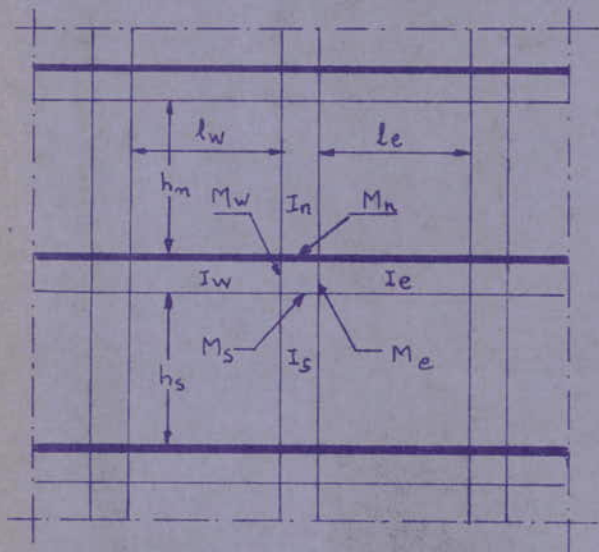
charges	G	C ^{max}	C ^{min}	T	V [←]	V [→]
M _A (t.m)	/	12,12	2,874	31,048	22,886	16,207

C/ Portiques Longitudinaux.

Les portiques longitudinaux ne sont soumis qu'à des efforts verticaux. Pour déterminer les moments dans ces portiques, on utilisera la méthode Caquot exposée dans le CCBA 68.

Exposé de la méthode de CAQUOT.

Notations:



On considère des hauteurs fictives de poteaux.

- $h'_m = 0,9 h_m$ si le nœud considéré appartient à l'avant dernier niveau avec $h_m =$ hauteur libre.
- $h'_m = 0,8 h_m$ pour les autres cas.
- $h'_s = 0,8 h_s$.

On considère également des travées fictives l'_w et l'_e .

Pour les travées intermédiaires:

- $l'_w = 0,8 l_w$
- $l'_e = 0,8 l_e$

avec: $l_w =$ portée libre de la travée de gauche.
 $l_e =$ portée libre de la travée de droite.

Soit: q_w : la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche. (q_e sur la travée de droite).

Q_w : une charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance a_w du nu de l'appui (Q_e et a_e pour la travée de droite). On pose:

$$M'_w = q_w \frac{l_w'^2}{8,5} + l'_w \sum k_w \cdot Q_w$$

$$M'_e = q_e \frac{l_e'^2}{8,5} + l'_e \sum k_e \cdot Q_e$$

k_w et k_e sont donnés par l'échelle fonctionnelle en fonction de $\frac{q_w}{l'_w}$ et $\frac{q_e}{l'_e}$ (poutres à section constante).

I_w, I_e, I_s et I_n désignant respectivement les moments d'inertie de la travée de gauche, de la travée de droite, du poteau inférieur et du poteau supérieur, on pose:

$$k_w = \frac{I_w}{l'_w}$$

$$k_e = \frac{I_e}{l'_e}$$

$$k_s = \frac{I_s}{h'_s}$$

$$k_n = \frac{I_n}{h'_n}$$

$$\text{et } D = k_w + k_e + k_s + k_n$$

des moments dans les sections dangereuses (nus des appuis) sont, en valeur absolue:

- Au nu de l'appui dans la travée de gauche:

$$M_w = M'_e \frac{k_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{k_w}{D}\right)$$

- Au nu de l'appui dans la travée de droite:

$$M_e = M'_e \left(1 - \frac{k_e}{D}\right) + M'_w \frac{k_e}{D}$$

- Au nu inférieur des poutres dans le poteau inférieur:

$$M_s = \frac{k_s}{D} (M'_e - M'_w)$$

Au nu supérieur du plancher dans le poteau supérieur:

$$M_m = \frac{K_m}{D} (M'e - M'w)$$

Pour les traverses, les moments M_e et M_w sont négatifs. Pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues $M'e$ ou $M'w$. La face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

Traversée de rive:

Nœud de rive (pas de console)

$$M_{e1} = M'e_1 \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1}\right)$$

$$M_{s1} = M'e_1 \frac{K_{s1}}{D_1}; \quad M_{r1} = M'e_1 \frac{K_{r1}}{D_1}$$

Nœud voisin du nœud de rive:

La longueur $l'w_2$ de la travée fictive de rive est prise égale à $X_1 l'w_2$; X_1 étant un coefficient compris entre 0,8 et 1.

avec: $X_1 = 0,8$ pour $K_{s1} + K_{r1} \geq 1,5 K_{e1}$

et $X_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{r1}}{7,5 K_{e1}}$ pour $K_{s1} + K_{r1} < 1,5 K_{e1}$

Moments dans les poteaux:

On admet que les points de moment nul dans les poteaux se trouvent à $h'n$ au dessus du plancher et à $h's$ au dessous du nu inférieur des poutres.

Efforts Tranchants dans les poteaux - Efforts Normaux dans les poutres:

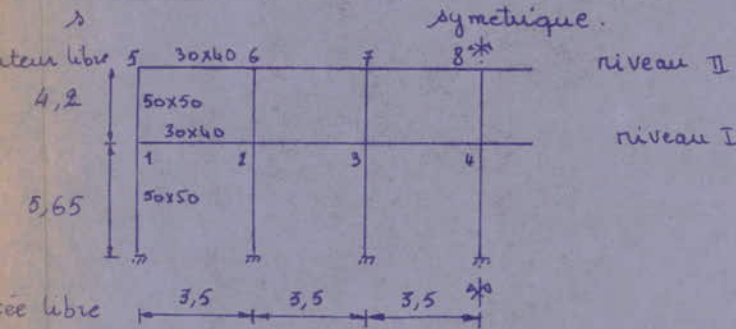
Par simplification, on ne fait pas état dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux, ni des efforts normaux dans les poutres.

C-1 / Portique 1-1

Les charges verticales (par ml) sont indiquées dans le tableau récapitulatif ci-dessous.

Niveau	G(t/ml)	P(t/ml)
II	0,3	/
I	4,596	0,475

Schéma du portique: Nous ne représentons que la moitié du portique; celui-ci étant symétrique.



Le calcul des moments aux nœuds, sous les charges verticales, sera mené sous forme de tableaux.

Le portique qui suit regroupe toutes les caractéristiques géométriques nécessaires pour le calcul, à savoir:

$l_w; l_e; h_n; h_s; I_w; I_e; I_n, I_s; l'_w; l'_e; h'_n; h'_s; K_w = \frac{I_w}{l'_w}; K_e = \frac{I_e}{l'_e}; K_n = \frac{I_n}{h_n}; K_s = \frac{I_s}{h'_s}$ et D

Tableau donnant les caractéristiques géométriques du Portique 1-1.

Niveau	Nœud	l_w	l_e	h_n	h_s	I_w, I_e	I_n	I_s	l'_w	l'_e	h'_n	h'_s	K_w	K_e	K_n	K_s	D
II	5	/	3,5	/	4,2	16	/	52,08	/	2,8	/	3,36	/	571,43	/	1550	212,4
	6	3,5	3,5	/	4,2	16	/	52,08	2,8	2,8	/	3,36	571,43	571,43	/	1550	2693
	7	3,5	3,5	/	4,2	16	/	52,08	2,8	2,8	/	3,36	571,43	571,43	/	1550	2693
	8	3,5	3,5	/	4,2	16	/	52,08	2,8	2,8	/	3,36	571,43	571,43	/	1550	2693
I	1	/	3,5	4,2	5,65	16	52,08	52,08	/	2,8	3,78	4,52	/	571,43	1377,68	1152,28	3101,4
	2	3,5	3,5	4,2	5,65	16	52,08	52,08	2,8	2,8	3,78	4,52	571,43	571,43	1377,68	1152,28	3672,8
	3	3,5	3,5	4,2	5,65	16	52,08	52,08	2,8	2,8	3,78	4,52	571,43	571,43	1377,68	1152,28	3672,8
	4	3,5	3,5	4,2	5,65	16	52,08	52,08	2,8	2,8	3,78	4,52	571,43	571,43	1377,68	1152,28	3672,8

Unités: longueurs (m); moments d'inertie ($10^{-4} m^4$); $K_w, K_e, K_n, K_s, D (cm^3)$

Après avoir déterminé les caractéristiques géométriques, on calcule les moments dans les nœuds. On utilise pour cela les formules suivantes :

$$M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$$

$$M_e = M'_w \frac{K_e}{D} + M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right)$$

$$M_n = \frac{K_n}{D} (M'_e - M'_w)$$

$$M_s = \frac{K_s}{D} (M'_e - M'_w)$$

Moments sous G. Unités: q (en kg/ml) ; M (kg.m).

Niveau	Nœud	q _e	q _w	M' _e	M' _w	M _e	M _w	M _n	M _s
II	5	300	/	277	/	202	/	/	202
	6	300	300	277	277	277	277	/	/
	7	300	300	277	277	277	277	/	/
	8	300	300	277	277	277	277	/	/
I	1	4596	/	4237,5	/	3456	/	1880	1576
	2	4596	4596	4237,5	4237,5	4237,5	4237,5	/	/
	3	4596	4596	4237,5	4237,5	4237,5	4237,5	/	/
	4	4596	4596	4237,5	4237,5	4237,5	4237,5	/	/

Moments sous P.

Niveau	Nœud	q _e	q _w	M' _e	M' _w	M _e	M _w	M _n	M _s
I	1	475	/	438	/	357	/	194	163
	2	475	475	438	438	438	438	/	/
	3	475	475	438	438	438	438	/	/
	4	475	475	438	438	438	438	/	/

C-2 / Portique 2-2.

Charges par ml.

Niveau	G (t/ml)	P (t/ml)
I	3,034	0,485

Schéma du portique:

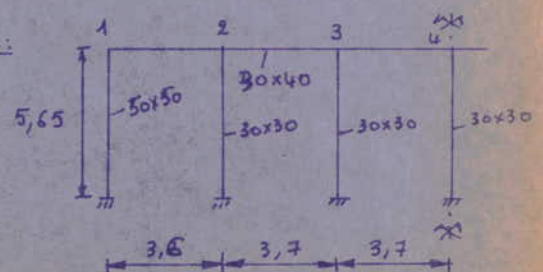


Tableau donnant les caractéristiques géométriques du portique 2.2.

Niveau	Noeud	l_w	l_c	h_m	h_s	I_w, I_e	I_m	I_s	l'_w	l'_e	h'_m	h'_s	K_w	K_e	K_m	K_s	D
I	1	1	3,6	1	5,65	16	1	52,08	1	2,84	1	4,52	1	563	1	1152	1715
	2	3,6	3,7	1	5,65	16	1	6,75	3,57	2,96	1	4,52	448	540,5	1	149	1137
	3	3,7	3,7	1	5,65	16	1	6,75	2,96	2,96	1	4,52	540	540,5	1	149	1229
	4	3,7	3,7	1	5,65	16	1	6,75	2,96	2,96	1	4,52	540	540,5	1	149	1229

Unités: longueurs (m); moments d'inertie ($10^{-4} m^4$); K_w, K_e, K_s, K_m, D (cm^3).

Moments sous G: Unités: q (kg/ml); M (kg.m)

Niveau	Noeud	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_m	M_s
I	1	3094	/	2936	/	1971	/	/	1971
	2	3094	3094	3187	4641	3877	4069	/	186
	3	3094	3094	3187	3187	3187	3187	/	/
	4	3094	3094	3187	3187	3187	3187	/	/

Moments sous P:

Niveau	Noeud	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_m	M_s
I	1	485	/	460	309	309	/	/	309
	2	485	485	500	608	608	638	/	29
	3	485	485	500	500	500	500	/	/
	4	485	485	500	500	500	500	/	/

C.3/ Portique 1'-1'

charges par ml.

Niveau	G (t/ml)
I	0,3

Schema du portique:

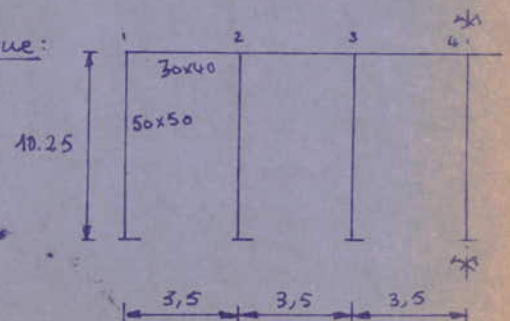


Tableau donnant les caractéristiques géométriques du portique 1-1.

Niveau	Nœud	l_w	l_e	h_n	h_s	I_w, I_e	I_n	I_s	l'_w	l'_e	h'_n	h'_s	K_w	K_e	K_n	K_s	D
I	1	/	3,5	/	10,25	16	/	52,08	/	2,8	/	8,2	/	571,43	/	635,16	1206,6
	2	3,5	3,5	/	10,25	16	/	52,08	2,975	2,8	/	8,2	537,8	571,43	/	635,16	1764,4
	3	3,5	3,5	/	10,25	16	/	52,08	2,8	2,8	/	8,2	571,43	571,43	/	635,16	1778
	4	3,5	3,5	/	10,25	16	/	52,08	2,8	2,8	/	8,2	571,43	571,43	/	635,16	635,16

Unités: Longueurs (m) ; moments d'inertie ($10^4 m^4$) ; K_w, K_e, K_s, K_n, D (cm^3)

Moments sous G: unités: q (Kg/ml) ; M (Kg.m)

Niveau	Nœud	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s
I	1	300	/	276,6	/	145,6	/	/	145,6
	2	300	300	276,6	312,2	288	288	/	/
	3	300	300	276,6	276,6	276,6	276,6	/	/
	4	300	300	276,6	276,6	276,6	276,6	/	/

II / MOMENTS SOUS L'ACTION SISMIOUE

Nous déterminerons successivement les moments dans les portiques sous les forces sismiques horizontales d'une part et sous l'action des forces sismiques verticales d'autre part.

AV MOMENTS SOUS LES FORCES HORIZONTALES

Le calcul des efforts sous les forces horizontales se fera avec la méthode de Bowman.

EXPOSE DE LA METHODE

Cette méthode consiste à chaque niveau à répartir l'effort tranchant total proportionnellement aux poteaux.

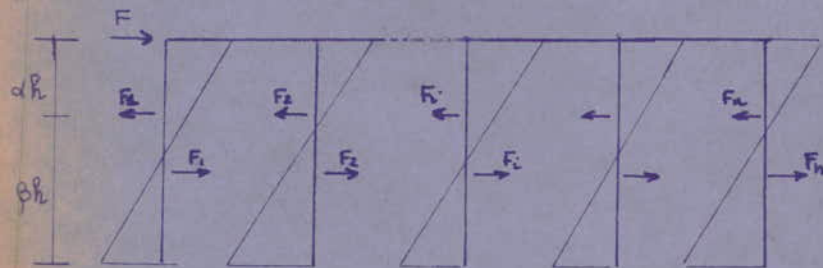
Les points d'inflexion dans les poteaux, de hauteur h , se situent :

- au dernier niveau, à $0,65h$ de la partie supérieure du poteau
- à l'avant dernier niveau, à $0,60h$ de la partie supérieure du poteau
- au niveau immédiatement au-dessous, à $0,55h$ de la partie supérieure du poteau
- à tous les autres niveaux sauf au premier, à $0,50h$.
- au premier niveau, à $0,60h$ à partir de la base du poteau.

Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les raideurs des différentes travées des poutres porteuses du plancher, parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux, sont tous supérieures au $1/5$ de la raideur du poteau le plus raide, on admet :

- que les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent entre les différents poteaux de cette file proportionnellement aux moments d'inertie des dits poteaux ; les moments d'inertie des poteaux de rive sont toutefois affectés du coefficient $0,8$
- que les poteaux des étages courants sont encastres au niveau des planchers et articulés aux hauteurs définies plus haut.

Compte tenu de ces hypothèses nous aurons :



$$F = F_1 + F_2 + \dots + F_n$$

$$\text{avec } F_1 = F \cdot \frac{0,8I_1}{0,8I_1 + I_2 + \dots + 0,8I_n}$$

$$F_2 = F \cdot \frac{I_2}{0,8I_1 + I_2 + \dots + 0,8I_n}$$

⋮

Les moments flechissants seront :

- moments en tête des poteaux :

$$M = F_i \cdot \alpha \cdot h$$

- moments à la base des poteaux :

$$M = F_i \cdot \beta \cdot h$$

Les coefficients α et β sont tels que $\alpha + \beta = 1$

Moments dans les poutres :

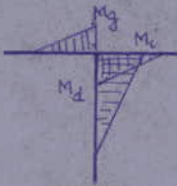
en chaque nœud le moment du poteau doit être équilibré par celui des poutres aboutissant à ce nœud.

pour un nœud de rive (d'angle)



$$M_i = M_d = F_i \alpha h.$$

pour un nœud intermédiaire du dernier niveau.



$$M_g = F_i \alpha h \cdot \frac{K_g}{K_d + K_g}$$

$$M_d = F_i \alpha h \cdot \frac{K_d}{K_d + K_g}$$

avec $K_g = \frac{I_g}{l_g}$

$$K_d = \frac{I_d}{l_d}$$

l_g : portée libre de gauche

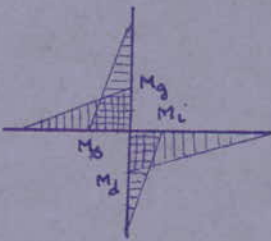
l_d : " " " droite

I_g : Inertie de la travée de gauche

I_d : Inertie de la travée de droite

h : distance entre faces supérieures de 2 planchers voisins.

pour nœud quelconque d'un niveau intermédiaire



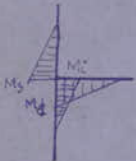
$$M_g = - (M_s + M_i) \cdot \frac{K_g}{K_d + K_g}$$

$$M_d = - (M_s + M_i) \cdot \frac{K_d}{K_d + K_g}$$

M_s : moment à la base du poteau du niveau supérieur

M_i : " " " tête du poteau du niveau inférieur

pour un nœud de rive d'un niveau intermédiaire :



$$M_d \text{ ou } M_g = - (M_s + M_i)$$

DETERMINATION DE LA FORCE SISMIQUE HORIZONTALE REVENANT A CHAQUE POTEAU.

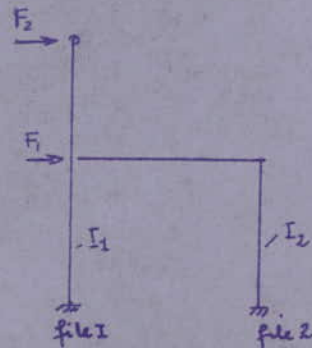
PORTIQUE TRANSVERSAL

niveau II

$$F_2 = 1941 \text{ kg}$$

niveau I

$$F_1 = 8521 \text{ kg}$$



cette force sera répartie entre les poteaux d'inerties I_1 et I_2 telles que $F_1 = F'_1 + F''_1$

- force reprise par le poteau de la file 1 :

$$F'_1 = \frac{0,8 I_1}{0,8(I_1 + I_2)} F_1 \quad \text{avec} \quad I_1 = \frac{30^4}{12} \quad \text{et} \quad I_2 = \frac{30^4}{12} \Rightarrow \text{si } I_2 = I \text{ on a } I_1 = 7,72 I$$

$$F'_1 = \frac{0,8 \cdot 7,72 I}{0,8(7,72 + 1) I} \cdot F = 0,885 \cdot 8521 = 7541$$

- force reprise par le poteau de la file 2 :

$$F''_2 = \frac{0,8 I_2}{0,8(7,72 + 1) I} \cdot F = 980 \text{ kg}$$

$$F'_1 = 7541 \text{ kg}$$

$$F''_2 = 980 \text{ kg}$$

PORTIQUE LONGITUDINAL I-I

niveau II $F_{II} = 11335 \text{ kg}$

$$F_1 = F_7 = \frac{0,8 I_1}{0,8(I_1 + I_7) + 5 I_2}$$

avec $I_1 = I_6 = \dots = I_7 = I$

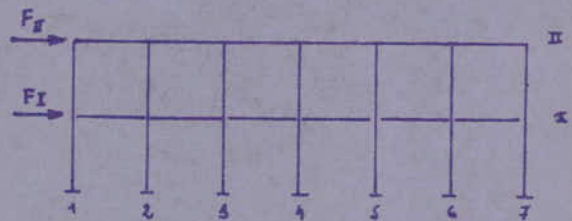
$$F_1 = F_7 = \frac{0,8 \cdot I}{(0,8 \cdot 2 + 5) I} \cdot F_{II} = 1374 \text{ kg}$$

$$F_2 = F_3 = \dots = F_6 = \frac{I}{(0,8 \cdot 2 + 5) I} \cdot F_{II} = 1717 \text{ kg}$$

niveau I : $F_I = 27789 \text{ kg}$

$$F_1 = F_7 = \frac{0,8 I}{(0,8 \cdot 2 + 5) I} \cdot F_I = 3368 \text{ kg}$$

$$F_2 = \dots = F_6 = \frac{I}{(0,8 \cdot 2 + 5) I} \cdot F_I = 4210 \text{ kg}$$



$$F_1^{II} = F_7^{II} = 1374 \text{ kg}$$

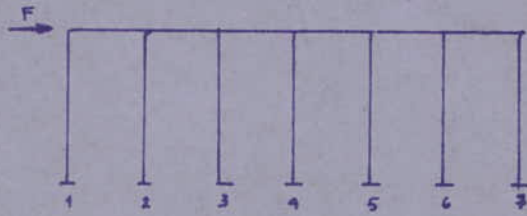
$$F_2^{II} = \dots = F_6^{II} = 1717 \text{ kg}$$

$$F_1^I = F_7^I = 3368 \text{ kg}$$

$$F_2^I = \dots = F_6^I = 4210 \text{ kg}$$

PORTIQUE LONGITUDINAL 2.2

$$F = 19334 \text{ kg}$$



$$F_1 = F_7 = \frac{0,8 I}{(0,8 \times 2 + 5) I} \cdot F = 2343,5 \text{ kg}$$

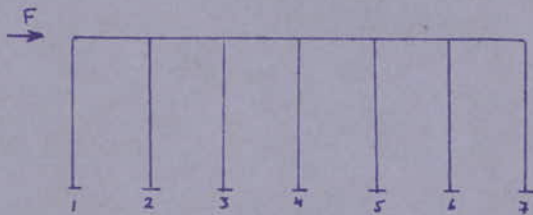
$$F_2 = F_3 = \dots = F_6 = \frac{I}{(0,8 \times 2 + 5) I} \cdot F = 2929,4 \text{ kg}$$

$$F_1 = F_7 = 2343,5 \text{ kg}$$

$$F_2 = \dots = F_6 = 2929,4 \text{ kg}$$

PORTIQUE LONGITUDINAL 1.1'

$$F = 15363 \text{ kg}$$



$$F_1 = F_7 = \frac{0,8 I}{(0,8 \times 2 + 5) I} \cdot F = 1862 \text{ kg}$$

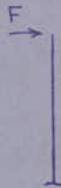
$$F_2 = \dots = F_6 = \frac{I}{(0,8 \times 2 + 5) I} \cdot F = 3228 \text{ kg}$$

$$F_1 = F_7 = 1862 \text{ kg}$$

$$F_2 = \dots = F_6 = 3228 \text{ kg}$$

POTEAU EN CONSOLE

$$F = 2510 \text{ kg}$$



DETERMINATION DES MOMENTS DUS AUX FORCES SISMQUES HORIZONTALES

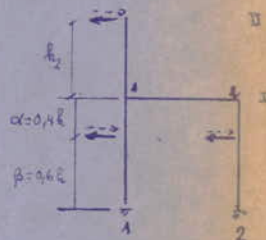
PORTIQUE TRANSVERSAL

moments dans les poteaux

La méthode de Bowman donne :

- moment en tête des poteaux : $M_i = F_i \cdot \alpha \cdot h$

- moment à la base des poteaux : $M_b = F_i \cdot \beta \cdot h$



$$h_2 = 4,60 \text{ m}$$

$$h = 5,85 \text{ m}$$

niveau II :

en tête du poteau : $M_i = 0$ (articulation).

à la base : $M_b = F \cdot h_2 = 1941 \times 4,60 = 8929 \text{ kg.m}$

niveau I

poteau 1 : en tête : $M_i = F \cdot \alpha \cdot h = 7541 \times 0,4 \times 5,85 = 17646 \text{ kg.m}$

$M_b = F \cdot \beta \cdot h = 7541 \times 0,6 \times 5,85 = 26469 \text{ kg.m}$

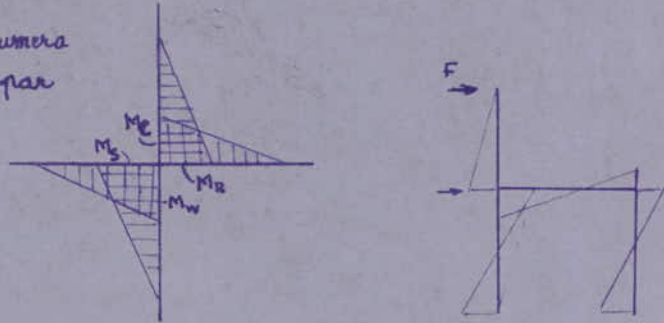
poteau 2 : $M_i = 980 \times 0,4 \times 5,85 = 2293 \text{ kg.m}$
 $M_s = 980 \times 0,6 \times 5,85 = 3440 \text{ kg.m}$

moments au noeuds de la traverse

noeud 1 : $M = -(M_s^II + M_i^I) = -(8929 + 17646) = 26575 \text{ kg.m}$

noeud 2 : $M = M_i^I = 2293 \text{ kg.m}$

en posant le schéma suivant, on résumera dans tout ce qui suit les moments obtenus par le calcul dans des tableaux.



Niveau	Noeuds	Mw	Me	Mn	Ms
II	-	-	-	-	-
I	1	-	26575	8929	17646
	2	2293	-	-	2293

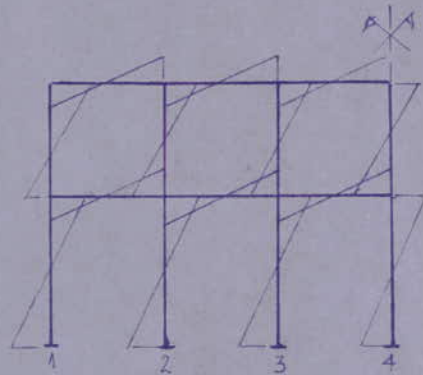
PORTIQUE LONGITUDINAL I.I

Tableau récapitulatif des efforts :

Niv	pot.1	2	3	4	5	6	7	αh	βh
II	17374	1717	1717	1717	1713	1717	1374	2,99	1,61
I	3368	4210	4210	4210	4210	4210	3368	2,34	3,51

Tableau des moments aux appuis :

Niv.	Noeuds	Mw	Me	Nn	Ms	moments à la base des poteaux
II	1 et 7	4108	4108	-	4108	
	2 à 6	2567	2567	-	5134	
I	1 et 7	10093	10093	2212	7881	11822
	2 à 6	6308	6308	2764	9851	14777



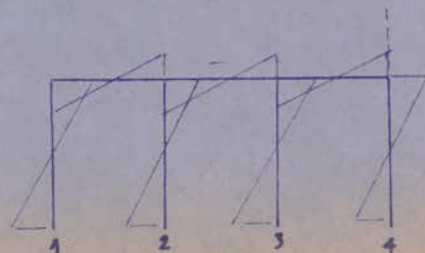
PORTIQUE LONGITUDINAL 2.2

Tableau récapitulatif des efforts :

Niv.	pot.1	2	3	4	5	6	7	αh	βh
I	2343,5	2929,4	2929,4	2929,4	2929,4	2929,4	2343,5	2,34	3,51

Tableau des moments aux appuis :

Niv	Noeuds	Mw	Me	Mn	Ms	mt à la base des pot.
I	1 et 7	5484	5484	-	5484	8226
	2 à 6	3427,5	3427,5	-	6855	10282



PORTIQUE LONGITUDINAL I.I

Tableau récapitulatif des efforts :

Niv.	Pot. 1	2	3	4	5	6	7	dh	βh
I	1862	3228	3228	3228	3228	3228	1862	6,8	3,66

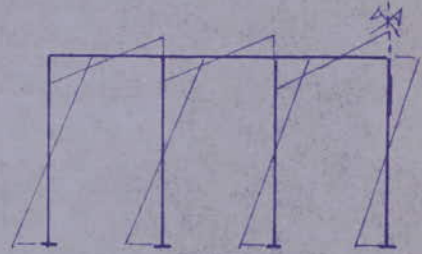


Tableau des moments aux appuis :

Niv.	Noeuds	M _w	M _e	M _N	M _s	m ^t à la base des pot.
I	1 et 7	12648	12648	-	12648	6810
	2 à 6	10963	10963	-	21926	11806

Nota: ces valeurs serviront à dimensionner le portique du fait que G et R sont négligeables.

POTEAU EN CONSOLE

$F = 2510 \text{ kg}$
 moment à la base du poteau :
 $M = F \cdot h$
 $M = 2510 \times 10,45 = 26231 \text{ Kg.m}$

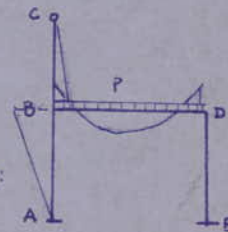


$M = 26231 \text{ Kg.m}$

3/ DETERMINATION DES MOMENTS DUS AUX FORCES SISMIQUES VERTICALES

PORTIQUE TRANSVERSAL

$F_v = 8031 \text{ kg}$ (SI_v ↓)
 $P = \frac{F_v}{l} = \frac{8031}{10} = 803 \text{ kg/ml}$



La méthode de CROSS nous donnera les moments suivants:

Noeuds	A	B		D		E	
barres	AB	BA	BE	BD	DB	DE	ED
M	-412	-2662	+1,6	-2653	-1334	-1334	+896

PORTIQUE LONGITUDINAL I.I

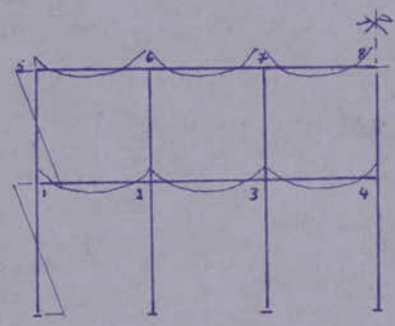
niveau II : $F_v = 12557 \text{ kg} \Rightarrow q = \frac{F_v}{l} = \frac{12557}{24} = 523 \text{ kg/ml}$

niveau I : $F_v = 23256 \text{ kg} \Rightarrow q = \frac{F_v}{l} = \frac{23256}{24} = 969 \text{ kg/ml}$

Nous déterminerons les moments par application de la méthode de Caquot exposée précédemment sans reproduire tous les calculs.

done sous $SIV \downarrow$ on a :

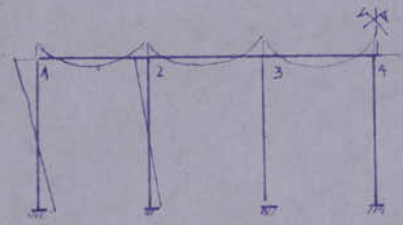
Niveau	Noeud	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s
II	5	523	-	482	-	352	-	-	352
	6	523	523	482	482	482	482	-	-
	7	523	523	482	482	482	482	-	-
	8	523	523	482	482	482	482	-	-
I	1	969	-	893	-	729	-	396	332
	2	969	969	893	893	893	893	-	-
	3	969	969	893	893	893	893	-	-
	4	969	969	893	893	893	893	-	-



PORTIQUE LONGITUDINAL 2.2

$F_v = 19278 \Rightarrow q = \frac{F_v}{l} = \frac{19278}{24} = 803 \text{ kg/ml}$

Niveau	Noeuds	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s
I	1	803	-	762	-	512	-	-	512
	2	803	803	823	1205	1007	1056	-	48
	3	803	803	823	823	823	823	-	-
	4	803	803	823	823	823	823	-	-



PORTIQUE LONGITUDINAL I'-I'

$$F_v = 15363 \text{ kg}$$

$$q = \frac{F_v}{l} = \frac{15363}{24} = 640,125 \text{ kg/ml.}$$

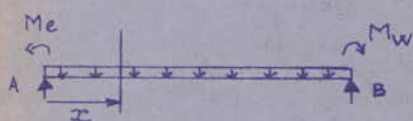
Niveau	Noeuds	q_c	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s
I	1	640	/	590	/	310,6	/	/	310,6
	2	640	640	590	666	614,5	614,5	/	/
	3	640	640	590	590	590	590	/	/
	4	640	640	590	590	590	590	/	/

EFFORTS TRANCHANTS

Introduction:

Charges Verticales:

Conformément à l'annexe A13 du CCBA68, les efforts tranchants sont calculés en considérant la travée indépendante et en faisant état des moments de continuité et de la charge qui lui est appliquée.



$$\sum M_B = 0 = R_A \times l - Me + Mw - q \frac{l^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{Me - Mw}{l} + q \frac{l}{2}$$

L'équation de l'effort tranchant sera alors:

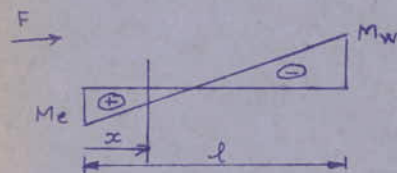
$$T = R_A - qx = \frac{q l}{2} + \frac{Me - Mw}{l} - qx = T(x).$$

Charges Horizontales:

Les efforts tranchants dans les traverses seront calculés à partir des moments aux nœuds.

Pour cela, on considère la travée indépendante avec les moments développés en ses nœuds, puis on détermine l'équation du moment.

méthode de calcul:



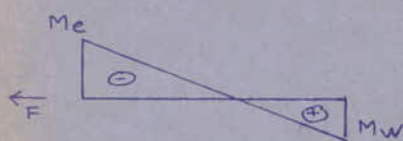
L'équation du moment est:

$$M(x) = \alpha x + \beta$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x=0; & M(0) = Me = \beta \\ x=l; & M(l) = \alpha \cdot l + Me = -Mw \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{-(Me + Mw)}{l}$$

$$\Rightarrow M(x) = -\frac{Me + Mw}{l} x + Me$$

$$\Rightarrow T = \frac{dM}{dx} = -\frac{Me + Mw}{l}$$



En procédant d'une manière analogue, on obtient:

$$T = \frac{Me + Mw}{l}$$

I/ Portique transversal (partie avec annexe).

a/ Charges Verticales:

Sollicitat	q (kg/ml)	Me (kg.m)	Mw (kg.m)	T _{x=0} (kg)	T _{x=l} (kg)
G	2900	4835	9618	+14978	-14022
P	400	667	+1327	+2066	-1934
SI _y ↓ ↑	803	1334	2653	±4147	±3883

b/ Charges Horizontales:

Sollicitat	l	Me	Mw	T
\vec{T}	4.10	2795	13443	-1624
C^{max}	10	1083	9187	+1027
C^{min}	10	257	2179	+244
\vec{V}	10	1145	7516	-866
\overleftarrow{V}	10	1572	10465	+1204
\vec{SI}_H	10	2293	26575	-2887

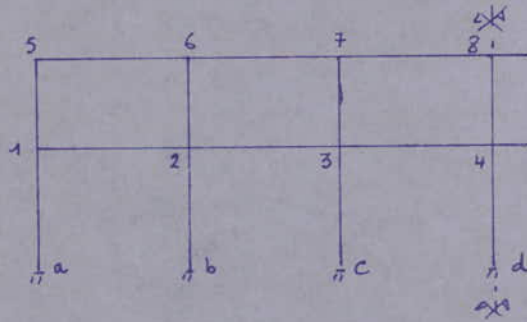
II Portiques Longitudinaux:

A/ Portique 1-1.

a/ Charges Verticales:

Niveau	Travée	q	Me	Mw	$T_{x=0}$	$T_{x=l}$	Niveau	Travée	q	Me	Mw	$T_{x=0}$	$T_{x=l}$		
G	I	1-2	4596	4237	3456	+9387	-8997	I	1-2	969	893	728	+1979	-1897	
		2-3	4596	4237	4237	+9192	-9192		2-3	969	893	893	+1938	-1938	
		3-4	4596	4237	4237	+9192	-9192		3-4	969	893	893	+1938	-1938	
	II	5-6	300	277	202	+619	-581		II	5-6	523	482	352	+1078	-1074
		6-7	300	277	277	+600	-600			6-7	523	482	482	+1046	-1046
		7-8	300	277	277	+600	-600			7-8	523	482	482	+1046	-1046

Niv	Trav	q	Me	Mw	$T_{x=0}$	$T_{x=l}$	
P	I	1-2	475	438	357	+970	-930
		2-3	475	438	438	+950	-950
		3-4	475	438	438	+950	-950



b/ Charges Horizontales:

Niv	Trav	l	Me	Mw	T
I	1-2	4	6308	10093	-1850
	2-3	4	6308	6308	-3154
	3-4	4	6308	6308	-3154
II	5-6	4	2567	4108	-1669
	6-7	4	2567	2567	-1283
	7-8	4	2567	2567	-1283

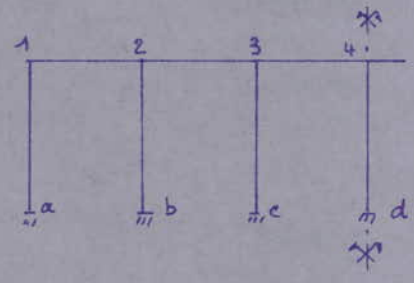
B/ Portique 2-2.

a/ Charges Verticales:

G	Trav	q	Me	Mw	T _{x=0}	T _{x=l}	P	Trav	q	Me	Mw	T _{x=0}	T _{x=l}	↓ ST _y	Trav	q	Me	Mw	T _{x=0}	T _{x=l}
	1-2	3094	4069	1971	6712	-5664		1-2	485	632	309	-1051	-889		1-2	803	1056	512	-1742	-1470
	2-3	3094	3187	3877	6015	-6361		2-3	485	500	608	943	-997		2-3	803	823	1007	-1560	-1652
	3-4	3094	3187	3187	6188	-6188		3-4	485	500	500	970	-970		3-4	803	823	823	1606	-1606

b/ Charges Horizontales:

ST _H	Trav	l	Me	Mw	T
	1-2	4	3427	5487	±2228
	2-3	4	3427	3427	±1713
	3-4	4	3427	3427	±1713



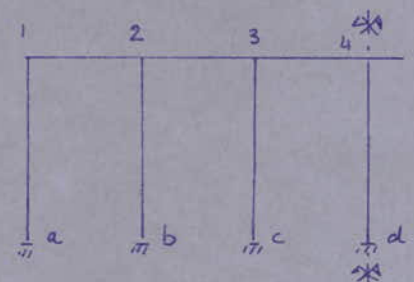
C/ Portique 1'-1'

a/ Charges Verticales:

G	Trav	q	Me	Mw	T _{x=0}	T _{x=l}	↓ ST _y	Trav	q	Me	Mw	T _{x=0}	T _{x=l}
	1-2	300	146	288	5645	-6355		1-2	640	400	615	1280	-1334
	2-3	300	288	277	603	-597		2-3	640	615	590	1286	-1274
	3-4	300	277	277	600	-600		3-4	640	590	590	1280	-1280

b/ Charges Horizontales:

ST _H	Trav	l	Me	Mw	T
	1-2	4	10963	12648	±5903
	2-3	4	10963	10963	±5482
	3-4	4	10963	10963	±5482



SUPERPOPOSITION DES EFFORTS

SUPERPOSITION DES EFFORTS

Introduction:

- En appelant:
- (G) la sollicitation due à la charge permanente.
 - (S) la sollicitation due aux surcharges d'exploitation, y compris leurs majorations éventuelles pour effet dynamique.
 - (V) la sollicitation due aux surcharges climatiques normales.
 - (W) la sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes.
 - (T) la sollicitation due aux effets de température et de retrait.
 - (SI) la sollicitation due aux séismes.

On prend en compte les sollicitations totales pondérées suivantes:

Sollicitations totales pondérées du 1^{er} Genre:

$$S_1 = (G) + 1,2(S) + (T).$$

$$S_i = (G) + (S) + (V).$$

Sollicitations totales pondérées du 2^{ème} Genre:

$$S_2 = (G) + 1,5(S) + 1,5(V) + (T)$$

$$S'_2 = (G) + (S) + \gamma_w(W) + (T)$$

$$S''_2 = (G) + (S) + (T) + (SI).$$

Dans notre cas, la sollicitation due aux effets de la température et de retrait n'est pas à prendre en compte car il ya des joints de dilatation prévus dans le bâtiment.

Dans les sollicitations du 1^{er} Genre seront: $(G) + 1,2(S)$
 $(G) + (S) + (V).$

Pour la sollicitation du Second Genre, on retiendra: $(G) + (S) + (SI)$, car l'effet du séisme est prépondérant.

Les sollicitations résultantes à prendre en compte sont les suivantes: (Art 3,103 PS69)

- a) Les charges permanentes et éventuellement les surcharges fixes solidaires de la construction.
- b) Le cas échéant, l'excédent sur 35 daN/m² de la surcharge normale de neige.
- c) Pour les ateliers:
 - la totalité des charges et surcharges dues aux engins et machines, mobiles ou non, (à l'exception des charges suspendues au crochet des engins de levage).
 - La moitié des autres surcharges d'utilisation.
- d) Les sollicitations d'origines sismiques.
- e) La sollicitation due à la partie des surcharges considérée comme ne donnant pas d'effet sismique aux termes de l'article 3,101. (charges suspendues).

Dans notre cas, on considèrera: $SP_2 = G + S + SI.$

avec: $S = T + R_p + \begin{cases} P \\ \text{ou} \\ N \end{cases}$

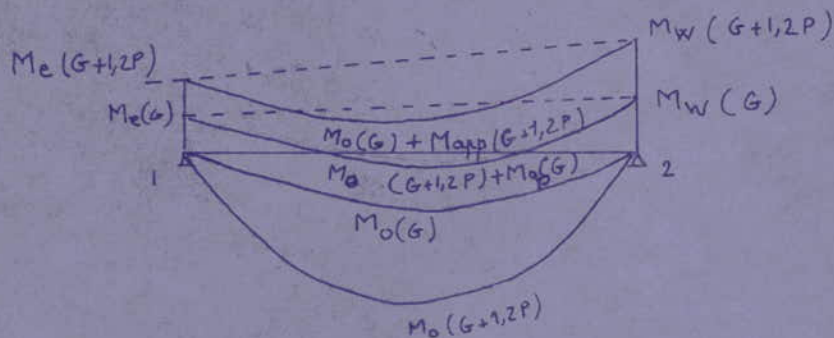
- avec:
- T = Freinage transversal.
 - R_p = surcharge due au pont roulant.
 - P = surcharge d'exploitation
 - N = excédent sur 35 daN/m² de neige normale.

Moments en travée (art. A12. CCBA 68).

Pour déterminer les moments en travée, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée l avec les charges permanentes puis avec les charges permanentes et les surcharges. Puis on prend comme ligne de fermeture:

- Pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appuis minimaux en valeur absolue.
- Pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appuis maximaux en valeur absolue.

Exemple:



On veut calculer le moment en travée sous $G+1,2P$.

On calcule le moment isostatique M_0 sous $(G+1,2P)$, le moment en travée sera:

$$M_t = M_0(G+1,2P) - \frac{M_e(G) + M_w(G)}{2}$$

Le moment en appui sera:

$$M_{app} = M(G) + M(1,2P)$$

Le calcul des moments en travée sera fait sous forme de tableaux pour le portique transversal et les portiques longitudinaux.

MOMENTS EN TRAVÉE

Moments en travée - Portique transversal -

Me+Mw (kg.m)	G+1,2P			G+P/2			G+P+SIv ↓		
	q kg/ml	Mo kg.m	Me kg.m	q kg/ml	Mo kg.m	Me kg.m	q kg/ml	Mo kg.m	Me kg.m
7226,5	3380	42250	35023,5	3100	38750	31523	4103	48787	41560

Moments en travées - Portique Longitudinal 1.1.

Niveau	travée	Me+Mw 2	G+1,2P			G+P/2			G+P+SIv ↓		
			q	Mo	Me	q	Mo	Me	q	Mo	Me
I	1-2	3847	5166	10332	6485	4833,5	9667	5820	6040	11605	7758
	2-3	4237			6095			5430			7368
	3-4	4237			6095			5430			7368
II	5-6	240	300	600	360	300	600	360	823	1646	1406
	6-7	277			323			323			1369
	7-8	277			323			323			1369

Moments en travées - Portique Longitudinal 2.2 -

Niv	trav	Me+Mw 2	G+1,2P			G+P/2			G+P+SIv ↓		
			q	Mo	Me	q	Mo	Me	q	Mo	Me
I	1-2	3020	3676	7352	4332	3356,5	6673	3653	4382	8764	6744
	2-3	3532			3820			3141			5232
	3-4	3187			4165			3487			5577

Moments en travée - Portique Longitudinal 1'-1'-

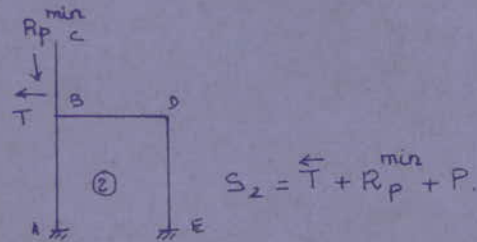
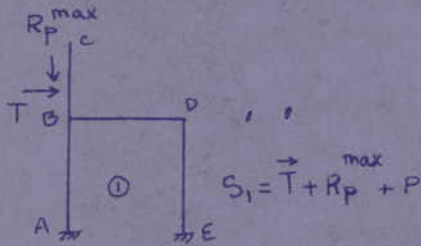
Niv	trav	Me+Mw 2	G+1,2P			G+P/2			G+P+SIv ↓		
			q	Mo	Me	q	Mo	Me	q	Mo	Me
I	1-2	217	300	600	383	300	600	383	940	1880	1663
	2-3	283			317			317			1583
	3-4	277			323			323			1603

MOMENTS SUR APPUIS

Sous SP_1 : $\begin{cases} \textcircled{1} G + 1,2S \\ \textcircled{2} G + S + \vec{V} \end{cases}$

Sous SP_2 : $\begin{cases} \textcircled{1} G + S + \vec{SI}_H \\ \textcircled{2} G + S + SI_V \uparrow \end{cases}$

Pour le portique transversal: $S = \vec{T} + R_p + P$ (ou N)
 On considerera successivement deux cas pour S:



Pour les portiques Longitudinaux: $S = P$ (ou N) + R_p .

Portique transversal:

Sollicitation du 1^{er} Genre: Unités: Kg.m.

	G	P	T $\begin{matrix} \rightarrow \\ \leftarrow \end{matrix}$	R_p^{max}	R_p^{min}	\vec{V}	\vec{V}	S_1	S_2	G+1,2S		G+S+ \vec{V}		G+S+ \vec{V}	
										S_1	S_2	S_1	S_2	S_1	S_2
BD	-9618	± 1327	± 13447	-9187	-2179	-10465	+7516	+2929	-16949	-6703	-29957	+827	-19051	-6725	-37032
DB	-4835	-667	∓ 2795	+1083	+257	+1572	-1145	-2379	+2385	-7690	-1973	-7639	-3595	-8359	-878

Sollicitation 2^e Genre:

	$SI_H \rightleftarrows$	$SI_V \downarrow \uparrow$	S_1	S_2	G+S+ $SI_H \rightleftarrows$		G+S+ $SI_H \rightleftarrows$		G+S+ $SI_V \uparrow \downarrow$		G+S+ $SI_V \downarrow \uparrow$	
					S_1	S_2	S_1	S_2	S_1	S_2	S_1	S_2
BD	± 26575	∓ 2653	+2929	-16949	+20549	+671	-32600	-52478	-4036	-23914	-9342	-29220
DB	∓ 2293	∓ 1334	-2379	+2385	-9174	-4410	-4588	+176	-5547	-783	-8215	-3451

Portique Longitudinal 1.1.

Niv	TRAV	G		P		$SI_V \downarrow$		$SI_H \rightleftarrows$		G+1,2P		$G+P/2 + SI_H \rightleftarrows$		$G+P/2 + SI_H \leftleftarrows$		G+P+ $SI_V \downarrow$	
		Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me
I	1-2	-3456	-4237	-357	-438	-728	-893	± 10093	∓ 6308	-3884	-4763	+6548	-10764	-13727	+1849	-4362	-5349
	2-3	-4237	-4237	-438	-438	-893	-893	± 6308	∓ 6308	-4763	-4763	+1852	-10764	-18334	+1849	-5349	-5349
	3-4	-4237	-4237	-438	-438	-893	-893	± 6308	∓ 6308	-4763	-4763	+1852	-10764	-18334	+1849	-5349	-5349
II	5-6	-262	-277	/	/	-352	-482	± 4108	∓ 2567	-262	-277	+3906	-2844	-4310	+2290	-554	-759
	6-7	-277	-277	/	/	-482	-482	± 2567	∓ 2567	-277	-277	+2290	-2844	-2844	+2290	-759	-759
	7-8	-277	-277	/	/	-482	-482	± 2567	∓ 2567	-277	-277	+2290	-2844	-2844	+2290	-759	-759

Portique Longitudinal 2-2.

Niv	TRAVÉE	G		P		SI _v ↓		SI _H ↗		G+1,2P		G+P/2+SI _H →		G+P/2+SI _H ←		G+P+SI _v ↓	
		M _w	Me	M _w	Me	M _w	Me	M _w	Me	M _w	Me	M _w	Me	M _w	Me	M _w	Me
I	1-2	-1971	-4069	-309	-638	-512	-1056	±5484	∓3427	-2342	-4835	+3358	-7815	-7610	-960	-2792	-5763
	2-3	-3877	-3187	-608	-500	-1007	-823	±3427	∓3427	-4607	-3787	-754	-6864	-7608	-9	-5492	-4510
	3-4	-3187	-3187	-500	-500	-823	-823	±3427	∓3427	-3787	-3787	-9	-6864	-6864	-9	-4510	-4510

Portique Longitudinal 1'-1'.

Niv	TRAV	G		SI _v ↓		SI _H ↗		G+P/2+SI _H →		G+P/2+SI _H ←		G+P+SI _v ↓	
		M _w	Me	M _w	Me	M _w	Me	M _w	Me	M _w	Me	M _w	Me
I	1-2	-146	-288	-311	-614	±12648	∓10963	+12502	-11251	-12794	+10675	-457	-902
	2-3	-288	-277	-614	-590	+10963	∓10963	+10675	-11240	-11251	+10686	-902	-867
	3-4	-277	-277	-590	-590	±10963	∓10963	+10686	-11240	-11240	+10686	-867	-867

EFFORTS TRANCHANTS

Portique transversal:

Sous SP₁:

Unité: Kg.

	G	S ₁	S ₂	→ Y	← Y	G+1,2S		G+S+V		G+S+V	
						S ₁	S ₂	S ₁	S ₂	S ₁	S ₂
x=0	14978	+1469	+3934	-866	+1204	+16741	+16999	+15581	+18046	+17651	+20116
x=l	-14022	-2531	-66	-866	+1204	-17059	-14101	-17419	-14954	-15349	-12884

Sous SP₂:

	SI _H ↗	SI _v ↓↑	G+S+SI _H →		G+S+SI _H ←		G+S+SI _v ↓		G+S+SI _v ↑	
			S ₁	S ₂	S ₁	S ₂	S ₁	S ₂	S ₁	S ₂
x=0	∓3887	±4147	+13560	+16025	+19334	+21799	+20594	+23059	+12300	+14765
x=l	∓2887	∓3883	-19440	-16975	-13666	-11201	-20436	-17971	-12670	-10205

Portique Longitudinal 1-1.

NIV	TRAV		G	P	SI _V ↓	SI _H ↔	G+1,2P	G+P/2+SI _H ↔	G+P/2+SI _H ↔	G+P+SI _V ↓	G+P+SI _V ↑
I	1-2	x=0	+9387	+970	±1979	∓1850	+10551	+8022	+11722	+12336	+8378
		x=l	-8997	-930	∓1897	∓1850	-10113	-11312	-7612	-11824	-8030
	2-3	x=0	+9192	+950	±1938	∓3154	+10332	+6513	+12821	+12080	+8204
		x=l	-9192	-950	∓1938	∓3154	-10332	-12821	-6513	-12080	-8204
	3-4	x=0	+9192	+950	±1938	∓3154	+10332	+6513	+12821	+12080	+8204
		x=l	-9192	-950	∓1938	∓3154	-10332	-12821	-6513	-12080	-8204
II	5-6	x=0	+619	/	±1078	∓1669	+619	-1050	+2288	+1697	-459
		x=l	-581	/	∓1014	∓1669	-581	-2250	+1088	-1595	+433
	6-7	x=0	+600	/	±1046	∓1283	+600	-683	+1883	+1646	-446
		x=l	-600	/	∓1046	∓1283	-600	-1883	+683	-1646	+446
	7-8	x=0	+600	/	±1046	∓1283	+600	-683	+1883	+1646	-446
		x=l	-600	/	∓1046	∓1283	-600	-1883	+683	-1646	+446

Portique Longitudinal 2-2.

NIV	TRAV		G	P	SI _V ↓	SI _H ↔	G+1,2P	G+P/2+SI _H ↔	G+P/2+SI _H ↔	G+P+SI _V ↓	G+P+SI _V ↑
I	1-2	x=0	+6712	+1051	±1742	∓2228	+7973	+5009	+9522	+9505	+6021
		x=l	-5664	-889	∓1470	∓2228	-6730	-8336	-3880	-8023	-5083
	2-3	x=0	+6015	+943	±1660	∓1713	+7147	+4773	+8199	+8518	+5198
		x=l	-6361	-997	∓1652	∓1713	-7557	-8572	-5146	-9010	-5706
	3-4	x=0	+6188	+970	±1606	∓1713	+7352	+4960	+8386	+8764	+5552
		x=l	-6188	-970	∓1606	∓1713	+7352	-8386	-4960	-8764	-5552

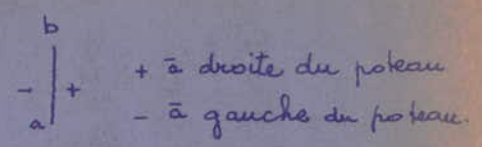
Portique Longitudinal 1'-1'.

NIV	TRAV		G	SI _V ↓	SI _H ↔	G+SI _H ↔	G+SI _H ↔	G+SI _V ↓	G+SI _V ↑
I	1-2	x=0	+564,5	±1280	∓590,3	-538,5	+6467,5	+1844,5	-715,5
		x=l	-635,5	∓1334	∓590,3	-6538,5	+5267,5	-1969,5	+698,5
	2-3	x=0	+603	±1286	∓548,2	-4879	+6085	+1889	-683
		x=l	-597	∓1274	∓548,2	-6069	+4885	-1871	+677
	3-4	x=0	+600	±1280	∓548,2	-4882	+6082	+1880	-680
		x=l	-600	∓1280	∓548,2	-6082	+4882	-1880	+680

Moments dans Les Poutres - Portiques Longitudinaux -

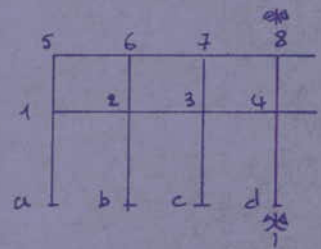
Portique Longitudinal 1-1.

Convention de signe:



Niv	Pot	G		P		SI _V ↓ ↑		SI _H ← →		G+1,2P		G+P/2+SI _H →		G+P/2+SI _H ←		G+P+SI _V ↓		G+P+SI _V ↑	
		M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n
I	a-1	+1576	-1576	+163	-163	±332	∓332	∓11822	±7881	+1772	-1772	-10165	-13480	+13480	-9543	+2071	-2071	+1407	-1407
	b-2	/	/	/	/	/	/	∓14777	±9851	/	/	∓14777	±9851	+14777	∓9851	/	/	/	/
	c-3	/	/	/	/	/	/	∓14777	±9851	/	/	∓14777	±9851	+14777	∓9851	/	/	/	/
	d-4	/	/	/	/	/	/	∓14777	±9851	/	/	∓14777	±9851	+14777	∓9851	/	/	/	/
II	1-5	+1880	-202	+194	/	±396	∓352	∓2812	±4108	+2113	-202	-235	+3906	+4189	-4310	+2470	-756	+1678	-52
	2-6	/	/	/	/	/	/	∓2764	±5134	/	/	∓2764	±5134	+2764	∓5134	/	/	/	/
	3-7	/	/	/	/	/	/	∓2764	±5134	/	/	∓2764	±5134	+2764	∓5134	/	/	/	/
	4-8	/	/	/	/	/	/	∓2764	±5134	/	/	∓2764	±5134	+2764	∓5134	/	/	/	/

Schéma du portique 1-1:



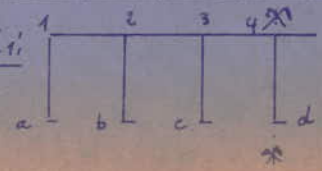
Portique Longitudinal 2-2.

Niv	Pot	G		P		SI _V ↓ ↑		SI _H ← →		G+1,2P		G+P/2+SI _H →		G+P/2+SI _H ←		G+P+SI _V ↓		G+P+SI _V ↑	
		M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n
I	a-1	+1971	-1971	+309	-309	±512	∓512	∓8226	±5484	+2342	-2342	+6100	-3358	+10351	-7609	+2792	-2792	+1768	-1768
	b-2	+186	-186	+29	-29	±48	∓48	∓10282	±6855	+221	-221	+10081	-6454	+10482	-7055	+263	-263	+167	-167
	c-3	/	/	/	/	/	/	∓10282	±6855	/	/	∓10282	±6855	+10282	∓6855	/	/	/	/
	d-4	/	/	/	/	/	/	∓10282	±6855	/	/	∓10282	±6855	+10282	∓6855	/	/	/	/

Portique Longitudinal 1'-1'.

Niv	Pot	G		P		SI _V ↓ ↑		SI _H ← →		G+1,2P		G+P/2+SI _H →		G+P/2+SI _H ←		G+P+SI _V ↓		G+P+SI _V ↑	
		M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n
I	a-1	+145,6	-145,6	/	/	±310,6	∓310,6	∓6810	±2648	+145,6	-145,6	+6664,4	-12502,8	+6355,6	-12794	+456,2	-456,2	+165	-165
	b-2	/	/	/	/	/	/	∓11806	±21926	/	/	∓11806	±21926	+11806	∓21926	/	/	/	/
	c-3	/	/	/	/	/	/	∓11806	±21926	/	/	∓11806	±21926	+11806	∓21926	/	/	/	/
	d-4	/	/	/	/	/	/	∓11806	±21926	/	/	∓11806	±21926	+11806	∓21926	/	/	/	/

Schéma des portiques 2-2 et 1'-1'.



EFFORTS NORMAUX

Les efforts normaux dans les poteaux sont obtenus à partir des charges verticales ainsi que des efforts tranchants aux appuis des poutres.

Portique transversal (partie avec annexe).

Sous SP_1 : Unité: kg

File	Pot	Ferme poteau	G	S ₁	S ₂	R _P ^{min}	R _P ^{max}	→ V	← V	G+1,2 S		G+S+V		G+S+V		
										S ₁	S ₂	S ₁	S ₂	S ₁	S ₂	
1	BC	+5487	/	+2035	+2035	+4880	+21690	-3050	-3050	N	33957	12809	26162	9352	26162	9352
	A-B	+3656	+14978	+1469	+3934	/	/	-866	+1204	N	20397	+23355	+19237	+21702	+21307	+23772
2	ED	+1316	+14022	+2531	+66	/	/	+866	-1204	N _c	54354	+36164	+45399	+31054	+47469	+33124
										N	+18375	+15417	+18735	+16270	+16665	+14200
										N _c	+18375	+15417	+18735	+16270	+16665	+14200

Sous SP_2 :

File	Pot	SI _H [→]	SI _V [↓]	G+S+SI _H [→]		G+S+SI _H [←]		G+S+SI _V [↓]		G+S+SI _V [↑]		
				S ₁	S ₂	S ₁	S ₂	S ₁	S ₂	S ₁	S ₂	
1	B-C	/	/	N	+29212	+12402	+29212	+12402	+29212	+12402	+29212	+12402
	A-B	+2887	+4147	N	+17216	+16681	+22990	+25455	+24250	+26715	+15956	+18421
				N _c	+46428	+29083	+52202	+37857	+53462	+39117	+45168	+30823
2	ED	+2887	+3883	N	+20756	+18291	+14982	+12517	+21752	+19287	+13986	+11521

Portique Longitudinal 1.1.

File	Pot	Ferme poteau	G	P(N)	R _P ^{max}	SI _V [↓]	SI _H [↔]	G+1,2 P		G+P/2+SI _H [→]		G+P/2+SI _H [←]		G+P+SI _V [↓]		G+P+SI _V [↑]	
								N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum
1	5-1	+5487	+619	+2035	+21690	+1078	-1869	30238	30238	26744	26744	30482	30482	30909	30909	28753	28753
	1-a	+3656	+9387	+970	/	+1979	-1850	14207	44445	11678	38422	15378	45860	15932	46901	12034	40787
2	6-2	+5487	+1181	+2035	+21690	+2060	-386	30800	30800	28989	28989	29761	29761	32453	32453	28333	28333
	2-b	+3656	+10183	+1880	/	+3835	-1304	24101	54901	21481	50470	24089	53850	27560	60013	19890	48223
3	7-3	+5487	+1200	+2035	+21690	+2092	/	30819	30819	29394	29394	29394	29394	32504	32504	28320	28320
	3-C	+3656	+18384	+1900	/	+3876	/	24310	55139	22990	52384	22990	52384	27816	60320	20044	48384
4	8-4	+5487	+1200	+2035	+21690	+2092	/	30819	30819	29394	29394	29394	29394	32504	32504	28320	28320
	4-d	+3656	+18384	+1900	/	+3876	/	24320	55139	22990	52384	22990	52384	27816	60320	20064	48384

Portique Longitudinal 2-2.

File	Pot	poids poteau	G	P	$S_{I_y} \downarrow \uparrow$	$S_{I_H} \overset{z}{\rightarrow}$	$G+1,2P$	$G+P/2+S_{I_H}^{\leftarrow}$	$G+P/2+S_{I_H}^{\rightarrow}$	$G+P+S_{I_y} \downarrow$	$G+P+S_{I_y} \uparrow$
1	1-a	+3656	+6712	+1051	± 1749	∓ 2228	+11629	+13121	+8665	+13161	+9677
2	2-b	+1316	+11679	+1832	± 3030	∓ 715	+15193	+14626	+13196	+17857	+11797
3	3-c	+1316	+12549	+1967	± 3258	/	+16225	+14848	+14848	+19090	+12574
4	4-d	+1316	+12376	+1940	± 3242	/	+16020	+14662	+14662	+18844	+12420

Portique Longitudinal 1'-1'.

Poteau	Ferme Poteau	R_p^{\max}	N_n	$S_{I_y} \downarrow \uparrow$	$S_{I_H} \overset{z}{\rightarrow}$	$G+1,2P$	$G+P/2+S_{I_H}^{\leftarrow}$	$G+P/2+S_{I_H}^{\rightarrow}$	$G+P+S_{I_y} \downarrow$	$G+P+S_{I_y} \uparrow$
1-a	9131	+21690	+2035		∓ 5903	+35000	+37741	+25935		
2-b	9131	+21690	+2035		∓ 5903	+35000	+37741	+25935		
3-c	9131	+21690	+2035		∓ 5482	+35000	+37320	+26357		
4-d	9131	+21690	+2035		∓ 5482	+35000	+37320	+26357		

Poteau en console (sens transversal, partie sans annexe).

Ferme Poteau	R_p^{\max}	R_p^{\min}	N_n	N^{\max}	N^{\min}
9131	21690	4880	2035	32756	15946

avec $N = \text{ferme} + \text{pot} + R_p + N_n$

kg →

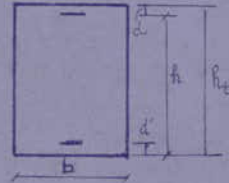
FERRAILLAGE DES POUTRES
ET POTEAUX

FERRAILLAGE DES POUTRES

PORTIQUE TRANSVERSAL

Le portique transversal comporte une seule poutre de 10 m de portée (entre axes des poteaux)

Caractéristiques géométriques de la poutre :



$$\begin{aligned} h_t &= 80 \text{ cm} \\ h &= 76 \text{ cm} \\ d = d_t &= 4 \text{ cm} \\ b &= 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

Les moments maximaux en travée et aux appuis sont :

$$\begin{array}{c} \text{sous } SP_1 \\ \hline \begin{array}{ccc} 37032 & (2) & 8359 \\ \triangleleft & & \triangleleft \\ (1) & & (3) \\ & 35023 & \end{array} \end{array}$$

Les moments sont donnés en Kg.m

$$\begin{array}{c} \text{sous } SP_2 \\ \hline \begin{array}{ccc} 52478 & (2) & 9174 \\ \triangleleft & & \triangleleft \\ (4) & & (3) \\ & 41560 & \end{array} \end{array}$$

Détermination des armatures longitudinales :

Section (1) :

$$\bullet \text{ sous } SP_1 \quad (G + S_2 + V) \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \quad M = 37032 \text{ kg.m.}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 3703200}{2800 \times 30 \times 76^2} = 0,1115 \quad \Rightarrow \quad k = 23, \quad \epsilon = 0,8684$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{23} = 122 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$\text{d'où } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{3703200}{2800 \times 0,8684 \times 76} = 19,8 \text{ cm}^2 \quad \underline{A = 19,8 \text{ cm}^2}$$

$$\bullet \text{ sous } SP_2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 206,5 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \quad M = 52478 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 5247800}{4200 \times 30 \times 76^2} = 0,1053 \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 23,9 \\ \epsilon = 0,8715 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{4200}{23,9} = 175,73 < \bar{\sigma}'_b = 206,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{donc armatures comprimées non nécessaires.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{5247800}{4200 \times 0,8715 \times 76} = 18,61 \quad \underline{A = 18,61 \text{ cm}^2}$$

Section (2)

$$\text{sous } SP_1 \quad : \quad M = 35023 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 3502300}{2800 \times 30 \times 76^2} = 0,1056 \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} K = 23,9 \\ \epsilon = 0,8715 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{23,9} = 117,15 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{3502300}{2800 \times 0,8715 \times 77} = 18,63 \text{ cm}^2 \quad \underline{A = 18,63 \text{ cm}^2}$$

Sous SR_2 : $M = 41560 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 41560000}{4200 \times 30 \times 77^2} = 0,0834 \Rightarrow K = 27,8$$

$$\epsilon = 0,8832$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{4200}{27,8} = 151 < 206,5 \quad \text{pas d'armatures comprimées.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{41560000}{4200 \times 0,8832 \times 77} = 14,55 \text{ cm}^2 \quad \underline{A = 14,55 \text{ cm}^2}$$

Section (3):

la section d'armature sera calculé uniquement sous SR_1 , car les moments sont sensiblement les mêmes.

$$M = 8359 \text{ kg.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 8359000}{2800 \times 30 \times 77^2} = 0,0251 \Rightarrow K = 57,5$$

$$\epsilon = 0,9310$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{57,5} < \bar{\sigma}'_b \quad \text{pas d'armatures comprimée.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{8359000}{2800 \times 0,931 \times 77} = 4,16 \text{ cm}^2 \quad \underline{A = 4,16 \text{ cm}^2}$$

en résumé on a :

$$\begin{array}{ccc} (4T20+4T16) & & (2T20+2T16) \\ 19,8 \text{ cm}^2 & & 4,16 \text{ cm}^2 \\ \hline & 18,63 \text{ cm}^2 & \\ & (4T20+4T16 = 20,6) & \end{array}$$

VERIFICATIONS

- Condition de flèche : (art. 61. CCBA 68)

- on doit vérifier :

$$\frac{A}{b_0 h} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}}$$

$$\frac{19,8}{30 \times 77} = 0,0085$$

$$\frac{43}{4200} = 0,01$$

} donc condition vérifiée.

- Condition de non entraînement : (art. 29,1 CCBA 68)

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } \psi_d = 1,5 \quad (\text{acier au haute adhérence})$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_d = 3 \bar{\sigma}_b = 3 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

on doit vérifier que :

$$\tau_d = \frac{T}{n p s} < \bar{\tau}_d \quad \text{- avec } p = \pi \phi$$

T: effort tranchant max.

à l'appui 1 :

$$T = 20116$$

$$n = 8 \text{ barres}$$

$$\phi = 2 \text{ cm}$$

$$z = \frac{7}{8} \times 77 = 67,3$$

$$\frac{T}{n \pi \phi^3} = \frac{20116}{8 \times \pi \times 67,3} = 5,94 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$$

à l'appui 2 :

$$T = 17419$$

$$n = 4 \text{ barres}$$

$$\phi = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{T}{n \pi \phi^3} = \frac{17419}{4 \times \pi \times 2 \times 67,3} = 10,3 < \bar{\sigma}_d$$

Conditions aux appuis :

- Longueur de l'appui

on doit avoir $c > \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_b}$

à l'appui 1 : $c_0 = \frac{2 \times 20116}{30 \times 68,8} = 19,49 \text{ cm} < c = 50 \text{ cm}$ (largeur du poteau)

à l'appui 2 : $c_0 = \frac{2 \times 17419}{30 \times 68,8} = 16,87 < c = 30 \text{ cm}$

- Armatures inférieures :

Aux appuis, les armatures

la condition suivante :

inférieures doivent satisfaire à

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$$

M étant le moment de flexion pris avec son signe.

appui 1 :

nous obtenons un moment positif sous $G + S_2 + \vec{S}_H$

$$M = 20549 \text{ kg.m}$$

$$T = 13560 \text{ kg}$$

La section d'armatures comprimées choisie est $A = 4 \text{ HA20} = 12,56 \text{ cm}^2$

$$T + \frac{M}{z} = 13560 + \frac{2054900}{\frac{7}{8} \times 77} = 44059 \text{ kg}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 12,56 \times 4200 = 52752 \text{ kg}$$

} \Rightarrow condition vérifiée

Appui 2 :

$$A = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$M = 176 \text{ kg.m}$$

$$T = 11201 \text{ kg}$$

$$T + \frac{M}{z} = 11201 + \frac{17600}{\frac{7}{8} \times 77} = 11462 < A \bar{\sigma}_a \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes

sous S_{R1} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

sous S_{R2} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 206,5 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\tilde{\omega} = 100 \frac{A}{bh}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{AEh}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K}$$

$$b = 30$$

$$h = 77$$

section	(1) (SP)	(2) (SP)	(3)
M kgm	37052	35023	8359
A cm ²	20,6	20,6	12,56
$\tilde{\omega}$	0,8917	0,8917	0,5437
ε	0,8663	0,8663	0,8899
K	22,4	22,4	30,4
σ_a kg/cm ²	2695	2695	971
σ'_b kg/cm ²	120,3	120,3	40

on constate que les contraintes sont toutes inférieures aux contraintes admissibles.

ARMATURES TRANSVERSALES

Vérification de la contrainte de cisaillement max:

$$T_{\max} = 20116 \text{ kg (sous SP)} \text{ à l'appui 2.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{20116}{30 \times \frac{7}{8} \times 77} = 9,95 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_b = 120,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{alors } \sigma'_{b_0} < \sigma'_b < 2\sigma'_{b_0} \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{120,3}{68,8}\right) 5,9 = 16,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$$

Détermination des armatures transversales:

nous prendrons un cadre $\phi 8$ et 2 étriers $\phi 8 \Rightarrow A_E = 2,01 \text{ cm}^2$

l'écartement maximum aux appuis sera:

$$e_0 = \frac{A_E \cdot \sigma_{aE} \cdot z}{T} = \frac{2,01 \times 1600 \times \frac{7}{8} \cdot 77}{20116} = 10,77$$

l'écartement admissible sera:

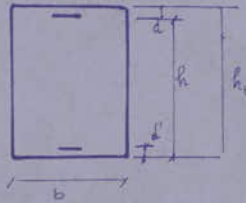
$$\bar{E} = \max \begin{cases} 0,2h = 15,4 \text{ cm} \\ h(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) = 77(1 - 0,3 \frac{9,95}{5,9}) = 38 \text{ cm} \end{cases}$$

à compléter

$$E = 11 \text{ cm}$$

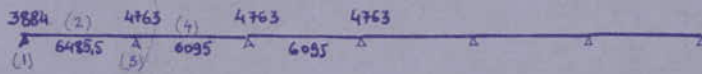
PORTIQUE LONGITUDINAL I.I

Le portique longitudinal I-I, comporte 6 travées de 4 m sur chacun des 2 niveaux.
caractéristiques de la poutre :



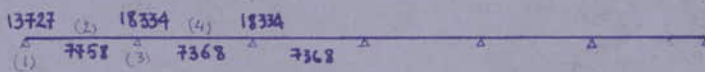
$$\begin{aligned} h_e &= 40 \text{ cm} \\ h &= 36 \text{ cm} \\ d &= d' = 4 \text{ cm} \\ b &= 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

Niveau I :



sous SP_1

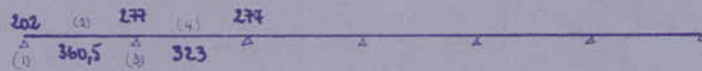
$$\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 257,7 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$



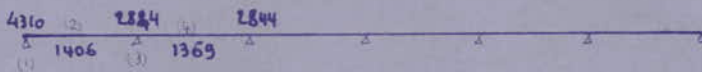
sous SP_2

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 4200 \\ \bar{\sigma}'_b = 206,5 \end{cases}$$

Niveau II :



sous SP_1



sous P_2

ARMATURES LONGITUDINALES :

Niveau I

section (1)

sous SP_1 ($G + 1,25$) : $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$

$$M = 3884 \text{ Kg.m}$$

$$\rho = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 388400}{2800 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0,0535 \Rightarrow k = 36,6$$

$$\epsilon = 0,903$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{36,6} = 76,5 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \text{armatures comprimées pas nécessaires.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 4,27 \text{ cm}^2$$

$$\underline{\underline{A = 4,27 \text{ cm}^2}}$$

sous SP_2 ($G + P + 5I_H$)

$$M = 13727 \text{ Kg.m}$$

$$\rho = \frac{15 \cdot 1372700}{4200 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0,126 \Rightarrow \begin{cases} k = 21,2 \\ \epsilon = 0,8619 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{21,2} < 206,5 \text{ pas d'armatures comprimées.}$$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 10,53 \text{ cm}^2$$

$$\underline{\underline{A = 10,53 \text{ cm}^2}}$$

Section (2)Sous SP_1 (G+1,28)

$$M = 6485,5 \text{ kg.m}$$

$$\rho = 0,0893 \Rightarrow \begin{cases} K = 26,6 \\ E = 0,8798 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{26,6} < 13,77 \quad \text{armatures comprimées pas nécessaires}$$

$$\Rightarrow \underline{A = 7,31 \text{ cm}^2}$$

Section (3)Sous SP_1 (G+1,25)

$$M = 4763 \text{ kg.m}$$

$$\rho = 0,0656 \Rightarrow \begin{cases} K = 32,4 \\ E = 0,8945 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{32,4} < 13,77 \quad \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\underline{A = 5,28 \text{ cm}^2}$$

Sous SP_2 (G+S+ \overleftarrow{SI}_H)

$$M = 18334 \text{ kg.m}$$

$$\rho = 0,1684 \Rightarrow \begin{cases} K = 17,4 \\ E = 0,8457 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{4200}{17,4} = 241,3 > \bar{\sigma}'_b = 206,5 \Rightarrow \text{des armatures comprimées sont nécessaires}$$

$$\text{soit } k_1 = \frac{n(h-d)}{h+d} = \frac{15(36-4)}{36+4} = 12$$

$$K_2 = \frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{2800}{137,7} = 20,44$$

$$K_{max} = 20,44 \Rightarrow \alpha = 0,4213$$

$$E = 0,8596$$

$$\rho = 0,1318$$

$$\rho' = 0,1811$$

$$y = \alpha h = 0,4213 \times 36 = 15,16$$

$$M_0 = \rho' \bar{\sigma}'_b \cdot b h^2$$

$$= 0,1811 \times 137,7 \times 30 \times 36^2 \times 4,5 = 1446960$$

$$\Delta M = M - M_0 = 1833400 - 1446960 = 386440$$

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{15(y-d)\bar{\sigma}'_b}{y} = \frac{15(15,16-4)}{15,16} \times 137,7 \times 4,5 = 2269,17$$

$$\text{d'où } A' = \frac{\Delta M}{(h-d)\bar{\sigma}'_a} = 5,32 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A' = 5,32 \text{ cm}^2}$$

$$A = \bar{\omega} \frac{bh}{100} + \frac{\Delta M}{(h-d)\bar{\sigma}'_a} = 14,08$$

$$\underline{A = 14,08 \text{ cm}^2}$$

section (+) :

Sous SP_2 ($G+1,25$)

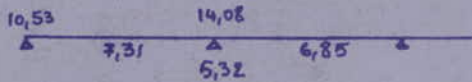
$$M = 6095 \text{ kg.m}$$

$$\mu = 0,0839 \Rightarrow K = 27,8$$

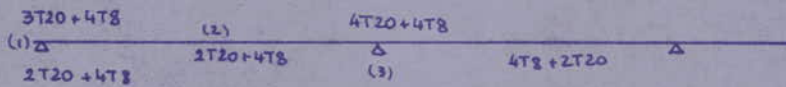
$$E = 0,8832$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{27,8} < \sigma'_b$$

$$A = 6,85 \text{ cm}^2$$



La section (B) sera armée en haut et en bas à cause de l'existence d'un moment positif sous certaines sollicitations du second genre - La poutre sera donc armée comme suit :



VERIFICATIONS

. Condition de flèche

$$\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{cn}} \Rightarrow \frac{8,29}{30,36} \leq \frac{43}{4200}$$

$$0,007 < 0,01 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

. Condition de non entraînement :

$$\bar{\tau}_d = 24 \sigma'_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

on doit vérifier que :

$$\tau_d = \frac{T}{np_s} < \bar{\tau}_d \text{ avec } p = \pi \phi$$

$$T = 10551 \text{ kg. (à l'appui 1)}$$

$$\tau_d = \frac{10551}{7 \cdot \pi \cdot 2 \cdot \frac{7}{8} \cdot 36} = 7,61 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

. conditions aux appuis :

- longueur des appuis : vérifiée.

- Armatures inférieures :

sous appuis les armatures inférieures doivent satisfaire la condition suivante :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\bar{\sigma}}$$

$$\text{appui 1: } M = 6548 \text{ kg.m (G+P}_2 + \overleftarrow{SI_H})$$

$$T = 11722 \text{ kg.m}$$

$$A = 8,29 \text{ cm}^2$$

$$T + \frac{M}{\bar{\sigma}} = 11722 + \frac{654800}{7 \cdot \frac{7}{8} \cdot 36} = 32509$$

$$A \bar{\sigma}_a = 8,29 \times 4200 = 34818$$

} condition vérifiée.

à l'appui 2: la condition est vérifiée.

- Vérification des contraintes: toutes les contraintes sont vérifiées.

ARMATURES TRANSVERSALES

$$T_{\max} = 10551 \text{ Kg} \quad (\text{sous } SR_1)$$

- Contrainte de cisaillement max:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{10551}{30,2 \cdot 36} = 11,16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{\text{rec}} = 4,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{rec}} = 10,55 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_a = 1131,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{1131,25}{36,6} = 31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \sigma'_b = 3,5 \cdot 31 = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{\underline{\tau_b < \bar{\tau}_b}}$$

Détermination des armatures transversales.

prenons 2 cadres $\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{\text{at}} = \rho_a \sigma_{\text{en}} \quad \text{avec } \rho_a = \frac{2}{3} \Rightarrow \sigma_{\text{at}} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600$$

espacement max:

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{\text{at}}}{T} = 10 \text{ cm}$$

espacement admissible:

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t = 0,24 = 7,2 \\ t = h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) = 15,6 \end{cases}$$

- on prendra $t = 10 \text{ cm}$.

niveau II: Les aciers seront déterminés sous SR_2 ($G + S + \bar{S}I_H$)

section (1):

$$M = 4310 \text{ Kg.m}$$

$$\nu = 0,0396 \Rightarrow K = 44$$

$$E = 0,9153$$

$$\sigma'_b = 63,6 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\underline{\underline{A = 3,1 \text{ cm}^2}}$$

section (2):

$$M = 1406 \text{ Kg.m}$$

$$\nu = 0,0129 \Rightarrow K = 83,5$$

$$E = 0,9492$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

$$\underline{\underline{A = 0,98 \text{ cm}^2}}$$

section (3)

$$M = 2844$$

$$\mu = 0,0261$$

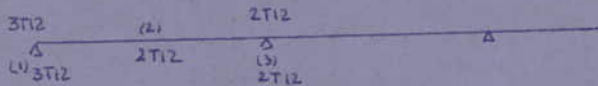
$$K = 56$$

$$E = 0,9296$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = 2,02 \text{ cm}^2$$

nous prendrons les section d'armatures suivantes :



VERIFICATION :

- condition de flèche : vérifiée.

- condition de non entraînement :

à l'appui (1) $\bar{\tau}_d = 24 \cdot \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau_d = \frac{T}{npj} = \frac{2288}{3 \times \pi \times 1,2 \times \frac{7}{8} \times 36} = 6,42 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

à l'appui (2) :

$$\tau_d = \frac{2250}{2 \times \pi \times 1,2 \times \frac{7}{8} \times 36} = 9,47 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

- conditions aux appuis :

• longueurs des appuis : vérifiées.

- armatures inférieures :

appui (1) :

$$M = 3906 \text{ Kgm (sous } G + \frac{P}{2} + 5\bar{I}_H)$$

$$T = 1050 \text{ Kg}$$

$$A = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$T + \frac{M}{j} = 1050 + \frac{390600}{\frac{7}{8} \times 36} = 13450$$

$$A\bar{\sigma}_a = 3,39 \times 4200 = 14238$$

$$\left. \begin{array}{l} T + \frac{M}{j} \\ A\bar{\sigma}_a \end{array} \right\} A\bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{j} \quad \text{vérifiée}$$

appui (2) :

$$M = 2290 \text{ Kgm (sous } G + \frac{P}{2} + 5\bar{I}_H)$$

$$T = 1088 \text{ Kg}$$

$$A = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$T + \frac{M}{j} = 8358$$

$$A\bar{\sigma}_a = 2,26 \times 4200 = 9492$$

$$\left. \begin{array}{l} T + \frac{M}{j} \\ A\bar{\sigma}_a \end{array} \right\} A\bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{j} \quad \text{vérifiée}$$

- vérification des contraintes :

les contraintes obtenues sont toutes inférieures aux contraintes admissibles.

ARMATURES TRANSVERSALES.

- vérification de la contrainte de cisaillement max :

$$T_{\max} = 2288 \text{ Kg}$$

$$\tau_d = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2288}{30 \times \frac{7}{8} \times 36} = 2,42$$

$$A_{rec} = 3,1 \text{ cm}^2$$

$$A_{vel} = 3,99 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 4100$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{4100}{44} = 93,2 < 68,8 \times 1,5 = 103,2$$

$$\tau_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 3,5 \times 1,5 \times 5,9 = 31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{\underline{\tau_b < \bar{\tau}_b}}$$

Determination des armatures transversales

nous prenons un cadre et un étrier $\phi 8 = 1,5 \text{ cm}^2$

l'espacement max sera:

$$t = \frac{A_{t \cdot z} \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,5 \times \frac{7}{8} \times 36 \times (500 \times 1,5)}{2288} = 50$$

espacement admissible sera:

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0,2h = 7,2 \\ h(1 - 0,3 \cdot \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) = 33 \end{cases}$$

on prendra alors $t = 30 \text{ cm}$.

PORTIQUE LONGITUDINAL 2.2

La poutre a les mêmes caractéristiques géométriques que celle du portique I-I

$$\begin{array}{ccccccc} 2342 & & 4835/4607 & & 3787 & & 3787 \\ \triangle & & \triangle & & \triangle & & \triangle \\ 1 & & 3 & & 5 & & 7 \end{array} \quad \text{sous } SP_1 \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2597 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\begin{array}{ccccccc} 7610 & & 7815/7608 & & 6864 & & 6864 \\ \triangle & & \triangle & & \triangle & & \triangle \\ 1 & & 3 & & 5 & & 7 \end{array} \quad \text{sous } SP_2 \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 3836 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 206,6 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

ARMATURES LONGITUDINALES

Remarque: après avoir fait un premier calcul et procédé aux vérifications nécessaires, la condition de non fissuration nous a imposé une contrainte admissible de l'acier $\bar{\sigma}_a = 2597 \text{ Kg/cm}^2$

Section (1)

sous SP_1 :

$$M = 2342 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 234200}{2597 \times 30 \times (36^2)} = 0,0348 \Rightarrow K = 47,6$$

$$E = 99201$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2597}{47,6} < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \text{pas d'armature comprimées.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$\underline{\underline{A = 2,72 \text{ cm}^2}}$$

sous SP_2 : $G + \frac{P}{2} + \overleftarrow{SI}_H$

$$M = 7610 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = 0,0753 \Rightarrow K = 29,7$$

$$E = 0,8881$$

$$\sigma'_b = \frac{3886}{29,7} < \bar{\sigma}'_b = 206,5$$

$$A = 6,11 \text{ cm}^2$$

Section (2)

sous SP_1 :

$$M = 4332 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = 0,0643 \Rightarrow K = 32,8$$

$$E = 8954$$

$$\sigma'_b = \frac{2597}{32,8} < 137,7$$

$$A = 5,18 \text{ cm}^2$$

sous SP_2 :

$$M = 6744 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = 0,0667 \Rightarrow K = 32$$

$$E = 0,8936$$

$$\sigma'_b = \frac{3896}{32} < 206,5$$

$$A = 5,38 \text{ cm}^2$$

Section (3)

sous SP_1 :

$$M = 4835 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = 0,072 \Rightarrow K = 30,5$$

$$E = 0,8901$$

$$\sigma'_b = \frac{2597}{30,5} < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = 5,81 \text{ cm}^2$$

sous SP_2 :

$$M = 7815 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = 0,0773 \Rightarrow K = 29,2$$

$$E = 0,8869$$

$$\sigma'_b = \frac{3896}{29,2} < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = 6,28 \text{ cm}^2$$

Section (4) :Sous SP_1 :

$$M = 3820 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = 0,0567$$

$$K = 35,4$$

$$E = 0,9008$$

$$\sigma'_b = \frac{2597}{35,4} < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = 4,54 \text{ cm}^2$$

Sous SP_2 :

$$M = 5832 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = 0,0518$$

$$K = 37,4$$

$$E = 0,9046$$

$$\sigma'_b = \frac{3896}{37,4} < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = 4,12 \text{ cm}^2$$

Section (5) :Sous SP_1 :

$$M = 3787 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = 0,0562$$

$$\Leftrightarrow K = 35,6$$

$$E = 0,9012$$

$$\sigma'_b = \frac{2597}{35,6} < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = 4,5 \text{ cm}^2$$

Sous SP_2 :

$$M = 6864 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = 0,0679$$

$$K = 31,7$$

$$E = 0,8929$$

$$\sigma'_b = \frac{3896}{31,7} < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = 5,48 \text{ cm}^2$$

Section (6)Sous SP_1 :

$$M = 4165 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = 0,0618$$

$$K = 33,6$$

$$E = 0,8971$$

$$\sigma'_b = \frac{2597}{33,6} < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = 4,96 \text{ cm}^2$$

Sous SP_2 :

$$M = 5537 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = 0,0548$$

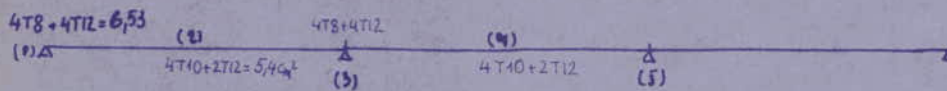
$$K = 36,2$$

$$E = 0,9023$$

$$\sigma'_b = \frac{3896}{36,2} < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = 4,37 \text{ cm}^2$$

nous prendrons finalement les sections d'armatures suivantes :



VERIFICATIONS

• Condition de flèche

$$\frac{A}{b_0 h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \Rightarrow \frac{5,4}{30 \times 36} \leq \frac{43}{4200} \quad \text{vérifié}$$

• Condition de non entraînement

$$\bar{\tau}_d = 2 \Psi_s \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

on doit vérifier :

$$\frac{T}{\eta p \beta} < \bar{\tau}_d$$

T effort tranchant max.
 $T = 7973 \text{ kg}$ (sous S_2)

$$\tau_d = \frac{T}{\eta p \beta} = \frac{7973}{\frac{6}{8} \pi \times 1,1 \times \frac{7}{8} \times 36} = 13,4 < \bar{\tau}_d$$

• Conditions aux appuis :

$$c \geq \frac{2T}{b \sigma'_b} = c_0 \quad c : \text{largeur du poteau.}$$

$$\frac{2 \times 7973}{30 \times 68,8} = 7,72 < 30 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

• Armatures inférieures :

La section des armatures inférieures des nœuds doivent satisfaire à l'inégalité suivante :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\beta}$$

appui 1 (c'est le seul appui (avec son symétrique) où un moment positif peut se présenter)

$$M = 3358 \text{ kg-m (sous } G + \frac{P}{2} + S \vec{I}_K)$$

$$T = 5009 \text{ kg}$$

$$A_{\text{choisie}} = 4792$$

$$\Rightarrow A \bar{\sigma}_a = 452 \times 4200 = 18984 \text{ kg}$$

$$T + \frac{M}{\beta} = 5009 + \frac{335800}{\frac{7}{8} \times 36} = 15669 \text{ kg}$$

} Les armatures inférieures sont suffisantes

ARMATURES TRANSVERSALES

$$T_{\max} = 7973 \text{ kg} \quad (\text{appui-1}) \quad \text{sous } S\bar{E}_1$$

• Verification de la contrainte de cisaillement max :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{7973}{30 \times \frac{7}{8} \times 36} = 8,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{\text{nec}} = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{reel}} = 6,53 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2597 \times \frac{2,72}{6,53} = 1082$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{1082}{47,6} = 23$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_{b_0} \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{\tau_b} < \underline{\bar{\tau}_b}$$

• Determination des armatures transversales.

on prend 2 cadres de $\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{cn} = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600$$

Espacement max :

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \times \frac{7}{8} \cdot 36 \cdot 1600}{7973} = 12,7 = 13 \text{ cm}$$

Espacement admissible :

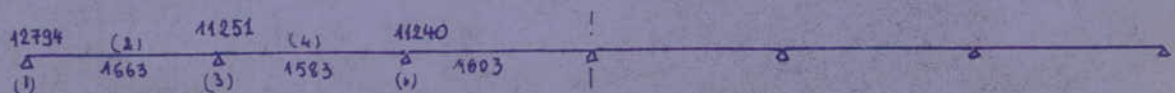
$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0,2h = 7,2 \\ h(1 - 0,3 \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}'_b}) = 20,55 \text{ cm} \end{cases}$$

on prendra $t = 13 \text{ cm}$.

PORTIQUE LONGITUDINAL 1'-1'

Les caractéristiques géométriques de la poutre sont les mêmes que celles des poutres de portique 1-1 et 2-2.

Ce portique comporte 6 travées égales -
Les moments obtenus sont les suivants :



DETERMINATION DES ARMATURES LONGITUDINALES

Les armatures seront déterminées sous S_{I_2} . ($G + \frac{P}{2} + S_{I_H}$)

Section (1):

$$M = 12794 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = \frac{\alpha M}{\bar{\sigma}_a \times b \times h^2} = \frac{15 \times 1279400}{4200 \times 30 \times 36^2} = 0,1175 \Rightarrow K = 22,2$$

$$E = 0,8656$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{4200}{22,2} = 189,18 < \bar{\sigma}'_b = 206,5$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{1279400}{4200 \times 0,8656 \times 36} = 9,77 \text{ cm}^2$$

$$A = 9,77 \text{ cm}^2$$

Section (2)

$$M = 1663 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = 0,0152 \Rightarrow K = 76,5$$

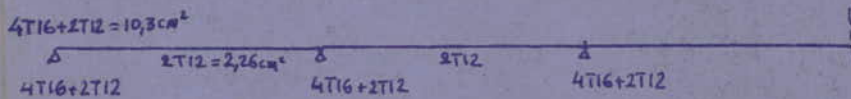
$$E = 0,9454$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{4200}{76,5} < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = 1,16 \text{ cm}^2$$

Il est inutile de calculer les sections d'armatures pour les autres nœuds et travées car les moments sont pratiquement identiques à ceux des sections (1) et (2). De plus, les appuis seront armés symétriquement à cause des moments positifs qui peuvent se présenter. (sous S_{I_H})

Nous prendrons finalement les sections d'armatures suivantes :



VERIFICATIONS :

• Condition de flèche:

$$\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{cn}}$$

$$\frac{A}{bh} = \frac{2,26}{30 \times 36} = 0,002$$

\Rightarrow condition vérifiée

$$\frac{43}{\bar{\sigma}_{cn}} = \frac{43}{4200} = 0,01$$

• Condition de non entrainement.

$$\bar{\tau}_d = 2\psi_d \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

on doit vérifier que:

$$\tau_d = \frac{T}{np \cdot \bar{z}} < \bar{\tau}_d \quad \text{ou } T = 6538,5 \text{ kg} \quad (\text{effort tranchant max.})$$

$$\tau_d = \frac{6538,5}{6 \cdot \pi \cdot 1,6 \times \frac{7}{8} \times 36} = 6,88 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

• Conditions aux appuis:

- longueur de l'appui:
on doit avoir:

$$c \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}_{b0}} = c_0 \quad \text{avec } c = 50 \text{ cm}$$

$$c_0 = \frac{2 \cdot 6538,5}{30 \times 68,8 \times 1,5} = 4,22 < 50 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Armatures inférieures:

$$M = +12502 \text{ kg.m} \quad (\text{sous } G + P/2 + \vec{5I}_H)$$

$$T = 5338,5 \text{ kg}$$

$$A = 10,3 \text{ cm}^2$$

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\bar{z}} \quad \text{condition vérifiée}$$

ARMATURES TRANSVERSALES

Vérification de la contrainte de cisaillement max.

$$T_{\max} = 6538,5 \text{ kg} \quad (\text{sous } 2E_2)$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot \bar{z}} = \frac{6538,5}{30 \times \frac{7}{8} \times 36} = 6,9 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = 189,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b0} < \sigma'_b < 2\sigma'_{b0} \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b =$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{206,5}{103,2}\right) \times 8,85 = 22,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{\tau_b} < \bar{\tau}_b$$

Détermination des armatures transversales:

prenons un cadre et un étrier $\phi 8$: $1,50 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{at} = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

Espacement maximum :

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T}$$

$$t = \frac{1,5 \times 1600 \times 1,5 \times \frac{2}{3} \times 36}{6538,5} = 17,34$$

Espacement admissible :

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0,2 h = 7,2 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sigma_b}\right) = 27,6 \text{ cm} \end{cases}$$

on prendra $t = 16 \text{ cm}$

FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux seront calculés en flexion composée ou en compression simple (suivant le cas). Chaque poteau est soumis à un effort normal (et éventuellement à des moments fléchissants en tête en pied dans les sens longitudinal et transversal. Les moments ainsi que les efforts normaux ont été déterminés précédemment et consignés dans des tableaux.

On fera le calcul des poteaux sous les sollicitations les plus défavorables du 1^{er} et du second genre.

ARMATURES LONGITUDINALES

Méthode de calcul.

FLEXION COMPOSÉE.

Deux cas peuvent se présenter :

1/ Section partiellement comprimée.

Ce cas se produit lorsque l'effort normal de compression est appliqué en dehors du noyau central de la section homogène. On a alors :

$$e_0 = \frac{M}{N} > \frac{ht}{6}$$

e_0 = Excentricité de la charge.

M = moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section de béton seul.

N = effort de compression au centre de gravité du béton seul.

ht = hauteur totale de la section.

a/ Section sans armatures comprimées :

On détermine les armatures A_1 de la section rectangulaire de mêmes dimensions et soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif \bar{N} des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

La section A des armatures tendues soumise à M et à N sera alors :

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \quad (N: \text{compression})$$

La condition pour que la section réelle ne possède pas d'armatures comprimées est que la section fictive n'en possède pas, c'est à dire :

$$K \geq \bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b}$$

Pour avoir l'armature minimale, on prendra $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a$.

b/ Section avec armatures comprimées :

Soit : - $M_{a.c}$ = moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité des armatures comprimées.

- $M_{a.t}$ = moment des forces extérieures / c.d.g des armatures tendues.

On adoptera des armatures symétriques ($A = A'$).

La méthode utilisée est celle tirée du livre « Calcul pratique des sections en BA » de P. Charron.

$$\mu_1 = \frac{n M a t}{\bar{\sigma}_a b h^2}$$

$$\mu_2 = \frac{n M a c}{\bar{\sigma}_a b h^2}$$

$$\bar{w}' = \bar{w} = \frac{n}{15} \times \frac{100 A}{b h}$$

$$s' = \frac{d'}{h}$$

Nous chercherons la valeur de K pour que l'on ait $A' = A$. Nous aurons alors $w' = w$.

$$w' = w \rightarrow \mu_2 = m \mu_1 - p \quad \text{avec } m \text{ et } p \text{ donnés en fonction de } K \text{ par le tableau 7 en page 58 et 59.}$$

Pour une section étudiée les valeurs de μ_1 et μ_2 sont connues, nous déterminerons donc K de manière que la relation précédente soit satisfaite.

Nous partirons d'une valeur approchée de K obtenue à l'aide du tableau 6.

Ce tableau correspond à la valeur moyenne $s' = 0,06$ et pour les valeurs de s' différentes de $0,06$, nous prendrons pour valeur de départ de K , soit K_d , la valeur donnée par la formule suivante:

$$K_d = K_1 + \frac{50 M_2 (0,06 - s')}{\mu_1} \quad (K_1 \text{ étant lu sur le tableau 6}).$$

Connaissant K_d , on calculera:

$$\mu_{2d} = m_d \mu_1 - p_d \quad (m_d \text{ et } p_d \text{ lus dans le tableau 7 pour } K_d)$$

En général μ_{2d} sera différent de μ_2 , sinon on aurait $K = K_d$.

Si $\mu_{2d} > \mu_2$ on fera décroître K d'une unité et on calculera:

$$\mu_{2d-1} = m_{d-1} \mu_1 - p_{d-1} \quad (m_{d-1} \text{ et } p_{d-1} \text{ lus dans le tableau 7 pour } K_{d-1}).$$

Généralement on aura $\mu_{2d-1} < \mu_2$, s'il n'en était pas ainsi, on ferait encore décroître K d'une unité de manière à obtenir deux valeurs encadrant celle de μ_2 et la valeur cherchée de K sera obtenue par interpolation.

$$K = K_d - \frac{\mu_{2d} - \mu_2}{\mu_{2d} - \mu_{2d-1}} = K_{d-1} + \frac{\mu_2 - \mu_{2d-1}}{\mu_{2d} - \mu_{2d-1}}$$

Connaissant K on détermine μ_0 et w_0 (Tableau 2 flexion simple).

$$w = w_0 + \frac{\mu_2 - \mu_0}{0,15(1 - s')}$$

On aura alors pour les sections des armatures

$$A = A' = \frac{15}{n} \frac{w b h}{100}$$

2/ Section entièrement comprimée.

Ce cas se produit lorsque:

$$e_0 = \frac{M}{N} < \frac{h c}{6} = e_1$$

On armera la section symétriquement $A'_1 = A'_2 = A'$.
 En appliquant les formules classiques de la Résistance des matériaux à la section homogénéisée, la contrainte en un point situé à la distance v du centre de gravité sera alors:

$$\sigma' = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I}$$

La contrainte sur la fibre la plus comprimée sera:

$$\sigma'_{1b} = \frac{N}{b h_t + 2nA'} + \frac{M_G \frac{h_t}{2}}{I} \quad (1)$$

M_G : Moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au CDG de la section homogénéisée confondu avec le centre du rectangle.
 I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe passant par G et perpendiculaire à l'axe de symétrie.

$$I = \frac{b h_t^3}{12} + 2nA' (0,5 - s'_t) h_t^2$$

On a intérêt du point de vue économique à prendre $\sigma'_{1b} = \bar{\sigma}'_b$, car le béton est fortement comprimé.

soit:

$$\begin{aligned} \rho = \frac{N}{\bar{\sigma}'_b b \cdot h_t} ; \quad e = \frac{M_G}{N} ; \quad \nu = \frac{6e\rho}{h_t} ; \quad \epsilon = 12(0,5 - s'_t)^2 \\ \frac{2nA'}{b h_t} = u ; \quad c = \frac{1 - \rho - \nu}{\epsilon} ; \quad D = 0,5 \left[1 - \rho + \frac{\rho}{\epsilon} + c \right] \end{aligned}$$

Avec ces notations la relation (1) devient

$$u^2 + 2Du + c = 0$$

dont la racine à retenir est:

$$u = -D + \sqrt{D^2 - c}$$

on aura alors:

$$A' = \frac{u b h_t}{2n}$$

COMPRESSION SIMPLE.

La section d'aciers longitudinaux doit vérifier les trois conditions:

$$(1) \quad A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}}$$

avec θ_1 coefficient tenant compte des possibilités d'excentricité de la charge.

- $\theta_1 = 1,8$ poteaux d'angles
- $\theta_1 = 1,4$ poteaux de rive
- $\theta_1 = 1$ autres poteaux.

$$(2) \quad A_L \geq \frac{1}{m} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}} - B \right)$$

$$\theta_2 = \frac{l_e}{4a - 2c} + 1$$

l_e = longueur de flambement (art. 53.23 CCBA68)
 a = plus petite dimension transversale.
 c = enrobage des armatures longitudinales.

$$(3) \quad A \leq \frac{B}{20}$$

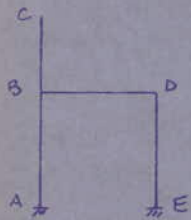
$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\bar{\sigma}_{en}}$$

dépend de la nuance des aciers longitudinaux.

I/ Portique transversal :

Tableau donnant les moments fléchissants max ainsi que les efforts normaux correspondants.

Schéma du portique:



Filets	Poteaux	1 ^{er} Genre		2 ^{ème} Genre	
		M _{max}	N	M _{max}	N
1	BC	15079	9352	18470	7522
	AB	21963	33124	41377	46428
2	ED	8359	18735	9507	20756

Unités : M en kg.m
N en kg.

Détermination des armatures Longitudinales sous SP₁.

Afin de savoir si les sections sont partiellement ou totalement comprimées, il faut calculer le rapport $e_0 = \frac{M}{N}$ pour tous les poteaux et le comparer à $e_1 = \frac{h_t}{6}$. Dans le sens transversal on a :

poteaux AB et BC : $h_t = 50 \text{ cm}$. d'où $e_1 = \frac{50}{6} = 8,33 \text{ cm}$.
poteau ED : $h_t = 30 \text{ cm}$ d'où $e_1 = 5 \text{ cm}$.

Contrainte admissible $\bar{\sigma}'_b$ en flexion composée. (art. 9.4 CCBA 68)

sous SP₁ : $\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \delta \epsilon \sigma'_{28}$ -

avec $\delta = \min \left(0,6 ; 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right)$

Sous SP₂ : La valeur de δ est multipliée par 1,5.

Tableau donnant les différentes valeurs de e_0 et $\bar{\sigma}'_b$.

Filets	Poteaux	M	N	$e_0 = \frac{M}{N}$	$\bar{\sigma}'_b$
1	B-c	15079	9352	337,2	137
	AB	21963	33124	77,76	137
2	ED	8359	18735	44,62	137

$e_0 > e_1 \rightarrow$ sections partiellement comprimées.
 e_0 donné en cm.

Pourcentage minimal d'armatures: (art. 32.2 et 53.23 CCBA 68)

$$\frac{A}{B} = w_p \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_{b0}}$$

avec σ'_m : contrainte moyenne de compression de la pièce sous les sollicitations du 1^{er} Genre, calculée sur la section de béton seul.

• θ_1 On considère le portique de rive.

$\theta_1 = 1,8$ aux extrémités du portique. (poteau ED)

$\theta_1 = 1,4$ pour les autres poteaux.

$$\theta_2 = 1 + \frac{h_c}{4a - 2c}$$

Poteaux AB, ED, BC : $l_c = 0,9 l_0$
 AB $\rightarrow l_0 = 6,25$; $l_c = 5,625$; $\theta_2 = 3,93$
 BC $\rightarrow l_0 = 4,2$; $l_c = 3,78$; $\theta_2 = 2,97$
 ED $\rightarrow l_0 = 6,25$; $l_c = 5,625$; $\theta_2 = 3,934$

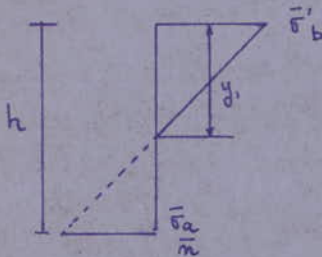
$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\bar{\sigma}_c n} = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,514$

σ'_m : * Pour les sections entièrement comprimées ou les sections soumises à la compression simple on a $\sigma'_m = \frac{N}{B}$.

De ce fait, la relation précédente devient :

$A_L \approx \frac{4,25}{1000} \cdot \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}_{b0}}$

* Pour les sections partiellement comprimées on se réfère au diagramme de Navier.



$y_1 = k \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \frac{\bar{\sigma}'_a}{n}}$

on a donc : $B = b y_1$

et $\sigma'_m = \frac{N}{B} = \frac{N}{b y_1}$

Tableau donnant le pourcentage minimal d'armatures :

Files	Poteau	$\bar{\sigma}'_b$	N	y_1	A_L
1	BC	137	26162	19,47	9,93
	AB	137	45399	19,47	17,75
2	ED	137	18735	11,428	11,3

Calcul des sections :

Nous détaillerons le calcul pour le poteau BC. Le calcul des autres poteaux se fera sous forme de tableau.

Poteau B-C :

$\begin{cases} M = 15079 \\ N = 9352 \end{cases}$

centre de pression $e_0 = \frac{M}{N} = 161,23 > e_1 = 8,33 \rightarrow$ section partiellement comprimée

$Mat = M + \left(\frac{h e}{2} - d\right) N = 15079 + (0,25 - 0,04) \times 9352 = 17043 \text{ Kg. m.}$

$\mu = \frac{15 Mat}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1704300}{2800 \times 50 \times 46^2} = 0,0862$

$\begin{cases} K = 27,2 \\ \epsilon = 0,8815 \end{cases}$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}'_a}{K} = 102,9 < 137$

\rightarrow pas d'armatures comprimées

$A_1 = \frac{Mat}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{1704300}{2800 \times 0,8815 \times 46} = 15,01 \text{ cm}^2$

$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 11,67 \text{ cm}^2$

Pour les poteaux AB et ED des armatures comprimées sont nécessaires.

Les formules à utiliser sont:

$$M_{at} = M + \left(\frac{ht}{2} - d\right) N \quad \mu_1 = \frac{n M_{at}}{\bar{\sigma}_a b h^2} \quad \mu_2 = \frac{n M_{ac}}{\bar{\sigma}_a b h^2}$$

$$M_{ac} = M - \left(\frac{ht}{2} - d'\right) N$$

$$w' = w = \frac{n}{15} \frac{100 A}{b h} \quad s' = \frac{d'}{h}$$

Files	1		2
	BC	AB	ED
M	15079	21963	8359
N	9352	33124	18735
e ₀	161,23	66,3	44,62
$\bar{\sigma}_a$	2800	2800	2800
s'	0,09	0,09	0,11
M _{at}	17043	28919	10607
M _{ac}	/	15007	6111
μ	0,0862	0,1464	0,2598
K	27,2	19,2	12,8
E	0,8815	0,8538	0,8201
\bar{K}	20,44	20,44	20,44
μ_1	/	0,1464	0,2598
μ_2	/	0,076	0,1497
K	/	23,64	18
\bar{w}'	/	0,592	1,18
A ₁	15,01	/	/
A	11,67	13,61	9,56
A'	11,67	13,61	9,56
A _{min}	9,93	17,75	11,3

N.B. Le calcul des aciers s'est fait sous $\left. \begin{matrix} M_{max} \\ N_{concep} \end{matrix} \right\}$
 Le calcul sous $\left. \begin{matrix} N_{max} \\ M_{concep} \end{matrix} \right\}$ nous a donné des

sections moins importantes. (Résultats non reproduits ici).

Unités : M en kg.m
 N en kg
 e₀ en cm
 $\bar{\sigma}_a$ en kg/cm²
 A en cm².

Détermination des aciers longitudinaux sous SP₂.

Tableau donnant les différentes valeurs de e₀ et $\bar{\sigma}'_b$.

Files	Pot	M	N	e ₀	$\bar{\sigma}'_b$
1	BC	18470	7522	245,54	205,5
	AB	41377	46428	89,12	205,5
2	ED	9507	20756	45,8	205,5

e₀ > e₁
 → Sect. partiel^t
 comprimées

Files	1		2
	BC	AB	ED
M	18470	41377	9507
N	12402	46428	20756
e ₀	245,54	89,12	45,8
$\bar{\sigma}_a$	4200	4200	4200
M _{at}	21074	51126,9	11998
M _{ac}	/	31627,12	7016,3
μ	0,0711	0,1726	0,1959
K	30,7	17,1	15,7
E	0,8906	0,8442	0,8371
\bar{K}	20,44	20,44	20,44
μ_1	/	0,1726	0,1959
μ_2	/	0,1068	0,1145
K	/	22,58	20,6
\bar{w}'	/	0,8241	0,8924
A ₁	12,24	/	/
A	9,3	18,95	7,23
A'	9,3	18,95	7,23
A _{min}	9,93	17,75	11,3

Poteau en console: (sens transversal, partie sans ancrage).

Le calcul des aciers longitudinaux se fera sous SP_1 seulement, car les efforts sous SP_2 sont faibles.

Pour SP_1 nous considérerons deux cas:

$$\textcircled{1} \begin{cases} M_{\max} \\ N_{\text{consp}} \end{cases} \quad \textcircled{2} \begin{cases} N_{\max} \\ M_{\text{consp.}} \end{cases}$$

Tableaux donnant les valeurs de e_0 et $\bar{\sigma}'_b$.

M_{\max}	N_{consp}	e_0	$\bar{\sigma}'_b$
56209	15946	356	137

M_{consp}	N_{\max}	e_0	$\bar{\sigma}'_b$
35135	32756	107,26	137

$e_0 > e_1 \rightarrow$ section partiellement comprimée

Pourcentage minimal d'armatures:

$$\frac{A}{B} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\bar{\sigma}'_m}{\bar{\sigma}'_{b0}}$$

$$\theta_1 = 1,4 \text{ (poteau de rive)}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{R_c}{4a - 2c} \quad l_c = l_0 = 10,45 \rightarrow \theta_2 = 6,44$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,524$$

$$\bar{\sigma}'_m = \frac{N}{b \times h \times \bar{\sigma}'_b} \left(\bar{\sigma}'_b + \frac{\bar{\sigma}'_a}{m} \right) = \frac{32756}{50 \times 46 \times 137} \left(137 + \frac{2800}{15} \right) = 33,65$$

$$\Rightarrow A_e \geq 21 \text{ cm}^2$$

Famules à utiliser: (armatures comprimées).

$$M_{at} = M + \left(\frac{ht}{2} - d \right) N$$

$$M_{ac} = M - \left(\frac{ht}{2} - d \right) N$$

$$\mu_1 = \frac{n M_{at}}{\bar{\sigma}'_a b h^2}$$

$$\mu_2 = \frac{n M_{ac}}{\bar{\sigma}'_a b h^2}$$

$$\delta' = \frac{d'}{h}$$

$$\bar{w} = \bar{w}' = \frac{m}{15} \frac{100A}{bh}$$

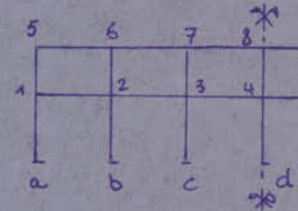
	①	②
M	56209	35135
N	15946	32756
e_0	356	107,26
δ'	0,09	0,09
$\bar{\sigma}'_a$	2800	2800
M_{at}	60157,7	42013,7
M_{ac}	18083,3	28256,2
μ	0,304	0,2127
K	11,4	14,8
E	0,8106	
\bar{K}	20,44	20,44
μ_1	0,304	0,2127
μ_2	0,0915	0,1439
K	14,2	21
\bar{w}'	0,835	1,105
A_1	/	/
A	19,2	25,41
A'	19,2	25,41
A_{mix}	21	21

Portiques Longitudinales:

1/ Portique Longitudinal 1.1.

Tableau donnant les moments flechissants max ainsi que les efforts normaux correspondants.

File	Pot	1 ^{er} Genre		2 ^e Genre	
		M	N	M	N
a	5-1	2113	30238	4310	30482
	1-a	1772	44445	13480	26744
b	6-2	/	30800	5134	28989
	2-b	/	54901	14777	50470
c	7-3	/	30819	5134	29394
	3-c	/	55139	14777	52384
d	8-4	/	30819	5134	29394
	4-d	/	55139	14777	52384



Les poteaux des files b, c, d sont soumis aux mêmes efforts.

Détermination des armatures longitudinales sous SP₁.

Les poteaux des files b, c et d seront calculés en compression simple.
Les poteaux de la file a seront calculés en flexion composée.

Tableau donnant les différentes valeurs de e_0 et $\bar{\sigma}'_b$.

File	a		b		c		d	
Pot	5-1	1-a	6-2	2-b	7-3	3-c	8-4	4-d
M	2113	1772	/	/	/	/	/	/
N	30238	44445	30800	54901	30819	55139	30819	55139
e_0	6,99	3,99	/	/	/	/	/	/
$\bar{\sigma}'_b$	88	79,8	68,8	68,8	68,8	68,8	68,8	68,8

File a : $e \cdot h = 50 \rightarrow R_1 = 8,33$; $e_0 < e_1 \rightarrow$ section entièrement comprimée.
File b, c, d : compression simple.

Pourcentage minimal d'armatures.

- θ_1 File a : $\theta_1 = 1,8$ File b, c, d : $\theta_1 = 1,4$
- θ_2 File a : $\left\{ \begin{array}{l} \text{poteau 5-1 : } l_c = 0,9 l_0 = 0,9 \times 4,6 = 4,14 \text{ m} \rightarrow \theta_2 = 3,16 \\ \text{poteau 1-a : } l_c = 0,9 l_0 = 0,9 \times 5,85 = 5,27 \text{ m} \rightarrow \theta_2 = 3,74 \end{array} \right.$
File b : $\left\{ \begin{array}{l} \text{poteau 6-2 : } l_c = 0,7 l_0 = 0,7 \times 4,6 = 3,22 \text{ m} \rightarrow \theta_2 = 2,68 \\ \text{poteau 2-b : } l_c = 0,7 l_0 = 0,7 \times 5,85 = 4,09 \text{ m} \rightarrow \theta_2 = 3,13 \end{array} \right.$
- $\theta_3 = 1,52$
- $\bar{\sigma}'_m = \frac{N}{B}$
- $\bar{\sigma}'_{b_0} = 68,8 \text{ kg/cm}^2$.

$$A_L \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \theta_2 \theta_3 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}}$$

Tableau donnant le pourcentage minimal d'armatures:

File	a		b	
Poteau	5-1	1-a	F-3	J-C
N	30238	44445	30800	54901
AL	4,75	8,26	3,19	6,64

FILE A.

Les poteaux de la file a ont des sections entièrement comprimées.

Poteau 5-1:

$$M = 2113 \text{ Kg.m}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 88 \text{ Kg/cm}^2$$

La section sera armée symétriquement.

$$N = 30238 \text{ Kg}$$

$$e_0 = 6,99 \text{ cm.}$$

On détermine les coefficients:

$$s = \frac{N}{\bar{\sigma}'_b b h_t} = \frac{30238}{88 \times 50^2} = 0,137$$

$$v = \frac{6e s}{h_t} = \frac{6 \times 6,99 \times 0,137}{50} = 0,115$$

$$E = 12(0,5 - s'_t)^2 \quad \text{avec } s'_t = \frac{d'}{h_t} = 0,08$$

$$E = 2,12$$

$$C = \frac{1-s-v}{E} = \frac{1-0,137-0,115}{2,12} = 0,353$$

$$D = 0,5 \left[1-s + \frac{s}{E} + C \right] = 0,5 \left[1-0,137 + \frac{0,137}{2,12} + 0,353 \right] = 0,64$$

De là on tire:

$$\mu = -0,64 + \sqrt{(1,28)^2 - 0,353} = -0,4 \Rightarrow A' < 0 \quad \text{on prendra donc } A'_{\text{min}} = 4,75 \text{ cm}^2$$

Poteau	N	e	$\bar{\sigma}'_b$	s	v	E	C	D	u	A'	A _{min}
5-1	30238	6,99	88	0,137	0,115	2,12	0,353	0,64	-0,4	< 0	4,75
1-a	44445	3,99	79,8	0,22	0,105	2,12	0,318	0,6	-0,39	< 0	8,26

FILES B, C et D.

Les poteaux des files b, c et d sont calculés en compression simple.

Poteau	N(kg)	A ₀	A _{max}	A _{min}
F-3	30800	-136,8	125	3,19
J-C	54901	-113,6	125	6,64

$$A_0 = \frac{1}{n} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}} - B \right) \quad A_{\text{max}} = \frac{B}{20}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}}$$

B = section totale du béton = 2500 cm².

Détermination des armatures longitudinales sous SP₂.

Tableau donnant les différentes valeurs de e₀ et $\bar{\sigma}'_b$.

File	a		b		c		d	
Poteau	5-1	1-a	6-2	2-b	7-3	3-c	8-4	4-d
M	4310	13480	5134	14777	5134	14777	5134	14777
N	30482	26744	28989	50470	29394	52384	29394	52384
e ₀	14,14	50,4	17,7	29,27	17,7	29,27	17,7	29,27
$\bar{\sigma}'_b$	161,6	205,5	176,26	205,5	176,26	205,5	176,26	205,5

e₀ > e₁ → sections partiel^{te} comprimées

Formules à utiliser:

(armatures comprimées non nécessaires).

$$Mat = M + N \left(\frac{ht}{z} - d \right)$$

$$\mu = \frac{n Mat}{\bar{\sigma}_a b h^2}$$

$$A_1 = \frac{Mat}{\bar{\sigma}_a \epsilon h}$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

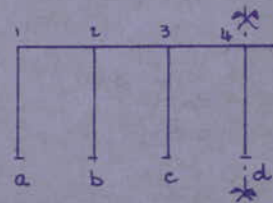
Files	a		b	
Poteau	5-1	1-a	6-2	2-b
M	4310	13480	5134	14777
N	30482	26744	28989	50470
e ₀	14,14	50,4	17,7	29,27
$\bar{\sigma}_a$	4200	4200	4200	4200
Mat	10711,2	19096,2	11221,7	25375,7
μ	0,0361	0,0644	0,0379	0,0856
ϵ	0,9186	0,8952	0,9170	0,8820
K	46,42	32,71	45,24	27,37
A ₁	6,03	11,04	6,33	14,89
A	< 0	4,67	< 0	2,87
A _{min}	4,75	8,26	3,19	6,67

Pour les poteaux des files c et d, les sections d'aciers sont identiques à celles des poteaux de la file b.

Portique longitudinal 2-2.

Tableau donnant les moments fléchissants max ainsi que les efforts normaux correspondants.

File	Poteau	1 ^{er} Genre		2 ^{em} Genre	
		M	N	M	N
a	1-a	2342	11629	10351	13421
b	b-2	221	15193	10482	14626
c	c-3	/	16225	10282	14848
d	d-4	/	16020	10282	14662



Détermination des armatures longitudinales sous SP₁.

Les poteaux des files a et b sont soumis à une flexion composée. Les poteaux des files c et d seront calculés en compression simple. On y supposera soumis au même effort.

Le poteau de la file a a une section de 50x50.

Les autres poteaux ont une section de 30x30.

Tableau donnant les différentes valeurs de e_0 et $\bar{\sigma}'_b$.

File	a	b	c	d
Pot	1-a	2-b	3-c	4-d
M	2342	221	/	/
N	11629	15193	16225	16020
e_0	20,14	1,45	/	/
$\bar{\sigma}'_b$	124,2	75,2	68,8	68,8

Poteau 1-a : $e_0 > e_1$ sect. partiel^{te} comprimée
 Poteaux des files b, c, d \rightarrow compression simple
 avec $N = 16225 \text{ kg}$.

Tableau donnant le pourcentage minimal d'armatures.

Pot	1-a	2-b	3-c
N	11629	15193	16225
AL	1,20	2,55	2,87

FILE A:

$$\begin{cases} M = 2342 \text{ Kg.m} \\ N = 11629 \text{ Kg} \end{cases}$$

$$e_0 = 20,14 > \frac{ht}{6} \text{ section partiel}^{\text{te}} \text{ comprimée.}$$

$$M_{at} = 234200 + 11629 \times 21 = 478409 \text{ Kg.cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 478409}{2800 \times 50 \times 46^2} = 0,0242$$

$$K = 58,31$$

$$E = 0,5318$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}'_a}{K} = \frac{2800}{58,31} = 48 < \bar{\sigma}'_b = 124,2 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées.}$$

$$A_1 = \frac{478409}{2800 \times 46 \times 0,5318} = 3,9 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}'_a} = 3,9 - \frac{11629}{2800} = -0,25 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on garde } A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2.$$

FILES B, C et D.

$$1/ A_L \geq A_{\min} = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}} = 2,87 \text{ cm}^2.$$

$$2/ A_L \geq \frac{1}{m} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}} - B \right) = \frac{1}{15} \left(\frac{16225}{68,8} - 900 \right) < 0$$

$$3/ A \leq \frac{B}{20} = \frac{900}{20} = 45 \text{ cm}^2.$$

Détermination des armatures longitudinales sous SP_2 .

Tableau donnant les différentes valeurs de e_0 , $\bar{\sigma}'_b$ et A_L

Poteau	M	N	e_0	$\bar{\sigma}'_b$	γ_1	$\bar{\sigma}'_m$	A_L
1-a	10351	13121	78,8	205,5	19,47	13,48	3,53
2-b	70482	14626	71,66	205,5	11,43	42,65	4,54
3-c	10282	14848	69,25	205,5	11,43	43,3	4,61
4-d	10282	14662	70,13	205,5	11,43	42,76	4,55

On calculera les poteaux des files a et b. Les poteaux des files c et d seront armés de la même façon que le poteau de la file b.

$e_0 > e_1$ les sections sont partiellement comprimées.

Formules à utiliser:

$$M_{at} = M + \left(\frac{ht}{2} - d\right) N$$

$$s' = \frac{d'}{h}$$

$$M_{ac} = M - \left(\frac{ht}{2} - d\right) N$$

$$\mu_1 = \frac{n M_{at}}{\bar{\sigma}_a b h^2}$$

$$\mu_2 = \frac{n M_{ac}}{\bar{\sigma}_a b h^2}$$

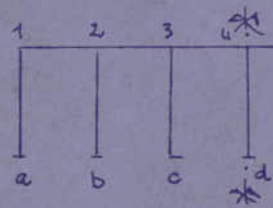
$$\omega = \omega = \frac{n}{15} \frac{100A}{bh}$$

Files	a	b
Poteau	a-1	b-2
M	10351	10482
N	13121	14626
e_0	78,8	71,66
$\bar{\sigma}_a$	4200	4200
s'	0,09	0,11
M_{at}	13106,41	13992,24
M_{ac}	/	8726,88
μ	0,1209	0,2285
K	21,82	14,04
E	0,8642	0,8278
\bar{K}	20,44	20,44
μ_1	/	0,2285
μ_2	/	0,1425
K	/	19,48
$\bar{\omega}'$	/	1,111
A_1	7,22	/
A	4,09	8,99
A'	4,09	8,99
Amin	3,53	4,54

Portique Longitudinal 1-1'

Tableau donnant les moments fléchissants max ainsi que les efforts normaux correspondants.

File	Poteau	1 ^{er} Genre		2 ^{em} e Genre	
		M	N	M	N
a	1-a	/	35000	12648	32259
b	b-2	/	35000	21926	32259
c	c-3	/	35000	21926	31838
d	d-4	/	35000	21926	31838



Détermination des armatures longitudinales sous SP_1 .

Les poteaux sont soumis à compression simple. La section des poteaux est de 50×50 .

Pourcentage minimal d'armatures:

$$\theta_1: \quad \theta_1 = 1,8 \text{ (pot 1-a)} \quad \theta_1 = 1,4 \text{ (autres poteaux)}$$

$$\theta_2: \quad l_c = 0,9 l_0 = 0,9 \times 10,45 \quad \rightarrow \theta_2 = 5,898$$

$$\theta_3 = 1,52$$

$$\sigma'_m = \frac{N}{B}$$

Poteau	N (Kg)	A ₀	A _{max}	A _{min}
1-a	35000	< 0	125	10,28
2-b	35000	< 0	125	8

$$A_0 = \frac{1}{n} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}'_{b_0}} - B \right) ; A_{max} = \frac{B}{20}$$

$$A_{min} = 1,25 \cdot 10^{-3} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b_0}}$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 68,8 \text{ Kg/cm}^2.$$

Détermination des armatures longitudinales sous SP_2 .

Tableau donnant les différentes valeurs de e_0 et $\bar{\sigma}'_b$.

Pot	M	N	e_0	$\bar{\sigma}'_b$
1-a	12648	32259	39,2	205,5
2-b	21926	32259	67,97	205,5
3-c	21926	31838	68,87	205,5
4-d	21926	31838	68,87	205,5

$e_0 > e_1 \rightarrow$ sections partiellement comprimées.

Les poteaux 2-b ; 3-c ; 4-d auront même section d'armatures.
On étudiera donc les poteaux 1-a et 2-b.

Formules à utiliser :

(Armatures comprimées non nécessaires).

$$Mat = M + \left(\frac{ht}{2} - d \right) N$$

$$\mu = \frac{nMat}{\bar{\sigma}_a b h^2}$$

$$A_1 = \frac{n}{15} \frac{Mat}{\bar{\sigma}_a E h}$$

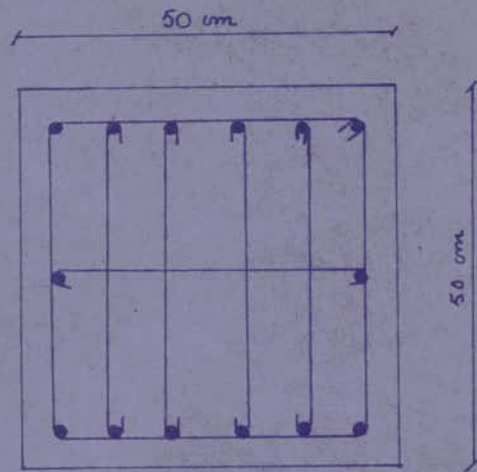
$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

Files	a	b
Poteau	a-1	b-2
M	12648	21926
N	32259	32259
e_0	39,2	67,97
$\bar{\sigma}_a$	4200	4200
Mat	19422,39	28700,39
μ	0,0655	0,0969
K	32,4	25,3
E	0,8945	0,8759
\bar{K}	20,44	20,44
A ₁	11,42	16,96
A	3,74	9,28
A'	3,74	9,28
A _{min}	10,28	8

FERRAILLAGE ADOPTÉ

Poteaux en Console:

14 T 25 $A = 68,72 \text{ cm}^2$

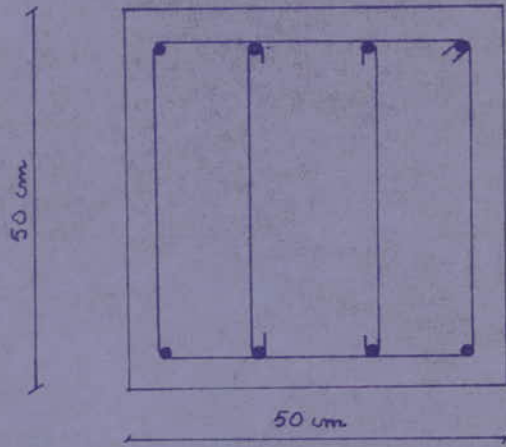
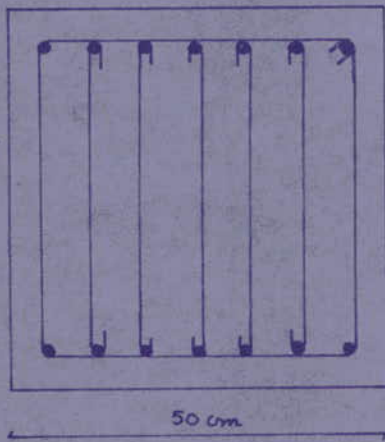


File centrale:

niveau 1

niveau 2

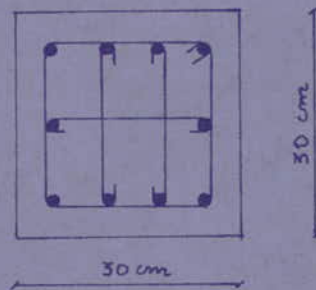
14 T 20 $A = 43,38 \text{ cm}^2$



8 T 20
 $A = 25,13 \text{ cm}^2$

Poteaux 30x30:

10 T 20 $A = 31,42 \text{ cm}^2$



ARMATURES TRANSVERSALES.

Les armatures transversales disposées dans les poteaux ont un triple rôle :

- permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- S'opposer au flambement des armatures.

Aucun pourcentage minimal n'est requis pour les armatures transversales. Les règles CCBA 68 se bornent à limiter les espacements entre celles-ci, comme indiqué ci-dessous.

Zones courantes: (où il n'y a pas recouvrement).
L'espacement admissible est

$$\bar{t} = \min \begin{cases} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{t \max}) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \phi_{t \min} \end{cases}$$

en pratique on prend :

$$t \leq 15 \phi_{t \min}$$

$$\phi_t \geq 0,3 \phi_{t \max}$$

Dans notre cas :

Partie avec ancre :

$$\begin{cases} \phi_t = 2 \text{ cm} \\ t \leq 30 \text{ cm} \\ \phi_t \geq 0,6 \text{ cm} \quad (\phi_t = 8 \text{ mm}) \end{cases}$$

Partie sans ancre :

$$\begin{cases} \phi_t = 2,5 \text{ cm} \\ t \leq 37,5 \text{ cm} \\ \phi_t \geq 0,75 \text{ cm} \quad (\phi_t = 8 \text{ mm}) \end{cases}$$

Zones de recouvrement:

Soit v le nombre de cours d'armatures à disposer sur le recouvrement.

On doit avoir :

$$\begin{cases} v \geq 3 \\ v \geq 0,4 \phi_t^2 \frac{\sigma_{enc}}{\sigma_{enc}^2} \\ \phi_t^2 \cdot \sigma_{enc} \end{cases}$$

Dans notre cas :

Partie avec ancre

$$\begin{cases} v \geq 3 \\ v \geq 0,4 \times 2^2 \times 4200 = 4,37 \\ 0,8^2 \times 2400 \end{cases} \text{ soit } 5 \text{ cours}$$

Partie sans ancre.

$$\begin{cases} v \geq 3 \\ v \geq 0,4 \times 2,5^2 \times 4200 = 6,51 \\ 0,8^2 \times 2400 \end{cases} \text{ soit } 7 \text{ cours}$$

La longueur de recouvrement est :

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,5^2 \times 5,9 = 16,6 \text{ Kg/cm}^2$$

Dans notre cas :

Partie avec ancre.

$$l_d = \frac{2}{4} \times \frac{2800}{16,6} = 84,33 \text{ cm}$$

$$t = 21 \text{ cm}$$

Partie sans ancre.

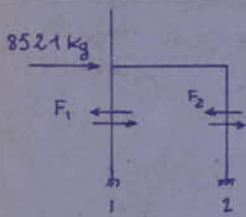
$$l_d = \frac{2,5}{4} \times \frac{2670}{16,6} = 100,5$$

$$t = 16 \text{ cm}$$

Les armatures transversales sont de plus destinées à reprendre l'effort tranchant dû au séisme et développé aux extrémités des poteaux. On calculera l'espacement t répondant à cette condition pour le sens transversal et pour le sens longitudinal.

II Partie avec annexe:

1/ Sens Transversal.



Le calcul des forces horizontales dues aux séismes (VOIR ETUDE AU SEISME) a donné les résultats suivants:

$$F = 8521 \text{ kg} \quad (\text{Niveau I})$$

$$F_1 = 7541 \text{ kg}$$

$$F_2 = 980 \text{ kg}$$

FILE 1

On prendra $T = F_1 = 7541 \text{ kg}$.

$$A_t: \text{cadre } \phi 8 + 5 \text{ épingle } \phi 8 \rightarrow A_t = 3,518 \text{ cm}^2$$

La contrainte de cisaillement est:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{7541}{50 \times \frac{7}{8} \times 46} = 3,75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = S_a \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec} \quad S_a = \max \begin{cases} 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{3,75}{9 \times 5,9 \times 1,5} = 0,952 \\ \frac{2}{3} \end{cases}$$

On utilise de l'acier doux Fe E24 $\rightarrow \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$. $\rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,952 \times 2400 = 2285 \text{ Kg/cm}^2$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{3,518 \times \frac{7}{8} \times 46 \times 2285}{7541} = 42,9 \text{ cm}$$

L'espacement admissible est:

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0,2h = 9,2 \text{ cm} \\ h(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) = 46(1 - 0,3 \frac{3,75}{5,9 \times 1,5}) = 40,15 \text{ cm} \end{cases}$$

FILE 2.

$$T = F_2 = 980 \text{ kg}$$

$$A_t: \text{cadre } \phi 8 + 2 \text{ épingle } \phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{980}{30 \times \frac{7}{8} \times 27} = 1,38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = S_a \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec} \quad S_a = \max \begin{cases} 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{1,38}{5,9 \times 1,5 \times 9} = 0,982 \\ \frac{2}{3} \end{cases} \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,982 \times 2400 = 2357 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{2,01 \times \frac{7}{8} \times 27 \times 2357}{980} = 114$$

L'espacement admissible:

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0,2h = 5,4 \text{ cm} \\ h(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) = 27(1 - 0,3 \frac{1,38}{5,9 \times 1,5}) = 25,73 \text{ cm} \end{cases}$$

2/ Sens Longitudinal.

Portique 1.1.

$$\text{Niveau I.} \quad F_1 = 3368 \text{ kg}$$

$$F_2 = 4210 \text{ kg}$$

on prendra $T = F_2 = 4210 \text{ kg}$.

$$A_t: \text{cadre } \phi 8 \rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{4210}{50 \times \frac{7}{8} \times 46} = 2,09$$

$$S_a = \max \begin{cases} 1 - \frac{2,09}{9 \times 5,9 \times 1,5} = 0,973 \\ \frac{2}{3} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,973 \times 2400 = 2335 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{1 \times \frac{7}{8} \times 46 \times 2335}{4210} = 22 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0,2h = 9,2 \text{ cm} \\ h(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) = 46(1 - 0,3 \frac{2,09}{5,9 \times 1,5}) = 41,11 \text{ cm} \end{cases}$$

$$t = 20 \text{ cm}$$

Portique 2-2.

$$F = 19334 \text{ Kg}$$

$$F_1 = 2343 \text{ Kg}$$

$$F_2 = 2229 \text{ Kg}$$

FILE A.

$$\text{Poutre } 50 \times 50 \quad T = F_1 = 2343 \text{ Kg}$$

$$A_t: 1 \text{ cadre } \phi 8 \quad A_t = 1 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2343}{50 \times \frac{7}{8} \times 46} = 1,16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{1,16}{9 \times 5,9 \times 1,5} = 0,98 \\ \frac{2}{3} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,98 \times 2400 = 2348 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{1 \times \frac{7}{8} \times 46 \times 2348}{2343} = 40,32 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 9,2 \text{ cm} \\ h(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) = 43 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$t = 20 \text{ cm}$$

FILE B.

$$\text{Poutre } 30 \times 30 \quad T = F_2 = 2229 \text{ Kg}$$

$$A_t: 1 \text{ cadre } \phi 8 + 1 \text{ pingle } \phi 8 \rightarrow A_t = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2229}{30 \times \frac{7}{8} \times 27} = 3,15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{3,15}{9 \times 5,9 \times 1,5} = 0,94 \\ \frac{2}{3} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,94 \times 2400 = 2258 \text{ Kg/cm}^2$$

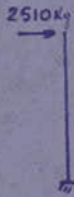
$$t = \frac{1,5 \times \frac{7}{8} \times 27 \times 2258}{2229} = 36 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 5,4 \text{ cm} \\ h(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) = 27 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$t = 20 \text{ cm}$$

II Partie sans ancre.

Sens transversal.



$$T = 2510 \text{ kg} \quad (\text{sous le sens horizontal})$$

$$A_t: 1 \text{ cadre } \phi 8 + 4 \text{ étriers } \phi 8 \rightarrow A_t = 3,01 \text{ cm}^2$$

La contrainte de cisaillement est:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2510}{50 \times \frac{7}{8} \times 46} = 1,247 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho_a = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_b \quad \text{avec} \quad \rho_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 0,984 \\ \frac{2}{3} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,984 \times 2400 = 2361,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{3,01 \times \frac{7}{8} \times 46 \times 2361,6}{2510} = 114 \text{ cm}$$

espacement admissible:

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 9,2 \\ h(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) = 44 \text{ cm} \end{array} \right.$$

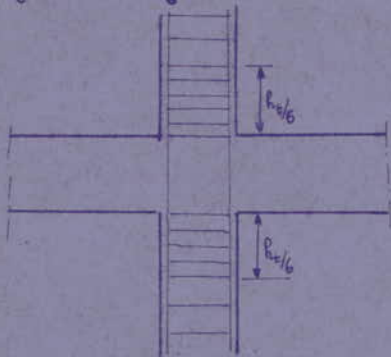
Sens longitudinal.

$$T = 3228 \text{ Kg}$$

$$\rightarrow t = 30 \text{ cm}$$

Remarque:

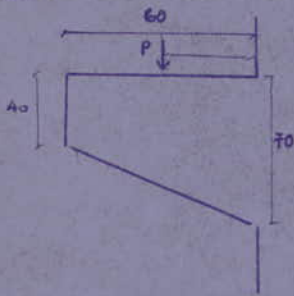
Les règlements parasismiques (art. 2.312 page 59) recommandent de réduire l'espacement des armatures transversales à ses $\frac{4}{5}$ de part et d'autre des nœuds sur une longueur égale au $\frac{1}{6}$ de la hauteur libre des poteaux.



(pour nos cas , voir les planches)

CALCUL DE L'APPUI DU CHEMIN DE ROULEMENT

nous dimensionnerons ces consoles sous la charge maximale due aux ponts roulants.



$$M = P \cdot d = 21690 \times 0,3 = 6507 \text{ Kg.m.}$$

$$\rho = \frac{15 \times 650700}{2800 \times 50 \times 66^2} = 0,01600$$

$$K = 74$$

$$E = 0,9442$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{74} < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{650700}{2800 \times 0,9442 \times 66} = 3,72$$

on prendra 3T14

armatures transversales:

- cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{21690}{50 \times \frac{2}{3} \times 36} = 13,77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$$

- espacement des armatures transversales :

$$A_{E1} : \text{un cadre} + 1 \text{ étrier } \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{t = 5 \text{ cm.}}$$

FONDATIONS

FONDITIONS

La contrainte admissible du sol étant de 2 kg/cm^2 , nous distinguons :

- Pour les poteaux de (50×50) de la partie sans annexe une semelle S_1
- Pour les poteaux de (50×50) de la partie avec annexe une semelle S_2
- Pour les poteaux de (30×30) de la partie annexe une semelle S_3
- Pour les poteaux de 50×50 au niveau des joints de dilatation une semelle S_4
- Pour les poteaux de 30×30 au niveau des joints de dilatation une semelle S_5

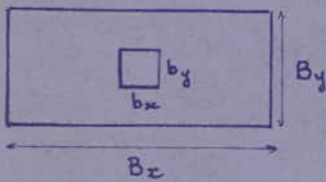
Toutes les semelles seront de type superficielles et isolées.

Nous prévoyons des longrines de (30×40) dans le sens longitudinal, dans le sens transversal, il nous est impossible d'en placer à cause, d'une part de la distance importante entre semelles (10 m et 20 m), d'autre part des effets secondaires néfastes à la stabilité globale de la structure qui peuvent être causés par le passage des engins sur voies.

Le calcul des fondations portera essentiellement sur les semelles S_1, S_2 et S_3 . Les semelles S_4 et S_5 seront dimensionnées et armées compte tenu de S_1, S_2, S_3 . Les semelles seront calculées à la flexion composée.

CALCUL DES SEMELLES

Dimensionnement des semelles :



on doit toujours respecter les conditions suivantes :

$$B_x \cdot B_y \geq \frac{N}{\sigma_s}$$

• Si possible, le poteau et la semelle doivent être homothétiques, c'est à dire dans le même rapport

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y}$$

(dans notre cas, cette condition n'a pas pu être respectée pour des raisons économiques).

• La hauteur h doit vérifier :

$$h = h_t - d_1 = \frac{B_x - b_x}{4}$$

Calcul des armatures :

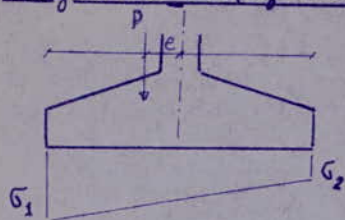
Nous calculerons les fondations sous les sollicitations les plus défavorables.

Nous exposerons pour chaque cas la méthode utilisée et pas la même occasion nous justifierons les dimensions retenues pour la semelle.

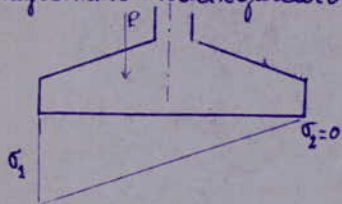
Dans tous les cas, nous déterminerons les armatures dans les 2 sens (transversal et longitudinal)

Pour une semelle soumise à un effort normal et à un moment de flexion, et en admettant une répartition linéaire des pressions sous semelle, le diagramme des contraintes affecte les formes suivantes :

a) Diagramme trapézoïdal

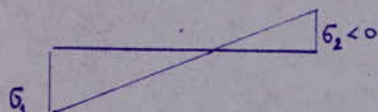


b) Diagramme triangulaire



c) autre forme :

cas où l'effort normal est relativement faible vis-à-vis du moment de flexion.

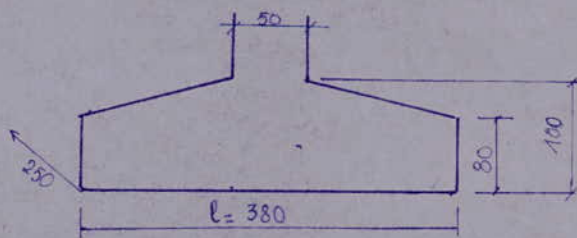


Semelle S₁ (sous poteaux de 50x50 - partie sans annexe)

Se cas le plus défavorable s'est présenté sous SP₁ : $N' = 15946 \text{ Kg}$
 $M = 56809 \text{ Kgm}$

Ces efforts nous ont contraint à augmenter les dimensions de la semelle pour élever son poids, ce qui réduit l'excentricité et par la même occasion agit sur le diagramme des pressions sous semelle et le ramène à un état acceptable.

Ses dimensions retenues sont :



dans le plan transversal.

Dans le sens transversal :

effort normal réel :

$N' = 14946 \text{ kg}$
 poids propre de la fondation : $21687,5 \text{ kg}$
 poids poteau + longrines : 2400 kg
 poids des murs : $300 \times 9 \times 4 = 10800 \text{ kg}$

⇒ $N = 50833,5 \text{ kg}$

donc : $M = 56809 \text{ kg.m}$
 $N = 50833,5 \text{ kg}$

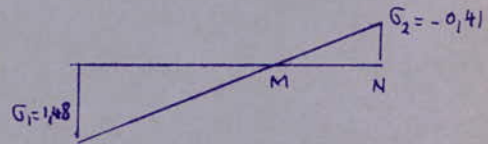
Calcul des contraintes σ_1 et σ_2 :

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{N}{B.l} \pm \frac{M \times \frac{l}{2}}{B \frac{l^3}{12}} = \frac{N}{B.l} \pm \frac{6M}{B.l^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{50833}{250 \times 380} + \frac{6 \times 5680900}{250 \times 380^2} = 1,48$$

$$\sigma_2 = \frac{50833}{250 \times 380} - \frac{6 \times 5680900}{250 \times 380^2} = -0,41$$

le diagramme obtenu est donc le suivant :



excentricité $e = \frac{M}{N} = 111,75 \text{ cm}$

$$e > \frac{l}{6} = \frac{380}{6} = 63,3 \text{ cm}$$

La partie MN, correspondant à des contraintes négatives et inutile. On ne peut en effet considérer que des contraintes positives. on se ramène alors au diagramme triangulaire sur une longueur : $3c = 3 \left(\frac{l}{2} - e \right)$

cette partie comprimée doit être au minimum égale à $\frac{3}{5} l$.

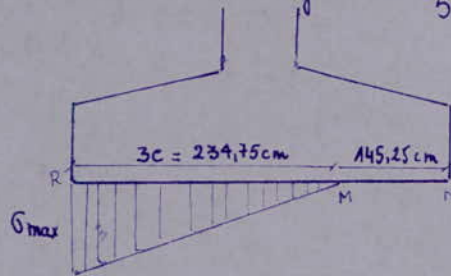
$$c = \frac{380}{2} - 111,75 = 78,25$$

$$\Rightarrow 3c > \frac{3}{5} l$$

on aura alors :

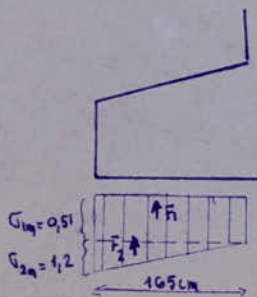
$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3bc}$$

$$\Rightarrow \underline{\underline{\sigma_{max} = 1,71 \text{ kg/cm}^2}}$$



Calcul des armatures

nous déterminerons les armatures en considérant la console suivante :



$$F_1 = \sigma_{1m} \times B \times l' = 0,51 \times 250 \times 165 = 21037,5 \text{ kg}$$

$$F_2 = \sigma_{2m} \times B \times \frac{l'}{2} = 1,2 \times 250 \times \frac{165}{2} = 24750 \text{ kg}$$

$$M_1 = 21037,5 \times \frac{165}{2} = 1735593,8 \text{ kg.cm}$$

$$M_2 = 24750 \times \frac{165^2}{2} = 2722500 \text{ kg.cm}$$

$$M = M_1 + M_2 = 4458093,8 \text{ kg.cm}$$

$$\rho = \frac{15 \times 4458093,8}{2800 \times 250 \times 96^2} = 0,0104 \Rightarrow k = 94,5$$

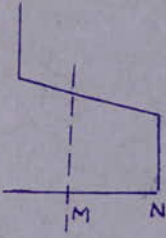
$$E = 0,9543$$

\Rightarrow armatures inférieures : $A = \frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot h} = 17,38 \text{ cm}^2$

Armatures supérieures:

elles seront calculées pour la partie de la fondation en traction -

Le sol ne travaillant pas en traction, la console MN sera soumise à son poids propre et au poids des terres se trouvant au dessus.



$$\begin{aligned} \text{poids propre: } & 145,25 \times 250 \times 2500 \left[80 + \frac{17,6}{2} \right] \cdot 10^{-6} = 8061,4 \text{ kg} \\ \text{poids des terres: } & \left[\frac{20}{2} + 70 \right] \times 145,25 \times 250 \times 2000 \cdot 10^{-6} = 5810 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{d'où } M = (8061,4 + 5810) \times \frac{145,25}{2} = 1007410,4 \text{ kg.cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 1007410,4}{2800 \times 250 \times 94^2} = 0,0024 \Rightarrow k = 20,5$$

$$E = 0,9773$$

$$\Rightarrow A = \frac{1007410,4}{2800 \times 0,9773 \times 94} = 3,9 \text{ cm}^2$$

vu, les dimensions importantes de la fondation nous négligerons les armatures supérieures -

Dans le sens longitudinal :

Le cas le plus défavorable se présente sous SP₂

$$\begin{aligned} N' &= 37741 \text{ kg} \\ M &= 12794 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{\text{red}} &= 37741 + 10800 + 2400 + 21687,5 = 72628,5 \text{ kg} \\ M &= 12794 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{6M}{lB^2} = \frac{72628,5}{380 \times 250} + \frac{6 \times 1279400}{380 \times 250^2} = 0,76 + 0,32 = 1,08 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0,76 - 0,32 = 0,44 \text{ kg/cm}^2$$

on a un diagramme trapezoidal.



$$\bar{\sigma}_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 1,08 + 0,44}{4} = 0,92 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

$$\Rightarrow N_1 = \bar{\sigma}_m \cdot S = 0,92 \times 380 \times 250 = 87400$$

$$F_y = \frac{N_1 (B_y - b_y)}{8h} = \frac{87400 (250 - 50)}{8 \times 96} = 22760 \text{ kg}$$

$$A_y = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{22760}{4200} = 5,5 \text{ cm}^2$$

$$A_x = \frac{87400 (380 - 50)}{8 \cdot 96 \times 4200} = 8,94 \text{ cm}^2$$

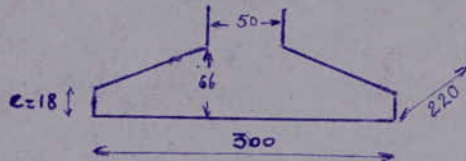
nous prendrons finalement : armatures // à l'axe xx (sens transversal) : $A_x = 9T16$
armatures // à l'axe yy (sens longitudinal) : $A_y = 7T12$

Semelle S₂ (semelle sous poteau de 50x50 - partie avec Annexe)

Le cas le plus défavorable se présente sous SP₁ (dans le sens transversal)

Après avoir essayé tous les cas possibles nous avons retenu les dimensions suivantes pour la semelle.

$$\begin{aligned} h_t &= 66 \text{ cm} \\ h &= 62 \text{ cm} \\ B_x &= 300 \text{ cm} \\ B_y &= 220 \text{ cm} \\ e &= 18 \text{ cm} \end{aligned}$$



(dans le sens transversal)

Dans le sens transversal :

$$\begin{aligned} N' &= 45399 \text{ Kg} \\ M &= 21432 \text{ kg}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

pois propre de la fondation : 7205 kg

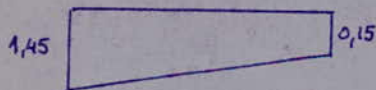
$$\Rightarrow N'_{\text{net}} = 45399 + 7205 = 52604 \text{ Kg}$$

La semelle calculée sous $\begin{cases} M = 21432 \text{ kg}\cdot\text{m} \\ N = 52604 \text{ Kg} \end{cases}$ nous donnera un diagramme des pressions sous semelle, trapézoïdal.

nous donnera un diagramme des

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{6M}{B^2} = \frac{52604}{220 \times 300} \pm \frac{6 \times 2143200}{220 \times 300^2} = 0,80 \pm 0,65$$

$$\text{d'où : } \begin{aligned} \sigma_1 &= 1,45 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 &= 0,15 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$



$$\Rightarrow \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,125 \text{ kg/cm}^2$$

La méthode des bielles nous donnera :

$$N_1 = \sigma_m \cdot S = 1,125 \times 300 \times 220 = 74250 \text{ kg}$$

$$F_x = \frac{N_1 (B_x - b_x)}{8h} = \frac{74250 (300 - 50)}{8 \times 62} = 37424,4 \text{ kg}$$

$$F_y = \frac{N_1 (B_y - b_y)}{8 \times h} = \frac{74250 (220 - 50)}{8 \times 62} = 25448,59 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow A_x = \frac{F_x}{\sigma_a} = \frac{37424,4}{2800} = 13,36 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{F_y}{\sigma_a} = 9,09 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \begin{cases} A_x = 13,36 \text{ cm}^2 \\ A_y = 9,09 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Dans le sens longitudinal :

le cas le plus défavorable se présente sous SP₂

$$\begin{aligned} N' &= 53850 \text{ Kg} \\ M &= 14777 \text{ kg}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$N_{\text{réel}} = N' + p$ propre de la fondation.

$$N = 61055 \text{ kg}$$

$$M = 14777 \text{ kg.m}$$

$$\bar{\sigma}_{1,2} = 0,925 \pm 0,61 \Rightarrow \text{diagramme trapézoïdal}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 1,53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,225 \text{ kg/cm}^2$$

La méthode des bielles nous donne :

$$N_b = 1,225 \times 220 \times 300 = 80850 \text{ kg}$$

$$F_y = \frac{N_b (B_y - b_y)}{8h} = 27711 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow A_y = \frac{F_y}{\sigma_a} = \frac{27711}{4200} = 6,6 \text{ cm}^2$$

$$F_x = \frac{N_b (B_x - b_x)}{8h} = 40751 \text{ kg}$$

$$A_x = \frac{40751}{4200} = 9,70 \text{ cm}^2$$

Nous retiendrons finalement :

armatures // à l'axe xx' (sens transversal)

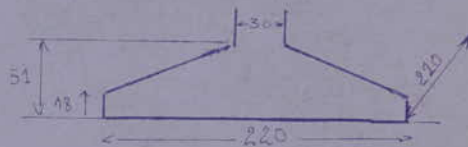
$$A_x = 7T16$$

armatures // " " yy' (sens longitudinal)

$$A_y = 5T16$$

Semelle S_3 (semelle sous poteau de 30×30 - partie annexe)

Ses dimensions retenues sont les suivantes :



dans le sens transversal, le cas le plus défavorable se présente sous SP,

$$\text{avec } N' = 18735 \text{ kg}$$

$$M = 7319 \text{ kg.m}$$

$$p \text{ propre de la fondation} : 4447 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N = 23182 \text{ kg} \\ M = 7319 \text{ kg.m} \end{cases}$$

le diagramme des pressions sous semelle obtenu est pratiquement triangulaire.

$$\bar{\sigma}_{1,2} = \frac{23182}{220^2} \pm \frac{6 \times 731900}{220^3} = 0,48 \pm 0,41$$

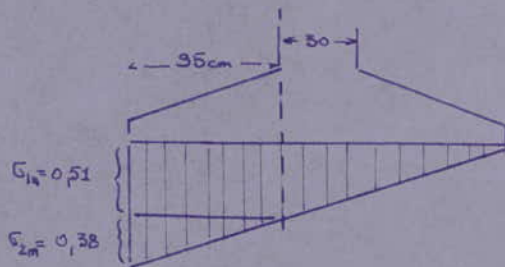
$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 0,89 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,07 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_m = \frac{3\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2}{4} = \frac{3 \times 0,89 + 0,07}{4} = 0,68$$

$$\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_2 = 0,82 > \frac{\bar{\sigma}_m}{2}$$

La différence entre la contrainte maximale et la contrainte minimale dépasse la moitié de la contrainte moyenne - La méthode des Bielles n'est pas applicable dans ce cas. Les armatures de la semelle seront déterminées en fonction des moments fléchissants auxquels sont soumises les différentes sections.

Prenez $\bar{\sigma}_2 = 0$, on a donc le diagramme triangulaire suivant:



$$F_1 = \bar{\sigma}_{1m} \times l \times B = 0,51 \times 95 \times 220 = 10659 \text{ kg}$$

$$F_2 = \bar{\sigma}_{2m} \times \frac{l}{2} \times B = 0,38 \times \frac{95}{2} \times 220 = 3971 \text{ kg}$$

⇒ Moments dus à F_1 et F_2 :

$$M_1 = F_1 \times \frac{l}{2} = 10659 \times \frac{95}{2} = 506302,5 \text{ kg.cm}$$

$$M_2 = F_2 \times \frac{2l}{3} = 3971 \times \frac{95 \times 2}{3} = 251496,67 \text{ kg.cm}$$

$$\Rightarrow M = M_1 + M_2 = 757799,17 \text{ kg.cm}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \times b \times h^2} = \frac{15 \times 757799,17}{2800 \times 220 \times 47,5^2} = 0,0082 \quad \Rightarrow \begin{cases} K = 107 \\ E = 0,959 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 5,94 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{on prendra } 6T12 \quad (678 \text{ cm}^2)$$

Dans sens longitudinal:

le cas le plus défavorable se présente sous SR_2 .

$$\begin{cases} M = 10482 \text{ kg.m} \\ N = 13196 + 4447 = 17643 \text{ kg.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M = 10482 \text{ kg.m} \\ N = 13196 + 4447 = 17643 \text{ kg.m} \end{cases}$$

l'excentricité : $e = \frac{M}{N} = 59,41 \text{ cm}$

$$\bar{\sigma}_{1,2} = 0,36 \pm 0,59 \quad \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_1 = 0,95 \\ \bar{\sigma}_2 = -0,23 \end{cases}$$

le diagramme est donc le suivant:



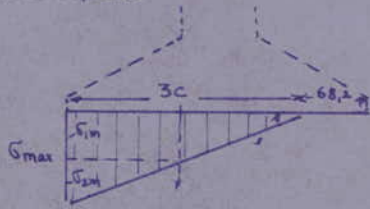
$$e = 59,41 \text{ cm} > \frac{l}{6} = \frac{220}{6} = 36,6 \text{ cm}$$

La partie correspondant à des contraintes négatives étant inutile, on se ramène alors au diagramme triangulaire suivant :

$$\text{avec } c = \frac{l}{2} - e = 110 - 59,41 = 50,6 \text{ cm}$$

$$3c = 151,8 \text{ cm}$$

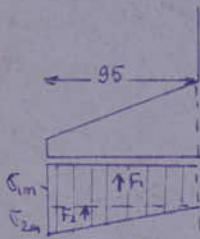
$$3c > \frac{3}{5}l = 132 \text{ cm}$$



$$\text{on aura alors : } \sigma_{\max} = \frac{2N}{3Bc} = \frac{2 \times 17643}{151,8 \times 220} = 1,06 < 1,33 \bar{\sigma}_s \Rightarrow \underline{\underline{\sigma_{\max} = 1,06 \text{ kg/cm}}}$$

Détermination des armatures :

nous déterminerons les armatures en considérant la console suivante :



$$\sigma_{1m} = 0,40 \Rightarrow F_1 = 0,4 \times 95 \times 220 = 8360$$

$$\sigma_{2m} = 0,66 \Rightarrow F_2 = 0,66 \times \frac{95}{2} \times 220 = 6897$$

$$\Rightarrow M_1 = 8360 \times \frac{95}{2} = 397100 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$M_2 = 6897 \times \frac{95}{3} = 436810 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\Rightarrow M = 833910 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times M}{\bar{\sigma}_a \times b \times h^2} = \frac{15 \times 833910}{4200 \times 22 \times 47,5^2} = 0,006 \Rightarrow K = 126$$

$$E = 0,9645$$

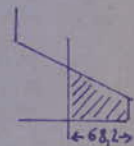
$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 4,33 \text{ cm}^2$$

on prendra 6T12.

armatures supérieures : (pour la partie de la semelle correspondant au une traction du sol)
cette partie (console) sera donc soumise à son propre et au poids des terres se trouvant au dessus .

$$\begin{aligned} p. \text{propre} &: 1120 \text{ kg} \\ p. \text{des terres} &: 2596 \text{ kg} \\ \Rightarrow M &= 192675,6 \text{ kg}\cdot\text{cm} \\ \mu &= 0,00142 \Rightarrow K = 270 \\ E &= 0,9825 \end{aligned}$$

$$A = 0,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Les armatures supérieures seront négligées.}$$



nous retiendrons finalement pour la semelle S_3 : les sections d'armatures suivantes :

$$\begin{aligned} A_x &\rightarrow 6T12 \\ A_y &\rightarrow 6T12 \end{aligned}$$

LONGRINES

Les longrines seront disposées à la base des poteaux dans le sens longitudinal. nous considérerons la longrine la plus sollicitée, et nous la garderons pour toute la structure.

la longrine sera étudiée comme une poutre sur appuis simple. Les moments à la base des poteaux seront considérés comme repris entièrement par les fondations.

Nous considérerons 2 types de charges pour obtenir les armatures inférieures et supérieures de la longrine.

La distance entre axes des poteaux est partout de 4m - la section de la longrine est 30x40.

Détermination des armatures inférieures :

Pendant la réalisation de l'ouvrage la longrine peut se trouver soumise à son poids propre, au poids du mur mais pas à la pression du sol (réaction).

on aura alors :



$$q_L = 0,3 \times 0,4 \times 2500 = 300 \text{ kg/ml.}$$

$$q_{mur} = 300 \times 9 = 2700 \text{ kg/ml.}$$

$$\Rightarrow q = 3000 \text{ kg/ml.}$$

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{3000 \times 4^2}{8} = 6000 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{\pi M}{\sigma_a b h^2} = \frac{600000 \times 15}{2800 \times 30 \times 56^2} = 0,0707$$

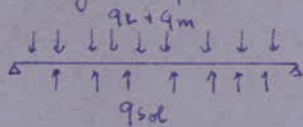
$$k = 30,9$$

$$E = 0,8911$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}_b, \quad A' = \frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot h} = 5,72 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures supérieures :

Dans le cas accidentel où un tassement se produit au niveau des fondations la longrine peut se trouver soumise aux effets suivants.



$$\sigma_s = 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{sol} = 20000 \times 0,3 = 6000 \text{ kg/ml}$$

$$q_{mur} = 300 \times 5,85 = 1635 \text{ kg/ml (dans l'anneau) -}$$

$$q_{sol} - q_L - q_m = 6000 - 300 - 1635 = 4065 \text{ kg/ml.}$$

$$M = \frac{q l^2}{8} = 6856,23 \text{ kg.m}$$

$$\mu = 0,0958$$

$$k = 25,4$$

$$E = 0,8762$$

$$\sigma'_b < 137 = \bar{\sigma}_b$$

$$A = 7,8 \text{ cm}^2$$

finalement : nous armerons la longrine symétriquement avec 2T20 + 1T14

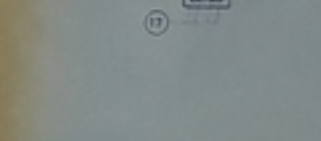
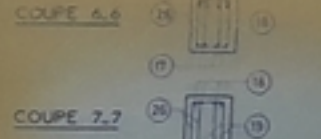
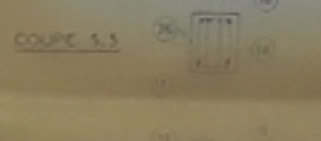
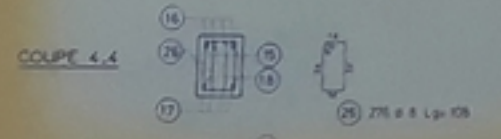
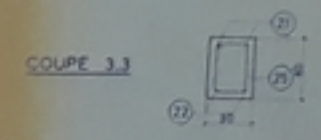
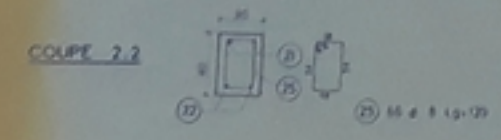
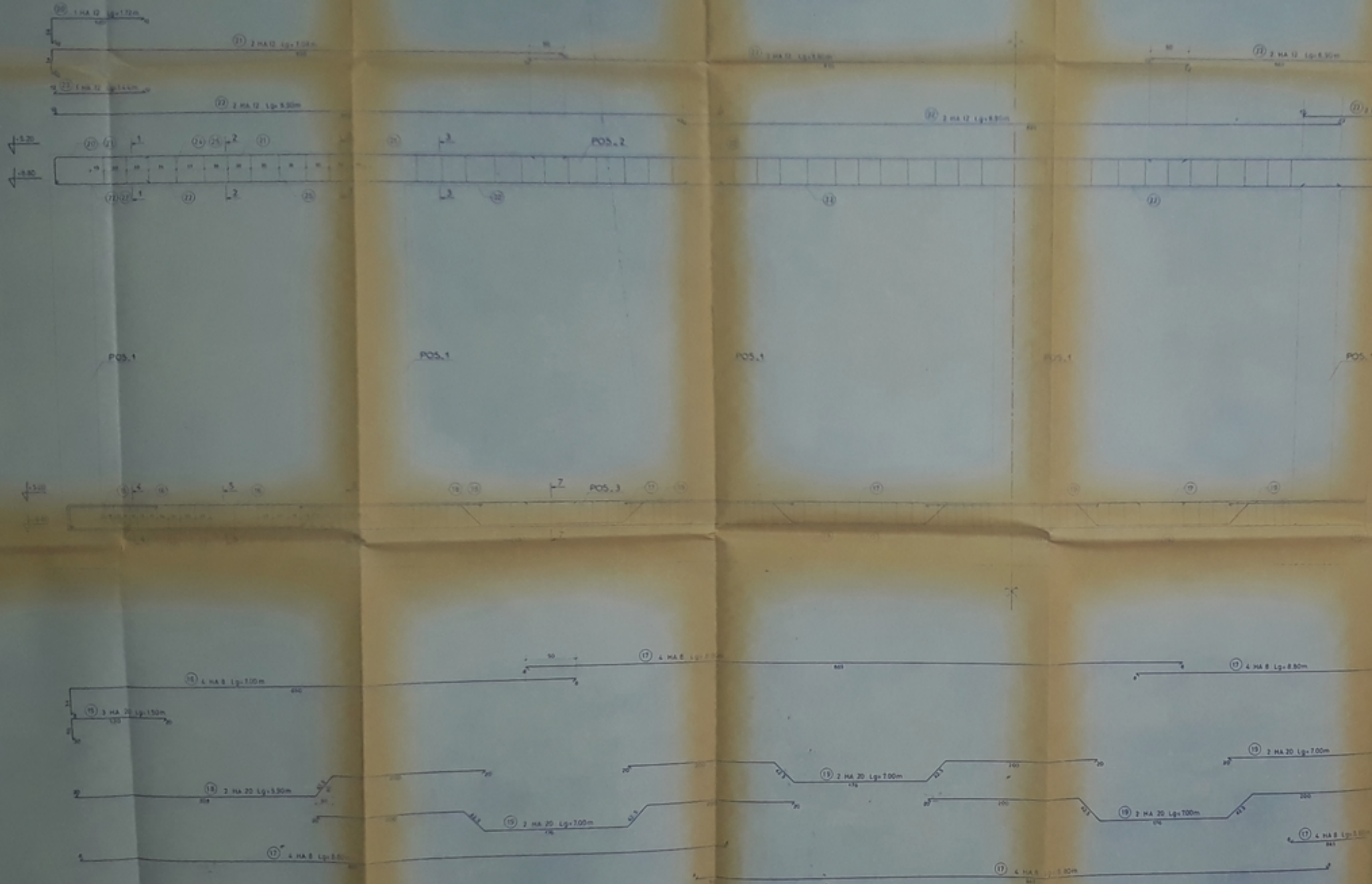
- armatures transversales :

Pour un cadre et 1 étrier de $\phi 8$, on obtiendra un espacement minimum
 $E \approx 11 \text{ cm}$.

Remarque: nous ne reprendrons pas ici toutes les vérifications effectuées.
Pour la liaison longrine-poteaux voir "planche Fondation".

POUTRES LONGITUDINALES PORTIQUE I-I

POS. 2 et POS. 3



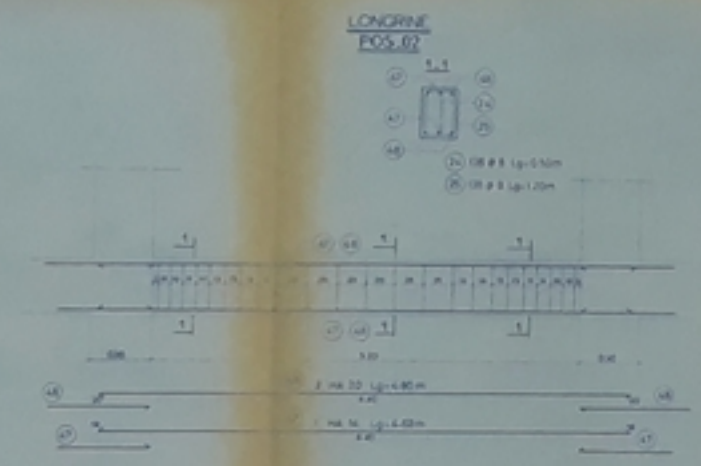
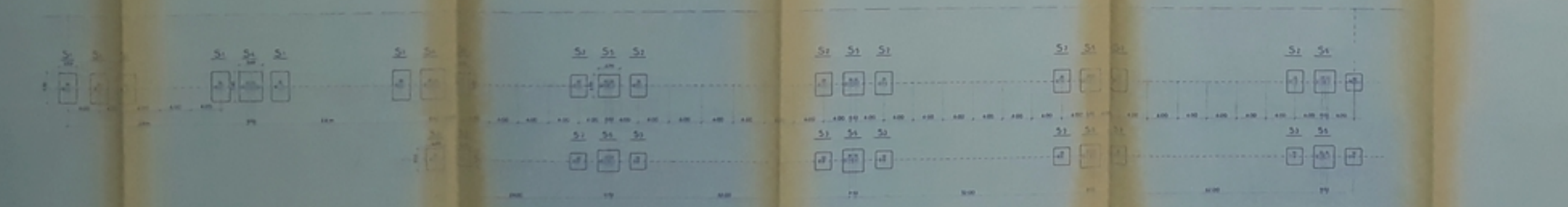
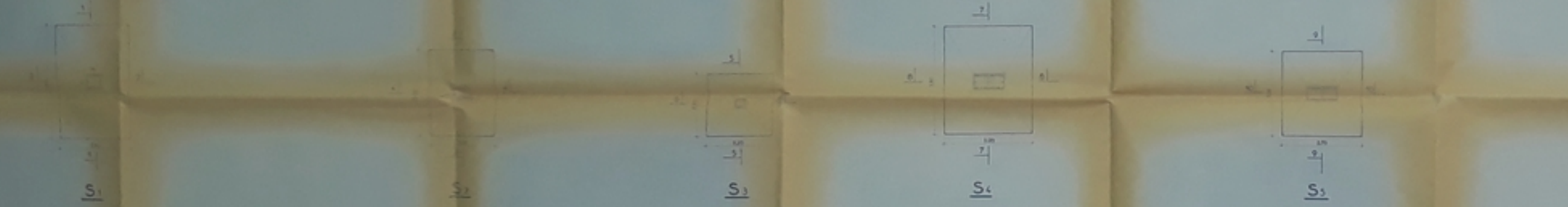
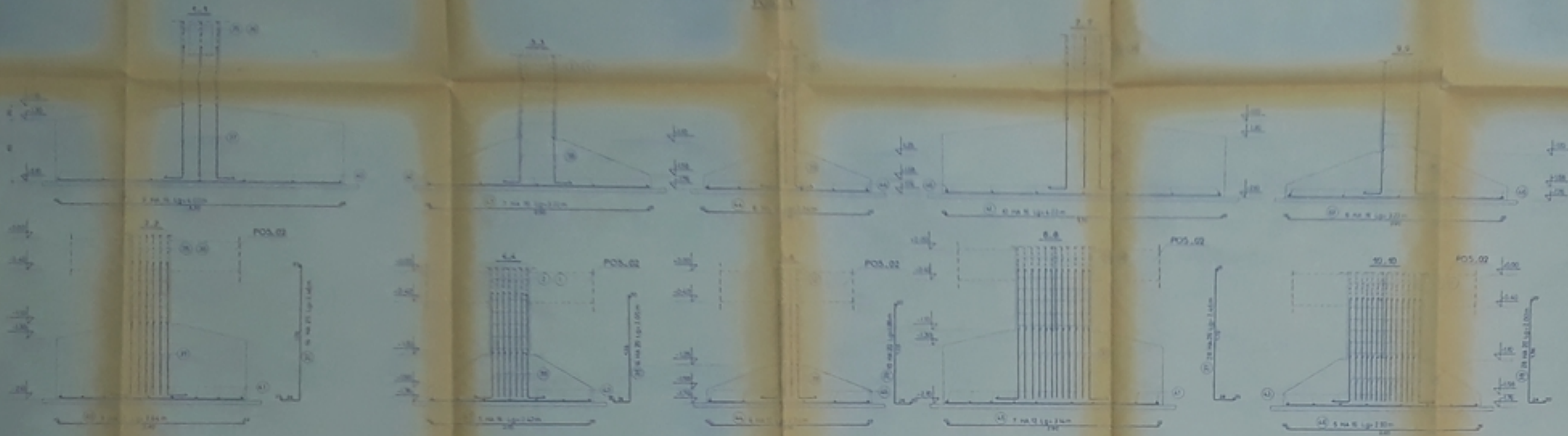
PB00884

PROJET DE FIN D'ETUDES

POUTRES LONGITUDINALES PORTIQUE I-I

PLAN DE FONDATIONS ET COUPES

2003



PB00724
3

PROJET DE FIN D'ETUDES

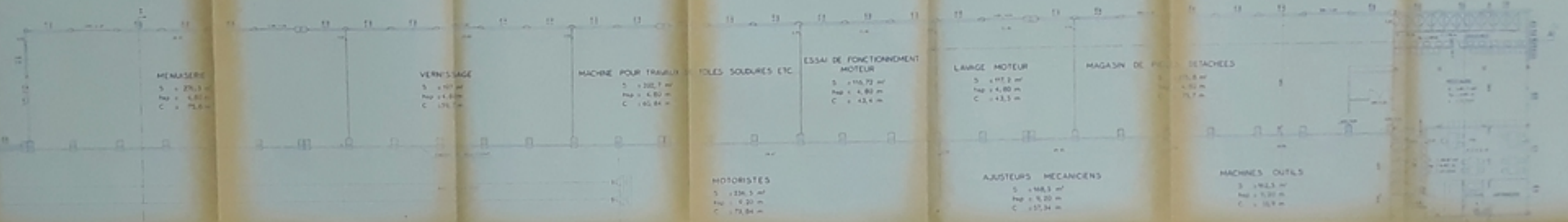
CENTRE DE RECHERCHES ET D'ETUDES
EN GENIE CIVIL ET EN CONSTRUCTION

SITE DU PLAN
PLAN DE FONDATIONS

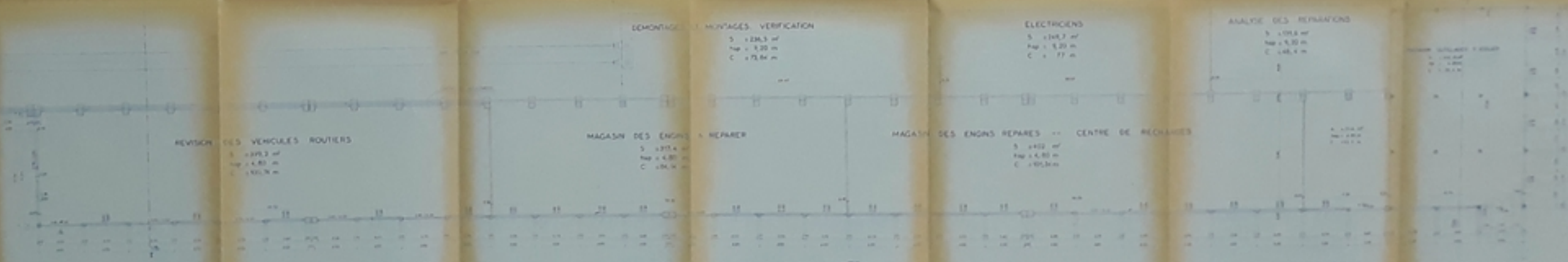
FERRAILLAGE DES FONDATIONS
ET LONGRINES.

PLAN D'ENSEMBLE

Echelle 1/100 (1951)



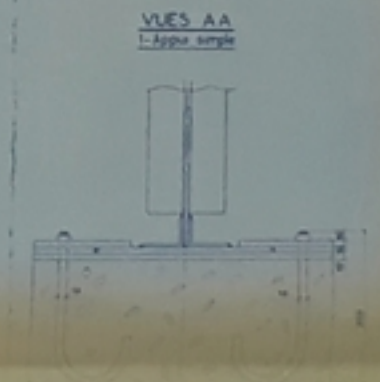
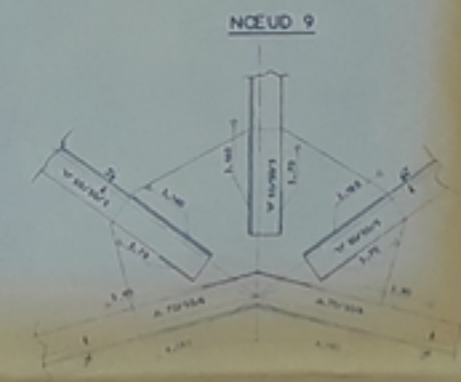
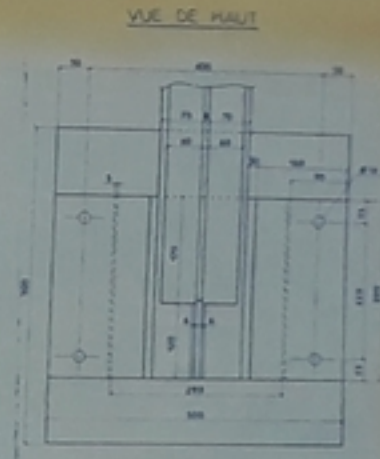
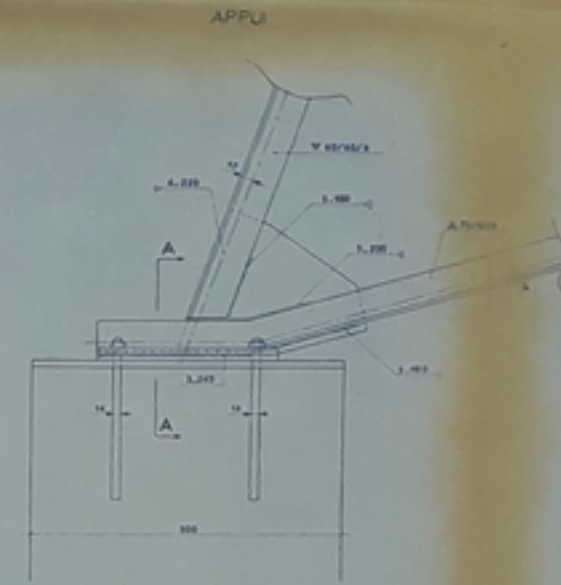
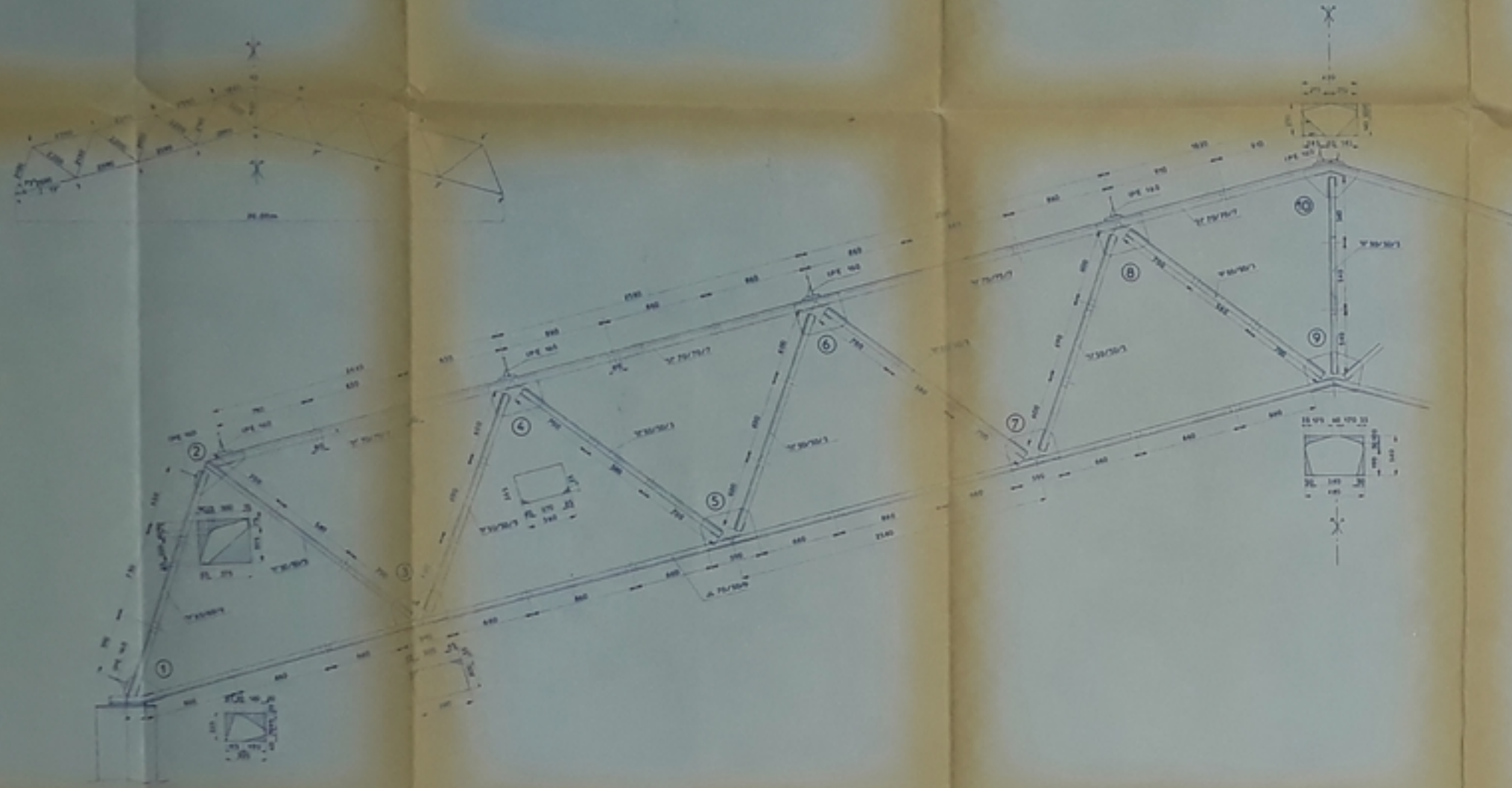
REVISION DES ENGINES LOURDS SUR VOIES



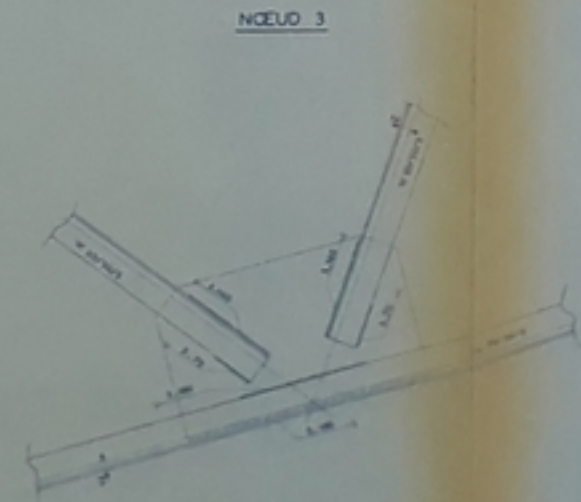
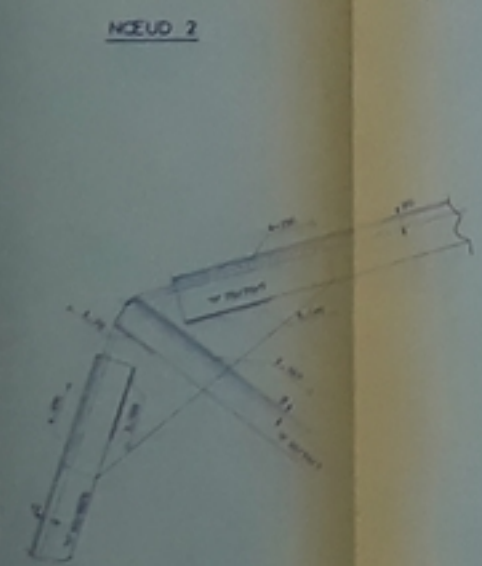
PROJET DE FIN D'ETUDES

PLAN D'ENSEMBLE

PLAN D'ENSEMBLE



P300834
- 46 -



STP

PROJET DE FIN D'ETUDES

CENTRE DE MAINTIENANCE DES ENGRS
RECHERCHE POUR L'ENTRETIEN DE LA VOIE

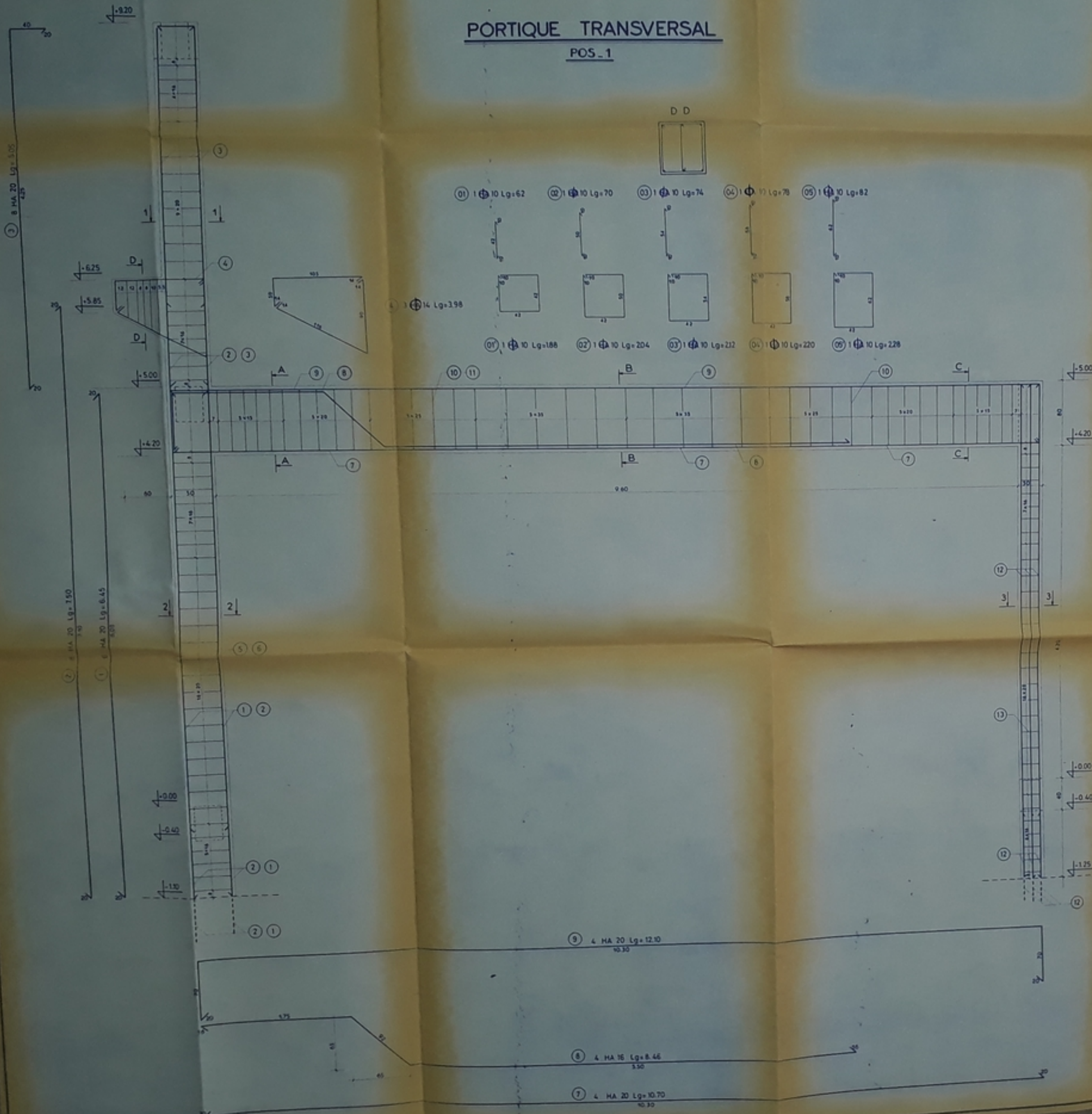
TITRE DU PLAN

DESSIN DE LA FERME ET
DÉTAILS.

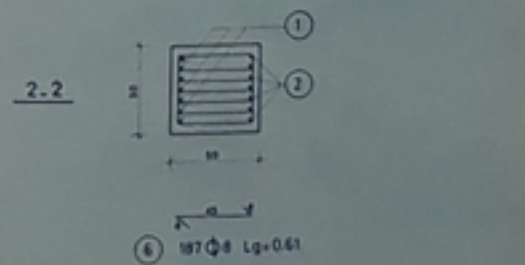
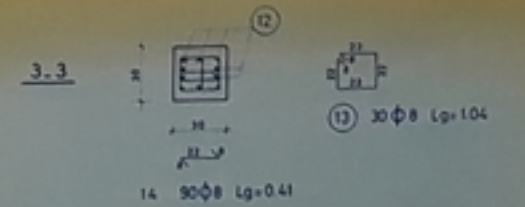
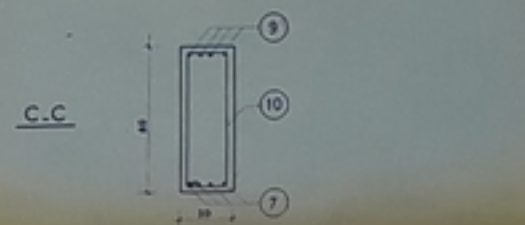
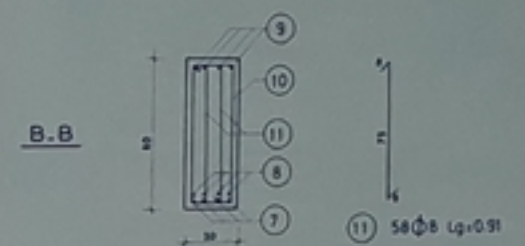
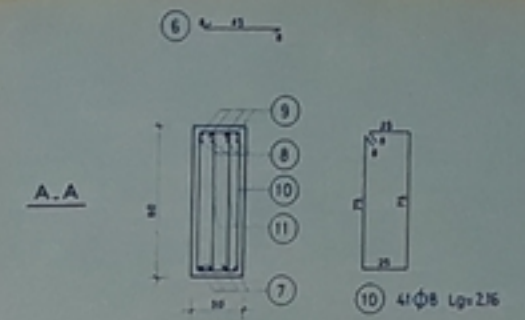
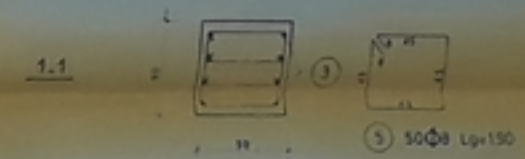
DATE	PROJETANT	REVISÉ

PORTIQUE TRANSVERSAL

POS - 1



COUPES



PB0.881
- 07

STAV

ROYAUME ALGERIEN
SOCIÉTÉ NATIONALE D'ÉTUDES ET DE RECHERCHES
D'INGÉNIEURIE ET DE CONSULTANCE

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

CENTRE DE MAINTIENANCE DES ENGINS
MECANIQUES POUR L'ENTRETIEN DE LA VOIE

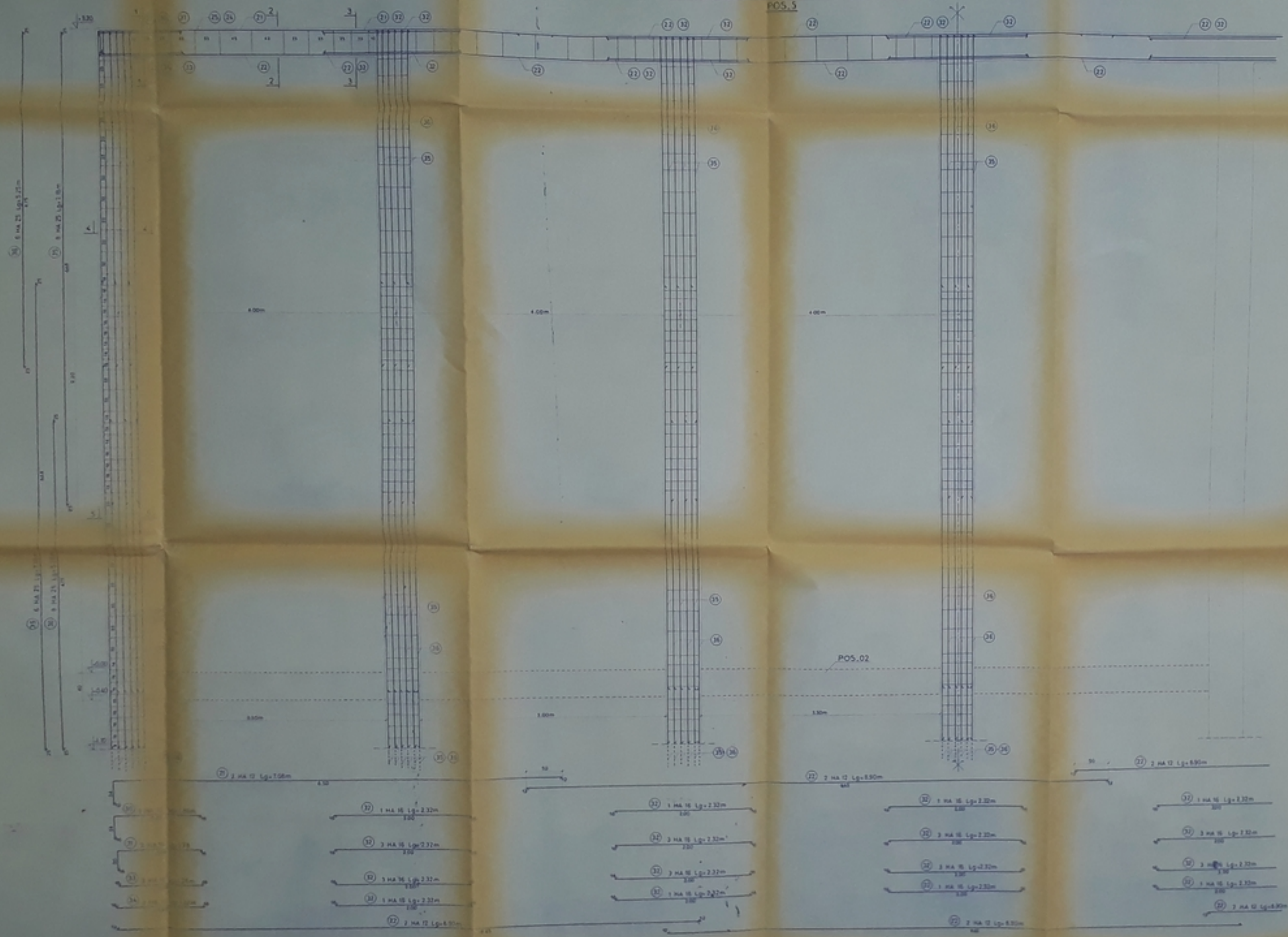
TITRE DU PLAN
FERRAILLAGE

PORTIQUE TRANSVERSAL

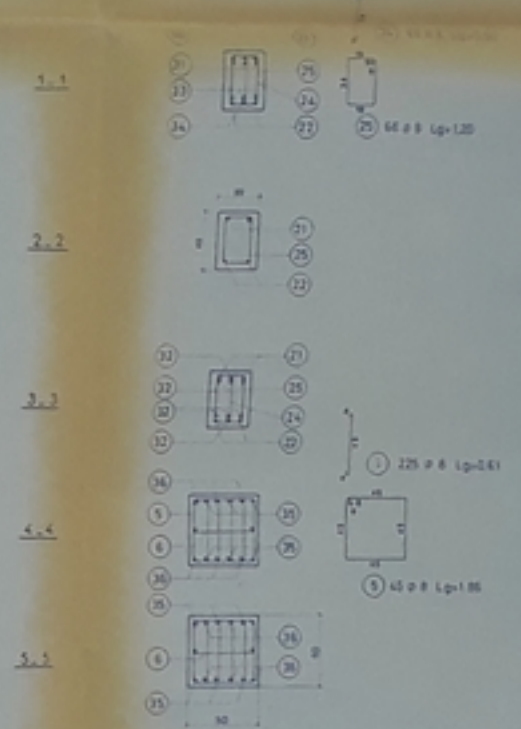
(POS - 1)

PORTIQUE LONGITUDINAL 1.1

POS. 5



COUPES



PB00881
08

PROJET DE FIN D'ETUDES

TRAVAIL DE MAINTIEN DES BUREAUX
NATIONALS POUR L'EDUCATION SUPERIEURE

TITRE DU PLAN
PERMALLAGE

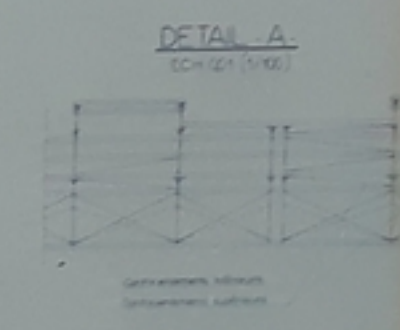
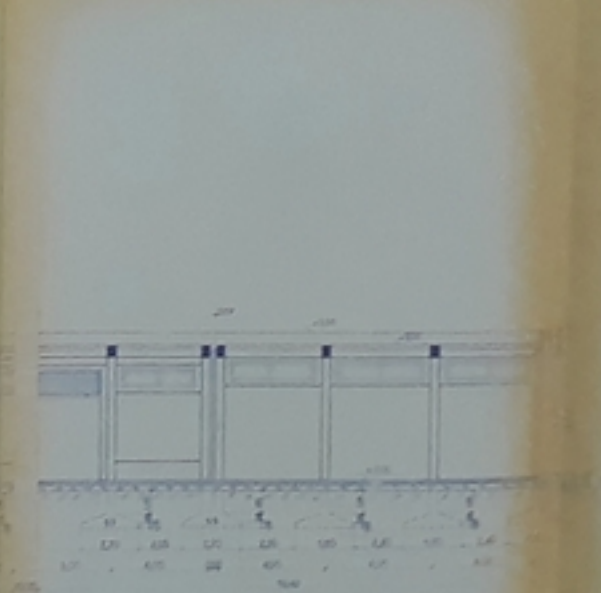
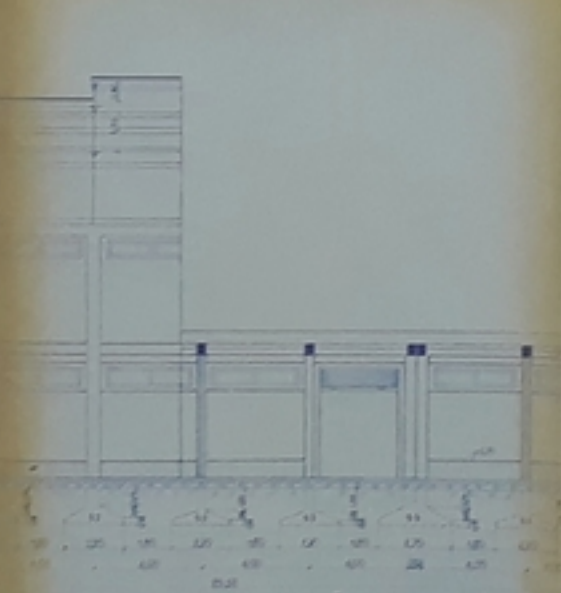
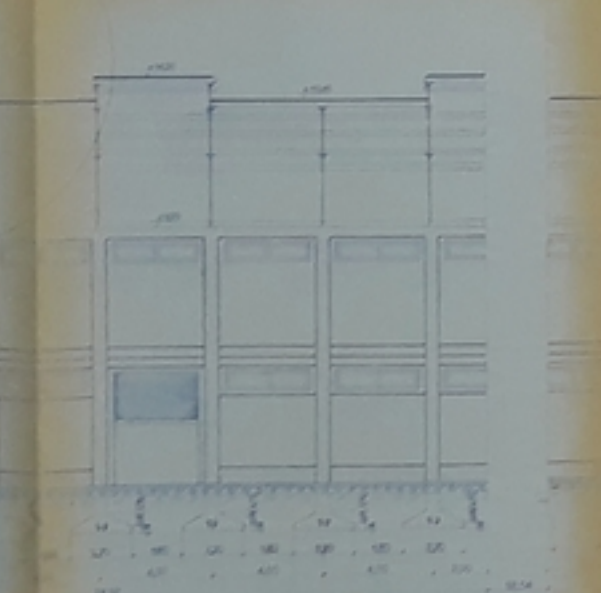
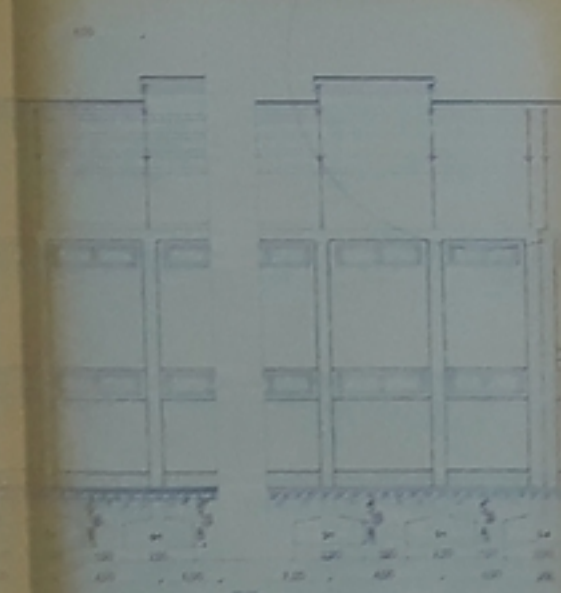
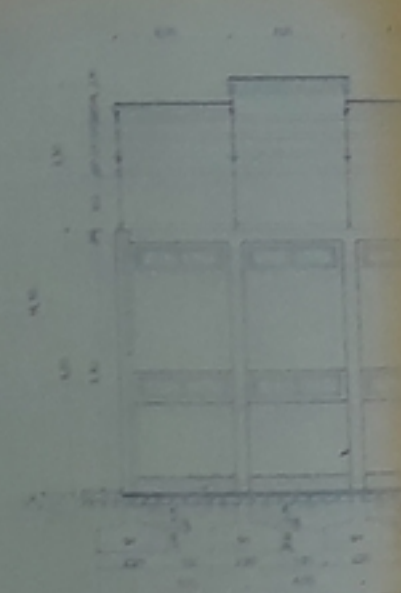
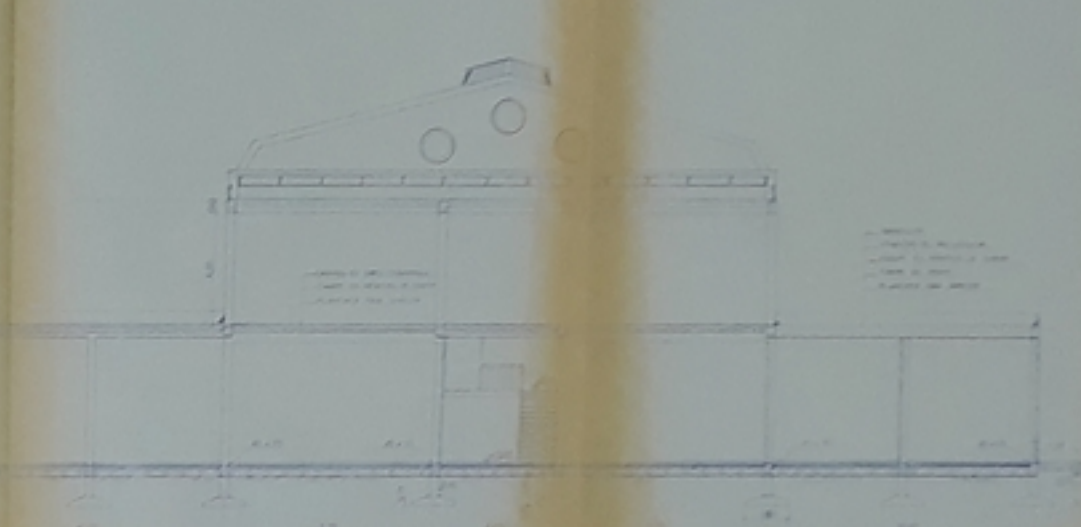
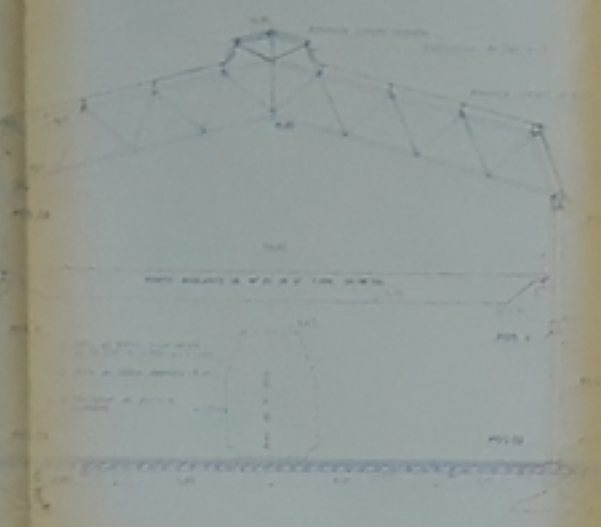
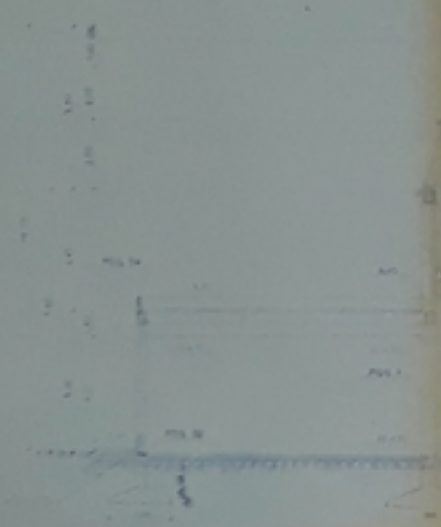
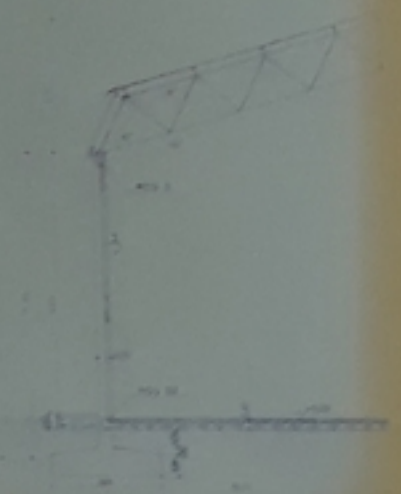
PORTIQUE LONGITUDINAL 1-1

1/2000

COUPE II
ECH 1/200

COUPE I-I
ECH 1/200

COUPE III-III
ECH 1/200



SI

PROJET DE FIN D'ETUDES

CENTRE DE MONTAGE DES ENJUS
MECANIQUES POUR L'ENTREPRISE LA VOIE

ETUDE D'UN PLAN
PLAN D'ARCHITECTURE

COUPES LONGITUDINALES ET
TRANSVERSALES.

22 300 80

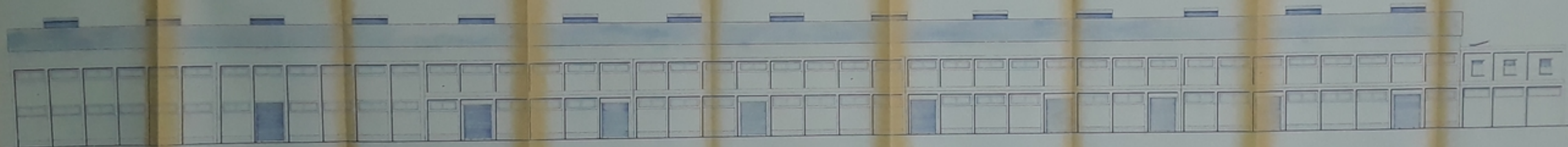
FACADE SUD



FACADE NORD



FACADE OUEST



02/03/2001
-1-

STP

PROJET DE FIN D'ETUDES

CENTRE DE MAINTIENANCE DES BÂTIMENTS
DE LA VILLE DE LAUSANNE

TITRE SUPPLÉMENTAIRE
PLAN D'ARCHITECTURE

FACADES

DATE	2001	PROJET	FIN D'ETUDES
------	------	--------	--------------

