

22/85

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET  
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

1. esc.

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

Département : Génie - Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

**THEME**

**PISCINE COUVERTE**

Proposé par :

**B. E. H. A.**

Promoteur :

**Mr. ABDELGUERFI**

Etudié par :

**M. DROUCHE**

**M. KADEM**

*Promotion : Janvier 1985*

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET  
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

الجامعة الوطنية للعلوم الهندسية  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

*Département : Génie - Civil*

PROJET DE FIN D'ETUDES

**THEME**

**PISCINE COUVERTE**

Proposé par :

**B. E. H. A.**

Promoteur :

**M. ABDELGUERFI**

Etudié par :

**M. DROUCHE**

**M. KADEM**

*Promotion : Janvier 1985*

D E D I C A C E S

Je dédie ce modeste travail :

- A mes très chers parents
- A mes frères et soeurs
- A toute ma famille, en particulier aux petits ZOUHIR et YASMINA.
- A tous mes amis, en particulier à SORAYA.

K. Mustapha.

-----oOo-----

- A la mémoire de mon père
- A ma famille
- A mon frère ZIDANE
- A mon beau-frère ATHMANE
- A tous mes amis

D. Mohamed

P R E S E N T A T I O N    D E    L ' O U V R A G E

Le projet de fin d'étude qui nous a été confié par le BEHA, consiste à étudier la structure résistante d'une piscine enterrée, dont la toiture est en charpente métallique, ainsi que des gradins .

Les dimensions en plan de l'ensemble, sont de :

27 X 36 m

L'ouvrage sera implanté à BOUDOUAOU

La résistance de notre ouvrage est assurée par une ossature poutre-poteau.

P L A N D ' E T U D E D E S B A S S I N S

I - DESCRIPTION

II - EFFETS A PRENDRE EN COMPTTE

III - TRAITEMENT DES EAUX

IV - DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES GENERALES

V - CONDITIONS D'UTILISATION

VI - CONTRAINTES ADMISSIBLES

VII - IMPLANTATION

VIII - ETUDE DU TERRAIN

IX - CALCUL DES BASSINS

P L A N D ' E T U D E D E L A T O I T U R E

- ETUDE AU VENT
- EFFET DES CHARGES VERTICALES
- ETUDE AU SEISME
- COMBINAISONS A ENVISAGER
- CALCUL DE LA FLECHE
- CALCUL DES ASSEMBLAGES
- CONTREVENTEMENT

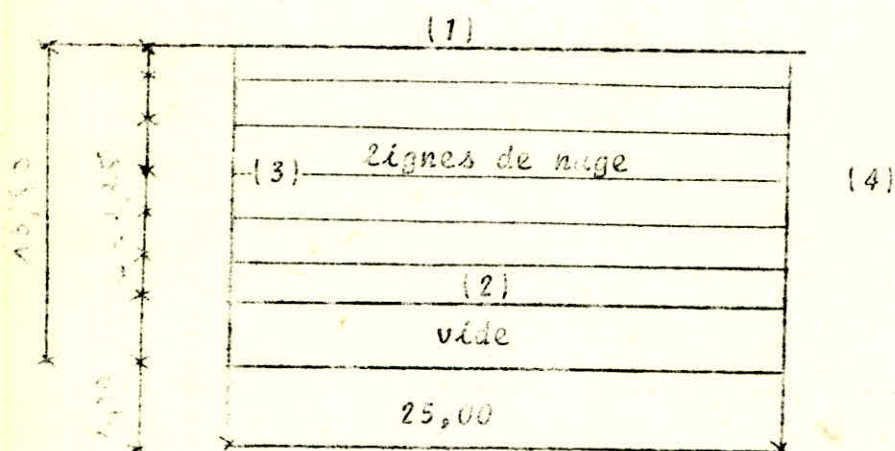
# I - PRESENTATION DU BASSIN :

## 1° - Description :

C'est un bassin enterré à structure en béton armé, conçu en mobilisant une butée égale à la poussée hydrostatique et ceci sans déformation notable des parois.

Les dimensions du bassin sont de  $25 \times 13,5$  m, soit une surface de  $337,5$  m<sup>2</sup>.

Les lignes de nage sont au nombre de six (06) écartées chacune de  $2,25$  m.



Les parois du bassin sont rectilignes sans aspérité, ni saillie ou surplomb, strictement verticales.

Les parois (3) et (4) ont des hauteurs respectives :  $2,20$  m et  $1,20$  m

Les parois (1) et (2) ont des hauteurs variant de :  $1,20$  m à  $2,20$  m.

Il sera prévu un vide sur la longueur du bassin de  $2$  m de largeur.

Le fond du bassin est constitué d'un radier de pente  $4 \%$  dans le sens longitudinal.

## 2° - Équipement :

Canalisations : Tuyauteries d'alimentation en eau, de transport de celle-ci depuis les appareils de régénération et de chauffage jusqu'au bassin, et vice-versa, d'évacuation des eaux usées, d'équilibrage.

Plage : Partie faisant suite au bord du bassin permettant l'accès au bassin et servant de zone de repos aux utilisateurs.

La pente de la plage est de 5 % vers le bassin. Son revêtement est en granito préfabriqué, blanc, semi poli.

On dispose sur les côtés latéraux du bassin des plots de départs en béton.

Les accès au bassin se font par des échelles amovibles en acier spécial aux quatre coins de la piscine.

### 3° - Exigences techniques :

Les bassins doivent satisfaire aux impératifs suivants :

#### - Existence :

Les bassins dans toutes leurs parties, doivent équilibrer les effets auxquels ils sont soumis.

#### - Étanchéité :

Les bassins constituent, pour le liquide qu'ils contiennent, un volume clos. Ils doivent donc être étanches, non fissurés ou fissurés dans des conditions acceptables.

#### - Durabilité :

Le réservoir doit durer dans le temps, c'est à dire que le matériau (béton), dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec l'eau qu'il est destiné à contenir.

#### - Altération :

Le contact avec le béton du parement intérieur du réservoir ne doit pas éternuer les qualités du liquide emmagasiné. Le revêtement intérieur, s'il protège le béton sous jacent doit aussi protéger le liquide de l'influence du béton.

### 4° - Revêtement :

#### 4.1 : Revêtement extérieur :

Il est inutile, le béton des parois est laissé en brut de coffrage. L'isolation thermique est superflue, le bassin étant le grand volume.

... / ...



#### 4.2 : Revêtement intérieur :

Il doit remplir deux fonctions :

- Protéger le béton du contact de l'eau.
- Assurer une parfaite étanchéité.

L'eau n'attaque pas le béton puisqu'elle est presque toujours légèrement ou franchement alcaline.

Il convient seulement, donc que le bassin soit étanche. L'étanchéité est obtenue dans la masse même du béton avec dosage de 400 Kg/m<sup>2</sup>, une granulométrie et une mise en oeuvre appropriée (pour la capacité il faudrait minimiser le rapport eau/ciment).

Il faudrait donc réaliser un béton plein (et pas seulement compact, car celui-ci pourrait être creux), à minimum de grains fins (ce béton plein a tous ses vides remplis de mortier plein, dans ce dernier lui même, la pâte de ciment est quantité voulue pour obturer les vides de sable) et réduire au minimum les reprises de coulage. Enfin, une mise en eau rapide immédiatement après le durcissement du béton est favorable à la compacité du béton.

## II - EFFETS A PRENDRE EN COMPTE :

### 2.1 - Poids propre :

On considère celui du réservoir.

### 2.2 - Retenue d'eau :

La poussée de l'eau du bassin prise en compte correspond aux divers niveaux de remplissage possibles limités à la hauteur d'utilisation (plage ou goulotte selon le cas). L'eau est considérée comme une charge variable de poids volumique 1000 daN/m<sup>3</sup>.

### 2.3 - Surcharges :

Les surcharges de service des plages sont de 400 Kg/m<sup>2</sup> pour les parties où ne circulent que des baigneurs et ceci en tenant compte des effets des engins d'entretien circulant autour de l'ouvrage.

... / ...

#### 2.4 - Sous-pression :

Lorsque le bassin risque d'être soumis à des pressions hydrostatiques extérieures (garniture phréatique ou eau d'infiltration), on admet pour le calcul du lestage des bassins que les charges verticales descendantes doivent équilibrer 1,05 fois les charges ascendantes calculées de la façon suivante :

- Dans le cas de la nappe, le calcul des charges descendantes est fait en considérant que le niveau maximal de l'eau est égal au "niveau des plus hautes eaux prévisibles" augmente de 50 cm, avec un maximum de 20 cm au dessus du couronnement.

- Dans le cas d'eau d'infiltration, le calcul des charges ascendantes est fait, en considérant que le niveau maximal de l'eau est égal au niveau du drainage.

#### 2.5- Action des terres :

Le sol doit faire l'objet d'une étude géotechnique les coefficients de poussée retenus pour les calculs correspondent au cas le plus défavorable (la poussée maximale, le bassin étant vide; dégarnissage éventuel des terres le bassin étant plein).

#### 2.6 - Effet du retrait :

Ce retrait est gênant lorsque la piscine est construite sur un support indéformable (rocher) dans ce cas, il est recommandé de désolidariser le radier de son support pour éviter que des contraintes d'adhérence ne se développent entre ce support et le radier ce qui aurait pour effet de s'opposer à toute variation linéaire.

Dans notre cas, le radier repose directement sur le sol. Il est coulé directement sur une couche de béton de propreté.

D'autre part, le retrait thermo-hydrométrique n'agit sur un bassin que lorsque celui-ci est vide, ce qui est rare; quant il est plein, il n'y a pas retrait mais au contraire gonflement ce qui réduit les contraintes de traction dans le béton, c'est un élément favorable.

... / ...

P A R O I S

EAU	+	0
TERRES	+	0
POUSSEE EXTERIEURE DE L'EAU	0	+
RADIER CHARGES PAROIS ET SUPERSTRUCTURE	M m	M m
VARIATIONS LINEAIRES	+	+

R A D I E R

EAU A L'INTERIEUR DU BASSIN	+	0
PAROIS ET SUPERSTRUCTURE	M m	M m
SOUS-PRESSIONS	0	+
VARIATIONS LINEAIRES	+	+

NOTATION :

- + signifie avec
- 0 " sans
- M " charges + surcharges
- m " charges permanentes

... / ...

### III- TRAITEMENT DES EAUX :

La solution retenue pour la protection sanitaire du bassin est un procédé de régénération continue, traitant l'eau en circuit fermé. Cette solution tout en assurant la lutte permanente contre la pollution instantanée, diminue considérablement les prix de revient du m<sup>3</sup> d'eau.

En effet, seul un ensemble travaillant en circuit fermé assure :

- La production en permanence d'une eau limpide stérile et bactéricide.
- Le respect des réglemens d'hygiène.
- L'économie de combustible.
- La possibilité d'un service pratiquement ininterrompu.

### IV - DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES GENERALES :

#### 4.1- Epaisseurs des éléments (radiers, parois) :

Les éléments en béton coulés en place ou projetés auront une épaisseur minimale, de :

- 12 cm pour les radiers
- 15 cm pour les parois

#### 4.2- Mise en oeuvre :

Sauf technique particulière pour restreindre les effets du retrait, les radiers de plus de 100 m<sup>2</sup> seront coulés par bande indépendantes de 5 à 10 m de largeur, parallèlement au petit côté du bassin ou par plots, en réservant à leur pourtour 25 à 50 cm les raccords entre bandes seront coulés après plusieurs jours, afin que la majeure partie du retrait du béton soit réalisée auparavant (minimum 5 jours).

Les parois de longueur supérieure à 18 m seront soulées par parties indépendantes en réservant 25 à 50 cm entre celles-ci, les raccords étant coulés après coup comme ci-dessus.

... / ...

## V - CONDITIONS D'UTILISATION :

### 5.1- Conditions normales d'utilisation :

Est considéré comme situation normale, le cas d'un bassin en toute saison rempli d'eau, le niveau de la nappe phréatique se situant toujours en dessous du point le plus bas du fond du bassin.

### 5.1.2- Bassins devant rester en permanence rempli d'eau :

Les bassins doivent être en permanence remplis d'eau et les vidanges limitées aux nécessités de l'entretien.

### 5.2- Vidanges :

Les vidanges d'entretien seront de durée inférieure à 96 h et l'on évitera pour ce faire, les périodes de grand froid et de forte chaleur. Pour nos bassins, des dispositions doivent être prises pour maintenir humides les parois et radiers par arrosage par exemple.

### 5.3- Nettoyage, entretien :

Un nettoyage régulier et soigné du revêtement évite en grande partie les dépôts. Le lavage à l'acide nécessite une réfection des joints.

## VI- CONTRAINTES ADMISSIBLES :

### 6.1- Béton :

#### 6.1.1- Dosage :

Le bassin doit présenter une étanchéité absolue, pour son exécution nous utiliserons un béton au dosage de 400 Kg/m<sup>3</sup>.

#### 6.1.2- Contraintes de compression simple :

Pour un béton peu contrôlé, la contrainte de compression est :

$$\bar{\sigma}_{b'0} = 75 \text{ bars} = 75,5 \text{ Kg/cm}^2.$$

#### 6.1.3- Contraintes de traction :

La contrainte de traction des dalles fléchies en contact avec l'eau entraînant des risques de fissuration donc des fuites, on ne devra tolérer que de faibles contraintes de traction du béton.

... / ...

Le cahier des charges applicables à la construction de réservoir et cuves en BA tolère la contrainte pour un réservoir contenant de l'eau :

$$\bar{\sigma}_{bh} = 33 \text{ bars}$$

Cette valeur nous semble excessive, nous nous limiterons à :

$$\bar{\sigma}_{bh} = 25 \text{ bars}$$

#### 6.1.4- Contraintes de flexion simple :

$$\bar{\sigma}_b = 150 \text{ bars} = 153 \text{ Kg/cm}^2$$

#### 6.2- Acier :

Le CCBA fait varier la contrainte en fonction :

- Du danger grand de la fissuration éventuelle
- Du % d'acier du  $\phi$  des aciers
- De la contrainte d'adhérence et de la résistance en traction du béton.

La contrainte de traction admissible est la plus grande des deux valeurs ci-dessus :

$$\sigma_1 = \frac{K_f \cdot \omega_f}{2 \cdot (1 + 10\omega_f)} + 300 \eta$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K_f \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi} + 300 \eta}$$

$\phi$  : diamètre de la plus grosse barre tendue (en mm)

$\eta$  : coefficient de fissuration des barres

$\eta = 1$  == aciers lissés

$\eta = 1,6$  == aciers à adhérence améliorée

$\bar{\sigma}_b$  = contrainte admissible en traction du béton (bar)

$\bar{\sigma}_b = 7,5$  bars pour les parois de réservoir dosés à 400 Kg/m<sup>2</sup>

$K = 5 \cdot 10^5$  car l'ouverture des fissures est très préjudiciable puisque les éléments sont en contact avec l'eau

$\omega_f = \frac{A}{s}$  la quantité d'acier

Lorsqu'une des faces des éléments est en contact permanent avec l'eau, le phénomène de gonflement du béton intervient d'une manière favorable en réduisant l'ouverture des fissures. C'est ce qui motive le terme complémentaire  $300 \eta$ .

Le CCRN impose  $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sqrt{\quad}$  en acier doux

Acier doux  $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 2350 = 1570$  bars

Acier ton  $\bar{\sigma}_a = 2 \times 4120 = 2750$  bars

Finalement les contraintes admissibles sont les suivantes :

pour  $\nabla 1 < \nabla 2$  :

$\emptyset$ mm	$\emptyset^2$ mm	2	10	12	14	16	20	25	32
Lisse	1570	1570	1570	1570	1540	1460	1340	1230	1135
HA	2750	2355	2340	2175	2050	1950	1790	1655	1520

### 6.3- Enrobage des aciers :

L'enrobage des aciers situés du côté de la face extérieure du béton doit être au moins égale à la plus grande des deux valeurs : 2 cm ou  $\frac{1}{4}$  nominal des aciers.

### 6.4.1- Section minimale :

Par mètre linéaire de radier, la section d'acier dans chaque sens doit être au moins égale à 2,1 cm<sup>2</sup>. La section d'armature dans chaque sens et dans chaque nappe doit être au moins égale à 0,75 cm<sup>2</sup> dans les parois.

### 6.4.2- Diamètre nominal :

Le diamètre nominal des aciers utilisés ne devra pas être inférieur à 6 mm.

### 6.4.3- Espacement des aciers :

L'espacement maximal des aciers dans les parois et les radiers est donné dans le tableau suivant :

	SEPS PRINCIPAL	S. REPARTITION
Épaisseur < 15 cm	15 cm	20 cm
15 ≤ épaisseur < 30 cm	20 cm	25 cm
30 ≤ épaisseur	25 cm	25 cm

## VII- IMPLANTATION :

Le sol doit avoir fait l'objet d'une reconnaissance et d'une étude préalable.

Le bassin doit être assis sur un sol naturel de surface sensiblement horizontale.

Le terrain autour du bassin, doit être remanié le moins possible et les remblais exécutés suivant les prescriptions suivantes :

- Les terres extraites des fouilles ne peuvent être réutilisées que si elles sont parfaitement saines et exemptes d'argile ou de matériaux ayant une mauvaise tenue à l'air.
- Les remblais sont exécutés par couches horizontales de 20 à 30 cm avant compactage. Chaque couche doit être arrosée légèrement par deux fois, puis compactée régulièrement à la dame à main de 10 à 12 Kg, pour obtenir une compacité moyenne.

Le fond de fouille sera toujours un terrain naturel non remanié, tout remblais étant proscrit.

## VIII- ETUDE DU TERRAIN :

L'organisation d'une construction pour être bonne, doit nécessairement respecter certaines conditions et la connaissance la plus poussée du sol, (sa nature, ses caractéristiques physiques et métalliques, ses possibilités de chargement) est d'une importance primordiale.

### Paramètre du sol :

- Poids volumique du sol :  $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$
- Cohésion = C à la dimension d'une contrainte et s'appelle cohésion  $C = 0$
- Angle de frottement interne du sol :  $= 30^\circ$
- Contrainte admissible du sol  $= 1,5 \text{ Kg/cm}^2$
- Niveau de la nappe phréatique située à 10 m.



## IX - CALCUL DU BASSIN :

### A- Etude des parois :

#### 1- Méthode de calcul :

Vu la faible profondeur du bassin, les parois verticales fonctionnent comme des consoles encastrées sur le radier.

Elles sont sollicitées par :

- La poussée du liquide agissant de l'intérieur vers l'extérieur.

- La poussée des terres extérieures agissant de l'extérieur vers l'intérieur.

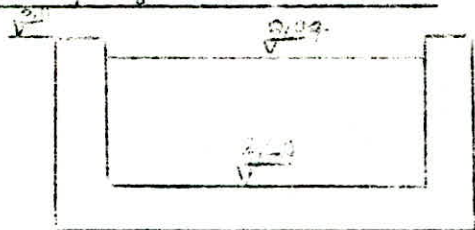
Toutefois, ces deux effets ne seront pas considérés simultanément.

L'étude sera faite pour 1 m de longueur du mur.

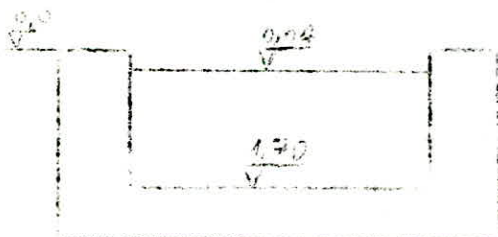
#### 2- Détermination des sollicitations :

On distingue 3 profils :

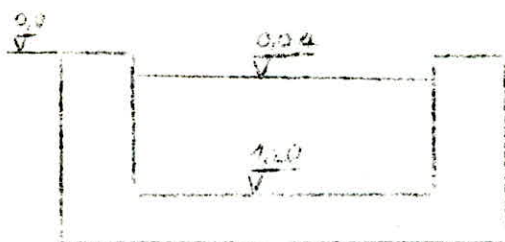
- Profil à profondeur maximale :



- Profil à profondeur moyenne :



- Profil à profondeur faible :

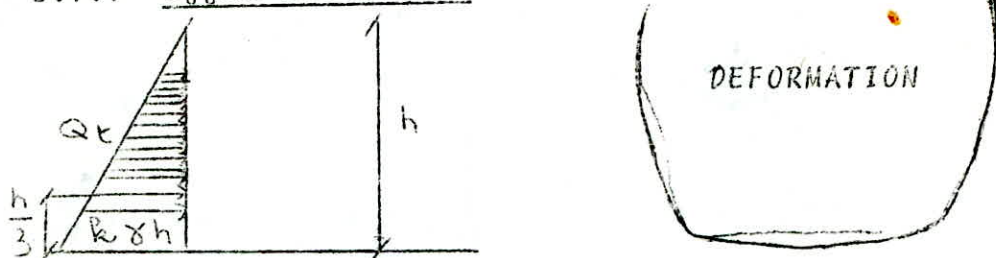


L'étude sera faite pour le profil à profondeur maximale.

## 2.1- Etude du bassin vide :

Les forces agissant sur les parois 1, 2, 3 sont la poussée des terres, ainsi que la surcharge des plages.

### 2.1.1- Effet des terres :



La répartition de la poussée des terres étant triangulaire, la résultante est située au  $1/3$  de la base du mur. Elle vaut :

$$Q_t = \frac{1}{2} k \delta h^2$$

avec  $\delta$  : poids volumique des terres

$$= 1,8 \text{ t/m}^3$$

$h$  : hauteur de la paroi

$k$  : coefficient de poussée des terres =  $\text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

$\varphi$  : angle du talus naturel =  $30^\circ$

ce qui donne  $k = 0,33$

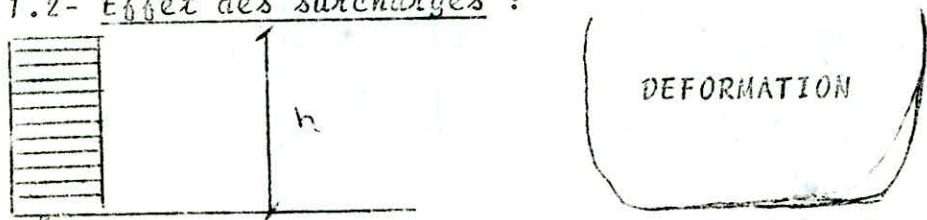
donc le moment à la base du mur est :

$$M_t = Q_t \cdot \frac{h}{3} = \frac{1}{6} k \delta h^3$$

$$= \frac{1}{6} \cdot 0,33 \cdot 1,8 \cdot 2,20^3$$

$$= 1,054 \text{ tm/ml}$$

### 2.1.2- Effet des surcharges :



La résultante totale des poussées est à mi-hauteur

Les surcharges seront majorées par 1,2

$$p = 400 \text{ kg/m}^2$$

Le moment maximum provoqué par la surcharge à la base du mur :

$$M_s = k p h \frac{h}{2} = k p \frac{h^2}{2}$$

$$= 0,33 \times 0,4 \times \frac{2,20^2}{2} = 0,387 \text{ tm/ml}$$

### 2.1.3- Effets simultanés :

$$M = - ( 1,054 + 0,387 ) = - 1,441 \text{ tm/ml}$$

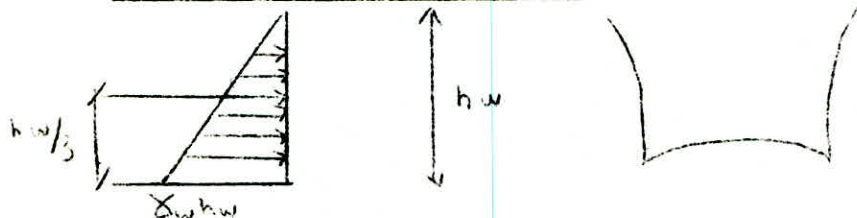
négatif, car les fibres tendues sont du côté du parement intérieur.

... / ...

## 2.2- Bassin plein :

La force agissant sur toutes les parois est la poussée du liquide intérieur. L'effet des surcharges est négligé.

### 2.2.1- Effet de l'eau intérieure :



L'eau étant considérée comme une charge variable donc elle sera majorée par 1,2.

$$Q_w = 1,2 \times 1/2 h_w \cdot \gamma_w h_w = \frac{1,2}{2} \gamma_w h_w^2$$

Le moment maximal provoqué à la base du mur est :

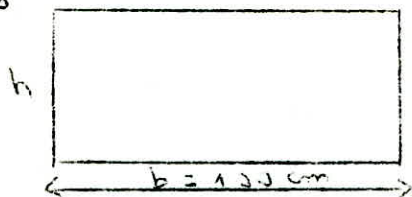
$$M_w = \frac{1,2}{36} \gamma_w h_w^3$$

$$\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$$

$$h_w = 2,16 \text{ m}$$

$$\rightarrow M_w = \frac{1,2}{6} \times 1 \times \frac{2,16^3}{3} = 2,015 \text{ tm/ml}$$

Détermination de l'épaisseur des parois  $h$  pour  $M = 2,015 \text{ tm/ml}$   
Elle sera calculée de façon à éviter de mettre des armatures comprimées



$$M_r = \bar{K} b h^2 \Rightarrow M_r \Rightarrow h \geq \sqrt{\frac{M_r}{\bar{K} b}}$$

Calcul de  $\bar{K} = 1/2 \bar{\sigma}_b \bar{\alpha} \bar{\xi}$

$$\bar{\sigma}_b = 2 \bar{\sigma}_{b0} = 2 \times 75 = 150 \text{ Kg/m}^2$$

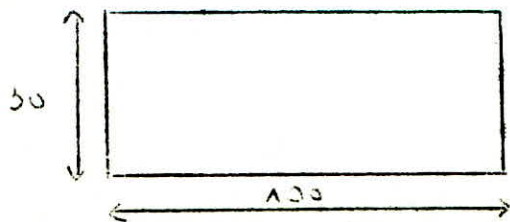
$$\bar{\alpha} = \frac{15 \bar{\sigma}_b}{15 \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 150}{15 \times 150 + 2800} = 0,44$$

$$\bar{\xi} = 1,2 \bar{\alpha} / 3 = 0,85$$

$$\text{D'où } \bar{K} = 1/2 \bar{\alpha} \bar{\sigma}_b \bar{\xi} = 1/2 \times 0,44 \times 0,85 \times 150 = 28,1$$

$$\text{Donc } h \geq \sqrt{\frac{2,015 \times 10^5}{28,1 \times 100}} \rightarrow h \geq 8,47 \text{ cm}$$

Nous prendrons une épaisseur  $h = 30 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$



### 3- Détermination des armatures longitudinales :

Les sections de base des parois verticales sont sollicitées par un moment de flexion déterminé précédemment, ainsi qu'à un effort de compression dû au poids propre des parois.

#### 3.1- Section soumise au moment de flexion :

$M = 2,015 \text{ tn/ml}$  ainsi qu'à l'effort  $N$  de compression.

L'effort de compression vaut :  $N = 2,5 \times 2,2 \times 0,3 = 1,65 \text{ t/ml}$

donc l'excentricité est  $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2,015}{1,65} = 1,22 \text{ m}$

$e_0 < ht/2$  la section est partiellement comprimée

valeur du moment fictif :  $M + N (ht/2 - d)$

$$= 201\,500 + 1650 \times 11 = 219\,650 \text{ Kgcem}$$

En utilisant la méthode de CHAROY :

$$= \frac{15 \times 219\,650}{2800 \times 100 \times 26^2} = 0,0174$$

Les abaques donnent :  $K = 71$  et  $\eta = 0,9419$

$$\text{Donc } b = \frac{a}{K} = \frac{2800}{71} = 39,43 \text{ Kgcem}^2 \quad b$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\text{Valeur de } A = A_1 - \frac{N}{a}$$

$$\text{avec } A_1 = \frac{219\,650}{2800 \times 0,9419 \times 26} = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{ce qui donne } A = 3,2 - \frac{1650}{2800} = 2,61 \text{ cm}^2$$

Soit  $HA \ 10 \quad A = 3,925 \text{ cm}^2$  espacées de 20 cm.

... / ...

1.1.1 - Vérification en flexion :

On a les variables que  $\bar{M}_u = \min_{0 \leq x \leq l} M(x) = 1,72$

avec  $\bar{M} = \frac{P_0 l}{4} \frac{1 + 10 \mu_0}{1 + 10 \mu_0} + 300$

$C_s = \frac{1}{1 + 10 \mu_0} \frac{P_0 l}{4} + 300$

- $r$  : diamètre de la plus grosse barre d'acier  $(r_{max}) = 10 \text{ mm}$
- $\mu_0$  : coef. de fissuration des aciers = 1,0 selon S.A
- $\sigma_{st}$  : contrainte admissible au béton en traction (S.A)

à déterminer :  $\sigma = 28 \text{ MPa}$

$\sigma = 1,72$  est l'ouverture des fissures préjudiciables (selon S.A)

$\mu_0 = \frac{100}{20}$ , pourcentage d'acier

$\mu_0 = 5,02$

$\mu_0 = 5 \times 100 = 500 \rightarrow \mu_0 = \frac{200}{40} = 5,005$

Donc  $= 1,72 \cdot \frac{1,0}{10} \frac{3,005}{1 + 10 \times 5,005} + 300 \times 1,1$   
 $= 340,75 \text{ MPa}$

$= 2,8 \frac{1,10^5 \times 1,0}{10} + 300 \times 1,1 = 3674,11 \text{ MPa}$

On voit bien que  $= 2750 \text{ MPa} = \min \left( \frac{1}{1,1} \times 2750 \text{ MPa} \right) = 2500 \text{ MPa}$

1.2 - Vérification des armatures principales :

Effort tranchant à la base de la pile :

$T = 1,2 \times 1/2 \times 10 \times 10^2$

$= 6,0 \times 10^3 = 6000 \text{ N} = 6,0 \text{ kN}$

$z = 7/8 \times 10 = 8,75 \text{ m}$   $b = 100 \text{ cm}$

la contrainte de cisaillement vaut :

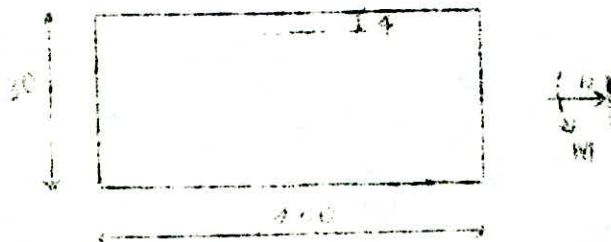
$\tau_u = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{6000}{100 \times 8,75} = 6,86 \text{ N/cm}^2 < 1,15 \text{ MPa}$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier des ac.

Nous prendrons des armatures de répartition longitudinales en 4 HA8 espacés de 20 cm ( $\frac{1}{4} \times \frac{1}{2}$ )

... / ...

3.2 Vérification des armatures de la section soumise à un moment de flexion  $M = 1,441 \text{ kNm}$  et à un effort de compression  $N = 1,15 \text{ kN}$



armatures longitudinales.

$$\text{L'excentricité vaut : } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1,441}{1,15} = 0,873 \text{ m}$$

$e_0 > h/2 \Rightarrow$  section partiellement comprimée

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 2 \bar{\sigma}_{s0} = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

Le moment fictif en flexion simple est :

$$M_f = 144100 + 1150 \times 11 = 162250 \text{ kg/cm}^2$$

Déterminons les armatures à l'aide de la méthode de CHAROT

$$\mu = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_{s0} b h^2} = \frac{162250}{2000 \times 150 \times 17^2} = 0,0125$$

Les abaques donnent :  $\alpha = 0,0495$

$$\beta = 84$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{2000}{84} = 23,81 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\bar{\sigma}_s = 150 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \alpha = 0)$$

$$A = M_f - \frac{N e_0}{\bar{\sigma}_s}$$

$$A = \frac{162250}{23,81} = \frac{162250}{2000 \times 0,0495 \times 20} = 2,347 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = A_1 - \frac{N e_0}{\bar{\sigma}_s} = 2,347 - \frac{1150}{2000} = 1,76 \text{ cm}^2/\text{cl}$$

Nous adopterons 5 HA 8 espacés de 20 en [  $A = 2,52 \text{ cm}^2$  ]

### 3.2.1 - Vérification à la perspiration :

Comme précédemment, nous se  $\bar{\sigma}_s = \text{min}$  [  $\bar{\sigma}_s = 1, \bar{\sigma}_s = 2$  ]

$$\sigma_1 = \frac{K_1 \bar{\sigma}_s}{1 + \gamma_1 \bar{\sigma}_s} + \sigma_0$$

$$\sigma_2 = 2,0 \left[ \frac{K_2 \bar{\sigma}_s}{1 + \gamma_2 \bar{\sigma}_s} + \sigma_0 \right]$$

Les données sont les mêmes pour  $\sigma_1, \sigma_2, \bar{\sigma}_s$ .

$$\psi = 2 \text{ mm}$$

... / ...

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{A}{B \cdot z} = \frac{2,52}{100 \times 8} = 0,00315$$

$$\text{Donc } \bar{\sigma}_1 = \frac{5 \cdot 10^5 \cdot 1,6}{8} \cdot \frac{0,00315}{1 + 10 \times 0,00315} + 300 \times 1,6$$

$$= 785,38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \cdot \frac{5 \cdot 10^5 \cdot 1,6}{8} \cdot 25 + 300 \times 1,6 = 4274,73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2750 \text{ bars} = \min \left( \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \end{array} \right)$$

### 3.2.2- armatures transversales :

Effort tranchant à la base du mur.

sous l'action des terres :

$$T_t = 1/2 k \cdot h^2 = 1/2 \times 0,33 \times 1,8 \times \frac{2,20^2}{2} = 1,437 \text{ t}$$

sous l'action des surcharges :

$$T_s = 1,2 \times 1/2 kph = 1/2 \times 0,33 \times 0,4 \times 2,20 = 0,348 \text{ t}$$

$$\text{D'où } T = 1,437 + 0,348 = 1,785 \text{ t}$$

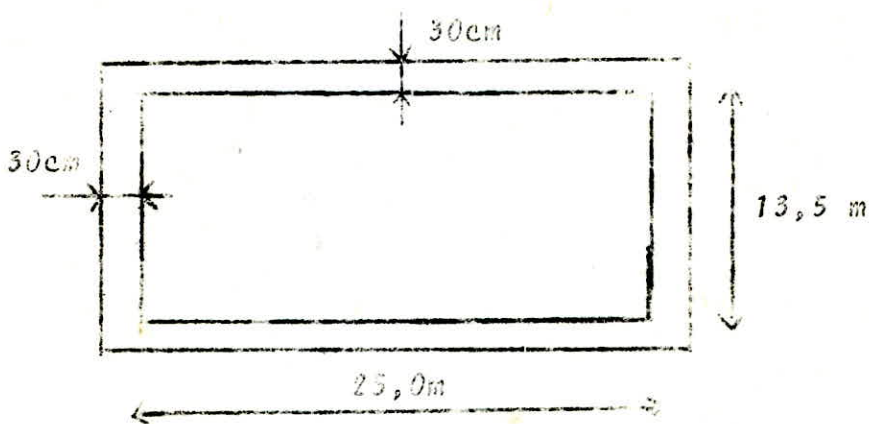
Contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1785}{100 \times 7/8 \times 28} = 0,728 \text{ Kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b.$$

Des AT n'étant pas nécessaires, on prend forfaitairement 5 HA 8 espacés de 20 cm (At > A/4).

## B- ETUDE DU RADIER :

### 1- Méthode de calcul :



Nous prendrons une épaisseur de 40 cm pour le radier

$$\text{On a : } \beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{13,5}{25,0} > 0,5$$

avec  $l_x$  : plus petite dimension du radier.

$l_y$  : plus grande dimension du radier.

Le radier sera porteur dans les deux sens et il sera calculé en dalle longue appuyée sur son pourtour.  
(d'après GUERRIN Tome 6)

Il est sollicité par :

- Son poids propre
- Le poids du liquide emmagasiné
- Les parois
- Le poids de son béton de propreté.

Le poids propre du radier ainsi que celui de son béton de propreté, le poids de l'eau contenue dans le bassin n'introduisent aucune contrainte dans le radier. Ainsi, seules les parois sollicitent le radier d'une part par leur poids, ainsi que par les moments de flexion qui lui sont transmis.

Les charges moyennes réparties par le radier ne sont pas uniformément réparties, le mode de calcul sur sol élastique n'est pas actuellement connu, c'est pourquoi on a recours à la méthode pratique exposée par GUERRIN (Tome 6), qui s'inspire d'une part par le principe de concentration des charges et aussi sur la théorie de l'effet dalle qui permet de calculer les dalles rectangulaires



comme étant uniformément chargées et reposant sur un contour articulé, en combinant ces deux effets.

## 2. Calcul du radier :

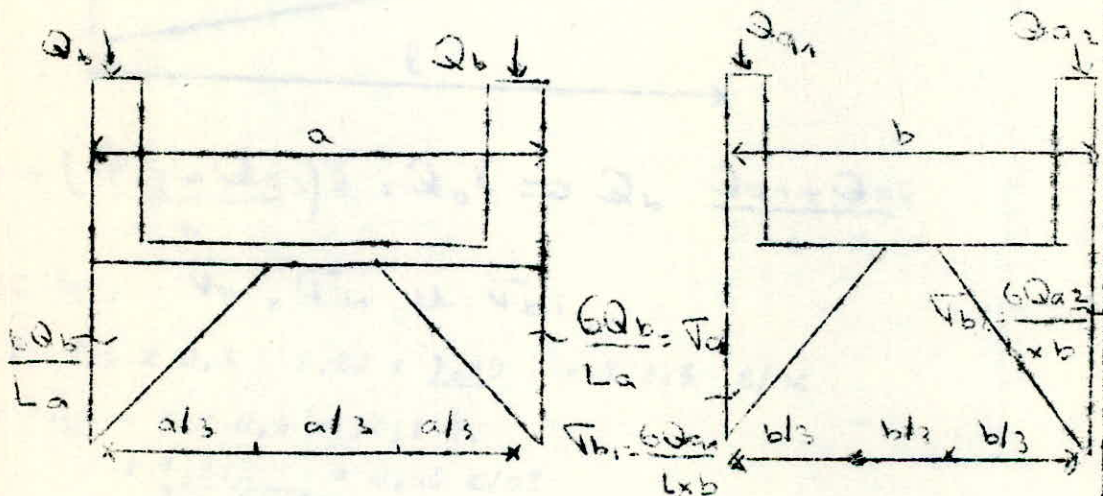
### 2.1- Effet de la charge verticale des parois :

Les hypothèses de calcul sont :

- Radier long vis à vis de sa largeur (ce qui correspond à notre cas)
- Les murs transmettent une charge répartie par mètre de paroi.

L'influence des parois sur un radier est fonction de la rigidité du radier et de la nature du terrain.

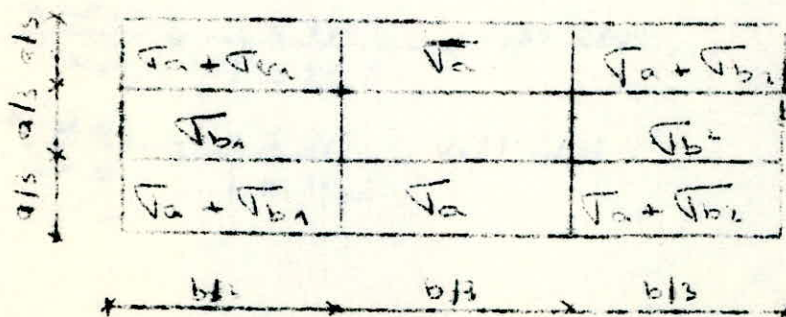
Dans notre cas, le radier est flexible et il repose sur un terrain moyen, ce qui se traduit de la manière suivante :



transversalement

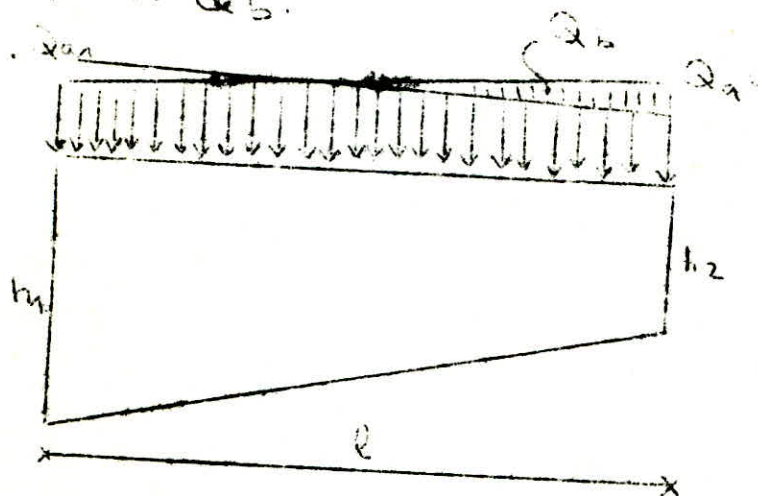
longitudinalement

Ce qui donne sur le radier, la répartition suivante :



Les contraintes apportées sur le radier sont triangulaires, comme ce radier sera calculé comme étant articulé sur ses 4 côtés avec la méthode des lignes de Tigeaud; il est nécessaire de transformer ces contraintes triangulaires en charges uniformément réparties rectangulaires et nous rajouterons les moments d'encastrement dus aux poussées des terres, de l'eau et des surcharges.

Dans le sens transversal, pour se ramener dans les hypothèses de calcul, on doit chercher une charge équivalente des bords, soit  $Q_b$ .



$$2a_1 l - \frac{(Q_{a1} - Q_{a2}) l}{2} = Q_b l \Rightarrow Q_b = \frac{Q_{a1} + Q_{a2}}{2}$$

Calcul de :  $\bar{V}_{a1}$ ,  $\bar{V}_{b1}$  et  $\bar{V}_{b2}$

$$Q_b = 2,5 \times 0,3 (2,20 + 1,20) = 1,275 \text{ t/m}$$

$$a = 13,5 + 2 \times 0,3 = 14,1 \text{ m}$$

$$\bar{V}_0 = 3 \times \frac{1,275}{14,1} = 0,55 \text{ t/m}$$

$$Q_{a1} = 2,5 \times 0,3 \times \frac{13,5}{14,1} = 1,65 \text{ t/m}$$

$$Q_{a2} = 2,5 \times 0,3 \times 1,20 = 0,9 \text{ t/m}$$

$$b = 25 + 2 \times 0,3 = 25,6 \text{ m}$$

$$\bar{V}_{b1} = \frac{6 Q_{a1}}{L \times b} = \frac{6 \times 1,65}{1 \times 25,6} = 0,39 \text{ t/m}$$

$$\bar{V}_{b2} = \frac{6 Q_{a2}}{L \times b} = \frac{6 \times 0,9}{1 \times 25,6} = 0,21 \text{ t/m}$$

Pour la plaque I,2

$l_{x,2}, l_{y,2}$  étant respectivement la largeur et la longueur de répartition des charges

$$P_{I,2} = q \cdot u_{I,2} \cdot v_{I,2}$$

alors  $M_x^{I,2} = (M_1 + \nu M_2) P_{I,2}$

$M_y^{I,2} = (M_2 + \nu M_1) P_{I,2}$

AVEC  $M_1$  et  $M_2$  moments au milieu de  $l_x$  et  $l_y$  sous une charge  $p$  unitaire centrée sur la plaque donnée par les abaques en fonction de  $\frac{l_x}{l_y}$ ,  $\frac{u}{l_x}$ ,  $\frac{v}{l_y}$

$e_x = 0,40$  m étant l'épaisseur du radier

$$u_{I,2} = \frac{l_x}{3} + e_x = 4,7 + 0,4 = 5,1 \text{ m}$$

$$v_{I,2} = l_y = 25,6$$

$$\nu = 0,15$$

$$\frac{u_{I,2}}{l_x} = \frac{5,1}{14,1} = 0,36 \rightarrow M_1^{I,2} = 3,2 \cdot 10^{-2}$$

$$M_2^{I,2} = 1,7 \cdot 10^{-2}$$

$$\frac{v_{I,2}}{l_y} = 1$$

$$P_{I,2} = 0,367 \times 5,1 \times 25,6 = 47,92 \text{ t}$$

d'où  $M_x^{I,2} = (3,2 + 0,15 \times 1,7) \cdot 10^{-2} \times 47,92 = 4,05 \text{ tm/ml}$

$$M_y^{I,2} = (1,7 + 0,15 \times 3,2) \cdot 10^{-2} \times 47,92 = 1,4 \text{ tm/ml}$$

d'où  $M_x^E = M_y^{I,2} - M_x^{I,2} = 6,12 - 4,05 = 2,07 \text{ tm/ml}$

$$M_y^E = M_x^{I,2} - M_y^{I,2} = 3,2 - 1,4 = 1,8 \text{ tm/ml}$$

2.2- Détermination des moments par la méthode des abaques de Pigeaud.

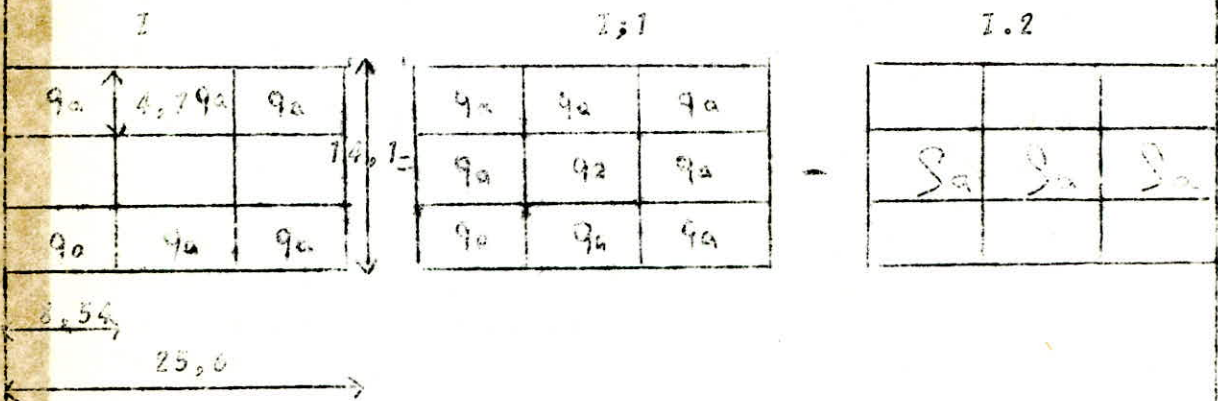
			I			II			III		
$q_a + q_b$	$q_a$	$q_a + q_b$	$q_a$	$q_a$	$q_a$	$q_b$					$q_b$
$q_b$		$q_b$				$q_b$					$q_b$
$q_a + q_b$	$q_a$	$q_a + q_b$	$q_a$	$q_a$	$q_a$	$q_b$					$q_b$

avec  $q_i = 2/3 \sqrt{i}$  répartition uniforme rectangulaire

Étude de la plaque I

$$l_x = 13,50 + 0,5 = 14,1 \text{ m}$$

$$l_y = 25,00 + 0,6 = 25,6 \text{ m}$$



Pour la plaque I.1

$$M_x^{I.1} = \mu_x q_a l_x^2$$

$$M_y^{I.1} = \mu_y q_a l_x^2$$

$M_x^{I.1}$  et  $M_y^{I.1}$  moments agissant au milieu des bandes de  $(1\text{m} \times l_x)$  et  $(1\text{m} \times l_y)$

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{14,1}{25,6} = 0,55 \longrightarrow \mu_x = 0,0915$$

$$\mu_y = 0,340$$

$$q_a = 2/3 \cdot 0,55 = 0,367$$

$$M_x^{I.1} = 0,0915 \times 0,367 \times 14,1^2 = 6,12 \text{ kNm/m}$$

$$M_y^{I.1} = 0,340 \times 6,12 = 2,1 \text{ kNm/m}$$

Pour la plaque I,2

$u_{I,2}$ ,  $v_{I,2}$  étant respectivement la largeur et la longueur de répartition des charges

$$P_{I,2} = q_0 \cdot u_{I,2} \cdot v_{I,2}$$

alors  $M_x^{I,2} = (M_1 + \nu M_2) P_{I,2}$

$$M_y^{I,2} = (M_2 + \nu M_1) P_{I,2}$$

AVEC  $M_1$  et  $M_2$  moments au milieu de  $l_x$  et  $l_y$  sous une charge  $p$  unitaire centrée sur la plaque donnée par les abaques en fonction de  $\frac{l_x}{l_y}$ ,  $\frac{u}{l_x}$ ,  $\frac{v}{l_y}$

$e_x = 0,40$  m étant l'épaisseur du radier

$$u_{I,2} = \frac{l_x}{3} + e_x = 4,7 + 0,4 = 5,1 \text{ m}$$

$$v_{I,2} = l_y = 25,6$$

$$\nu = 0,15$$

$$\frac{u_{I,2}}{l_x} = \frac{5,1}{14,1} = 0,36 \rightarrow M_1^{I,2} = 8,2 \cdot 10^{-2}$$

$$M_2^{I,2} = 1,7 \cdot 10^{-2}$$

$$\frac{v_{I,2}}{l_y} = 1$$

$$P_{I,2} = 0,367 \times 5,1 \times 25,6 = 47,92 \text{ t}$$

d'où  $M_x^{I,2} = (8,2 + 0,15 \times 1,7) \cdot 10^{-2} \times 47,92 = 4,05 \text{ tm/m}$

$$M_y^{I,2} = (1,7 + 0,15 \times 8,2) \cdot 10^{-2} \times 47,92 = 1,4 \text{ tm/m}$$

d'où  $M_x^I = M_x^{I,1} - M_x^{I,2} = 6,12 - 4,05 = 2,07 \text{ tm/m}$

$$M_y^I = M_y^{I,1} - M_y^{I,2} = 2,4 - 1,4 = 1,0 \text{ tm/m}$$

Etude de la plaque II :

II.1

II.2

$q_{b1}$			$q_{b1}$	$q_{b1}$	$q_{b1}$		
$q_{b1}$			$q_{b1}$	$q_{b1}$	$q_{b1}$		$q_{b1}$
$q_{b1}$			$q_{b1}$	$q_{b1}$	$q_{b1}$		$q_{b1}$

$$M_x^{II} = \frac{M_x^{II.1} - M_x^{II.2}}{2}$$

$$M_y^{II} = \frac{M_y^{II.1} - M_y^{II.2}}{2}$$

Pour la plaque II.1 :

$$M_x^{II.1} = \mu_x q_{b1} l_x^2$$

$$M_y^{II.1} = \mu_y M_x^{II.1}$$

$$\mu_x = 0,0915 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,340$$

$$q_{b1} = 2/3 \cdot b_{b1} = 2/3 \times 0,39 = 0,26$$

$$\text{d'où } M_x^{II.1} = 0,0915 \times 0,26 \times 14,1^2 = 4,73 \text{ tm}$$

$$M_y^{II.1} = 0,34 \times 4,73 = 1,61 \text{ tm}$$

Pour la plaque II.2 :

$$l_x^{II.2} = l_x = 14,1 \text{ m}$$

$$v^{II.2} = \frac{2y}{3} + 0,4 = 2,94 \text{ m}$$

$$p^{II.2} = q_{b1} \cdot v^{II.2} = 0,26 \times 14,1 \times 2,94 = 32,76 \text{ t/m}^2$$

$$f = 0,55$$

$$\frac{M_1}{M_2} = 1$$

$$M_1^{II.2} = 3,1 \cdot 10^{-2}$$

$$M_2^{II.2} = 4,5 \cdot 10^{-2}$$

$$\frac{v}{l_y} = \frac{2,94}{25,6} = 0,35$$

$$\text{d'où } M_x^{II.2} = (0,2 + 0,15 \times 1,7) \cdot 10^{-2} \times 47,92 = 4,55 \text{ tm/ml}$$

$$= (1,7 + 0,15 \times 0,2) \cdot 10^{-2} \times 47,92 = 1,4 \text{ tm/ml}$$

D'où :  $M_x^{II.2} = (3,1 + 0,15 \times 4,5) \cdot 10^{-2} \times 32,78 = 2,88 \text{ tm}$

$M_y^{II.2} = (4,5 + 0,15 \times 3,1) \cdot 10^{-2} \times 32,78 = 1,87 \text{ tm}$

pour donc la plaque II, les moments auront pour valeur :

$M_x^{II} = 1/2 (4,73 - 2,88) = 0,925 \text{ tm}$

$M_y^{II} = 1/2 (1,61 - 1,87) = -0,13 \text{ tm}$

ETUDE DE LA PLAQUE III



avec  $M_x^{III} = \frac{M_x^{III.1} - M_x^{III.2}}{2}$

et  $M_y^{III} = \frac{M_y^{III.1} - M_y^{III.2}}{2}$

Pour la plaque III.1 :

$M_x^{III.1} = \mu_x q_{b2} l_x^2$

$M_y^{III.1} = \mu_y M_x^{III.1}$

$\mu_x = 0,0915$

$\mu_y = 0,340$

$q_{b2} = 2/3 \bar{q}_{b2} = 2/3 \times 0,21 = 0,14$

D'où  $M_x^{III.1} = 0,0915 \times 0,14 \times 14,1^2 = 2,55 \text{ tm/ml}$

$M_y^{III.1} = 0,34 \times 2,55 = 0,87 \text{ tm/ml}$

Pour la plaque III.2 :

$l^{III.2} = l_x = 14,1 \text{ m}$

$v^{III.2} = 3,94 \text{ m}$

$$P^{III.2} = qb_2 \cdot \varnothing^{III.2} \cdot v^{III.2} = 0,14 \times 14,1 \times 8,94 = 17,65 \text{ t}$$

Les valeurs de  $M_1$  et  $M_2$  étant les mêmes que celles de la plaque II.2.

$$M_1^{III.2} = 3,1 \cdot 10^{-2}$$

$$M_2^{III.2} = 4,5 \cdot 10^{-2}$$

D'où

$$M_x^{III.2} = \frac{2,88}{32,78} \times 17,65 = 1,55 \text{ tm}$$

$$M_y^{III.2} = \frac{1,87}{32,78} \times 17,65 = 1 \text{ tm}$$

donc :

$$M_x^{III} = 1/2 (2,55 - 1,55) = 0,5 \text{ tm}$$

$$M_y^{III} = 1/2 (0,87 - 1) = -0,065 \text{ tm}$$

Moments finaux sur le radier :

$$M_x = M_x^I + M_x^{II} + M_x^{III} = 2,07 + 0,0925 + 0,5 = 3,50 \text{ tm}$$

$$M_y = M_y^I + M_y^{II} + M_y^{III} = 0,7 - 0,13 - 0,065 = 0,51 \text{ tm}$$

Effets charges horizontales exercées sur les parois :

Les charges horizontales exercées sur les parois provoquent des moments d'encastrement qui diffèrent selon que le bassin soit vide ou plein. Ces moments sont constants sur tout le radier et par conséquent, s'ajoutent ou se retranchent aux moments dûs aux charges verticales des parois.

Bassin vide :

$$M_{inc} = - 1,441 \text{ tm/ml}$$

$$M_x = 3,50 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = 0,51 \text{ tm/ml}$$

$$\text{Moment aux extrémités du radier} = - 1,441 \text{ tm/ml}$$

" au milieu " " dans le sens y

$$M_x = 2,06 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = 0,93 \text{ tm/ml}$$



en plein :

$$M_{mc} = 2,015 \text{ tm/ml}$$

$$M_x = 3,50 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = 0,51 \text{ tm/ml}$$

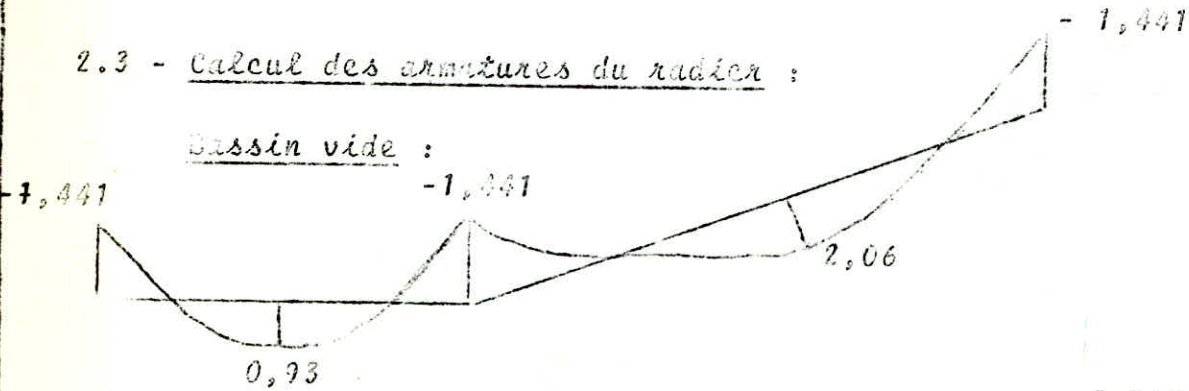
Extrémités du radier = 2,015 tm/ml

Milieu du radier dans le sens Y ———  $M_x = 5,52 \text{ tm/ml}$

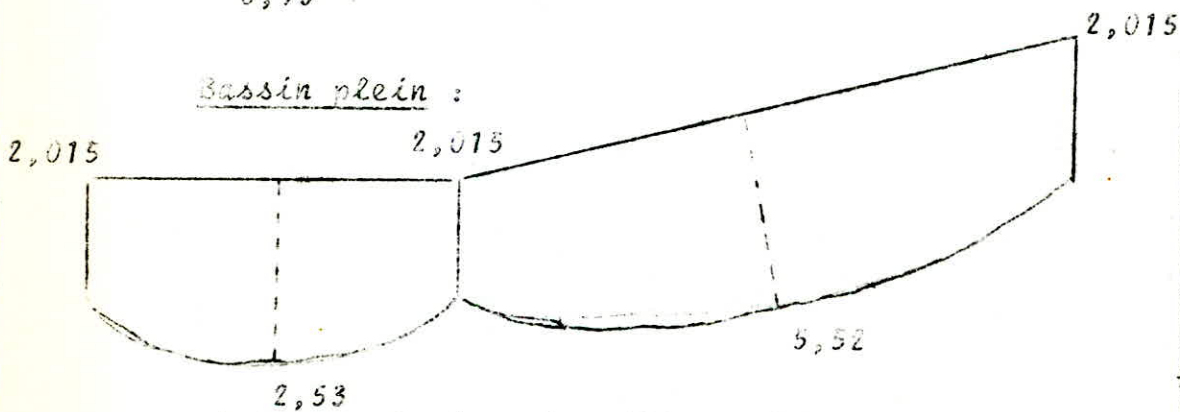
" " dans le sens X ———  $M_y = 2,53 \text{ tm/ml}$

### 2.3 - Calcul des armatures du radier :

Bassin vide :



Bassin plein :



Les moments les plus défavorables sont :

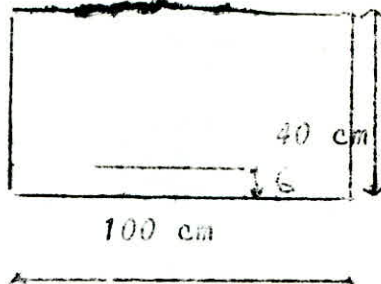
- 1,441 aux extrémités
- + 2,015 aux extrémités
- 2,53 dans le sens  $l_x$
- 5,52 dans le sens  $l_y$

Calcul des armatures soumises au moment  $M_x = 5,52 \text{ tm}$

appliquons pour cela, la méthode de CHABON :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_s b h^2}$$

$$= \frac{15,52 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 34^2} = 0,02558$$



Les abaques donnent :  $K = 57,0$

$$\xi = 0,9306$$

$$D'où A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \times \Sigma \eta} = \frac{5,52 \times 10^5}{2800 \times 0,9306 \times 34} = 6,23 \text{ cm}^2$$

→ 5 HA 10 espacés de 12,5 cm (6,28 cm<sup>2</sup>)

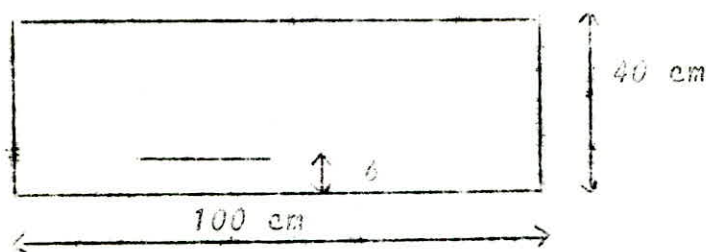
Calcul de vérification :

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{57} = 49,12 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Calcul des armatures de la section soumise à un moment de flexion  $M_y = 2,53 \text{ t.m/m}^2$

$$\begin{aligned} M_y &= \frac{15 \eta}{\bar{\sigma}_a b h^2} \\ &= \frac{15 \times 2,53 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 34^2} = 0,0117 \end{aligned}$$



Ce qui donne  $K = 88,5$

$$\xi = 0,9517$$

$$D'où A = \frac{A}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{2,53 \times 10^5}{2800 \times 0,9517 \times 34} = 2,79 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 10 (3,92 cm<sup>2</sup>) espacés de 20 cm

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / k = \frac{2800}{88,5} < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

Calcul des armatures de la section soumise à un moment de flexion  $M_{x_2} = -1,441 \text{ t.m}$

$$\eta = 1,441 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \times M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1,441 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 34^2} = 0,0066$$

$$\begin{aligned} \rightarrow K &= 120 \\ \xi &= 0,9630 \end{aligned}$$

$$D'où A = \frac{A}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{1,441 \times 10^5}{2800 \times 0,9630 \times 34} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Nous choisirons 4 HA 10 (3,13 cm<sup>2</sup>) espacés de 25 cm

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / k = 2800 / 120 < \bar{\sigma}_b \rightarrow A' = 0$$

Calcul des A de section soumise à M<sub>max</sub> = 2,015 tm

$$\mu = \frac{15 \times \pi}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 2,015 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 34^2} = 0,00953$$

$$\rightarrow K = 100$$

$$\Sigma = 0,9565$$

$$\rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \Sigma n} = \frac{2,015 \times 10^5}{2800 \times 0,9565 \times 34} = 2,27 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 10 (3,13) espacés de 25 cm

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{100} = 28 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \rightarrow A' = 0$$

### 2.3 - Contraintes sur le sol :

#### 2.3.1 - Bassin vide :

Poids du béton de propreté : 2200 x 0,1 x 25 x 13,5 = 74250 Kg

Poids du béton du radier : 2500 x 0,4 x 25 x 13,5 = 137500 Kg

Poids des parois : 2 x 2500 x 0,3 (1,2 x 13,5 + 2,20 x 13,5 +  
25 x  $\frac{1,2 + 2,20}{2}$ ) = 232600 Kg

Poids total : 544 350 Kg

D'où la pression sur le sol :

$$\sigma = \frac{544350}{2560 \times 1410} = 0,15 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$$

#### 2.3.2 - Bassin plein :

Poids du béton : 544 350 Kg

Poids de l'eau : 1000 x 13,5 x 25 x  $\frac{2,20 + 1,20}{2}$  = 573750 Kg

Poids total : 1.118.100 Kg

Pression sur le sol :

$$\sigma = \frac{1118100}{2560 \times 1410} = 0,31 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$$

## ETUDE AU SEISME

### I- INTRODUCTION :

Cette étude se fera suivant le règlement parasismique Algérien qui propose de remplacer les forces réelles dynamiques agissant sur la structure par un système de forces statiques fictives, dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

Le même règlement suppose que toute la force sismique est provoquée latéralement.

Toute structure sera conçue et construite pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure, conformément à la formule :  $V = ADEQ$ .

où  $V$  représente la force latérale totale :

### II- DETERMINATION DE LA PERIODE DE VIBRATION DU BATIMENT PAR LA METHODE DES DEPLACEMENTS MATRICE DE RIGIDITE :



#### II-1 EXPOSE DE LA METHODE :

Le schéma représente un oscillateur multiple à plusieurs degrés de libertés, dont les points 1, 2, ..., n représentent des masses concentrées dans un nombre de sections. Chaque masse est soumise à un déplacement  $x_i(t)$  sous l'effet du séisme, autour de sa position d'équilibre.

Le principe de cette méthode consiste à bloquer tous les noeuds du système, à l'aide d'appuis articulés. On sollicite par une force  $P_k(t)$ , ce qui entraîne dans ce dernier, une force d'inertie  $(-m_k \ddot{x}_k(t))$  et des réactions  $R_{ik}$  dans les autres noeuds. En faisant la même chose dans chaque noeud, on trouve :  $R_{ij}$  et  $-m_j \ddot{x}_j(t)$ .

Le système étant libre, la somme des réactions pour chaque blocage doit être nulle :

... / ...

Chaque réaction est exprimée en fonction des  $n$  -  
 tés  $\left( \frac{R}{x} = \dots \right)$

$$R_k = - m_k \ddot{x}_k (t) + \sum_{j \neq k} r_{kj} x_j (t) = 0$$

En admettant que les solutions particulières sont de la  
 forme  $x_k (t) = A_k \sin (\omega t + \varphi)$  et en développant l'équation  
 précédente sous forme de plusieurs équations, on aboutit  
 finalement à l'équation :

$$\left( [R] - \omega^2 [M] \right) \{X\} = \{0\}$$

où  $[R]$  est la matrice de rigidité  
 $\omega$  pulsation de système  
 $[M]$  matrice diagonale masse  
 $\{X\}$  matrice déplacement

Les pulsations seront obtenues à partir de :  $| [R] - \omega^2 [M] | = 0$

et les vecteurs propres, à partir de  $\left( [R] - \omega^2 [M] \right) \{X\} = 0$

II-2 CALCUL DE LA PERIODE :

Notre structure peut être assimilée à un  
 oscillateur à 2 degrés de libertés représentés par  
 les masses  $m_1$  et  $m_2$  désignant :

- Pour  $m_1$  : masse de la toiture et du plancher  
 terrasse.
- Pour  $m_2$  : masse de plancher gradin.

a- Calcul des masses :

Valeur de  $m_1$  : Toiture :  $0,25 \times 2,5 \times 18 = 108 \text{ t}$   
 Pot sup :  $5 \times 2,5 \times 0,60 \times 1,20 \times$   
 $0,40 = 3,6 \text{ t}$

plancher terrasse :

Poutre Long :  $2,5 \times 0,3 \times 0,45 \times 4,20 \times 8 = 11,34 \text{ t}$   
 dalle :  $2,5 \times 0,2 \times 4,8 \times 3,20 \times 4 = 31,68 \text{ t}$   
 Revêtement :  $4 \times 0,236 \times 9,8 \times 3,3 = 14,95 \text{ t}$   
 I/2 potins :  $5 \times 2,5 \times 1,30 (1,20 \times 0,40 + 0,4 \times$   
 $0,4) = 10,40 \text{ t}$

Poutre trans :  $2,7 \times 0,3 \times 0,45 \times 2,5 \times 5 = 4,56 \text{ t}$   
 D'où  $m_1 = 185 \text{ t}$

... / ...

Valeur de m2 :

$$1/2 \text{ pot} : \left( 1,3 + \frac{2,65 + 2,6}{2} \right) \times 2,5 \times 1,20 \times 0,4 \times 5 = 23,55 \text{ €}$$

$$\left( \right) \times 2,5 \times 0,4 \times 0,4 \times 5 = 7,65 \text{ €}$$

$$\text{Dalles} : 4 \times 0,2 \times 2,5 \times 4,80 \times 3,30 = 31,68 \text{ €}$$

$$3 \times 2,5 \times 0,2 \times 4,30 \times 4,80 = 30,96 \text{ €}$$

$$\text{Revêtement} : 4 \times 0,05 \times 2,2 \times 4,80 \times 3,30 = 6,96 \text{ €}$$

$$3 \times 0,05 \times 2,2 \times 4,30 \times 4,80 = 6,81 \text{ €}$$

$$\text{Poutres long} : 11 \times 0,45 \times 0,30 \times 2,5 \times 4,2 = 15,60 \text{ €}$$

$$5 \times 0,45 \times 0,30 \times 2,5 \times 2,7 = 4,56 \text{ €}$$

$$4 \times 0,45 \times 0,30 \times 2,5 \times 4 = 5,40 \text{ €}$$

$$\text{Marches} : 5 \times \frac{0,8 \times 0,40}{2} \times 1,8 \times 3 \times 2,5$$

$$= 29,952 \text{ €}$$

$$\text{d'où : } \underline{\underline{m2 = 165 \text{ €}}}$$

11.2.1 : Période dans les 2 sens :



... / ...

	sens longitudinal	sens transversal
$n_2$ (t)	185	185
$n_1$ (t)	165	165
$R_2$ (tF/m)	227470	2574720
$R_1$ (tF/m)	141550	1842260
$[R]$ (tF/m)	$\begin{bmatrix} + 369020 & -227470 \\ - 227470 & 227470 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 4416980 & -2574720 \\ -2574720 & 2574720 \end{bmatrix}$
$\omega_1^2$	1229,53	13987,93
$\omega_2^2$	2236,51	26699,05
$T_1$ (s)	0,18	0,05
$T_2$ (s)	0,13	0,038 s

II.2.2 : Période par la méthode forfaitaire :

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

H : hauteur du bâtiment.

L : dimension du bâtiment dans le sens de l'action sismique.

	sens longitudinal	sens transversal
H(m)	9	9
L(m)	18	27
T(s)	0,19	0,15

DETERMINATION DES FORCES SISMQUES :

$$V = A \cdot L \cdot (P \cdot W)$$

Détermination des coefficients :

Coefficient d'accélération des zones "II" (tableau 1 RPA 81)

Groupe d'usage 2  $\rightarrow a = 0,15$   
 Zone sismique II

Facteur d'amplification dynamique moyen "D" :

$T < 0,3 \text{ s} \rightarrow D = 2$  Il est fonction du type de sol et de la période du bâtiment.

( sol meuble ) ( transversal et longitudinal )

Facteur de comportement de la structure = B  
 (tableau 2 RPA  $\rightarrow B = 1/4$  )

Facteur de qualité :

$$Q = 4 + \frac{\sum_{i=1}^n \alpha_i}{20}$$

Il est fonction de l'hyperstaticité, de la surabondance du système de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité de contrôle pendant la construction.

1) Conditions minimales des files porteuses

Long : 4 travées  $\rightarrow$  3 travées dont :  $\frac{L_{max}}{L_{min}} < 1,5$   
 $\rightarrow \alpha = 0$

Transv : 2 travées  $\rightarrow \alpha = 0,1$  critère non observé

2) Surabondance en plan :

Long : 3 files de portiques  $\rightarrow \alpha = 0,1$

transv : 5 files de portiques  $\rightarrow$  4 files  $\frac{L_{max}}{L_{min}} < 1,5$   
 $\rightarrow \alpha = 0$

3) Symétrie en plan :

$$\alpha_{sym} = 4 \left( \frac{L_{max}}{L_{min}} - 1 \right) \rightarrow \alpha_{sym} = 0,4$$

4) Régularité en élévation :

critère non observé  $\rightarrow \alpha_{reg} = 0$  long et transversalement

5) Contrôle de qualité de matériaux :

non observé :  $\alpha_q = 0,1$



6) Contrôle de qualité de la construction :

non observé :  $\gamma = 0,4$

d'où valeur de  $Q$  : longitudinalement :  $Q_L = 1,5$

transversalement :  $Q_T = 1,5$

Poids de la structure :  $W$

$W$  : totalité des charges permanentes + 1/2 surcharges

Niveau	Surface (m <sup>2</sup> )	Charges permanentes (G) (t)	Surcharges (S) (t)	$W_k = G_k + \frac{1}{2} S_k$ (t)
Etage	24 x 4,5	408,2	0,05(24 x 4,5)	420,6
2	7 x 4,5	76	0,05(7 x 4,5)	83,7
1	7 x 4,5 3 x 4,5	155	0,05(7 x 4,5)	224
				$\Sigma = 420,6$

d'où  $V_k = 0,45 \times \frac{W}{2} = 2 \times 420,6 = 47,3 \text{ T}$

$V_d = V_k = 47,3 \text{ T}$

Distribution des forces sismiques sur les niveaux (RPA 31)

Sans longitudinal

$$F_k = F_d + \frac{W_k h_k}{\sum W_k h_k}$$

$F_k = 0$  car  $T < 0,3 \text{ s}$

$W_k$  : masse du niveau k

$h_k$  : hauteur à partir de la base de niveau k

Niveau	$W_k$ (t)	$h_k$ (m)	$W_k h_k$ (t.m)	$\Sigma W_k h_k$ (t.m)
Etage	408,2	3,00	1224,6	42,33
2	81,6	6,00	489,6	12,02
1	224,0	3,75	840,0	40,60
				$\Sigma W_k h_k = 40,60$

Distribution des forces sismiques par niveau des portiques

Dans chaque niveau, la force sismique sera distribuée aux différents éléments de contreventements proportionnellement à leur rigidité :

$$F_{ki} = F_k \frac{R_{ki}}{\sum R_{ki}}$$

$$F_{20} = \frac{R_{20}}{2.5}$$

Niv	$\frac{F_{20}}{F_{20}}$	Portique	$R_{20}$ (t/cm)	$\Sigma R_{20}$ (t/cm)	$F_{20}$ (t)	$F_{20}$ (t)
2	X	2.2	94,02	207,72	12,00	4,80
		4.4	136,40	"	"	7,20
3	Y	4.4	32,32	207,72	31,58	0,40
		2.2	634,20	"	"	7,70
		2.2	"	"	"	"
		2.2	"	"	"	"
		2.2	"	"	"	"
4	X	4.4	20,98	147,55	15,60	3,30
		2.2	62,93	"	"	6,74
		2.2	46,58	"	"	5,35
	Y	4.4	46,06	1342,25	"	0,39
		2.2	449,05	"	"	3,20
		2.2	"	"	"	"
		2.2	"	"	"	"

La force sismique revenant à la toiture va être reprise longitudinalement par le portique long 4.4 ainsi que par le portique 2.2 proportionnellement à leur rigidités respectives.

	$R_{20}$ (t/cm)	$\Sigma R_{20}$ (t/cm)	$F_{20}$ (t)	$F_{20}$ (t)
Portique 2.2	136,40	541,48	12,00	4,31
Portique 4.4	46,06	"	"	12,60

Exposé de la méthode de K. MUTO :

PRINCIPE :

La méthode de MUTO est utilisée pour le calcul des ossatures poteaux-poutres, sous l'action de séisme, celle-ci est basée sur la notion de rigidité de niveau.

$$\text{Rigidité de niveau} = \frac{\text{effort tranchant de niveau}}{\text{déplacement relatif de niveau}}$$

DOMAINE D'APPLICATION :

- Cette méthode s'applique aux bâtiments à étages rigides dans leur plan ayant une ossature autostable (poutres-poteaux) représentant la totalité des charges verticales et horizontales.
- Les charges sont supposées concentrées au niveau des planchers.
- Le diagramme de répartition de ces charges en élévation pouvant être rectangulaire ou triangulaire inverse (force maximale au niveau de l'étalage supérieur).
- La raideur ( $I/L$ ) des poutres ne doit pas être trop faible par rapport à celle des poteaux, plus précisément le coefficient  $K \geq 0,2$  pour tous les noeuds de l'ossature.  
Les poteaux tels que leur  $K \leq 0,2$  doivent être considérés comme ne faisant pas partie de l'ossature résistante aux charges horizontales.
- Les raideurs ( $I/L$ ) des travées adjacentes d'une même poutre, ne doivent pas être trop différentes (rapport compris entre 0,5 et 2,0).
- La raideur ( $I/h$ ) d'un même poteau, ne doit pas trop varier entre deux étages adjacents (rapport compris entre 0,5 et 2,0).

### ETAPES DE CALCUL :

On calculera pour chaque poteau une rigidité linéaire égale à la rigidité  $(I/h)$  qui sera corrigée par un coefficient de correction qui dépend de la raideur  $(I/L)$  des poutres assurant l'encastrement des deux extrémités du poteau.

- Calcul de la rigidité de niveau des différents portiques plans constituant l'ossature résistante aux forces horizontales dans les deux directions.

- On détermine ensuite à chaque étage, la position du centre de torsion.

- Calcul des rigidités totales au niveau de chaque étage de la translation suivant  $Ox$  et  $Oy$  et à la torsion.

- Calcul de l'effort tranchant de niveau dans les différents portiques plans.

- Calcul des déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux directions et on vérifie si ces déplacements sont acceptables vis à vis des règles en vigueur, si ces déplacements ne sont pas acceptables, on doit revoir le dimensionnement de l'ossature (augmenter l'inertie des poutres et des poteaux).

- Calcul de l'effort tranchant de niveau dans les différents poteaux.

- On détermine la position du point de moment nul dans les différents poteaux.

- On détermine les moments revenants à chaque poteau.

- On détermine les moments revenants dans les poutres.

- Les autres efforts se déduisent directement des moments qui viennent d'être calculés (efforts normaux dans les poteaux et efforts tranchants dans les poutres).

CALCUL DES RIGIDITES LINEAIRES DES POTEAUX ET DES POUTRES :

I : Moment d'inertie

K poteau = (I/h) poteau

h : hauteur d'étage

K poutre = (I/L) poutre

L : portée (entre axe)

Calcul des coefficients K et des coefficients de correction des rigidites des poteaux dans les deux sens :

Poteaux intermediaires		Poteaux de rive	
étage courant	RDC	étage courant	RDC
$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2 + K_p}$	$\bar{K}_2 = \frac{K_1 + K_2}{K_1}$	$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2 + K_p}$	$\bar{K}_2 = \frac{K_1}{K_p}$
$\alpha = \frac{\bar{K}}{1 + \bar{K}}$	$\alpha = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\alpha = \frac{\bar{K}}{1 + \bar{K}}$	$\alpha = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

Rigidité corrigée d'un poteau "i" de niveau "j" :  $R_{ij}$

$$R_{ij} = \frac{12 E I_i}{(h_j)^3} \sum_{k=1}^n K_{jk}^2$$
 avec :  $E = E_i = 21000 \sqrt{f_{cj}}$  (art 9.61CCBA68)

$f_{cj}$  : La résistance du béton à j jours.

Pour les bétons à base de ciments de classe 325 :  $f_{cj} = 1,20 f_{c28}$   
 $E_i$  : module de déformations instantanée :  $E_i = 21000 \sqrt{1,20 \cdot 270} = 37,8 \cdot 10^4$  bars  
 $= 385,56 \cdot 10^4$  t/m<sup>2</sup>

Rigidité relative de niveau corrigée d'un portique : "Rj"

On suppose que tous les poteaux d'un même niveau ont le même déplacement.

$$R_j = \sum_{i=1}^n \frac{12 E I_i}{h_j^3} K_{ij}^2$$

Tous les poteaux d'un même niveau ont la même hauteur.

Rigidité relative d'étage "j" : "Rj"

Dans le sens longitudinal (sens X) :  $R_{jx} = \sum_{i=1}^n R_{ijx}$   
 Dans le sens transversal (sens Y) :  $R_{jy} = \sum_{i=1}^n R_{ijy}$   
 $R_{ijx}$  : rigidité relative de niveau j du portique long courant (2)  
 $R_{ijy}$  : rigidité relative de niveau j du portique trans " (2)

CALCUL DES RIGIDITES LINEAIRES DES POUTRES ET DES JOINTS

- Dans le sens longitudinal :

$$K_{\text{poutre}} = \frac{E}{L} = \frac{22,73 \cdot 10^4}{4,30} = 5,28 \cdot 10^4 \text{ kg}$$

- Dans le sens transversal :

$$K_{\text{poutre 1.1}} = \frac{EI}{L^3} = \frac{22,73 \cdot 10^4}{4,30^3} = 7,57 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

$$K_{\text{poutre 1.2}} = \frac{EI}{L^3} = \frac{22,73 \cdot 10^4}{4,30^3} = 5,27 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

poutres longitudinales		1.1		1.2		2.5		3.5	
$I_p (10^{-4} m^4)$		23,34		20,55		6,73		84	
h (m)	2	2,60		2,60		-		1,47	
	1	4,60		4,60		2,61		4,7	
$K_f (10^{-4} kg)$	2	3,21		24,52		-		44,14	
	1	4,64		18,92		2,59		13,62	
		nive	lnc	nive	lnc	nive	lnc	nive	lnc
K	2	0,62	1,25	0,21	0,47	-	-	0,11	0,23
	1	1,01	2,16	0,85	0,18	1,95	3,01	0,37	0,43
Q	2	0,23	0,32	0,15	0,17	-	-	0,03	0,10
	1	0,52	0,64	1,35	0,43	0,42	0,75	0,36	0,39
$K_{ij}^2 (t/cm)$	2	18,45	21,55	21,27	20,54	-	-	62,45	100,04
	1	5,27	6,46	10,61	13,43	11,00	13,29	10,47	11,14

rigidite relative corrigee de niveau f d'un portique

niveau	$R_{11}^{11}$	$R_{22}^{22}$	$R_{33}^{33}$	$R_{44}^{44}$	$K_{ij}^2 (t/cm)$
2	51,01	130,4	-	405,02	632,49
1	29,95	62,49	42,53	54,30	195,88

Rigidite relative de niveau connue des portiques trans-  
versaux.

	BB.CC.DD.EE	AA	
	R <sub>fy</sub> (4)	R <sub>fy</sub> (1)	R <sub>fy</sub> (t/cm)
2	634,35	31,32	2574,72
1	449,05	46,00	1842,26

## ETUDE DE LA TORSION

La force sismique due à la torsion est donnée par la formule.

$$F_{Rj} = \frac{R_{Rj} \cdot d_{Rj} \cdot M_k^T}{J_k}$$

- avec :
- \*  $R_{Rj}$  : rigidité au niveau du portique (j)
  - \*  $d_{Rj}$  : distance prise sur la normale du centre de torsion au portique (j) dans un sens donné.
  - \*  $M_k^T$  : moment de torsion au niveau k

$$M_k^T = F_k \cdot e$$

$F_k$  : force sismique de translation.  
 $e$  : excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion.

\*  $J_k$  : moment d'inertie polaire au niveau k  
par définition :  $J_k = \sum [R_{kj}^y (d_{kj}^y)^2 + R_{kj}^x (d_{kj}^x)^2]$

\*  $R_{kj}^x$  : rigidité du portique (j) au niveau k dans le sens x

\*  $R_{kj}^y$  : rigidité du portique (j) au niveau k dans le sens y

\*  $d_{kj}^y$  : distance prise sur la normale du centre de torsion au portique (j) dans le sens y au niveau k

\*  $d_{kj}^x$  : distance prise sur la normale du centre de torsion au portique (j) dans le sens x au niveau k



## CALCUL DES CENTRES DE MASSE ET DE TORSION :

### CENTRE DE MASSE :

On détermine les coordonnées des centres de masse pour chaque niveau, par les formules :

$$x_{ci} = \frac{\sum x_i S_i}{\sum S_i}$$

$$y_{ci} = \frac{\sum y_i S_i}{\sum S_i}$$

$S_i$  : surface de la partie (i) de l'étage.

$(x_i, y_i)$ , coordonnées du centre de gravité de la partie i

$S_i^*$  : surface totale de l'étage.

On prendra comme exemple le fig. 107, on aura les résultats des autres niveaux sous forme d'un tableau récapitulatif.

### Centre de torsion :

On détermine les coordonnées des centres de torsion pour chaque niveau par les formules :

$$x_{ti} = \frac{\sum x_{ij} R_{ij}}{\sum R_{ij}}$$

$$y_{ti} = \frac{\sum y_{ij} R_{ij}}{\sum R_{ij}}$$

où :

$R_{ij}$  : rigidité du portique (i) au niveau considéré (portique transversal)

$(x_{ij}, y_{ij})$ , coordonnées des portiques i ( $i = j$ )

$R_{ij}$  : rigidité du portique (j) au niveau considéré (portique longitudinal)

$R_{ti}$  : rigidité transversale du niveau considéré.

$R_{li}$  : rigidité longitudinale au niveau considéré.

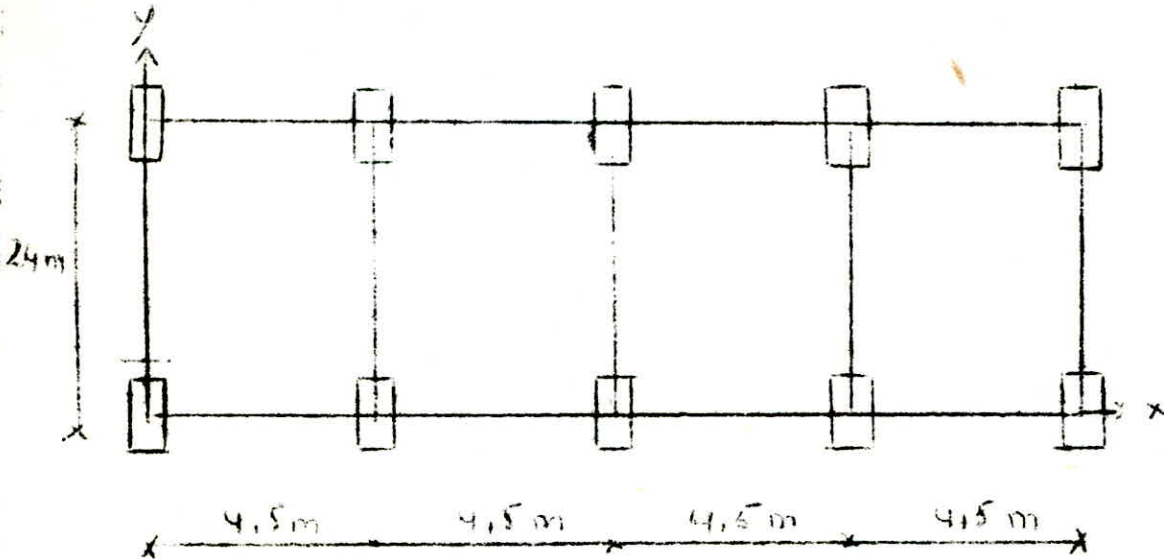
On prendra comme exemple le fig. 107, on aura les résultats des autres niveaux, sous forme d'un tableau récapitulatif.

## CALCUL DE LA TORSION

Toiture :

me que la rigidité de la ferme est infinie, nous utiliserons les  $M^d$  d'inertie.

Pour déterminer le centre de torsion.



Coordonnées du centre de gravité :  $X_G = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i}$ ,  $Y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i}$

$$\sum A_i = 4 \times 4,5 \times 24 = 4032 \text{ m}^2$$

$$\sum A_i x_i = 24 \times 4,5 \left( \frac{4,5}{2} + (4,5 + \frac{4,5}{2}) + (3 \times 4,5 + \frac{4,5}{2}) \right) + (2 \times 4,5 + \frac{4,5}{2}) = 3888 \text{ m}^3$$

$$\sum A_i y_i = 4 \times 4,5 \times 24 \times \frac{24}{2} = 5184 \text{ m}^3$$

d'où  $X_G = 9\text{m}$        $Y_G = 12\text{m}$

Coordonnées du centre de torsion :  $X_t = \frac{\sum I_{yc} x_c}{\sum I_{yc}}$      $Y_t = \frac{\sum I_{xc} y_c}{\sum I_{xc}}$

$$\sum I_{xc} = 10 \times 0,40 \times \frac{1,20^3}{12} = 5760 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sum I_{yc} = 10 \times 1,20 \times \frac{0,40^3}{12} = 640 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sum I_{xc} y_c = 5 \times 0,40 \times \frac{1,20^3}{12} (0 + 24) = 69120 \cdot 10^{-4} \text{ m}^5$$

$$\sum I_{yc} x_c = 2 \times 1,20 \times \frac{0,4^3}{12} (0 + 4,5 + 9 + 13,5 + 18) = 5760 \cdot 10^{-4} \text{ m}^5$$

$$\text{D'où } Y_t = \frac{69120}{5760} = 12 \text{ m} \quad X_t = \frac{5760}{640} = 9 \text{ m}$$

Calcul des excentricités :

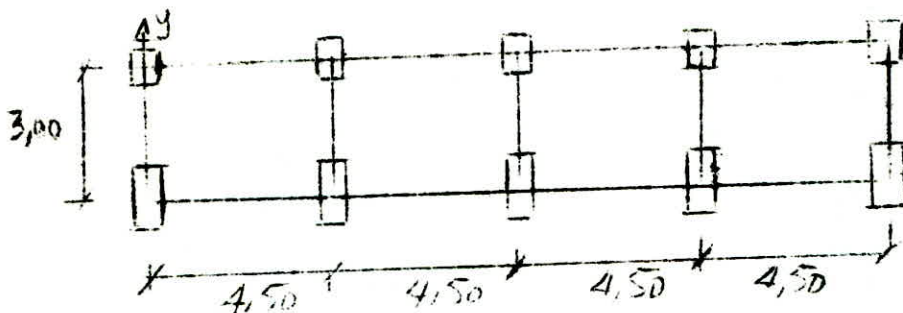
$$e_x = X_t - X_G = 0 \text{ m} \quad \text{coïncide avec le centre de torsion}$$

$$e_y = Y_t - Y_G = 0 \text{ m}$$

Torsion accidentelle :

RPA préconise 5 %  $I_{max} = 1,2 \text{ m}$

Etage terrasse :



Comme précédemment :  $X_G = 9 \text{ m}$   
 $Y_G = 1,5 \text{ m}$

Coordonnées du centre de torsion :

$$X_t = \frac{\sum x_i R_i}{\sum R_i}$$

$$Y_t = \frac{\sum y_j R_j}{\sum R_j}$$

$$Y_t = \frac{3 \times 91 \times 0,1}{9101 + 136 \times 46} = 1,2 \text{ m}$$

$$X_t = \frac{3732 \times 0 + 63435 (4,5 + 9 + 13,5 + 18)}{3732 + 63435 \times 4} = 11,08 \text{ m}$$

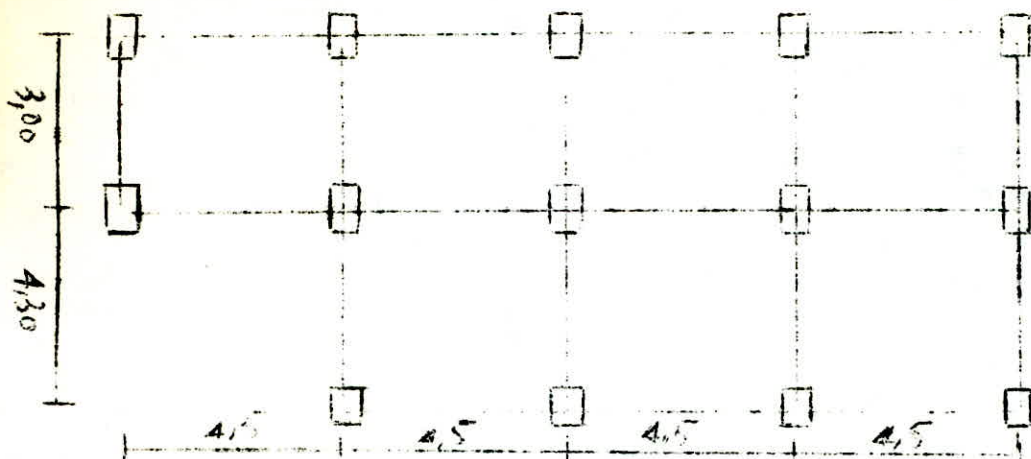
D'où l'excentricité est :

$$e_x = 11,08 - 9 = 2,08 \text{ m}$$

$$e_y = 1,5 - 1,2 = 0,3 \text{ m}$$

Excentricité accidentelle = 0,9 m (5/100 X 18)

Etage plancher gradins :



Coordonnées du centre de gravité :

$$\begin{aligned} \sum A_i x_i &= 3 \times 4,5 \left( 4,5/2 + (4,5 + \frac{4,5}{2}) \right) + (2 \times 4,5 + \frac{4,5}{2}) + \\ &\quad (3 \times 4,5 + \frac{4,5}{2}) + 4,30 \times 4,5 \left( 4,5 + \frac{4,5}{2} \right) + \\ &\quad (2 \times 4,5 + \frac{4,5}{2}) = 1139,06 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum A_i y_i &= 5 \times 3 \times 4,5 \times (4,5 + 3/2) + 4 \times 4,5 \times 4,30 \times \frac{4,30}{2} \\ \sum A_i &= 557,91 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\sum A_i = 5 \times 3 \times 4,5 + 4 \times 4,50 \times 4,30 = 144,9 \text{ m}^2$$

D'où  $X_C = 7,86 \text{ m}$        $Y_C = 3,99 \text{ m}$

Coordonnées du centre de torsion :

$$Y_t = \frac{2998 \times 7,30 + 6799 \times 4,30}{2998 + 6799 + 48,58} = 5,24 \text{ m}$$

$$X_t = \frac{4606 \times 0 + 44905 (4,5 + 9 + 13,5 + 18)}{4606 + 4 \times 44905} = 10,9 \text{ m}$$

Les excentricités sont :

$$l_x = 3,04 \text{ m}$$

$$l_y = 1,25 \text{ m}$$

Conclusion : aux différents niveaux, les excentricités que nous prendrons en considération seront

$$e_x = \text{Max} (e_0, e_x)$$

$$e_y = \text{Max} (e_0, e_y)$$

Niveau	$X_G$	$Y_G$	$X_E$	$Y_E$	$ X_G - X_E $	$ Y_G - Y_E $	5% L		$e_x$	$e_y$
							X	Y		
Tenture	9	12	9	12	0	0	0,9	1,2	0,9	1,2
Terrasse	9	4,5	11,08	1,2	2,08	0,3	0,5	0,15	2,08	0,3
planchers gradins	7,86	3,99	10,90	5,24	3,04	1,25	0,9	0,36	3,04	1,25

Calcul des moments de torsion

Sous moment axial

Niveau	(t) $F_u$	(m) $e$	(cm) $M_R^E$
2	12,03	2,08	25,02
1	15,60	3,04	47,42

Sous flexion axiale

Niveau	(t) $F_u$	e (m)	$M_R^E$ (tm)
2	12,03	0,3	3,61
1	15,60	1,25	19,50

Calcul des moments de torsion par les poutres

Portique	A1	22	33	AA	BB	CC	DD	EE	J/m
$R_{Ri}^y$	/	/	/	39,22	62,43	45,35	63,45	63,35	
$d_{Ri}^y$	/	/	/	11,08	6,58	2,08	9,42	6,32	0,31428,22
$R_{Ri}^x$	2107	13646	X	/	/	/	/	/	
$d_{Ri}^x$	1,8	12	X	/	/	/	/	/	
$R_{Ri}^z$	/	/	/	46,06	44,03	44,03	44,03	44,03	
$d_{Ri}^z$	/	/	/	1,02	6,4	1,0	2,6	1,9	0,45936,69
$R_{Ri}^y$	2398	6232	4858	/	/	/	/	/	
$d_{Ri}^y$	2,06	0,94	5,24	/	/	/	/	/	

Determination des forces sismiques dues a l. torsion

Sens longitudinal :

$$F_{xi} = \frac{R_{xi} \times d_{xi} \times M_{ix}}{J_k}$$

Forces		11	22	33
T	$R_{xi}^x (k/m)$	3101	13046	
	$d_{xi}^x (m)$	1,8	1,2	
	$M_{ix}^x (k/m)$	25,02	22,02	
	$J_k (k/m)$	60374,52		
	$F_{xi} (k/c)$	0,06	0,06	
Rc	$R_{xi}^x (k/m)$	9393	6239	4053
	$d_{xi}^x (m)$	2,06	0,34	5,24
	$M_{ix}^x (k/m)$	4702	41,42	4702
	$J_k (k/m)$	316030,65		
	$F_{ij} (k/c)$	0,09	0,09	0,38

Sens transversal :

Forces		AA	BB	CC	DD	EE
T	$R_{ij}^y (k/m)$	3732	6543	6543	6345	6345
	$d_{ij}^y (m)$	11,02	6,58	2,33	2,42	6,32
	$M_{ij}^y (k/m)$	3,61	3,61	3,61	3,61	3,61
	$J_k (k/m)$	6037423,52				
	$F_{ij} (k)$	0,02	0,02	0,07	0,08	0,23
Rc	$R_{ij}^y (k/m)$	4606	44905	44905	12305	44905
	$d_{ij}^y (m)$	10,30	6,40	1,30	2,60	1,30
	$M_{ij}^y (k/m)$	13,50	13,50	13,50	13,50	13,50
	$J_k (k/m)$	3165303,65				
	$F_{ij} (k)$	0,51	1,77	0,02	0,72	0,52

Force sismique totale rayonnant a chaque portique

$$F_{kj}^{tot} = F_{kj}^{trans} + F_{kj}^{torsion}$$

portiques	longitudinale				transversaux					
	1-1	2-2	3-3	4-4	A-A	B-B	C-C	D-D	E-E	
2	$F_{kj}^{trans}(t)$	4,82	12,13	14,62	14,62	0,46	7,78	7,78	7,78	7,78
	$F_{kj}^{torsion}(t)$	0,04	0,06	—	0	0,02	0,22	0,07	0,08	0,25
	$F_{kj}^{tot}(t)$	4,86	12,19	—	14,62	0,48	8,00	7,85	7,86	8,03
1	$F_{kj}^{trans}(t)$	3,30	6,94	5,35	0,39	3,8	3,8	3,8	3,8	
	$F_{kj}^{torsion}(t)$	0,09	0,09	0,38	0,31	1,17	0,52	0,72	0,52	
	$F_{kj}^{tot}(t)$	3,39	7,03	5,73	0,70	5,57	4,32	4,52	4,32	

Verification des déplacements d'etages

Portique	niv	long				trans			$\Delta_{ij}$ (m)
		$R_{ix}$	$F_{ix}$	$\Delta_{ix}$	$\Delta_{jx}$	$T_{ij}$	$R_{iy}$	$\Delta_{iy}$	
1-1	2	9405	4,86	0,0005	0,0005	—	—	—	0,00745
	1	2598	3,39	0,0001	0,0005	—	—	—	0,00345
2-2	2	13645	12,19	0,0008	0,0014	—	—	—	0,00935
	1	6233	7,03	0,0004	0,0020	—	—	—	0,0045
4-4	2	—	—	—	—	0,48	37,32	0,00025	0,00455
	1	—	—	—	—	0,70	4606	0,00030	0,00345
B-B	2	—	—	—	—	7,78	63735	0,00024	0,00495
	1	—	—	—	—	8,00	44905	0,00025	0,00345
C-C	2	—	—	—	—	7,78	63435	0,00024	0,00495
	1	—	—	—	—	7,85	44505	0,00025	0,00345



Efforts dans les portiques sous les charges horizontales

Calcul des efforts tranchants de niveau "j" dans les différents poteaux "i"

$$t_{ij}^c = \frac{L_i^c}{R_j} T_{jx}$$

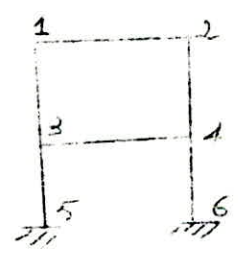
$t_{ij}^c$ : agilité du poteau au niveau j  
 $R_j$ : " du niveau j portique

$T_{jx}$ : efforts tranchants de niveau j provenant au portique i.

sans long.

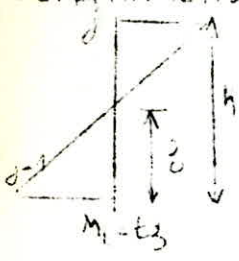
	niveau	T <sub>jx</sub>	L <sub>j</sub> <sup>c</sup>		R <sub>j</sub>	t <sub>ij</sub> <sup>c</sup> (t)		
			F	T		F	T	
	2	4,86	13,48	21,35	91,01	0,72	1,14	port
	1	3,39	5,27	6,48	29,98	0,59	0,72	1-1
	2	12,19	25,27	23,64	136,46	2,25	2,56	port
	1	7,03	10,96	13,69	62,99	1,22	1,53	2-2
	2	/	/	/	/	/	/	port
	1	5,73	11,00	13,29	48,58	1,30	1,56	3-3
	2	10,62	52,45	100,04	632,47	1,21	2,31	port
								4-4

Sans transversal



	niveau	T <sub>jy</sub>	B-B		portique		D-D		E-E		
			L <sub>j</sub> <sup>c</sup>	R <sub>j</sub>	T <sub>jy</sub>	t <sub>ij</sub> <sup>c</sup>	T <sub>jy</sub>	t <sub>ij</sub> <sup>c</sup>	T <sub>jy</sub>	t <sub>ij</sub> <sup>c</sup>	
	2	8,00	17,02	634,35	0,22	7,85	0,22	7,86	0,22	8,07	0,22
	1	8,00	616,43	634,35	7,78	/	7,63	/	7,61	/	7,78
	2	5,57	5,98	401,01	0,07	4,32	0,06	4,52	0,06	4,32	0,06
	1	5,57	431,91	401,01	5,45	/	4,15	/	4,35	/	4,15
	2	5,57	11,46	401,01	0,10	/	0,11	/	0,11	/	0,11

Determination de la position des pts du momente nivelé

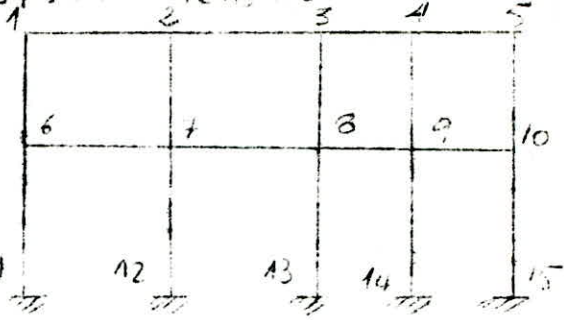


$$z = \frac{y}{h}$$

$$y = y_0$$

$$M_1 = t(A-z)$$

partique 2-2



niveau	type de pt	$\bar{K}$	$y_0 = y$	$h - z$	$z = hy$	$t$	$M_1 = t_3$	$M_2 = t(h-z)$
2	Zive	0,21	0,39	1,58	0,55	2,25	1,24	3,55
	inter	0,47	0,55	1,69	0,91	2,56	2,33	4,33
1	Zive	0,36	0,72	1,24	3,31	1,22	4,04	1,57
	inter	0,73	0,64	1,65	2,94	1,53	4,49	2,52

partique 4-1

niv	type de pt	$\bar{K}$	$y = y_0$	$h - z$	$z = hy$	$t$	$M_1 = t_3$	$M_2 = t(h-z)$
2	Zive	0,62	0,36	1,66	0,94	0,72	0,67	1,19
	int	1,23	0,59	1,07	1,53	1,14	1,74	1,22
1	Zive	1,09	0,6	1,84	2,76	0,59	1,63	1,08
	inter	2,18	0,55	2,57	2,73	0,73	1,84	1,51

Port 3-3

niv	pot	$\bar{K}$	$y-y_0$	$h-3$	$z=hy$	$t$	$m_c$	$M_s$
1	rive	1,95	0,55	1,17	1,43	1,30	1,86	1,52
	int	2,91	0,55	1,17	1,43	1,56	2,23	1,82

Port 4-4

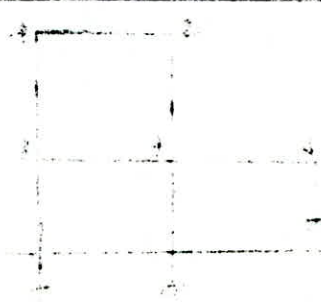
niv	pot	$\bar{K}$	$y-y_0$	$h-3$	$z=hy$	$t$	$m_c$	$M_s$
2	rive	0,185	0,75	1,24	1,88	1,20	5,88	1,56
	int	<del>0,185</del>	0,75	1,66	1,49	<del>1,20</del>	<del>10,33</del>	3,83

Sans franchissement

niv	type de portiques					c-c			EE		
	<del>1-3</del>	$\bar{K}$	$y-y_0$	$h-3$	$z=hy$	$t$	$m_c$	$M_s$	$E_s$	$M_c$	$M_s$
2	A-3	0,92	0,40	1,56	1,04	0,22	0,23	0,30	0,22	0,23	0,34
	<del>B-3</del>	0,03	0,45	1,43	1,17	7,63	8,93	10,91	7,73	9,1	11,1
1	3-6	1,20	0,57	1,93	2,12	0,16	0,16	0,12	0,16	0,16	0,12
	4-7	0,70	0,50	0,92	3,03	4,15	15,22	3,82	4,15	15,22	3,82
	5-8	2,00	0,55	1,17	1,43	0,11	0,16	0,13	0,11	0,16	0,13

Molecular Weight Data

Code	Run	Type	M <sub>w</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>w</sub> /M <sub>n</sub>	M <sub>w</sub>
A-1	1-1	—	—	4,44	—	4,44
		—	—	4,42	2,67	3,34
		—	4,47	4,08	—	4,40
		—	4,48	3,34	1,62	4,52
2-2	2-2	—	—	3,35	—	3,35
		—	—	4,42	2,3	3,16
		—	4,34	4,37	—	2,84
		—	2,88	2,32	2,42	2,42
3-3	3-3	—	—	4,32	—	4,32
		—	—	2,32	2,34	2,34
4-4	4-4	—	—	4,32	—	4,32
		—	—	3,32	4,34	3,34
5-5	5-5	1-2	—	4,34	—	4,34
		2-1	—	4,31	4,34	—
		3-4	2,33	4,3	—	4,35
		4-3	3,33	4,3	2,34	3,32
		5-1	—	3,3	2,33	—
6-6	6-6	1-2	—	4,34	—	4,34
		2-1	—	11,32	44,33	—
		3-4	4,33	4,3	—	4,33
		4-3-5	4,3	3,32	4,34	4,3
		5-1	4,32	3,3	4,3	—



calcul des efforts tranchants dans les poutres  
ainsi que des moments en extrémités sous  $S^2$

Longueur	Niveau	Ecarté	L	$M_w$	$T_w$	$T_{S11}^{\rightarrow}$	$T_{S11}^{\leftarrow}$	$M_{S11}$	$M_{S11}^{\leftarrow}$
Long 1.1	2	1.2	4,5	1,13	0,01	-0,4	+0,4	0,29	-0,43
		2.3;3.4	11	0,04	0,01	-0,27	+0,27	0	0
	1	6.7	11	1,75	1,62	-0,75	+0,75	+0,06	-0,06
		7.8;8.9	11	1,62	1,62	-0,72	+0,72	0	0
Long 2.2	2	1.2	11	3,55	2,16	-1,27	+1,27	0,67	-0,67
		2.3;3.4	11	2,16	2,16	-0,96	+0,96	0	0
	1	6.7	11	2,81	2,42	-1,06	+1,06	0,20	-0,20
		7.8;8.9	11	2,42	2,42	-0,97	+0,97	0	0
Long 3.3	1	1.2	11	0,41	0,41	-0,43	+0,43	0,6	-0,56
		2.3;3.4	11	0,41	0,41	-0,13	+0,13	0	0
Long 4.4	2	1.2	11	1,56	1,97	-0,77	+0,77	0,12	-0,12
		2.3;3.4	11	1,97	1,97	-0,53	+0,53	0	0
Ecrans CC	2	1.2	3,70	0,34	10,91	-3,52	+3,52	-5,22	+5,22
		3.4	3,00	0,35	7,51	-2,38	+2,38	-1,77	+1,77
	1	4.5	4,30	5,23	0,13	1,18	-1,18	+1,54	-2,54
Ecrans E.C.	2	1.2	3,00	0,34	11,12	-3,59	+3,59	-5,39	+5,39
		3.4	3,00	0,35	7,61	-2,42	+2,42	-3,63	+3,63
	1	4.5	4,3	5,31	0,13	1,20	-1,20	+2,59	-2,59

Calcul des efforts normaux dans les poteaux sous  $S_{SH}$

Niv	Pote	Long 1-1				Long 2-2				Long 3-3			Long 4-4		
		$T_e$	$T_w$	$N_{SH}^{\rightarrow}$	$N_{SH}^{\leftarrow}$	$T_e$	$T_w$	$N_{SH}^{\rightarrow}$	$N_{SH}^{\leftarrow}$	$T_e$	$T_w$	$N_{SH}^{\rightarrow}$	$T_e$	$T_w$	$N_{SH}^{\rightarrow}$
2	1-6	-0,4	-	-0,4	0,4	-1,27	-	-1,27	1,27	-0,42	-	-0,43	-0,77	-	0,77
	2-7	-0,27	0,40	0,13	-0,13	-0,96	-1,27	0,31	-0,31	-0,18	-0,43	0,25	-0,53	-0,77	0,24
	3-8	-0,27	-0,27	0	0	-0,96	-0,96	0	0	-0,18	-0,18	0	-0,53	-0,77	0
	4-9	-0,4	-0,27	-0,13	+0,13	-1,27	-0,96	-0,31	+0,31	-0,42	-0,18	-0,25	-0,53	-0,77	-0,24
	√ 10	-	0,4	0,14	-0,4	-	-0,27	1,27	-1,27	-	-0,43	0,43	-0,77	-0,77	0,77
1	6-11	-0,75	-	-0,75	+0,75	-1,16	-1,16	1,16							
	7-12	-0,75	-0,75	+0,03	-0,03	-1,07	-1,16	+0,1	-0,1						
	8-13	-0,72	-0,72	0	0	-1,07	-1,07	0	0						
	9-14	-0,75	-0,72	-0,03	+0,03	-1,16	-1,07	-0,1	+0,1						
	10-15	-	-0,75	+0,75	-0,75	-	-1,16	1,16	-1,16						

Niv	Pote	trans CC				trans EE			
		$T_e$	$T_w$	$N_{SH}^{\rightarrow}$	$N_{SH}^{\leftarrow}$	$T_e$	$T_w$	$N_{SH}^{\rightarrow}$	$N_{SH}^{\leftarrow}$
2	1-3	-3,52	-	-3,52	+3,52	-3,59	-	-3,59	+3,59
	2-4	-	-3,52	3,52	-3,52	-3,59	-3,59	3,59	-3,59
1	3-6	-2,38	-	-2,38	2,38	2,42	-	-2,42	+2,42
	4-7	1,18	-2,38	1,2	-1,2	1,20	-2,42	1,22	-1,22
	5-8	-	-1,18	-1,18	+1,18	-	1,20	-1,20	+1,20

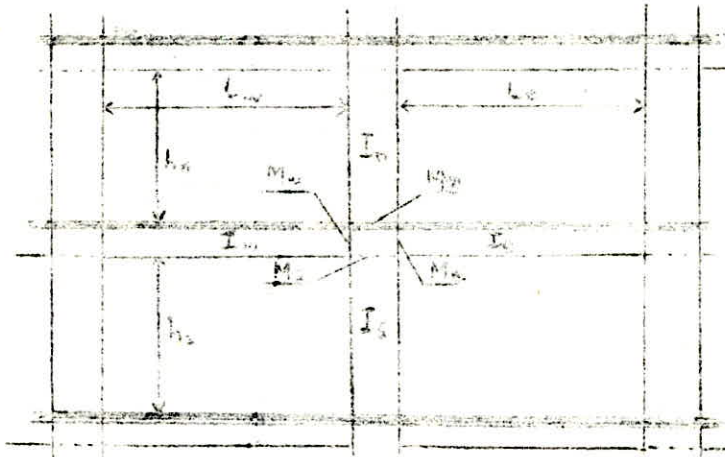
Efforts dans les portiques engendrés par les charges verticales

Exposé de la méthode de CAQUOT :

Le calcul des efforts dans les portiques sous les charges verticales sera fait par la méthode de CAQUOT, exposé en annexe A du CCBA 68.

Cette méthode est parfaitement applicable pour notre cas, puisqu'elle s'utilise pour les éléments de plancher constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis. Cette méthode ne tient pas compte des déplacements relatifs des planchers.

Principe :



Le principe consiste à choisir un noeud et à évaluer les moments agissants à gauche et à droite du noeud ainsi qu'en haut et en bas du noeud.

Cela en ne tenant compte que des charges des travées encadrant le noeud.

On considère des hauteurs fictives de poteaux et également des travées fictives.

$h'n = 0,9 h_n$  si le noeud considéré appartient à l'avant dernier plancher.

$h'n = 0,8 h_n$      $h's = 0,8 h_s$     pour les autres cas.

$L'w = 0,8 L_w$      $L'e = 0,8 L_e$     pour les travées intermédiaires.

avec :  $h_n = h_s =$  hauteur libre

$L_w =$  portée libre de la travée gauche

$L_e =$  portée libre de la travée droite

Le noeud de rive est étudié en faisant  $V_{0,0} = 0$  dans les formules ci-dessus, et en y substituant  $M_{0,0}$ ,  $M_{0,1}$  désignant la valeur absolue du moment isostatique de la console au nu de l'appui 1.

On a donc :

$$M_{0,1} = M'_{0,1} \left(1 - \frac{K_{0,1}}{D_0}\right) + M_{0,0} \frac{K_{0,1}}{D_0}$$

$$M_{0,0} = (M'_{0,0} - M'_{0,1}) \frac{K_{0,0}}{D_0}$$

$$M_{1,0} = (M'_{1,0} - M'_{0,1}) \frac{K_{1,0}}{D_1}$$

$$M_{1,1} = \left(q_0 \frac{L_1^2}{2}\right)_{\text{au nu } d_1} + \left(L_1 \sum K_{1,c} D_c\right)_{\text{noeud 1}}$$

$$D_0 = \frac{I_{0,0}}{L_{0,0}} + \frac{I_{0,1}}{L_{0,1}} + \frac{I_{0,2}}{L_{0,2}}$$

b- Noeud voisin du noeud de rive "noeud 2"

La longueur  $L_{0,1}$  de la travée fictive de rive est prise égale à  $\chi_1 L_{0,1}$ ,  $\chi_1$  étant un coefficient compris entre 0,2 et 1.

On prend :

$$\chi_1 = 0,8 \quad \text{pour } K_{0,1} + K_{0,2} \geq 1,5 K_{0,0}$$

$$\chi_1 = 1 - \frac{K_{0,1} + K_{0,2}}{1,5 K_{0,0}} \quad \text{pour } K_{0,1} + K_{0,2} < 1,5 K_{0,0}$$

c- Noeud de rive sans console :

$$M_{0,0} = 0, \quad V_{0,0} = 0, \quad L_{0,0} = 0,8 L_0 \Rightarrow M_{0,0} = M'_{0,0} \left(1 - \frac{K_{0,0}}{D_0}\right)$$

$$M_{0,1} = M'_{0,1} \left(1 - \frac{K_{0,1}}{D_0}\right)$$

$$M_{0,2} = M'_{0,2} \frac{K_{0,2}}{D_0} \quad M_{0,0} = M'_{0,0} \frac{K_{0,0}}{D_0}$$

moments dans les poteaux :

On admet que les points de moment nul dans les poteaux se trouvent à  $h_i$  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.



EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES VERTICALES PAR NIVEAU POUR LE PORTIQUE LONGITUDINAL J.J

1- Niveau terrasse :

\* Charges permanentes :

Plancher terrasse :  $g = 736 \text{ Kg/m}^2$

$$p = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,7}{4,2} = 0,64 > 0,4 \quad \text{--- Répartition trapezoidale}$$

$$g = \text{Kg } l_x = \left(0,5 - \frac{0,2^2}{6}\right) \text{ glr} = \left(0,5 - \frac{(0,64)^2}{6}\right) \cdot 736 \cdot 2,7$$

$$= 858,00 \text{ Kg/ml}$$

Poids des poutres :

$$2500 \times 0,3 \times 0,45 = 337,5 \text{ Kg/ml}$$

Poids du plancher sur poutres

$$2500 \times 0,2 \times 0,3 = 150,00 \text{ Kg/ml}$$

D'où  $C = 1,35 \text{ t/ml}$

\* Surcharges :  $p = 100 \text{ Kg/m}^2$

$$p = Kpl_x = \left(0,5 - \frac{0,64^2}{6}\right) \cdot 100 \times 2,7 = 116,57$$

$$= 0,12 \text{ t/ml}$$

2- Niveau plancher gradins :

$$\left(0,5 - \frac{(0,64)^2}{6}\right) \cdot 600 \times 2,7 = 711,12 \text{ Kg/ml}$$

Poids des poutres :  $= 337,5 \text{ Kg/ml}$

Poids de dalle sur poutres =  $150 \text{ Kg/ml}$

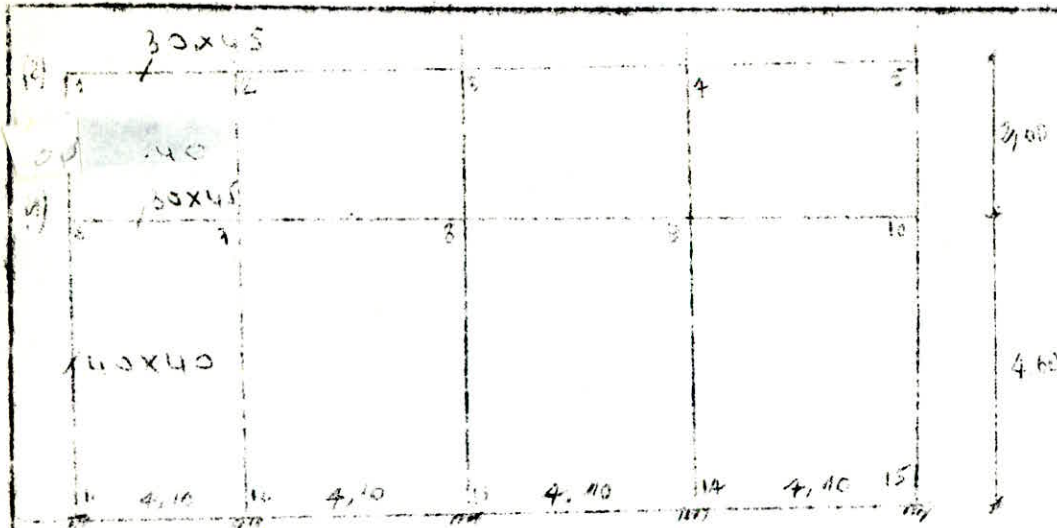
D'où  $C = 1,19 \text{ t/ml}$

\* Surcharges :  $p = 500 \text{ Kg/m}^2$

$$: p = \left(0,5 - \frac{(0,64)^2}{6}\right) \times 500 \times 2,7 = 0,6 \text{ t/ml}$$

D'où :

Niveau	C (t/ml)	p (t/ml)
terrasse	1,35	0,12
plancher gradins	1,19	0,6



$$I_{\text{poutres}} = \frac{0,3 \times 0,45^3}{12} = 22,78 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{\text{poteroux}} = \frac{0,4 \times 0,4^3}{12} = 21,34 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Nœud	m		$10^{-4} \text{ m}^4$					m		$10^{-4} \text{ m}^3$					D	
	$L_w$	$L_e$	$h_w$	$h_s$	$I_{pw}$	$I_n$	$I_s$	$L'_w$	$L'_e$	$h'_n$	$h'_s$	$K_w$	$K_e$	$K_n$		$K_s$
1	/	4,10	/	2,60	22,78	/	21,34	/	3,28	/	2,08	/	6,94	/	10,26	17,20
2	4,10	"	/	2,60	"	/	"	3,29	3,28	/	2,08	6,92	6,94	/	10,26	24,16
3	4,10	"	/	2,60	"	/	"	3,28	3,28	/	2,08	6,94	6,94	/	10,26	24,18
6	/	"	2,60	2,60	"	21,34	"	/	3,28	2,34	3,68	/	6,94	9,12	5,79	21,85
7	4,10	"	2,00	2,60	"	21,34	"	3,28	3,28	2,34	3,68	6,94	6,94	9,12	5,79	28,79
8	4,10	"	2,60	2,60	"	21,34	"	3,28	3,28	2,34	3,68	6,94	6,94	9,12	5,79	28,79

Moments sous G de 1.6.

NIVEAU	Nœud	$q_e$	$q_w$	$M'_e$	$M'_w$	$M_e$	$M_w$	$M_x$	$M_s$
2	1	1,35	/	1,71	/	1,02	/	/	1,02
	2	1,35	1,35	1,71	1,95	1,78	1,88	/	-0,1
	3	1,35	1,35	1,71	1,71	1,71	1,71	/	0
1	6	1,13	/	1,51	/	1,03	/	0,63	0,4
	7	1,13	1,13	1,51	1,51	1,51	1,51	0	0
	8	1,13	1,13	1,51	1,51	1,51	1,51	0	0

Moments sous P de 1.11.

NIVEAU	Nœud	$q_e$	$q_w$	$M'_e$	$M'_w$	$M_e$	$M_w$	$M_x$	$M_s$
2	1	0,12	/	0,09	/	0,09	/	/	0,09
	2	0,12	0,12	0,15	0,15	0,15	0,15	/	0
	3	0,12	0,12	0,15	0,15	0,15	0,15	/	0
1	6	0,6	/	0,76	/	0,52	/	0,32	0,20
	7	0,6	0,6	0,76	0,76	0,76	0,76	0	0
	8	0,6	0,6	0,76	0,76	0,76	0,76	0	0

EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES  
VERTICALES PAR NIVEAU POUR LE PORTIQUE TRANSVERSAL C.C

NIVEAU TERRASSE :

- CHARGES PERMANENTES :

Poids de la dalle  $25,00 \times 0,2 = 500 \text{ Kg/m}^2$   
 poids du revêtement  $236 \text{ Kg/cm}^2$

Charges par metre de longueur :

$0,25 \text{ g; } 1x$   
 $0,25 \times 736 \times 2,7 = 497,00 \text{ Kg/ml}$

poids des poutres  $2100 \times 0,3 \times 0,45 = 337,5 \text{ Kg/ml}$

Poids du placher sur poutres  $2500 \times 0,2 \times 0,3 = 150 \text{ Kg/ml}$

Ce qui donne  $G = 2 \times 0,99 = 1,98 \text{ T/ml}$

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

$p = 2 \times 0,25 \times 100 \times 2,7 = 2 \times 0,07 = 0,14 \text{ T/ml}$

Niveau plancher gradins :

- Charges permanentes :

Partie horizontale cote 1.2 = poids de la dalle et revêtement  
 $0,25 \times 610 \times 2,7 = 411,75 \text{ Kg/m}^2$

* Cote 1.2	Poids poutres	337,5 Kg/m <sup>2</sup>
	Dalle sur poutres	150 kg/ml

Ce qui donne  $G_{12} = 2 \times 0,9 = 1,8 \text{ t/ml}$

Partie inclinée : cote 2.3

Poids du revêtement + marches + dalle =  $1047,5 \text{ Kg/ml}$

Soit :  $0,25 \times 1047,5 \times 4 = 1100 \text{ Kg/ml}$

Poutres  $337,5 \text{ Kg/ml}$

dalle sur poutre :  $183 \text{ Kg/ml}$

Ce qui donne :  $2 \times 1,62 \text{ t/ml}$

Majoration par  $\cos \alpha$

$$G_{23} = \frac{2 \times 1,62}{\cos 25,73} = 3,60 \text{ t/ml}$$

Surcharges :

côte 1.2 = P = 500 Kg/m<sup>2</sup>

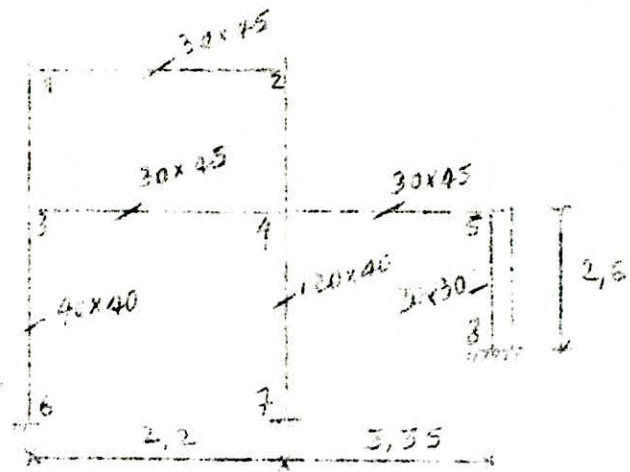
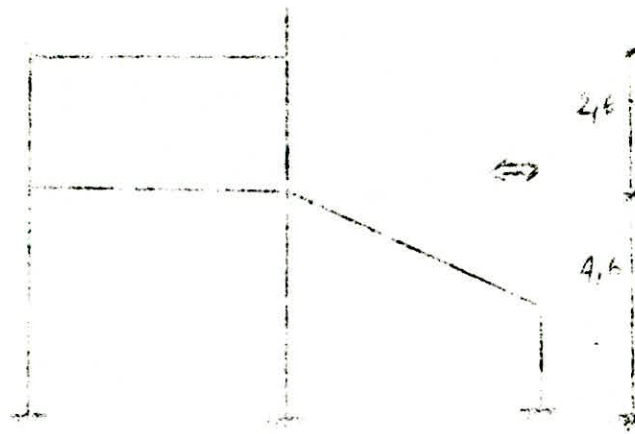
p = 0,25 X 500 X 2,7 X 2 = 0,68 t/ml

côte 2.3 = p =  $\frac{0,25 \times 500 \times 2,7 \times 2}{\cos 25,73}$  = 1,12 t/ml

Tableau récapitulatif :

niveau		charges permanentes t/m <sup>2</sup>	surcharges t/ml
2		1,98	0,14
1	côte 1.2	1,8	0,68
	côte 2.3	3,6	1,12

Etude du portique transversal c.c.



$$I_{poutres} = \frac{0,3 \times 0,45^3}{12} = 22,78 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_p(1-2) = 21,34 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_p(2-3) = 576 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_p(5-8) = 6,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Noeud	Lw	Le	hn	hs	I <sub>w</sub>	I <sub>n</sub>	I <sub>s</sub>	L <sub>w</sub>	L <sub>e</sub>	h <sub>n</sub>	L <sub>s</sub>	K <sub>w</sub>	K <sub>e</sub>	K <sub>n</sub>	K <sub>s</sub>	D
1	-	2,20	-	2,60	22,78	-	21,34	-	1,76	-	2,08	-	12,94	-	10,26	23,2
2	2,20	-	-	"	"	-	576	1,97	-	-	"	11,58	-	-	279,92	283,5
3	-	2,20	2,60	4,60	"	21,34	21,34	-	1,76	2,34	3,68	-	12,94	3,12	5,80	27,86
4	2,20	3,35	"	"	"	576	576	1,76	2,84	"	"	12,34	8,02	245,19	156,52	123,63
5	3,35	-	-	2,60	"	-	6,75	2,84	-	-	2,08	8,02	-	-	3,25	11,27

Moments sous 6 de cc

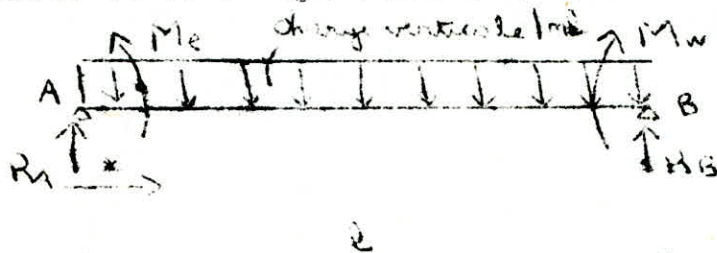
Niv	Nœud	$L_{ij}$	$q_0$	$q_u$	$M'_0$	$M'_1$	$M'_2$	$M'_{1u}$	$M'_n$	$M'_s$
2	1	1,34	4,38	-	1,72	-	0,32	-	-	2,32
	2	1,07	-	3,98	-	0,90	-	0,85	-	-0,80
4	3	2,89	1,80	-	1,47	-	0,73	-	0,58	0,36
	4	2,34 1,26	3,60	1,30	3,40	0,68	3,35	0,74	0,73	1,02
	5	2,84	-	3,60	-	3,42	-	0,95	-	-0,98

Moments sous 4 de cc

Niv	Nœud	$L_{ij}$	$q_0$	$q_u$	$M'_0$	$M'_1$	$M'_2$	$M'_{1u}$	$M'_n$	$M'_s$
2	1	1,76	0,14	-	0,05	-	0,02	-	-	0,02
	2	1,32	-	0,44	-	0,06	-	0,06	-	-0,06
4	3	2,84	0,68	-	0,64	-	0,30	-	0,24	0,13
	4	2,34 1,26	1,12	0,58	1,65	0,25	1,04	0,27	0,47	0,20
	5	2,84	-	1,12	-	1,06	-	0,31	-	0,21

### Calcul des efforts tranchants dans les poutres :

On détermine l'expression de l'effort tranchant, en considérant la travée indépendante avec les moments de continuité et la charge (annexe A CC.BA 68)



$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A l - M_e + M_w - q \frac{l^2}{2} = 0$$
$$\rightarrow R_A = -\frac{M_w + M_e}{l} + \frac{q l}{2}$$

Ce qui donne pour l'effort tranchant :

$$T = R_A - qx \rightarrow \boxed{T = \frac{q l}{2} - qx + \frac{M_e - M_w}{l}}$$

$$T = 0 \Rightarrow \frac{q l}{2} - qx + \frac{M_e - M_w}{l} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{q l}$$
$$\Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{q M_0} \text{ avec } M_0 = q \frac{l^2}{8}$$

Dans le calcul de l'effort tranchant on ne fait pas état des efforts normaux dans les poutres ni des efforts tranchants dans les poteaux.

L'effort tranchant aux appuis :

$$x = 0 \rightarrow T = \frac{q l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$
$$x = l \rightarrow T = -\frac{q l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$



Efforts tranchants sous G de 1.1

NIVEAU	Travées	L	$q_u$ (El m <sup>2</sup> )	$M_e$	$M_w$	$T(x=0)$	$T(x=L)$
2	1.2	4,10	1,35	1,88	1,02	2,98	-2,56
	2.3	4,10	1,35	1,71	1,78	2,75	-2,78
1	6.7	4,10	1,19	1,51	1,03	2,55	-2,32
	7.8	4,10	1,19	1,51	1,51	2,44	-2,44

Efforts tranchants sous P de 1.1

NIVEAU	Travées	L	q	$M_e$	$M_w$	$T(x=0)$	$T(x=L)$
2	1.2	4,10	0,12	0,15	0,03	0,26	0,732
	2.3	"	0,12	0,15	0,15	0,246	-0,246
1	6.7	"	0,60	0,76	0,52	1,29	-1,17
	7.8	"	0,60	0,76	0,76	1,23	-1,23

EFFORTS TRANCHANTS SOUS G DE L2

Niveau	traverse	L	q	M <sub>0</sub>	M <sub>u</sub>	T(x=0)	T(x=L)
1	1.2	2,20	1,88	0,88	0,82	2,42	-1,84
	3.4	"	1,60	0,74	0,99	1,88	-2,08
	4.5	3,35	3,60	0,98	3,35	5,32	-4,74

EFFORTS TRANCHANTS SOUS P DE LC

Niveau	traverse	L	q	M <sub>0</sub>	M <sub>u</sub>	T(x=0)	T(x=L)
1	1.2	2,20	0,44	0,082	0,022	0,972	-0,735
	3.4	"	0,68	0,273	0,346	0,794	-0,78
	4.5	3,35	1,12	0,308	1,146	1,052	-2,086

### Combinaison des surcharges :

Dans notre cas, la sollicitation due aux effets de la température et au retrait, n'est pas à prendre en compte car il y a des joints de dilatation prévu dans le bâtiment.

La sollicitation développée par les surcharges pesantes d'exploitation est prépondérante devant celle due au vent.

La sollicitation totale pondérée du 1er genre à considérer sera donc :  $G + 1.2P$ .

La sollicitation du 2eme genre, on retiendra la sollicitation  $G + P + S_{II}$

Les combinaisons finales à considérer seront :

#### \* Pour les poutres :

1er genre : \*  $G + 1.2P$

2eme genre : \*  $G + P + S_{II}$   
\*  $0,8 G + S_{II}$

#### \* Pour les poteaux :

1er genre : \*  $G + 1.2P$

2eme genre : \*  $G + P + S_{II}$   
\*  $G + P + 1,2 S_{II}$   
\*  $0,8 G + S_{II}$

### Moments en travée des poutres : (art. A 12 CCBA 68)

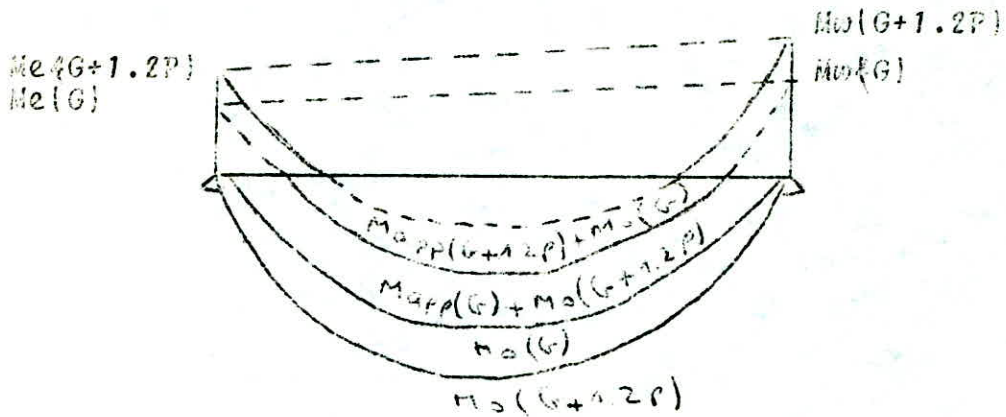
Pour déterminer les moments en travée, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée  $L$  avec les charges permanentes, puis avec les charges permanentes et les surcharges, on prend comme ligne de fermeture :

- Pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue.
- Pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue.

Et ceci, dans chaque cas de charge, en supposant que les charges peuvent être indépendantes les unes des autres.

Exemple :

Soit à calculer le moment en travée sous  $G + 1.2P$



On calcule le moment isostatique  $M_o$  sous  $G+1.2P$ , le moment en travée sera :

$$M_t = M_o(G+1.2P) - \frac{M_e(G) + M_w(G)}{2}$$

Le moment à l'appui sera :  $M_{app} = M_{app}(G) + M_{app}(1.2P)$

Le calcul des moments en travée sera fait sous forme de tableaux pour le portique longitudinal et transversal.

L'expression du moment en travée sous (SIH) est donnée par :

$$M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$$

Le calcul sera aussi fait sous forme de tableaux.

Combinaisons des moments flechissants dans les poutres de 1-1 sous SP1

Niveau	Travers	L (m)	$\frac{M_g(-) - M_{wl}(+)}{L}$	$q_0$ (t/ml)	G + 1,2 P				
					$M_0$ (tm)	$M_L$ (tm)	$M_{ul}$ (tm)	$M_e$ (tm)	
2	1-2	4,50	1,45	1,45	3,78	2,23	1,73	2,46	
	2-3, 3-4	11	1,79	1,49	3,78	2,07	1,96	1,89	
1	4-5	11	1,45	1,45	3,78	2,22	2,06	1,73	
	6-7	11	1,27	1,41	4,83	2,56	1,65	2,42	
	7-8, 8-9	11	1,51	1,41	4,83	3,32	2,4	2,42	
	9-10	11	1,27	1,91	4,83	3,56	2,46	1,65	

Combinaisons des moments flechissants dans les poutres de 1-1 sous SP2

Niveau	travers	G + P + SH <sup>+</sup>			G + P + SH <sup>-</sup>			0,8G + SH <sup>+</sup>			0,8G + SH <sup>-</sup>		
		$M_e$	$M_L$	$M_{w0}$	$M_e$	$M_L$	$M_{w0}$	$M_e$	$M_L$	$M_{w0}$	$M_e$	$M_L$	$M_{w0}$
2	1-2	-1,42	2,56	-3,0	2,64	1,97	0,08	-0,88	1,57	-2,04	-2,11	0,49	0,37
	2-3, 3-4	-1,45	1,97	-2,54	2,47	1,97	-1,22	-0,76	0,48	-2,03	-1,98	0,98	-0,81
	4-5	-0,08	1,73	-2,64	2,30	2,86	-1,42	0,37	0,99	-2,41	-2,00	1,07	-0,59
1	6-7	-0,05	2,02	-1,30	3,88	3,79	0,20	0,41	1,20	-2,57	-2,82	1,04	0,92
	7-8, 8-9	-0,05	3,02	-3,89	2,88	3,02	-0,65	0,41	0,00	-2,83	-2,82	0,50	0,41
	9-10	0,20	3,19	-3,85	3,30	3,32	-0,65	0,93	1,07	-2,83	-2,57	1,20	0,41

Combinaisons des moments flechissants dans les poteaux de 1-4

Niveau	Poteaux	G+1/2P		G+P+SH $\vec{S}$		G+P+SH $\overleftarrow{S}$		G+1+1/2SH $\vec{S}$		G+P+1/2SH $\overleftarrow{S}$		0,8G+SH $\vec{S}$		0,8G+SH $\overleftarrow{S}$	
		M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>
2	1-6	1,02	2,43	1,62	3,3	1,28	0,08	1,74	2,19	1,14	0,22	1,47	2,07	0,16	-0,37
	2-7	0	0,1	-1,77	1,12	1,77	-1,32	-2,10	0,26	1,74	-1,55	1,74	1,11	1,74	2,3
	3-8	0	0	-1,14	1,12	1,77	-1,22	-2,10	0,42	1,74	-1,22	1,29	1,22	1,24	1,22
1	4-11	0,12	2,64	1,37	3,68	1,33	0,45	2,13	0,82	1,65	0,52	1,99	1,4	1,47	0,76
	7-12	0	0	-1,74	1,51	1,84	-1,34	-1,11	1,81	1,84	-1,51	1,84	1,51	1,84	1,51
	8-13	0	0	-1,74	1,51	1,84	-1,51	-1,77	1,81	-1,84	-1,51	-1,84	1,51	1,84	-1,51

Combinaison des 2 flots normaux dans les poteaux de 1-4 sous SP1

file	Poteaux	Pds propre (t)	N <sub>s</sub> (t)	N <sub>p</sub> (t)	N <sub>G+1/2P</sub>	N <sub>G</sub>
1	1-6 ; 2-10	1,04	2,98	0,26	4,32	4,32
	6-11 ; 10-15	1,84	2,55	1,29	5,94	10,27
2	2-7 ; 7-9	1,04	5,31	0,19	6,93	6,92
	7-12 ; 11-14	1,84	4,86	2,40	5,48	10,10
3	3-8	1,74	5,80	0,49	7,12	7,12
	8-13	1,84	4,88	2,76	8,67	16,79

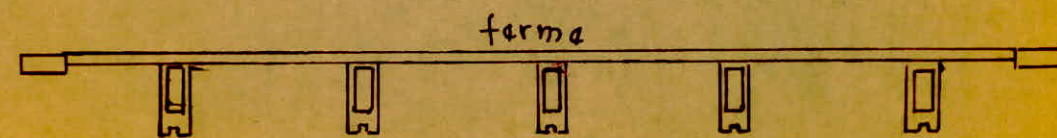
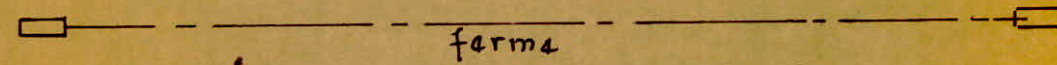
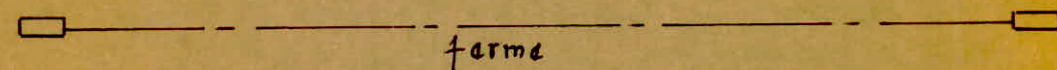
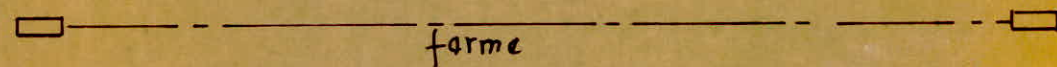
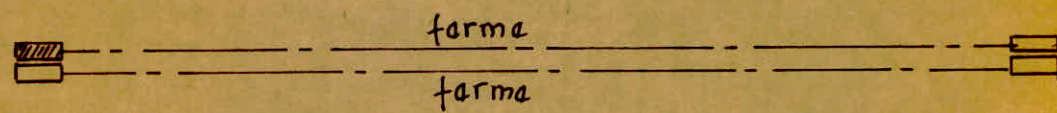
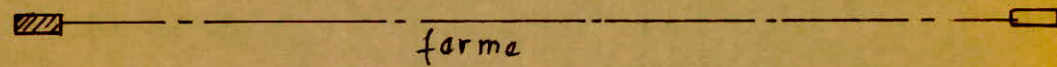
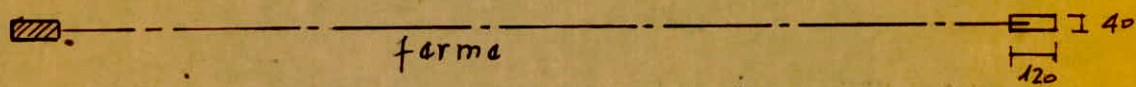
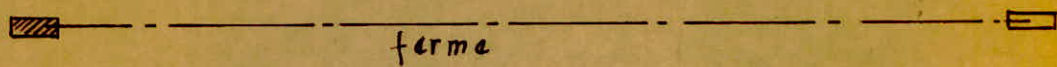
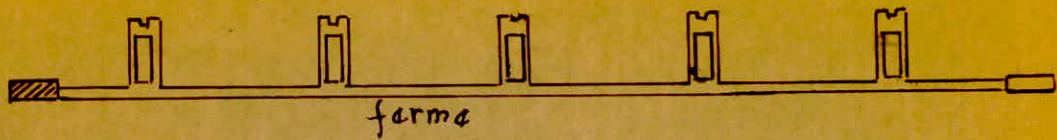
Comparaison des efforts normaux dans les poteaux de 4.4 sous 2.4

t.c.	Pcc	N <sub>11</sub>	N <sub>10</sub>	N <sub>21</sub>	N <sub>20</sub>	G+P+5.0		G+P+5.0		G+P+5.0		G+P+5.0		G+P+5.0			
						N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc		
A	3.0	4.0	4.26	-0.7	0.4	3.88	3.88	4.08	4.08	3.8	3.8	4.76	4.76	4.81	4.81	3.44	3.64
	3.25	4.35	4.23	0.1	0.3	4.42	3.62	4.77	4.44	4.28	3.58	4.55	4.24	3.26	5.11	4.26	4.27
B	3.5	4.75	4.18	0.2	0.2	4.7	4.7	4.74	4.11	4.32	3.98	4.77	4.07	4.21	5.01	4.95	4.35
	3.75	4.75	3.4	0.05	0.02	4.23	4.43	3.47	4.71	3.03	4.04	3.76	4.66	3.77	4.35	5.15	4.00
C	4.0	6.14	4.81	0	0	7.03	7.03	7.03	7.03	4.0	4.0	7.1	4.03	7.03	7.03	7.03	7.03
	4.25	6.14	4.78	0	0	4.17	16.21	3.18	11.20	3.18	4.21	3.18	11.20	3.18	11.20	3.18	4.01

Comparaison des efforts dans les poteaux de 4.4

Niveau	t.c. (m)	G+P+5.0		G+P+5.0		G+P+5.0		G+P+5.0		G+P+5.0	
		T <sub>c</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>c</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>c</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>c</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>c</sub>	T <sub>w</sub>
A	3.0	3.88	-2.08	3.84	-2.42	3.64	-1.92	4.98	-2.45	3.78	-1.65
	3.25	3.44	-3.07	2.72	-3.25	3.25	-4.75	4.31	-2.93	2.45	-1.98
B	3.5	4.03	-2.72	3.78	-4.24	4.53	-2.74	4.29	-2.60	4.19	-1.10
	3.75	3.74	-3.44	2.23	-4.22	4.26	-3.84	4.22	-2.67	2.65	-1.23

— Presentation de la toiture. —





# Etude au Vent

## I Généralités

- Conformément aux règles neige et vent 78:-
  - la direction du vent est supposée horizontale
  - l'action exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est considérée normale à cet élément.
- On doit envisager dans les calculs une pression dynamique  $P_{Ho}$  normale et une pression dynamique extrême  $P'_{Ho}$  avec  $\frac{P'_{Ho}}{P_{Ho}} = 1,75$

## II Vent normal à la face longitudinale.

### 1/ Dimensions géométriques de la structure

$$a = 36,40 \text{ m}$$

$$b = 25,2 \text{ m}$$

$$h = 8,40 \text{ m}$$

### 2/ Pressions dynamiques normales et extrêmes

la convention des pressions dynamiques de base normale et extrême sont celles qui s'exercent à une hauteur de 10m au dessus du sol pour un site normale, sans effet de masque, sur un élément dont la plus grande dimension est égale à 0,50m.

notre construction est situé en région II.

$$q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2, \quad q'_{10} = 122,5 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{pour : } 0 \leq H < 500, \quad q_H = q_{10} \cdot 2,5 \frac{H+18}{H+60}$$

$$q_H = 70 \times 2,5 \times \frac{8,4+18}{8,4+60} = 67,6 \text{ kg/m}^2$$

$$H \approx 10 \text{ m}, \quad q_H = 70 \text{ kg/m}^2, \quad q'_{10} = 122,5 \text{ kg/m}^2.$$

### 3/ calcul du coefficient $\delta_0$ :

le coefficient  $\delta_0$  est lu sur le diagramme RIII 5 du NV 65 en fonction de l'éclairement ( $\lambda_a, \lambda_b$ ) de la structure

$$\left. \begin{aligned} \lambda_a &= \frac{h}{a} = \frac{8,4}{36,4} = 0,23. \\ \lambda_b &= \frac{h}{b} = \frac{8,4}{25,2} = 0,34 \\ \frac{b}{a} &= \frac{25,2}{36,4} = 0,7. \end{aligned} \right\} \rightarrow \delta_0 = 0,9.$$

### III Actions extérieures:

On considère que la construction est fermée c'est à dire de perméabilité  $\mu < 5\%$ .

#### 1/ Paroi verticale.

paroi face au vent :  $C_e = 0,80 \quad \forall \delta_0$ .

paroi sous le vent :  $C_e = -(1,3\delta_0 - 0,8) = -0,37$ .

#### 2/ toiture:

elle est composée de 2 parties inclinées et une partie verticale.

tronçon:	AB	BC	CD
$\alpha$	$90^\circ$	$45^\circ$	$4,32^\circ$
$C_e$ au vent	0,8	0,2	-0,35
$C_e$ sous vent	-0,35	-0,34	-0,28

#### 3/ Vent // au génératrice

$$\alpha = 0$$

au vent  $C_e = 0,28$ .

sous vent  $C_e = 0,28$ .

#### 4 / Actions Intérieurs:

Elles sont déterminées par les coefficients  $C_i$  calculés au moyen de formules variables pour chaque cas. lorsque les coefficients sont compris entre "-20,20" et "0" On prend "-20" et s'ils sont compris entre "0" et "0,15" On prend "0,15"

Pour les constructions fermées " $\mu < 5\%$ " on applique sur les faces intérieurs.

Une Surpression  $C_i = 0,6(1,8 - 1,380)$

" dépression  $C_i = -0,6(1,380 - 0,8)$ .

Ce qui nous donne:

Une Surpression  $C_i = 0,6(1,8 - 1,309) = 0,378$

Une dépression  $C_i = -0,6(1,309 - 0,8) = -0,222$ .

#### 5 / Actions Unitaires résultantes:

Pour chaque élément on combine de la façon la plus défavorable les actions extérieurs et les actions intérieurs.

$$C = C_e - C_i$$

##### a / Paroi Verticals:

pression  $C = C_e - C_i = 0,8 - (-0,22) = 1,02$ .

Depression  $C = C_e - C_i = -0,35 - 0,378 = -0,728 \approx -0,73$

##### b / toiture

Versant

tronçons	BC	CD
$C = C_e - C_i$ Pression	0,422	-0,128
$C = C_e - C_i$ Dépression	-0,178	-0,728

N.B

On peut prendre  $c = -0,9$  au lieu de  $c = -0,73$  car on peut le calculer par la méthode simplifiée de NV 65.

C'est le coeff que doit prendre pour le calcul des pannes.

pour  $0 \leq \alpha \leq 10^\circ$

au vent  $c_e = -2 \left( 0,25 + \frac{|\alpha|}{100} \right)$ ,  $c_i = 0,3$  Suppression

sous vent  $c_e = -1,5 \left( 0,33 - \frac{|\alpha|}{100} \right)$ ,  $c_i = -0,3$  Dépression

## 6/ Effets des dimensions

- Ce coefficient rend compte de l'effet de dimension de l'ouvrage, la figure R III 2 des règles NV 65, le donne en fonction de  $H$  considérée dans notre cas la plus grande dimension offerte au vent

tableau R III.2 donne  $\delta = 0,77$ .

## 7/ Coefficient de majoration dynamiques normales

Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent les pressions dynamiques normales servant au calcul de l'action d'ensemble sont multipliées à chaque niveau par un coefficient de majoration.

$\beta \geq 1$ ,  $\beta = \theta (1 + \xi \tau)$  (NV 65).

$\xi$ : Coéf de réponse fonction du mode fondamental  $T$  de l'ouvrage  $T$

$\tau$ : Coéf de pulsation =  $f(H)$ .

$\theta$  = Coéf global =  $f(H_s)$ .  $H_s$ : Cole du sommet de la construction.

$$\tau = f(H)$$

$$\theta = f(H_s) = 0,70 \quad (H_s \approx 10m < 30m)$$

$$H = 8,4 \Rightarrow \tau = 0,36 \quad \text{et} \quad \beta = \theta(1 + \xi\tau) \geq 1$$

$$\beta = \theta(1 + \xi\tau) = 0,7(1 + 0,30 \times 0,36) = 0,776 < 1$$

$$T = 0,21 \text{ s}, \quad \xi = 0,30$$

on définitif le coefficient  $\beta = 1$

### 8/ Coefficient de majoration dynamique extrêmes

De même pour les pressions dynamiques normales on doit multiplier par l'expression  $[0,5 + \frac{\theta}{2}] \beta \geq 1$  les pressions dynamiques extrêmes.

$$\theta = 0,7$$

$$\beta = 1$$

$$\left[0,5 + \frac{\theta}{2}\right] \beta = \left[0,5 + \frac{0,7}{2}\right] 1 = 0,85 < 1$$

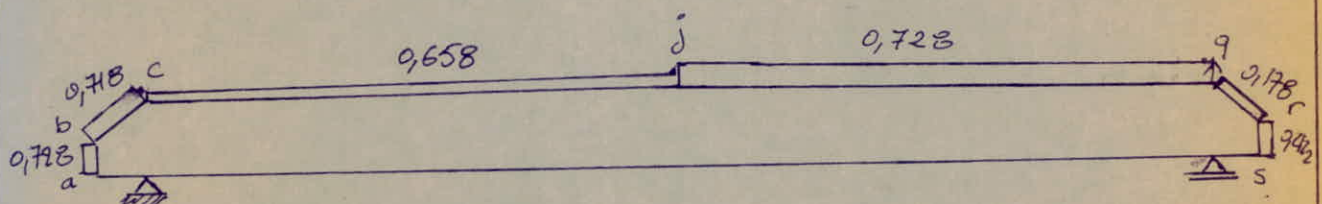
$$\text{on prendra } \left[0,5 + \frac{\theta}{2}\right] \cdot 1 = 1$$

### 9/ Diagramme final des pressions

$$q = q_H \times \delta \times K_s \times \beta$$

$$q = 70 \times 0,77 \times 1 \times 1 \times 1 = 54 \text{ kg/m}^2$$

$$q' = 122,5 \text{ kg/m}^2$$



$$V_{nab} = 176,9 \text{ kg/ml}$$

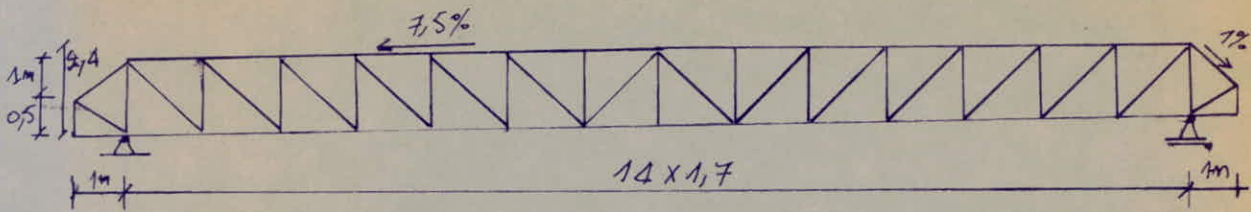
$$V_{nrs} = 102,54 \text{ kg/ml}$$

$$V_{nbc} = 174,474 \text{ kg/ml}$$

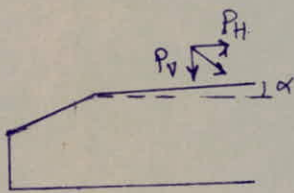
$$V_{ncj} = 159,894 \text{ kg/ml}$$

$$V_{njq} = 176,904 \text{ kg/ml}$$

# Etude des fermes



## 1/ Etude des pannes

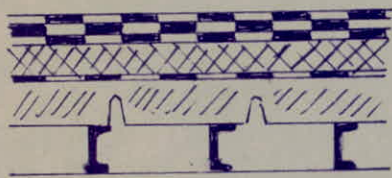


les pannes sont des éléments flexibles destinés à recevoir les charges de la toiture, ils sont calculés à la flexion déviée suivant les combinaisons les défavorables. Donc la panne sera calculée comme une poutre isostatique chargée uniformément dans les deux plans x-x et y-y

## a/ évaluation des charges et surcharges

### i/ charges permanentes:

Couche de protection:



- paxalum	-----	} 20 kg/m <sup>2</sup>
- étanchéité multicouche	-----	
- isolation (liège ou laine de verre)	-----	24 "
- film paravapeur	-----	1 "
- dalle en béton	-----	110 "
= tôle TN 40	-----	15 "
- LPN 140 : 16 : 1,7	-----	9,5 "

$$G = 179,5 \text{ kg/m}^2$$

$G = 179,5 \text{ kg/m}^2$  soit pour 1 mètre linéaire.

$$G = 179,5 \times 1,7 = 306 \text{ kg/ml}$$

### ii/ Surcharges

neige : les valeurs des surcharges normales et extrêmes sont données en fonction de la région.  $N_n = 20 \text{ kg/m}^2$  Alger ou  $N_n = 20 \times 1,7 = 34 \text{ kg/ml}$

neige extrême  $N_e = \frac{5}{3} \cdot 20 = 33,4 \text{ kg/m}^2$  ou  $N_e = 57,8 \text{ kg/m}^2$ .

iii/ Vent:

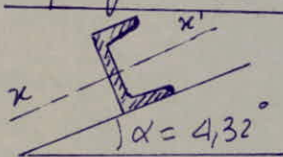
la valeur de la pression dynamique de calcul a été déjà calculé.

- Vent normal :  $V_n = 54 \text{ kg/m}^2$

- Vent extrême :  $V_e = 1,75 V_n = 94,5 \text{ kg/m}^2$

$$V_n = -54 \times 1,7 = -91,8 \text{ kg/m}^2, V_e = -145 \text{ kg/m}^2.$$

b/ projection des charges et surcharge:



• charge permanentes :  $C_p$

$$C_{px} = C_p \cdot \cos \alpha = 306 \times 0,997 = 305 \text{ kg/m}^2.$$

$$C_{py} = C_p \cdot \sin \alpha = 306 \times 0,0754 = 23 \text{ kg/m}^2.$$

Vent

$$V_{nx} = -82,62 \text{ kg/m}^2.$$

$$V_{ny} = 0.$$

Surcharge de la neige

$$N_{nx} = 34 \times 0,997 = 33,9 \text{ kg/m}^2, N_{ny} = 34 \times 0,075 = 2,56 \text{ kg/m}^2.$$

$$N_{ex} = 57,8 \times 0,997 = 57,6 \text{ kg/m}^2, N_{ey} = 4,4 \text{ kg/m}^2.$$

c/ Combinaisons des charges et surcharges / (CM66)

$$S_1 = \frac{4}{3} C_p + \frac{3}{2} N_n.$$

$$q_{1x} = \frac{4}{3} \cdot 305 + \frac{3}{2} \cdot 33,9 = 458 \text{ kg/m}^2.$$

$$q_{1y} = \frac{4}{3} \cdot 23 + \frac{3}{2} \cdot 2,56 = 34,5 \text{ kg/m}^2.$$

$$S'_1 = C_p + \frac{3}{2} V_n.$$

$$q'_{1x} = C_{px} + \frac{3}{2} V_{nx} = 305 + \frac{3}{2} (-82,62) = 181 \text{ kg/m}^2.$$

$$q'_{1y} = C_{py} + \frac{3}{2} V_{ny} = 23 + \frac{3}{2} (0) = 23 \text{ kg/m}^2.$$

$$S'_2 = C_p + \frac{17}{12} \left[ \frac{N_n}{2} + V_n \right]$$

$$q'_{2x} = C_{px} + \frac{17}{12} \left( \frac{N_{nx}}{2} + V_{nx} \right) = 305 + \frac{17}{12} \left( \frac{33,9}{2} + (-82,62) \right) = 212 \text{ kg/m}^2.$$

$$q'_{2y} = 23 + \frac{17}{12} \cdot \frac{2,56}{2} = 24,8 \text{ kg/m}^2.$$

$$S_e = C_p + N_e$$

$$q_x = C_{px} + N_{ex} = 205 + 59,3 = 364,3 \text{ kg/ml}$$

$$q_y = C_{py} + N_{ey} = 23 + 4,4 = 27,4 \text{ kg/ml}$$

$$S'_e = C_p + V_e$$

$$q'_{ex} = 305 - 145 = 150 \text{ kg/ml}$$

$$q_{ey} = 23 \text{ kg/ml}$$

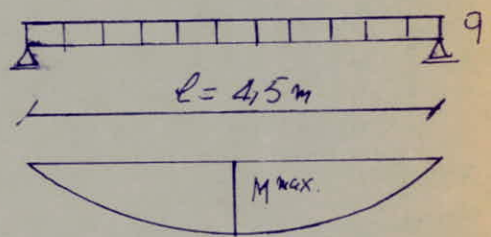
la combinaison la plus défavorable  $S_1 = 4/3 C_p + 3/2 N_n$ .

$$q_{1x} = 458 \text{ kg/ml}, \quad q_{1y} = 34,5 \text{ kg/ml}$$

Calcul de la résistance de la poutre

$$M_x = q_x \frac{l^2}{8} = 0,125 \cdot 4,5^2 \cdot 458$$

$$M_x = 1159,3 \text{ kg.m}$$



$$M_{max} = 0,125 q l^2$$

$$M_y = 0,125 q_y l^2$$

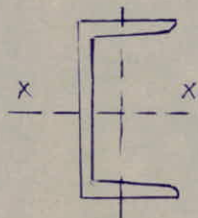
$$= 0,125 \cdot 34,5 \cdot 4,5^2 = 87,3 \text{ kg.m}$$

l'équation de résistance en flexion dérivée est:

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_{en}$$

$$W_x \geq \frac{M_x + \eta_y M_y}{\sigma_{en}}, \quad W_{x, nec} \geq \frac{(1159,3 + 6 \cdot 87,3) \cdot 10^2}{2400} = 70,13 \text{ cm}^3$$

On prend un  $\square$  PN 140.



$$W_x = 86,4 \text{ cm}^3, \quad W_y = 14,8 \text{ cm}^3$$

$$P = 16,0 \text{ kg/ml}, \quad A = 20,4 \text{ cm}^2, \quad I_x = 605 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 62,7 \text{ cm}^4$$

Vérification de la résistance

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{1159,3 \cdot 10^2}{86,4} + \frac{87,3 \cdot 10^2}{14,8} = 1931,6 \text{ kg/cm}^2 \leq 2400 \text{ kg/cm}^2$$



## Verification de l'effort tranchant

Dans le cas des profils comportant deux semelles et un âme de section  $A_a$ , à condition que la section de la semelle la plus faible représente au moins 15% de la section totale, on peut admettre:

$$\tau = \frac{T}{A_a}$$

$$\frac{A_s}{A} = \frac{6}{20,4} = 29,4\% \Rightarrow A_s = 29,4\% A > 15\% A$$

$$A_a: \text{Section de l'âme} = (h-2a)a = 8,4 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{\max} = \frac{\max(T_{\max,x}, T_{\max,y})}{A_a}$$

$$\text{avec } T_{x,\max} = \frac{q_x l}{2} = \frac{458 \cdot 4,5}{2} = 1030,5 \text{ Kg}$$

$$T_{y,\max} = \frac{q_y l}{2} = \frac{34,5 \cdot 4,5}{2} = 77,625 \text{ kg}$$

$$\tau_{\max} = \frac{1030,5}{8,4} = 122,7 \text{ kg/cm}^2 \leq \frac{\sigma_{pu}}{1,54} = \frac{2400}{1,54} = 1558,4 \text{ kg/cm}^2$$

## Verification de la déformabilité: (CM66)

Combinaison à envisager (non pondérées).

$C_p + N_n$ (kg/m)	$q_{1x} = 338,9$
	$q_{1y} = 25,56$
$C_p + N_e$ (kg/m)	$q_{2ex} = 364,3$
	$q_{2ey} = 27,4$

$C_p + \frac{N_n}{2} + Y_n$ (kg/m)	$q_{2x} = 239,33$
	$q_{2y} = 24,28$
$C_p + \frac{N_e}{2} + Y_e$ (kg/m)	$q_{2ex} = 184,65$
	$q_{2ey} = 307,2$

## calcul de la flèche:

pour une poutre isostatique chargée uniformément la flèche est donnée par la formule suivante:

$$f_{\max} = \frac{5 q_x \cdot l^4}{384 E \cdot I_x} \leq \bar{f}_d = \left[ \frac{l}{200} \right], \text{ avec } E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{x,\max} = \frac{5 \cdot 364 \cdot (450)^4 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 605} = 1,53 \text{ cm} < [\bar{f}_d] = 2,25 \text{ cm}$$

$$f_{y,\max} = 1,11 \text{ cm} \leq 2,25 \text{ cm}$$

N.B on note cas et n'y a pas risque de déversement de la poutre.

sous différentes combinaisons dans chaque on a toujours la semelle inférieure tendue. de plus la semelle supérieure ne risque le déversement elle est maintenue par la couche de protection. (tôle - ... ect).

## 2/ Etude de la ferme:

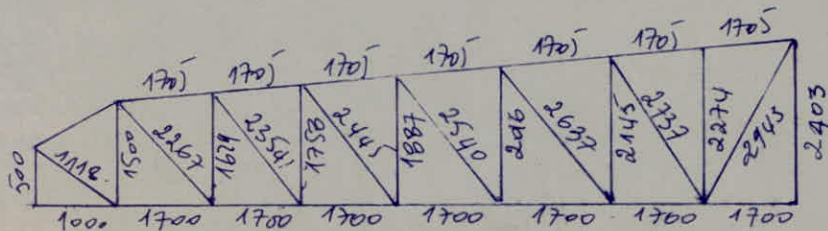
### Charges et surcharges

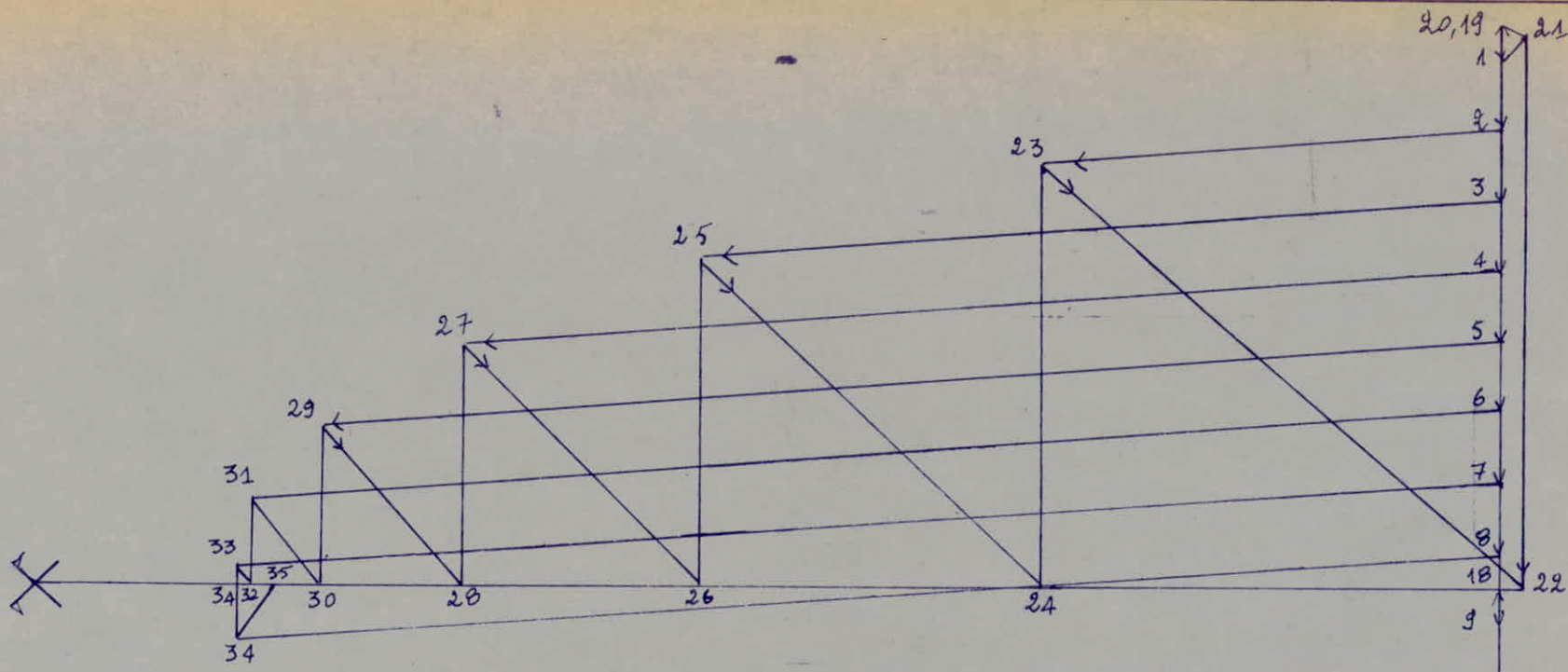
- |   |             |       |                            |
|---|-------------|-------|----------------------------|
| - paxalum   | }           | ----- | = 20 kg/m <sup>2</sup>     |
| - étanchéité multicouche                                      |             |       |                            |
| - isolation   |             | ----- | = 24 "                     |
| - film paravapeur   |             | ----- | = 1 "                      |
| - dalle en béton.   | 0,05 x 2200 |       | = 110 =                    |
| - tôle TN 40  |             | ----- | 15 =                       |
|   |             |       | <hr/>                      |
|   |             |       | $q_1 = 170 \text{ kg/m}^2$ |
| - poids propre de la construction métalliques (0,72 ÷ 1,08) L |             |       | = 35 kg/m <sup>2</sup>     |
| - équipement technique  |             |       | = 30 "                     |
| - faux plafond  |             |       | = 15 "                     |

$$p = 250 \text{ kg/m}^2$$

soient en charge. Concentrée sur 1 seul nœud

$$P = \left( \frac{C_p}{C_{0d}} + g_f \right) = 250,51 \text{ kg/m}^2, \quad \underline{F} = 1916,4 \text{ kg}$$





$P = 1t$   
 echelle:-  
 $1t \rightarrow 1cm.$

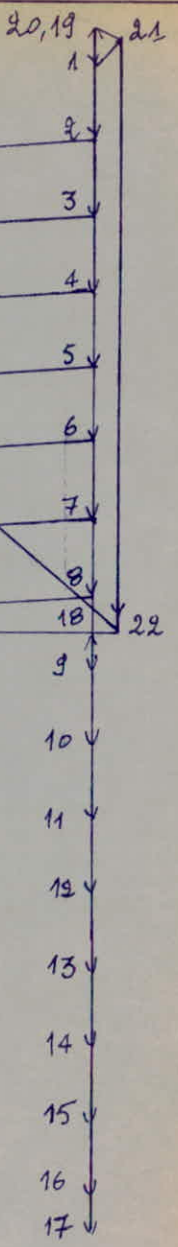
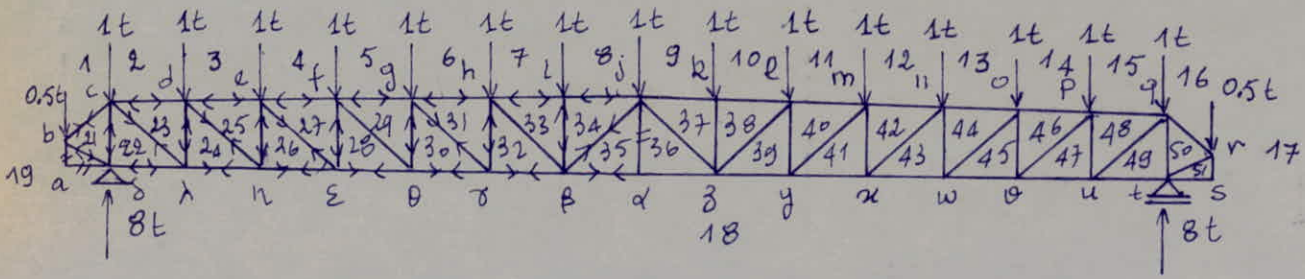


tableau des efforts dans les barres pour  $P=1$

→ ← traction (+)

← → Compression (-)

	N.D.B	M.S	V(t)	NDB	M.S	V(t)
	ARBALETRIERS	$G_1$	+	0,47	$G'_1$	+
$G_2$		-	6,51	$G'_2$	-	6,51
$G_3$		-	11,40	$G'_3$	-	11,40
$G_4$		-	14,75	$G'_4$	-	14,75
$G_5$		-	16,80	$G'_5$	-	16,80
$G_6$		-	17,85	$G'_6$	-	17,85
$G_7$		-	18	$G'_7$	-	18
$G_8$		-	18	$G'_8$	-	18
ENTRAITS	$D_1$	0	0	$D'_1$	0	0
	$D_2$	-	0,34	$D'_2$	-	0,34
	$D_3$	+	6,5	$D'_3$	+	6,5
	$D_4$	+	11,4	$D'_4$	+	11,4
	$D_5$	+	14,75	$D'_5$	+	14,75
	$D_6$	+	16,75	$D'_6$	+	16,75
	$D_7$	+	17,75	$D'_7$	+	17,75
	$D_8$	+	17,4	$D'_8$	+	17,4

tableau des efforts dans les barres pour  $P=1$

$\rightarrow \leftarrow$  traction (+)

$\leftarrow \rightarrow$  compression (-)

	N-D-B	M.S	V(t)	NDB	M S	V(t)
DIAGONALES	$K_1$	-	0,37	$K'_1$	-	0,37
	$K_2$	+	9,10	$K'_2$	+	9,10
	$K_3$	+	6,75	$K'_3$	+	6,75
	$K_4$	+	4,8	$K'_4$	+	4,8
	$K_5$	+	3,05	$K'_5$	+	3,05
	$K_6$	+	1,6	$K'_6$	+	1,6
	$K_7$	+	0,25	$K'_7$	+	0,25
	$K_8$	+	1,01	$K'_8$	+	1,01
MONTANTS	$S_1$	0	0	$S'_1$	0	0
	$S_2$	-	7,84	$S'_2$	-	7,84
	$S_3$	-	6,03	$S'_3$	-	6,03
	$S_4$	-	4,7	$S'_4$	-	4,7
	$S_5$	-	3,41	$S'_5$	-	3,41
	$S_6$	-	2,27	$S'_6$	-	2,27
	$S_7$	-	1,2	$S'_7$	-	1,2
	$S_8$	-	1	$S'_8$	-	1
	$S_9$	0	0	$S'_9$	0	0

tableau des efforts dans les barres pour  $G = 1,9164$

	N·D·B	M·S	V(t)	N·D·B	M·S	V(t)
ARBALETRIERS	$G_1$	+	0,9	$G'_1$	+	0,9
	$G_2$	-	12,48	$G'_2$	-	12,48
	$G_3$	+	21,85	$G'_3$	-	21,85
	$G_4$	-	28,27	$G'_4$	∩	28,27
	$G_5$	-	32,2	$G'_5$	-	32,2
	$G_6$	-	34,21	$G'_6$	-	34,21
	$G_7$	-	34,5	$G'_7$	-	34,5
	$G_8$	-	34,5	$G'_8$	-	34,5
ENTRAITS	$D_1$	0	0	$D'_1$	0	0
	$D_2$	-	0,65	$D'_2$	-	0,65
	$D_3$	+	12,46	$D'_3$	+	12,46
	$D_4$	+	21,85	$D'_4$	+	21,85
	$D_5$	+	28,27	$D'_5$	+	28,27
	$D_6$	+	32,1	$D'_6$	+	32,1
	$D_7$	+	34,02	$D'_7$	+	34,02
	$D_8$	+	33,35	$D'_8$	+	33,35

tableau des efforts dans les barres pour  $G = 1,9164 t$

$\rightarrow \leftarrow$  = traction (+)

$\leftarrow \rightarrow$  = compression (-)

	N.DB	M.S	V(t)	N.DB	M.S	V(t)
	DIAGONALES	$K_1$	-	0,71	$K'_1$	-
$K_2$		+	17,44	$K'_2$	+	17,44
$K_3$		+	12,94	$K'_3$	+	12,94
$K_4$		+	9,2	$K'_4$	+	9,2
$K_5$		+	5,85	$K'_5$	+	5,85
$K_6$		+	3,1	$K'_6$	+	3,1
$K_7$		+	0,48	$K'_7$	+	0,48
$K_8$		+	1,94	$K'_8$	+	1,94
MONTANTS		$S_1$	0	0	$S'_1$	0
	$S_2$	-	15,03	$S'_2$	-	15,03
	$S_3$	-	11,56	$S'_3$	-	11,56
	$S_4$	-	9	$S'_4$	-	9
	$S_5$	-	6,54	$S'_5$	-	6,54
	$S_6$	-	4,35	$S'_6$	-	4,35
	$S_7$	-	2,3	$S'_7$	-	2,3
	$S_8$	-	1,42	$S'_8$	-	1,42
	$S_9$	0	0	$S'_9$	0	0

tableau des efforts dans les barres pour  $N_n = 0,153t$

$$N_n = 20 \text{ kg/m}^2 \text{ (charge normale)}$$

$$N_n = 20 \times 4,5 \times 1,7 = 0,153t$$

	N.D.B	M.S	V(t)	N.D.B	M.S	V(t)
	ARBALETRIERS	$G_1$	+	0,072	$G_1^1$	+
$G_2$		-	1,01	$G_2^1$	-	1,01
$G_3$		-	1,75	$G_3^1$	-	1,75
$G_4$		-	2,26	$G_4^1$	-	2,26
$G_5$		-	2,57	$G_5^1$	-	2,57
$G_6$		-	2,73	$G_6^1$	-	2,73
$G_7$		-	2,76	$G_7^1$	-	2,76
$G_8$		-	2,76	$G_8^1$	-	2,76
ENTRAITS	$D_1$	0	0	$D_1^1$	0	0
	$D_2$	-	0,052	$D_2^1$	-	0,052
	$D_3$	+	1	$D_3^1$	+	1
	$D_4$	+	1,75	$D_4^1$	+	1,75
	$D_5$	+	2,26	$D_5^1$	+	2,26
	$D_6$	+	2,57	$D_6^1$	+	2,57
	$D_7$	+	2,72	$D_7^1$	+	2,72
	$D_8$	+	2,66	$D_8^1$	+	2,66



tableau des efforts dans les barres pour  $N_n = 0,153t$

	N·D·B	M·S	V(t)	N·D·B	M·S	V(t)
DIAGONALES	$K_1$	-	0,057	$K'_1$	-	0,057
	$K_2$	+	1,4	$K'_2$	+	1,4
	$K_3$	+	1,04	$K'_3$	+	1,04
	$K_4$	+	0,73	$K'_4$	+	0,73
	$K_5$	+	0,46	$K'_5$	+	0,46
	$K_6$	+	0,25	$K'_6$	+	0,25
	$K_7$	+	0,04	$K'_7$	+	0,04
	$K_8$	+	0,16	$K'_8$	+	0,16
MONTANTS	$S_1$	0	0	$S'_1$	0	0
	$S_2$	-	1,2	$S'_2$	-	1,2
	$S_3$	-	0,93	$S'_3$	-	0,93
	$S_4$	-	0,72	$S'_4$	-	0,72
	$S_5$	-	0,53	$S'_5$	-	0,53
	$S_6$	-	0,35	$S'_6$	-	0,35
	$S_7$	-	0,18	$S'_7$	-	0,18
	$S_8$	-	0,16	$S'_8$	-	0,16
	$S_9$	0	0	$S'_9$	0	

## effet du vent horizontale: ( $V_h$ )

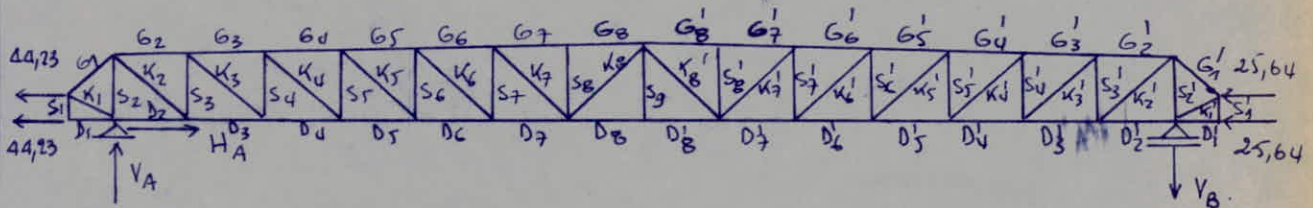
a/ charge apportée par le vent (horizontalement)

$$V_h = 54 \times 4,5 = 243 \text{ kg/ml.}$$

$$V_{ng} = -54 \times 4,5 \times \frac{0,5}{2} \cdot 0,728 = -44,23 \text{ kg (suction).}$$

agissant sur la face verticale.  
pour chaque noeud.

$$V_{nd} = 54 \times 4,5 \times \frac{0,5}{2} \cdot 0,422 = 25,64 \text{ kg (pression).}$$



b/ calcul des Réactions

$$\sum M/A = 0.$$

$$V_A \cdot 23,80 = (44,23 + 25,64) \times 0,5$$

$$V_A = \frac{(44,23 + 25,64) \times 0,5}{23,80} = 1,468 \text{ kg.}$$

$$\sum X = 0$$

$$H_A - 2(25,64 + 44,23) = 0$$

$$H_A = 2 \times 69,87 = 139,74 \text{ kg.}$$

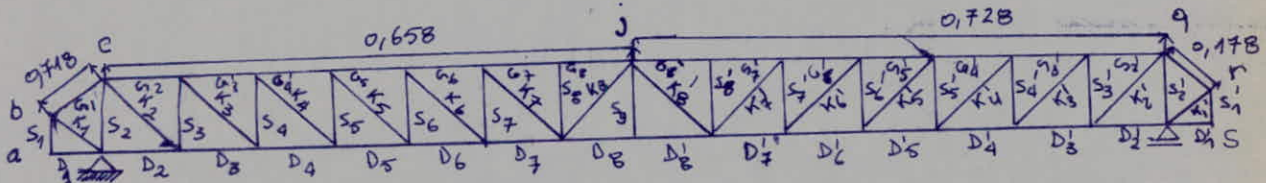
efforts dans les barres due au vent horizontale

	N.D.B	M.S	V(kg)	N.D.B	M.S	V(kg)
ARBALETRIERS	G <sub>1</sub>	+	20,85	G' <sub>1</sub>	-	12,08
	G <sub>2</sub>	+	12,08	G' <sub>2</sub>	-	6,35
	G <sub>3</sub>	+	9,771	G' <sub>3</sub>	-	4,46
	G <sub>4</sub>	+	7,78	G' <sub>4</sub>	-	2,83
	G <sub>5</sub>	+	6,04	G' <sub>5</sub>	-	1,41
	G <sub>6</sub>	+	4,5	G' <sub>6</sub>	-	0,15
	G <sub>7</sub>	+	3,16	G' <sub>7</sub>	+	0,45
	G <sub>8</sub>	+	3,16	G' <sub>8</sub>	+	0,45
	ENTRAITS	D <sub>1</sub>	+	44,23	D' <sub>1</sub>	-
D <sub>2</sub>		-	66,02	D' <sub>2</sub>	-	42,73
D <sub>3</sub>		-	63,32	D' <sub>3</sub>	-	44,94
D <sub>4</sub>		-	61,02	D' <sub>4</sub>	-	46,82
D <sub>5</sub>		-	59,04	D' <sub>5</sub>	-	48,45
D <sub>6</sub>		-	57,3	D' <sub>6</sub>	-	49,87
D <sub>7</sub>		-	55,77	D' <sub>7</sub>	-	51,17
D <sub>8</sub>		-	53,13	D' <sub>8</sub>	-	53,27

efforts dans les barres due au vent horizontale

	N.D.B	M.S	V (kg)	NDB	M S	V (kg)
DIAGONALES	$K_1$	+	33	$K'_1$	-	19,11
	$K_2$	+	3,6	$K'_2$	-	2,94
	$K_3$	+	3,19	$K'_3$	-	2,61
	$K_4$	+	2,86	$K'_4$	-	2,34
	$K_5$	+	2,6	$K'_5$	-	2,12
	$K_6$	+	2,36	$K'_6$	-	1,94
	$K_7$	+	2,18	$K'_7$	-	1,78
	$K_8$	-	2,09	$K'_8$	+	1,71
MONTANTS	$S_1$	0	0	$S'_1$	0	0
	$S_2$	-	16,21	$S'_2$	+	10,01
	$S_3$	-	2,38	$S'_3$	+	1,95
	$S_4$	-	2,2	$S'_4$	+	1,8
	$S_5$	-	2,05	$S'_5$	+	1,68
	$S_6$	-	1,92	$S'_6$	+	1,57
	$S_7$	-	1,80	$S'_7$	+	1,48
	$S_8$	0	0	$S'_8$	0	0
	$S_9$	0	0	$S'_9$	0	0

Vent agissant verticalement "Souccion"

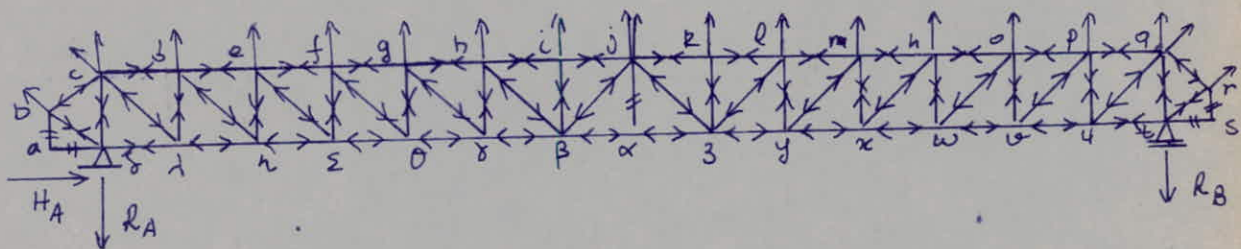


Valeurs des actions normales dues au vent ( $q = 243 \text{ Kg/ml}$ )

	$V_n \text{ (kg/ml)}$	
bc	$243 \times 0,718 =$	174,474
cj	$243 \times 0,658 =$	159,894
jq	$243 \times 0,728 =$	176,904
qr	$243 \times 0,178 =$	43,254

	$V_n \text{ (kg)}$
bc	123,37
	123,37
cj	136,31
	272,62
jq	150,81
	301,62
qr	30,58
	30,58

Calcul des reactions sous charge normale.



$$R_A + R_B = 2077 + 2148,6 = 4225,6 \text{ kg}$$

$$R_A = 2126,32 \text{ kg}$$

$$R_B = 4226 - 2126,32 = 2099,28 \text{ kg}$$

$$H_A = 115,96 \text{ kg}$$

## calcul des efforts dans les barres (kg).

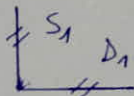
noeud a

$$\sum x = 0$$

$$\sum y = 0$$

$$D_1 = 0$$

$$S_1 = 0$$



$$D_1 = 0$$

$$S_1 = 0$$

noeud b

$$G_1 = -41,123$$

$$K_1 = 130,043$$

noeud s

$$D_2 = 0,356$$

$$S_2 = 2068,163$$

noeud c

$$K_2 = -2521,17$$

$$G_2 = 1964,58$$

noeud l

$$S_3 = 1667,94$$

$$D_3 = -1890,22$$

noeud d

$$G_3 = 3338,28$$

$$K_3 = -1868,57$$

noeud n

$$D_4 = -3239,55$$

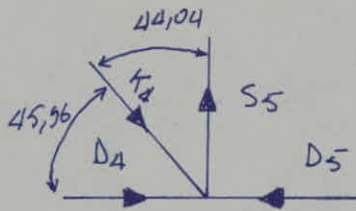
$$S_4 = 1292,61$$

noeud e

$$G_4 = 4280$$

$$K_4 = -1321,317$$

noeud e



$$D_5 = 3239,55 + 1321,317 \cdot \cos 45,96 \\ = 4158,1$$

$$S_5 = 849,84$$

$$D_5 = -4158,1$$

noeud f

$$K_5 = -852,53$$

$$G_5 = 4873$$

noeud g

$$D_6 = -4728,8$$

$$S_6 = 633,4$$

noeud h

$$G_6 = 5179,81$$

$$K_6 = -442,72$$

noeud i

$$D_7 = -5014,3$$

$$S_7 = 338,45$$

noeud j

$$G_7 = 5249,2$$

$$K_7 = -78,32$$

noeud k

$$G_8 = 5269,74$$

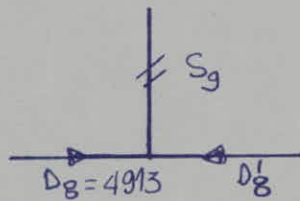
$$S_8 = -273,4$$

noeud l

$$K_8 = -259,73$$

$$D_8 = -4913$$

noeud a



$$\begin{aligned} S_g &= 0 \\ D'_g &= -4913 \end{aligned}$$

noeud j

$$\begin{aligned} G'_g &= 5331,2 \\ K'_g &= -367,74 \end{aligned}$$

noeud k

$$\begin{aligned} G'_7 &= +5308,4 \\ S'_8 &= +302,48 \end{aligned}$$

noeud l

$$\begin{aligned} D'_7 &= -5127,3 \\ K'_7 &= -2,91 \end{aligned}$$

noeud e

$$\begin{aligned} S'_7 &= 305 \\ G'_6 &= 5283,8 \end{aligned}$$

noeud y

$$\begin{aligned} K'_6 &= -399 \\ D'_6 &= -4870,981 \end{aligned}$$

noeud m

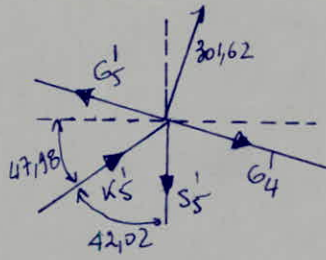
$$\begin{aligned} S'_6 &= 626,94 \\ G'_5 &= 5003,064 \end{aligned}$$

noeud z

$$\begin{aligned} K'_5 &= -843,9 \\ D'_5 &= -4305,2 \end{aligned}$$



ноуд н



$$S_5^1 = 972,1$$
$$G_4 = 4413,77$$

ноуд w

$$K_4^1 = -1352,29$$
$$D_4^1 = -3365,14$$

ноуд o

$$G_3^1 = 3448,25$$
$$S_4^1 = 1345,6$$

ноуд v

$$K_3^1 = -1945,17$$
$$D_3^1 = -1960,5$$

ноуд p

$$G_2^1 = 2016,82$$
$$S_3^1 = 1754,25$$

ноуд u

$$D_2^1 = +27,91$$
$$K_2^1 = -2651,63$$

ноуд q

$$G_1^1 = -14,57$$
$$S_2^1 = 2088,5$$

ноуд t

$$K_1^1 = 24,15$$
$$D_1^1 = 0$$

ноуд s

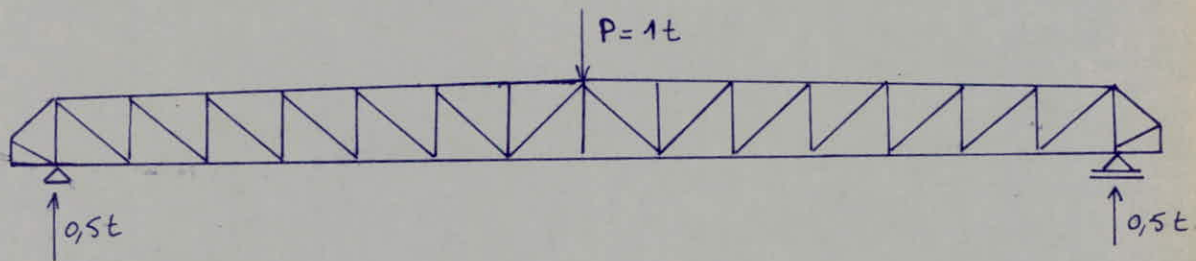
$$D_1^1 = 0$$
$$S_1^1 = 0$$

## calcul de la flèche:

la flèche d'une ferme est donnée par la formule

$$f = \sum_{i=1}^n \frac{N_{pi} \bar{N}_i l_i}{E_i A_i} \quad (\text{d'après la formule de Mohr})$$

- $N_{pi}$  : effort dans la barre  $i$  : due aux charges extérieures non majorées.
- $\bar{N}_i$  : effort dans la barre  $i$  due à l'application dans la direction voulue, d'une force unitaire, au point où on cherche la flèche (au milieu).
- $l_i$  : longueur de la barre  $i$ ,  $A_i$  sa section.
- $E_i = E$  module d'élasticité de l'acier ( $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$ ).

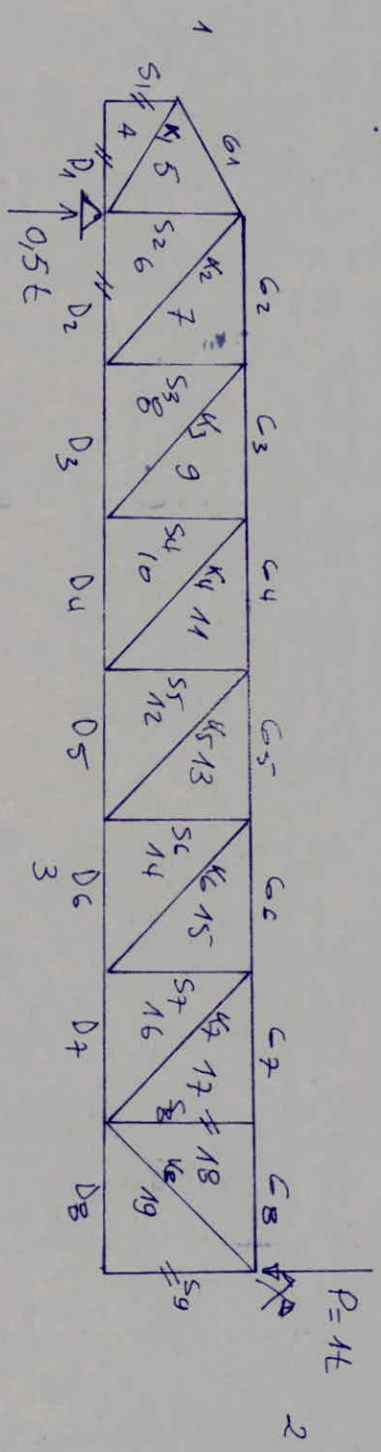
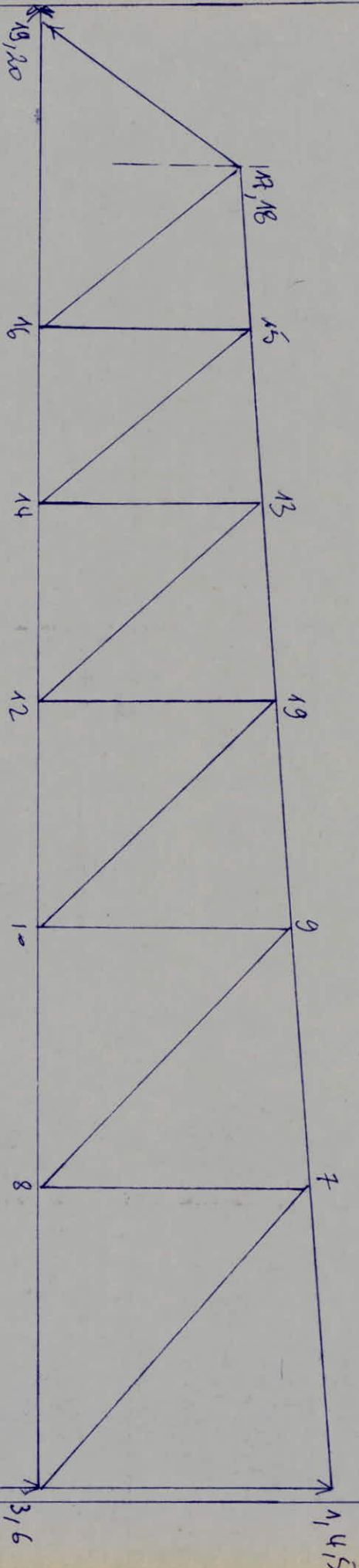


On calcul le diagramme de Cremona (fig. suivante) les  $\bar{N}_i$

- On calcul les  $N_{pi}$  de la combinaison la plus défavorable des charges et surcharges (non majorée).  
 $S_2 = G + P$ .
- Connaissant les coef de Cremona on calculera les  $N_{pi}$  car on connaît la charge pour chaque nœud.
- la ferme étant symétrique le tableau qui suit donne les valeurs pour la moitié de la ferme.
- De là on peut en déduire la valeur  $f = \sum_{i=1}^n \frac{N_{pi} \bar{N}_i l_i}{A_i}$  pour toute la ferme

$$\text{avec. } \frac{f}{e} \leq \left[ \frac{f}{e} \right] = \frac{1}{200}$$

échelle. 1/40



2

efforts dans les barres due à  $\bar{N}$  et  $G+P = S_2$  /

	N.D.B	$\bar{N}$ (t)	M.S	N.D.B	M.S	G+P
	ARBALETRIERS	$G_1$	0	0	$G_1$	+
$G_2$		0,523	-	$G_2$	-	13,49
$G_3$		0,969	-	$G_3$	-	23,6
$G_4$		1,36	-	$G_4$	-	30,53
$G_5$		1,71	-	$G_5$	-	34,77
$G_6$		2	-	$G_6$	-	36,94
$G_7$		2,275	-	$G_7$	-	37,26
$G_8$		2,275	-	$G_8$	-	37,26
ENTRÂITS	$D_1$	0	0	$D_1$	0	0
	$D_2$	0	0	$D_2$	-	0,702
	$D_3$	0,522	+	$D_3$	+	13,46
	$D_4$	0,948	+	$D_4$	+	23,6
	$D_5$	1,36	+	$D_5$	+	30,53
	$D_6$	1,7	+	$D_6$	+	34,67
	$D_7$	2	+	$D_7$	+	36,74
	$D_8$	2,52	+	$D_8$	+	36,01

	N.D.B	M.S	$\bar{N}(t)$	M.S	G+P
DIAGONALES	$K_1$	0	0	-	0,767
	$K_2$	+	0,696	+	18,84
	$K_3$	+	0,616	+	13,08
	$K_4$	+	0,56	+	9,93
	$K_5$	+	0,51	+	6,31
	$K_6$	+	0,465	+	3,35
	$K_7$	+	0,43	+	0,52
	$K_8$	-	0,42	+	2,1
MONTANTS	$S_1$	0	0	0	0
	$S_2$	-	0,5	-	16,23
	$S_3$	-	0,46	-	12,49
	$S_4$	-	0,426	-	9,72
	$S_5$	-	0,4	-	7,07
	$S_6$	-	0,38	-	4,7
	$S_7$	-	0,31	-	2,48
	$S_8$	0	0	-	2,08
	$S_9$	0	0	0	0

barres	$\bar{N} (t)$	$N_{pi}$	$l_i/A_i (m^2)$	$N_p \bar{N}_i l_i/A_i (kg)$
$G_1$	0	+0,972	445,17	0
$G_2$	-0,523	-13,49	//	31407,9
$G_3$	-0,969	-23,6	//	101803,1877
$G_4$	-1,36	-30,53	//	184838,0288
$G_5$	-1,74	-34,77	//	264683,213
$G_6$	-2	-36,94	//	328891,374
$G_7$	-2,275	-37,26	//	377439,54
$G_8$	-2,275	-37,26	//	377439,54
$D_1$	0	0	7,981	0
$D_2$	0	0,702	//	0
$D_3$	0,522	13,46	//	$56,077 \cdot 10^3$
$D_4$	0,948	23,6	//	$178,562 \cdot 10^3$
$D_5$	1,36	30,53	//	$331,377 \cdot 10^3$
$D_6$	1,7	34,67	//	$470,392 \cdot 10^3$
$D_7$	2	36,74	//	$586,443 \cdot 10^3$
$D_8$	2,52	36,01	//	$724,237 \cdot 10^3$

$$\sum_{i=1}^n \frac{N_{pi} \bar{N}_i l_i}{A_i} = 9,9644 \cdot 10^6 \text{ daN/cm.}$$

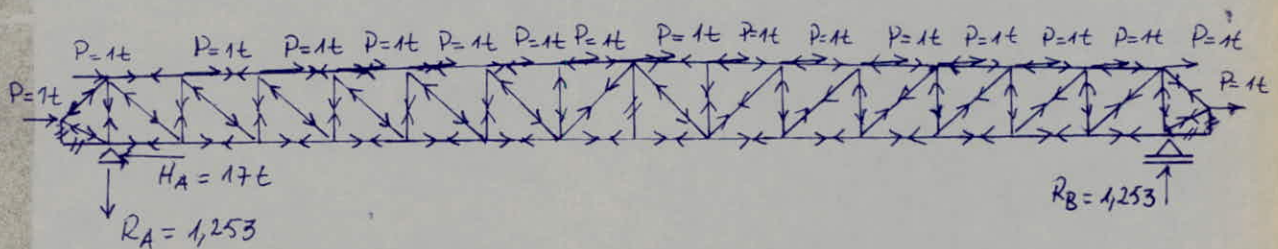
la fleche pour toute la ferme:  $f = \frac{1}{E} \sum \frac{N_{pi} \bar{N}_i l_i}{A_i} = \frac{9,9644 \cdot 10^6}{2,1 \cdot 10^6}$   
 $f \approx 4,75 \text{ cm}$

$$f/l = \frac{4,75}{2380} = 0,002 \leq \left[ \frac{f}{l} \right] = 1/200 = 0,005 \text{ "Vérifiée"}$$

- la fleche en réalité sera plus petite car on a pris pour les barres de longueurs théoriques alors qu'en réalité elles sont plus courtes.

barres	$\bar{N} (t)$	$N_{pi}$	$l_i/A_i (cm^2)$	$N_p \bar{N}_i l_i / A_i (kg)$
$K_1$	0	-0,767	—	0
$K_2$	0,696	18,84	19,921	$261,2169 \cdot 10^3$
$K_3$	0,616	13,08	20,686	$166,6723 \cdot 10^3$
$K_4$	0,56	9,43	21,485	$119,473 \cdot 10^3$
$K_5$	0,51	6,31	22,312	$71,8022 \cdot 10^3$
$K_6$	0,465	3,35	23,172	$36,0965 \cdot 10^3$
$K_7$	0,43	0,52	24,051	$5,3778 \cdot 10^3$
$K_8$	0,42	2,1	25,861	$22,918 \cdot 10^3$
$S_1$	0	0	—	0
$S_2$	-0,5	-16,23	10,854	$88,0802 \cdot 10^3$
$S_3$	-0,46	-12,49	11,787	$67,721 \cdot 10^3$
$S_4$	-0,426	-9,72	12,72	$52,67 \cdot 10^3$
$S_5$	-0,4	-7,07	13,654	$38,6135 \cdot 10^3$
$S_6$	-0,38	-4,7	14,587	$26,0524 \cdot 10^3$
$S_7$	-0,31	-2,48	15,52	$11,9318 \cdot 10^3$
$S_8$	0	-2,08	—	0
$S_9$	0	0	—	0
				$\Sigma = 9,9644 \cdot 10^6$

## Calcul sismique



### Calcul des reactions

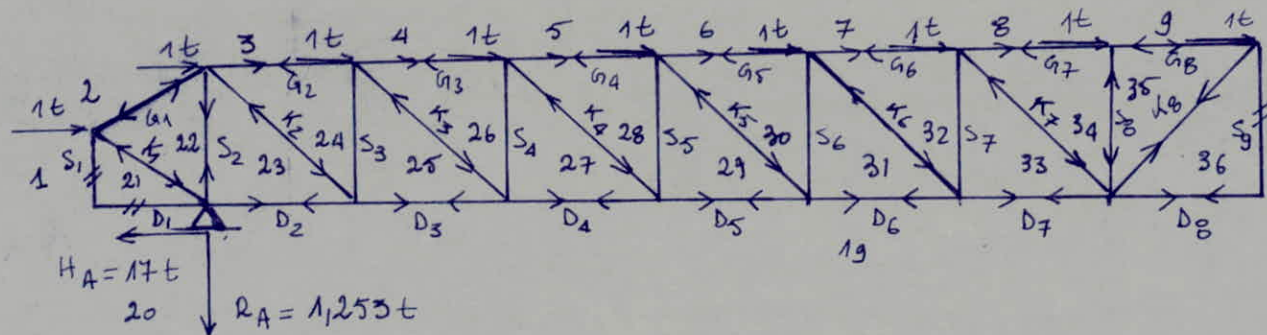
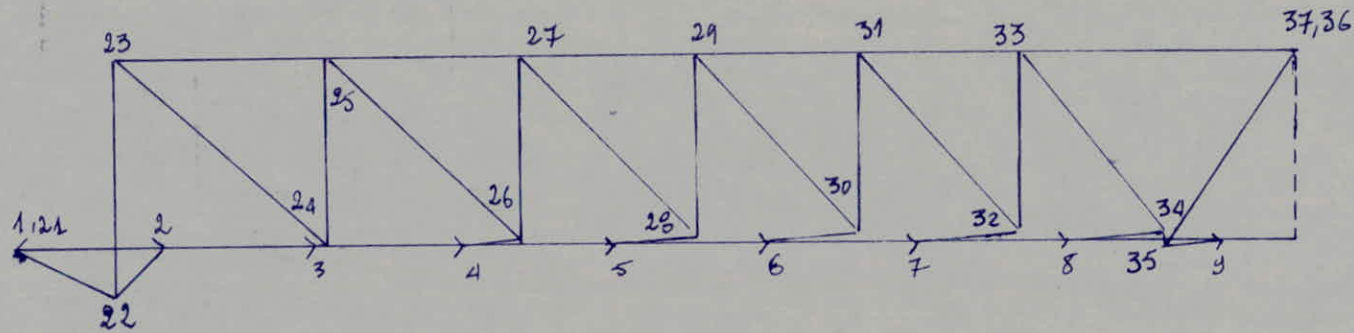
$$R_A \times L = 2 \times 1 (0,5 + 1,5 + 1,629 + 1,758 + 1,887 + 2,016 + 2,145 + 2,274 + 1 \times 2,403)$$

$$R_A = 1,253t = R_B, \quad H_A = 17t$$

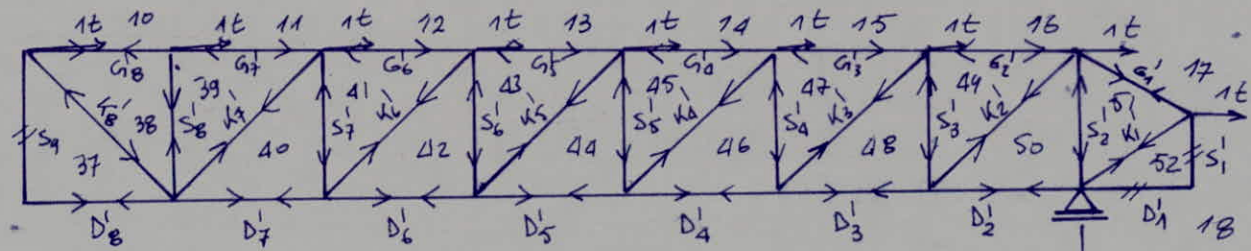
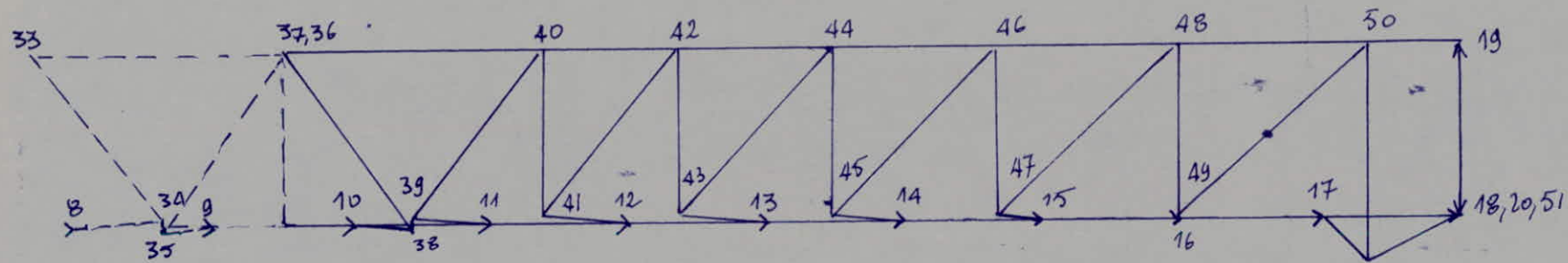
	N.D.B	M.S	V(t)	N.D.B	M.S	V(t)
	$G_1$	-	0,4714	$G'_1$	+	0,4714
	$G_2$	+	0,08	$G'_2$	-	0,08
	$G_3$	+	0,36	$G'_3$	-	0,36
	$G_4$	+	0,533	$G'_4$	-	0,533
	$G_5$	+	0,62	$G'_5$	-	0,62
	$G_6$	+	0,635	$G'_6$	-	0,63
	$G_7$	+	0,59	$G'_7$	-	0,59
	$G_8$	+	0,41	$G'_8$	+	0,41
	$D_1$	0	0	$D'_1$	0	0
	$D_2$	+	16,33	$D'_2$	+	0,67
	$D_3$	+	14,92	$D'_3$	+	2,08
	$D_4$	+	13,64	$D'_4$	+	3,36
	$D_5$	+	12,47	$D'_5$	+	4,53
	$D_6$	+	11,38	$D'_6$	+	5,62
	$D_7$	+	10,36	$D'_7$	+	6,63
	$D_8$	+	8,50	$D'_8$	+	8,50



	N.D.B	M.S	V(t)	N.D.B	M.S	V(t)
DIAGONALES	$K_1$	-	0,745	$K'_1$	+	0,745
	$K_2$	-	1,885	$K'_2$	+	1,885
	$K_3$	-	1,772	$K'_3$	+	1,772
	$K_4$	-	1,686	$K'_4$	+	1,686
	$K_5$	-	1,623	$K'_5$	+	1,623
	$K_6$	-	1,576	$K'_6$	+	1,576
	$K_7$	-	1,541	$K'_7$	+	1,541
	$K_8$	+	1,572	$K'_8$	-	1,572
MONTANTS	$S_1$	0	0	$S'_1$	0	0
	$S_2$	+	1,586	$S'_2$	-	1,586
	$S_3$	+	1,247	$S'_3$	-	1,247
	$S_4$	+	1,226	$S'_4$	-	1,226
	$S_5$	+	1,212	$S'_5$	-	1,212
	$S_6$	+	1,206	$S'_6$	-	1,206
	$S_7$	+	1,204	$S'_7$	-	1,204
	$S_8$	-	0,0756	$S'_8$	+	0,0756
	$S_9$	0	0	$S'_9$	0	0



ehelle:  $20m \rightarrow 1t$



$R_B = R_A = 1,253t$

$P = 19,55 \div 5 = 3,91$  pour 1 seul ferme.  
 (Voir calcul sismique chap. gradients)  
 $P_s = 0,23t$ .

	N.D.B	M.S	V(t)	N.D.B	M.S	V(t)
	G <sub>1</sub>	-	0,108	G <sub>1</sub> '	+	0,108
	G <sub>2</sub>	+	0,018	G <sub>2</sub> '	-	0,018
	G <sub>3</sub>	+	0,083	G <sub>3</sub> '	-	0,083
	G <sub>4</sub>	+	0,122	G <sub>4</sub> '	-	0,122
	G <sub>5</sub>	+	0,142	G <sub>5</sub> '	-	0,142
	G <sub>6</sub>	+	0,146	G <sub>6</sub> '	-	0,146
	G <sub>7</sub>	+	0,136	G <sub>7</sub> '	-	0,136
	G <sub>8</sub>	+	0,094	G <sub>8</sub> '	-	0,094
	D <sub>1</sub>	0	0	D <sub>1</sub> '	0	0
	D <sub>2</sub>	+	3,756	D <sub>2</sub> '	+	0,154
	D <sub>3</sub>	+	3,431	D <sub>3</sub> '	+	0,478
	D <sub>4</sub>	+	3,137	D <sub>4</sub> '	+	0,773
	D <sub>5</sub>	+	2,868	D <sub>5</sub> '	+	1,042
	D <sub>6</sub>	+	2,617	D <sub>6</sub> '	+	1,292
	D <sub>7</sub>	+	2,383	D <sub>7</sub> '	+	1,525
	D <sub>8</sub>	+	1,955	D <sub>8</sub> '	+	1,955

	N.D.B	M.S	V(t)	N.D.B	M.S	V(t)
	K <sub>1</sub>	-	0,171	K <sub>1</sub> '	+	0,171
	K <sub>2</sub>	-	0,426	K <sub>2</sub> '	+	0,426
	K <sub>3</sub>	-	0,407	K <sub>3</sub> '	+	0,407
	K <sub>4</sub>	-	0,388	K <sub>4</sub> '	+	0,388
	K <sub>5</sub>	-	0,373	K <sub>5</sub> '	+	0,373
	K <sub>6</sub>	-	0,362	K <sub>6</sub> '	+	0,362
	K <sub>7</sub>	-	0,354	K <sub>7</sub> '	+	0,354
	K <sub>8</sub>	+	0,361	K <sub>8</sub> '	-	0,361
	S <sub>1</sub>	0	0	S <sub>1</sub> '	0	0
	S <sub>2</sub>	+	0,365	S <sub>2</sub> '	-	0,365
	S <sub>3</sub>	+	0,287	S <sub>3</sub> '	-	0,287
	S <sub>4</sub>	+	0,283	S <sub>4</sub> '	-	0,282
	S <sub>5</sub>	+	0,279	S <sub>5</sub> '	-	0,279
	S <sub>6</sub>	+	0,277	S <sub>6</sub> '	-	0,277
	S <sub>7</sub>	+	0,276	S <sub>7</sub> '	-	0,276
	S <sub>8</sub>	-	0,0174	S <sub>8</sub> '	+	0,0174
	S <sub>9</sub>	0	0	S <sub>9</sub> '	0	0

De l'étude des tableaux des efforts dans les barres sous différentes sollicitations, il en résulte pour les barres les plus sollicitées et pour chaque famille de barres.

familles	barres	$C_p^{(t)}$	$N_n^{(t)}$	$N_e^{(t)}$	$V_n^{(t)}$	$V_e^{(t)}$	$SI^{(t)}$	barres	$C_p^{(H)}$	$N_n^{(H)}$	$N_e^{(H)}$	$V_n^{(H)}$	$V_e^{(H)}$	$SI^{(H)}$
A	$G_7$	-34,5	-2,76	-4,6	5,26	9,2	0,136	$G_7$	-34,5	-2,76	-4,6	5,31	9,30	-0,136
	$G_8$	-34,5	-2,76	-4,6	5,28	9,24	0,094	$G_8$	34,5	-2,76	-4,6	5,34	9,33	-0,094
E	$D_7$	34,02	2,72	4,54	-5,07	-8,87	2,383	$D_7$	34,02	2,72	4,54	-5,18	-9,06	+1,525
	$D_8$	33,35	2,66	4,44	-4,967	-8,69	1,955	$D_8$	33,35	2,66	4,44	-4,97	-8,69	+1,955
D	$K_2$	17,44	1,4	2,34	-2,52	-4,40	-0,426	$K_2$	17,44	1,4	2,34	-2,65	-4,64	+0,426
	$K_1$	-0,71	-0,06	-0,09	0,163	0,286	-0,171	$K_1$	-0,71	-0,06	-0,09	0,005	0,009	+0,171
M	$S_2$	-15,03	-1,2	-2	2,05	3,59	0,365	$S_2$	-15,03	-1,2	-2	2,01	3,67	-0,365
	$S_3$	-11,56	-0,93	-1,55	1,665	2,92	0,287	$S_3$	-11,56	-0,93	-1,55	1,756	3,07	-0,287

## Calcul et dimensionnement des éléments de la ferme.

### Combinaisons à envisager

De même que pour les pannes les combinaisons à envisager sont:

$$S_1 = \frac{4}{3} C_p + \frac{3}{2} N_n \quad , \quad S'_1 = C_p + 3/2 V_n$$

$$S_2 = \frac{4}{3} C_p + \frac{17}{12} (V_n + \frac{N_n}{2}) \quad , \quad S'_2 = C_p + \frac{17}{12} (\frac{N_n}{2} + V_n)$$

$$S_3 = \frac{4}{3} (C_p + \frac{N_n}{2} + V_n) \quad S'_3 = C_p + \frac{4}{3} (\frac{N_n}{2} + V_n)$$

$$S_{e1} = C_p + N_e \quad S'_{e1} = C_p + N_e$$

$$S_{2e} = C_p + \frac{N_e}{2} + V_e \quad S'_{2e} = C_p + \frac{N_e}{2} + V_e$$

$$S_4 = S_I + P + G$$

		même effet que $C_p(t)$	effet différent que $C_p(t)$	
	Un seul effet	$S_1 = 4/3(-34,5) + 3/2(-2,76) = -50,14$	$S'_1 = -34,5 + 3/2(5,96) = -26,61$	$G_7$
	Variable	$S_1 = 4/3(-34,5) + 3/2(-2,76) = -50,14$	$S'_1 = -34,5 + 3/2(5,28) = -26,18$	$G_8$
Service normal	deux effets	$S_2 = 4/3(-34,5) + \frac{17}{12}(0 - \frac{2,76}{2}) = -47,95$	$S'_2 = -34,5 + \frac{17}{12}(0 + 5,26) = -27,05$	$G_7$
	Variables	$S_2 = 4/3(-34,5) + \frac{17}{12}(0 - \frac{2,76}{2}) = -47,95$	$S'_2 = -34,5 + \frac{17}{12}(0 + 5,28) = -27,02$	$G_8$
	trois effets	$S_3 = 4/3(-34,5 + 0 - \frac{2,76}{2}) = -47,84$	$S'_3 = -34,5 + 4/3(0 + 5,26) = -27,5$	$G_7$
	Variables	$S_3 = 4/3(-34,5 + 0 - \frac{2,76}{2}) = -47,84$	$S'_3 = -34,5 + 4/3(0 + 5,28) = -27,46$	$G_8$
Service exception-nelle.	En prenant toute la neige	$S_{e1} = -34,5 - 2,76 = -37,26$	$S'_{e1} = -34,5 + 0 = -34,5$	$G_7$
		$S_{e1} = -34,5 - 2,76 = -37,26$	$S'_{e1} = -34,5 + 0 = -34,5$	$G_8$
	En prenant la 1/2 de la neige et le vent.	$S_{2e} = -34,5 - \frac{2,76}{2} = -35,88$	$S'_{2e} = -34,5 + 0 + 5,26 = -29,24$	$G_7$
		$S_{2e} = -34,5 - \frac{2,76}{2} = -35,88$	$S'_{2e} = -34,5 + 0 + 5,28 = -29,22$	$G_8$
Saisma	$S_4 = S_I + G + P = -34,5 - 0,136 + 0,06 = -34,576$		$G'_7$	

ARBALETRIERS ↗

2

## ENTRAITS

		même effet que Cp	effet différent que Cp	
	Un seul effet	$S_1 = 4/3(34,02) + 3/2(272) = 49,44$	$S_1' = 34,02 + 3/2(-5,07) = 26,415$	$D_7$
	Variable	$S_1 = 4/3(33,35) + 3/2(2,66) = 48,45$	$S_1' = 33,35 + 3/2(-4,967) = 25,9$	$D_8$
Service normal	deux effets	$S_2 = 4/3(34,02) + \frac{17}{12}(0 + \frac{272}{2}) = 47,28$	$S_2' = 34,02 + \frac{17}{12}(-5,07) = 26,837$	$D_7$
	Variables	$S_2 = 4/3(33,35) + \frac{17}{12}(0 + \frac{2,66}{2}) = 46,1351$	$S_2' = 33,35 + \frac{17}{12}(-4,967) = 26,313$	$D_8$
	trois effets	$S_3 = 4/3(34,02 + \frac{272}{2} + 0) = 47,173$	$S_3' = 34,02 + 4/3(0 - 5,07) = 27,26$	$D_7$
	Variables	$S_3 = 4/3(33,35 + \frac{2,66}{2} + 0) = 46,24$	$S_3' = 33,35 + 4/3(0 - 4,967) = 26,72$	$D_8$
Service exception- -nelle	En prenant toute la neige	$S_{e1} = 34,02 + 4,54 = 38,56$	$S_{e1}' = 34,02 + 0 = 34,02$	$D_7$
		$S_{e1} = 33,35 + 4,44 = 37,79$	$S_{e1}' = 33,35 + 0 = 33,35$	$D_8$
	En prenant le 1/2 de la neige et le vent	$S_{2e} = 34,02 + \frac{4,54}{2} + 0 = 36,29$	$S_{2e}' = 34,02 + 0 - 8,872 = 25,148$	$D_7$
		$S_{2e} = 33,35 + \frac{4,44}{2} + 0 = 35,57$	$S_{2e}' = 33,35 + 0 - 8,693 = 24,657$	$D_8$
	Saisma	$S_4 = S_I + G + P =$		$D_7$

## 3/ DIAGONALES

		même effet que Cp (t)	effet différent que Cp	
	Un seul effet	$S_1 = 4/3(17,44) + 3/2(1,4) = 23,354$	$S_1' = 17,44 + 3/2(-4,406) = 10,831$	$K_2$
	Variable	$S_1 = 4/3(-0,71) + 3/2(0,4) = -0,857$	$S_1' = -0,71 + 3/2(0,286) = -0,281$	$K_1$
Service normal	deux effets	$S_2 = 4/3(17,44) + \frac{17}{12}(0 + \frac{1,4}{2}) = 24,245$	$S_2' = 17,44 + \frac{17}{12}(0 - 4,406) = 17,07$	$K_2$
	Variables	$S_3 = 4/3(17,44 + \frac{1,4}{2} + 0) = 24,187$	$S_3' = 17,44 + \frac{4}{3}(0 - 4,406) = 11,565$	$K_2$
Service exception- -nelle	En prenant toute la neige	$S_{1e} = 17,44 + 2,34 = 19,78$	$S_{1e}' = 17,44 - 0 = 17,44$	$K_2$
	En prenant le 1/2 de la neige et le vent	$S_{2e} = 17,44 + \frac{2,34}{2} + 0 = 18,61$	$S_{2e}' = 17,44 + 0 - 4,406 = 13,034$	$K_2$
	Saisma	$S_4 = S_I + G + P = 17,44 + 0,06 + 0,426 = 17,926$		$K_2'$

#### 4/ MONTANTS

		même effet que Cp	effet différent que Cp.	
N S	Un seul effet variable	$S_1 = 4/3(-15,03) + 3/2(-18) = -21,84$	$S_1' = -15,03 + (2,052) \cdot 3/2 = -11,952$	$S_2$
	2 "	$S_2 = 4/3(-15,03) + 17/12(-15,03 - \frac{12}{2}) = -20,84$	$S_2' = -15,03 + \frac{17}{12}(0 + 2,052) = -12,723$	$S_2$
	3 "	$S_3 = 4/3(-15,03 - \frac{12}{2}) = -20,84$	$S_3' = -15,03 + 4/3(2,052) = -12,744$	$S_2$
W S	en prenant toute la neige.	$S_{q1} = -15,03 - 2 = -17,03$	$S_{q1}' = -15,03 + 0 = -15,03$	$S_2$
	en prenant la 1/2 neige + vent	$S_{2q} = -15,03 - 1 = -16,03$	$S_{2q}' = -15,03 + 3,591 = -11,439$	$S_2$
Seisme		$S_4 = S_L + G + P = -15,03 + 0,06 + 0,365 = -14,605$		$S_2$

Récapitulation:

barras	arbalétriers	Entrails	Diagonales	montants
efforts (t)	-50,14	+49,44	+25,354	-21,84

Dimensionnement des barres

tableau des longueurs de flambement des barres

	membres	montant et diagonales
Dans le plan de la ferme	$0,8l_0$	$l_0$
hors du plan	$l_1$	$l_0$
	$l_f$	

$l_1$ : distance entre 2 pts fixes.

$$l_1 = \begin{cases} 2l_0 & \text{arbalétriers} \\ l_0 & \text{montants et diagonales} \\ 5l_0 & \text{entrails} \end{cases}$$

$l_0$ : longueur théorique de la barre



## calcul des elements (Barres)

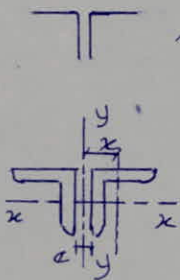
### 1° / Arbalétriers

$$N_{max}^- = -50,14 t.$$

longueurs de flambements

i/ dans le plan de la ferme  $l_f = 0,8 \cdot 1,705 = 1,364 m$

ii/ dans le plan  $\perp$  de la ferme  $l_f = 2 \times 1,705 = 3,41 m$ .



100x100x10

$$L_x = 3,04 cm$$

$$A = 19,15 cm^2$$

$$d = 2,82 cm.$$

$$c = 12 mm.$$

Rq:

$$i_y = \sqrt{x^2 + i_x^2}$$

$$i_y = 4,5758 cm.$$

$$x = 2,82 + 0,6 = 3,42.$$

plan x-x

$$i_y = 4,5758 cm$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{3,41 \cdot 10^2}{4,5758} = 74,52$$

plan y-y

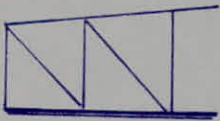
$$i_x = 3,04 cm$$

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{1,364 \cdot 10^2}{3,04} = 44,86.$$

$$\text{Sup}(\lambda_x, \lambda_y) = \lambda_y = 74,52 \xrightarrow{CM66} k \approx 1,372.$$

$$\frac{k N^1}{A} = \frac{1,372 \cdot 50,14 \cdot 10^3}{2 \times 19,15} = 1796,13 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2.$$

### 2° / entrants



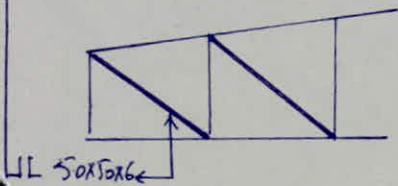
$$N_{max}^+ = 49,44 \text{ (traction)}$$

$$\frac{N_{max}}{A} \leq \sigma_{en}.$$

$$\frac{49,44 \cdot 10^3}{2 \times 12,27} = 2014,67 \text{ daN/cm}^2 \leq 2400 \text{ daN/cm}^2$$

2x 80x80x6  
A = 12,27

### 3° / Diagonales



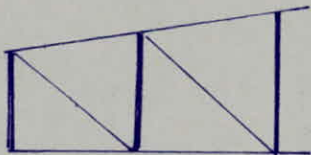
$$N_{max} = 23,354 \text{ t. "traction"}$$

$$2 \text{ JL } 50 \times 50 \times 6 \quad A = 5,69 \text{ cm}^2$$

$$\frac{N_{max}}{A} \leq \sigma_{en}$$

$$\frac{23,354 \cdot 10^3}{2 \cdot 5,69} = 2227,94 \text{ daN/cm}^2 \leq 2400 \text{ daN/cm}^2$$

### 4° / MONTANTS :-



$$\text{JL } (60 \times 60 \times 8)$$

$$A = 6,91$$

$$i_x = 9,82$$

$$N'_{max} = -21,84 \text{ t. Compression.}$$

longueur de flambement.

$$l = l_0 = 1,5 \quad (\text{plan x-x ou plan y-y})$$

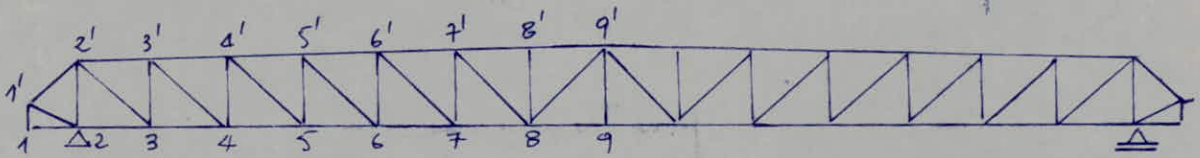
$$\lambda_x = \frac{l}{i_x} = \frac{1,5 \cdot 10^2}{9,82} = 82,42 \rightarrow k = 1,508$$

$$\frac{k N'}{A} = \frac{1,508 \cdot 21,84 \cdot 10^3}{2 \cdot 6,91} = 2383,12 \leq 2400 \text{ daN/cm}^2$$

0,7% < 0,3%

## Calcul des assemblages

### 1° éléments de la ferme



On calcule les cordons de soudure fixant une barre, on dessine le gousset et on mesure les longueurs des cordons de soudure fixant les autres barres.

$$\frac{\mu N}{0,75 \alpha l} \leq \sigma_{en.}$$

$\mu$ : Coef de répartition de l'effort  $N$  entre les cordons de soudure.

$\mu = 0,7$  pour les cordons situés sur le talon de la Cornière.

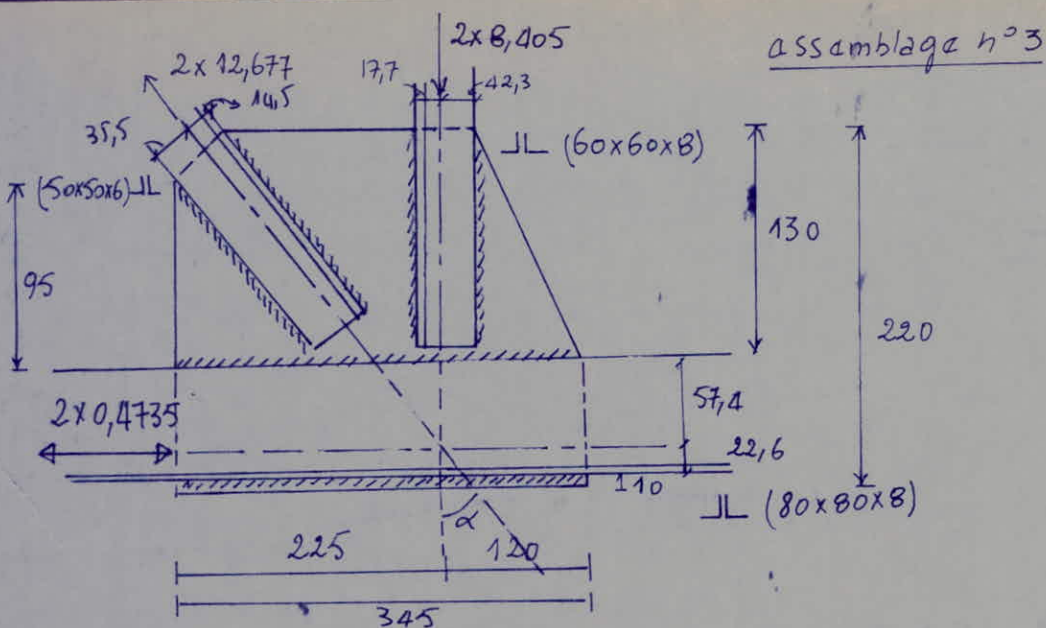
$\mu = 0,3$  " " " sur le bord de la Cornière

$a$ : épaisseur du cordon de la soudure.

$l$ : longueur du cordon de la soudure

$\alpha = 1$  pour  $a \leq 4 \text{ mm}$ .

$\alpha = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a}\right)$  pour  $a > 4 \text{ mm}$ .



efforts:

$$D_2 = 473,5 \times 2 \text{ kg.}$$

$$D_3 = 2 \times 9,056 \text{ t.}$$

$$S_3 = 2 \times 8,405 \text{ t}$$

$$K_2 = 2 \times 2,677 \text{ t}$$

$$a = 4 \text{ mm} \quad , \quad a_d = 4 \text{ mm} \quad , \quad a = 5 \text{ mm} \quad , \quad \alpha a = 4,8 \text{ mm.}$$

a/ montant

$$\sum l \gg \frac{F}{0,75 a d \sigma_{en}} = \frac{8,405 \cdot 10^3}{0,75 \times 0,48 \cdot 2400} = 97,3 \text{ mm.}$$

$$0,7 l \gg 68,1 + 2a = 68,1 + 2 \times 5 = 78,1 \text{ mm.}$$

$$0,3 l \gg 29,2 + 10 = 39,2 \text{ mm}$$

b/ Diagonale

$$\sum l \gg \frac{F}{0,75 a d \sigma_{en}} = \frac{12,677 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,4 \cdot 2400} = 176 \text{ mm}$$

$$0,7 l \gg 123,2 + 8 = 131,25$$

$$0,3 l \gg 52,8 \text{ mm.}$$

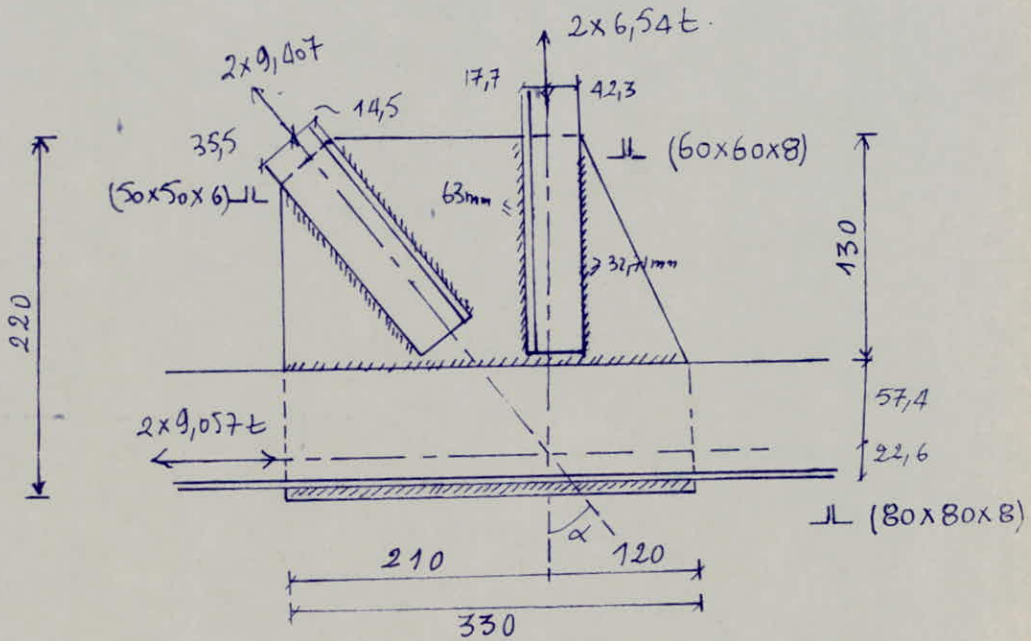
c/ Entrait

$$\frac{(12,677 \sin \alpha - 0,4735) \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,48 \cdot 2400} = 104,8 \text{ mm,}$$

$$0,7 l \gg 73,37 \text{ mm}$$

$$0,3 l \gg 39,44 \text{ mm.}$$

assemblage n°4



Efforts

$$D_3 = 2 \times 9,057 \text{ t}$$

$$S_4 = 2 \times 6,54 \text{ t}$$

$$K_3 = 2 \times 9,407 \text{ t}$$

$$D_4 = 2 \times 15,88 \text{ t}$$

a/ montant

$$\Sigma l \gg \frac{F}{0,75 \alpha d \sin} = \frac{6,54 \cdot 10^3}{0,75 \times 0,48 \times 2400} = 75,7 \text{ mm.}$$

$$0,7l \gg 63 \text{ mm} = 53 + 10$$

$$0,3l \gg 22,71 + 10 = 32,71 \text{ mm.}$$

b/ diagonale:

$$\Sigma l \gg \frac{F}{0,75 \alpha d \sin} = \frac{9,407 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,4 \cdot 2400} = 130,65 \text{ mm.}$$

$$0,7l \gg 9,5 + 8 = 100 \text{ mm.}$$

$$0,3l \gg 37,2 + 8 = 45,2 \text{ mm.}$$

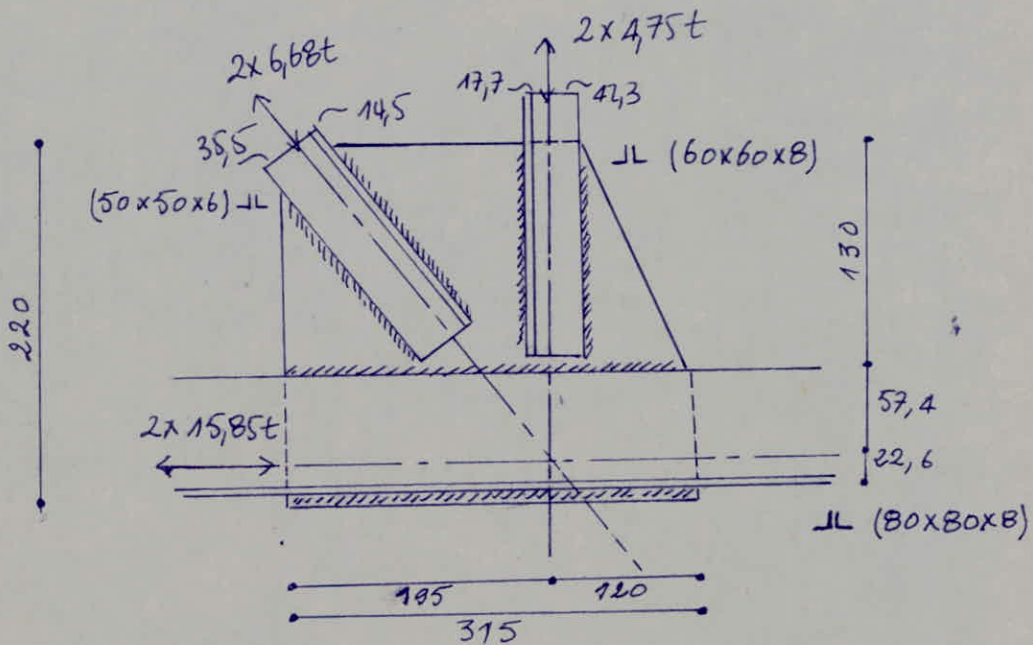
c/ Entrait :

$$\Sigma l \gg \frac{(9,407 \sin \alpha + 9,057) 10^3}{0,75 \cdot 0,48 \cdot 2400} = 183,5 \text{ mm.}$$

$$0,7l \gg 130,65 \text{ mm.}$$

$$0,3l \gg 65,05 \text{ mm.}$$

assemblage n° 5



a) forts

$$D_4 = 2 \times 15,85t$$

$$K_4 = 2 \times 6,68t$$

$$S_5 = 2 \times 4,75t$$

$$D_5 = 2 \times 20,54t$$

a) montant

$$\Sigma l \gg \frac{F}{0,75 \alpha \sigma_{en}} = \frac{4,75 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,48 \cdot 2400} = 55 \text{ mm}$$

$$0,7l \gg 38,5 + 10 = 48,5 \text{ m.m}$$

$$0,3l \gg 16,5 + 10 = 26,5 \text{ m.m}$$

b) Diagonale

$$\Sigma l \gg \frac{F}{0,75 \alpha \sigma_{en}} = \frac{6,68 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,4 \cdot 2400} = 9,28 \text{ cm}$$

$$0,7l \gg 65 + 8 = 73 \text{ mm}$$

$$0,3l \gg 28 + 8 = 36 \text{ mm}$$

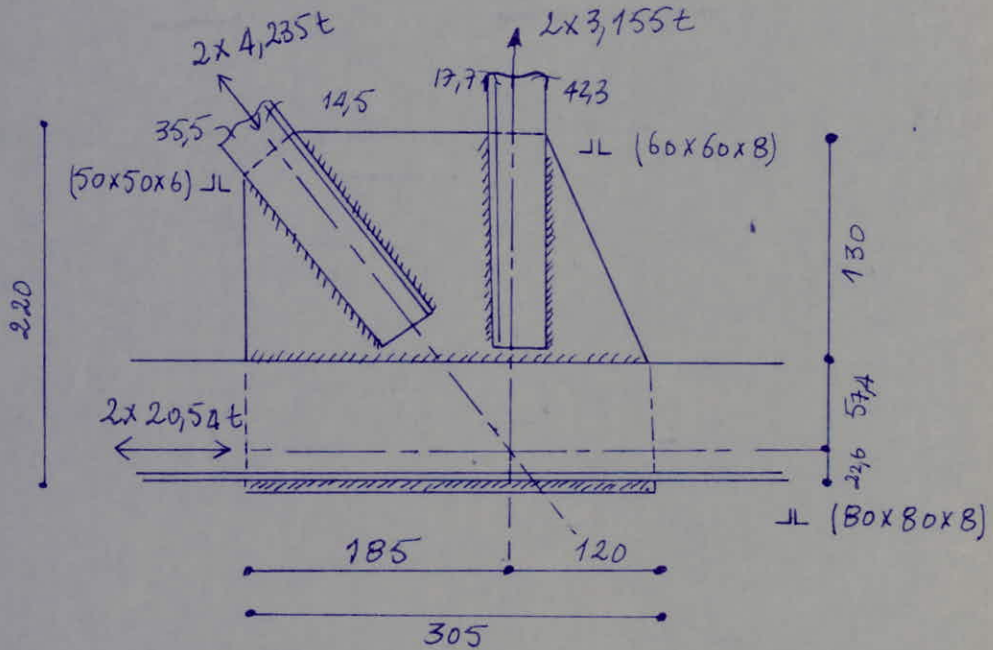
c) Entrait

$$\Sigma l \gg \frac{(6,68 \sin \alpha + 15,85) \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,48 \cdot 2400} = 237,2 \text{ mm}$$

$$0,7l \gg 166 + 10 = 176 \text{ mm}$$

$$0,3l \gg 71,16 + 10 = 81,16 \text{ mm}$$

assemblage n° 6



c/forts

$$D_5 = 2 \times 20,54 \text{ t}$$

$$S_6 = 2 \times 3,155 \text{ t}$$

$$K_5 = 2 \times 4,235 \text{ t}$$

$$D_6 = 2 \times 23,274 \text{ t}$$

a/ montant

$$\sum l \gg \frac{F}{0,75 \alpha \sigma_{pn}} = \frac{3,155 \cdot 10^3}{0,75 \times 0,48 \times 2400} = 36,59 \text{ mm}$$

$$0,7l \gg 26 + 10 = 36 \text{ mm}$$

$$0,3l \gg 11 + 10 = 21 \text{ mm}$$

b/ Diagonale

$$\sum l \gg \frac{F}{0,75 \alpha \sigma_{pn}} = \frac{4,235 \cdot 10^3}{0,75 \times 0,48 \times 2400} = 58,82 \text{ mm}$$

$$0,7l \gg 50 \text{ mm}$$

$$0,3l \gg 26 \text{ mm}$$

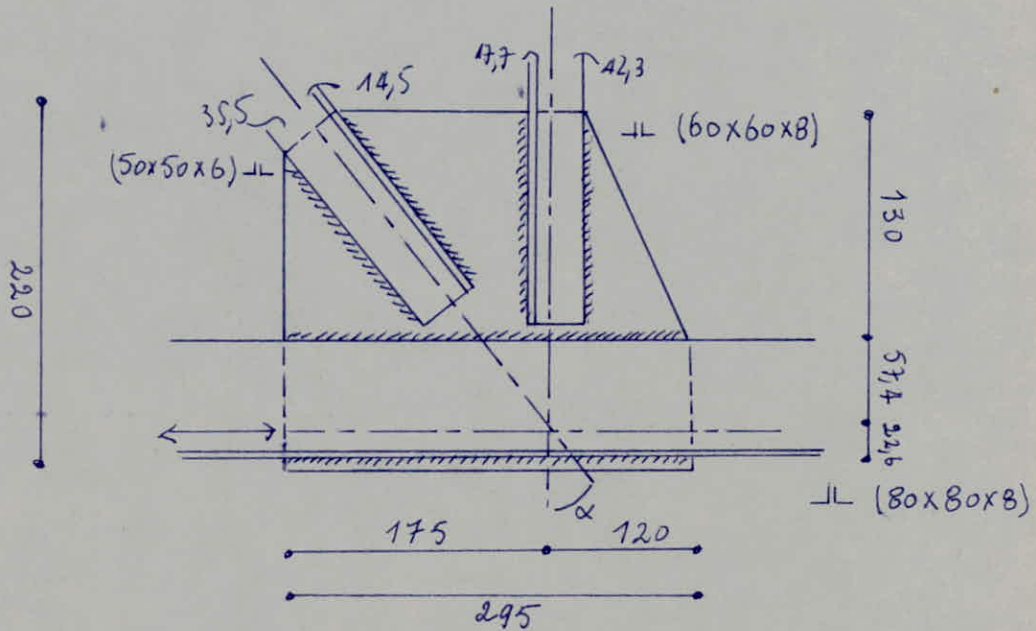
c/ Entrait

$$\sum l \gg \frac{(4,235 \text{ mm} \alpha + 20,54) 10^3}{0,75 \times 0,48 \times 2400} = 270,5 \text{ mm}$$

$$0,7l \gg 189,4 + 10 \approx 200 \text{ mm}$$

$$0,3l \gg 81 + 10 = 91 \text{ mm}$$

assemblage n°7



Efforts

$$D_6 = 2 \times 23,274 t$$

$$K_6 = 2 \times 2,26 t$$

$$S_7 = 2 \times 1,67 t$$

$$D_7 = 2 \times 24,72 t$$

a/ montant

$$\Sigma l \gg \frac{F}{0,75 \alpha \sigma_{en}} = \frac{1,67 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,48 \cdot 2400} = 19,32 \text{ mm.}$$

$$0,7 l \gg 21,53 \text{ mm}$$

$$0,3 l \gg 13,8 \text{ mm.}$$

b/ Diagonale:

$$\Sigma l \gg \frac{F}{0,75 \alpha \sigma_{en}} = \frac{2,26 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,4 \cdot 2400} = 26,15 \text{ mm}$$

$$0,7 l \gg 28,3 \text{ mm}$$

$$0,3 l \gg 17,65 \text{ mm.}$$

c/ Entrait

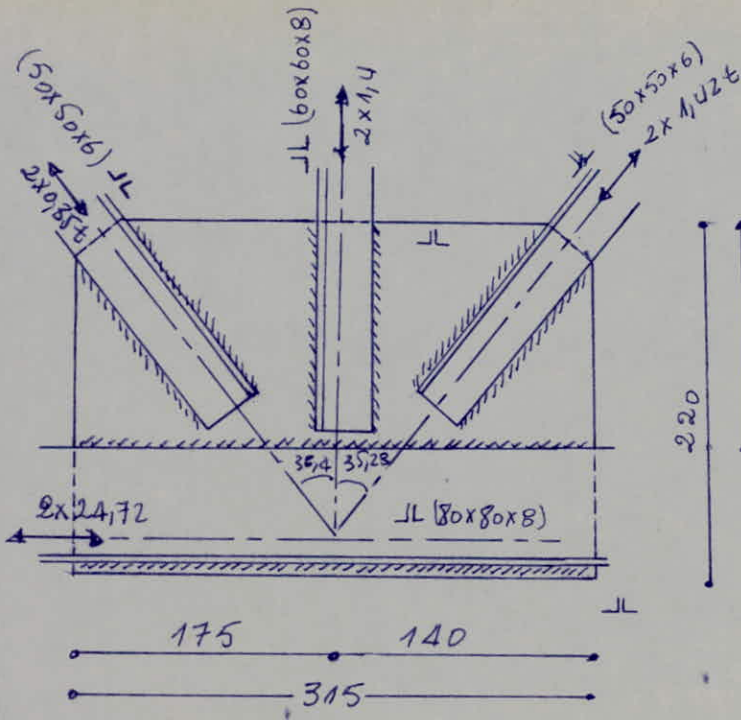
$$\Sigma l \gg \frac{(2,26 + 23,274 \cdot \sin \alpha) \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,48 \cdot 2400} = 286,2 \text{ mm.}$$

$$0,7 l \gg 210 \text{ mm}$$

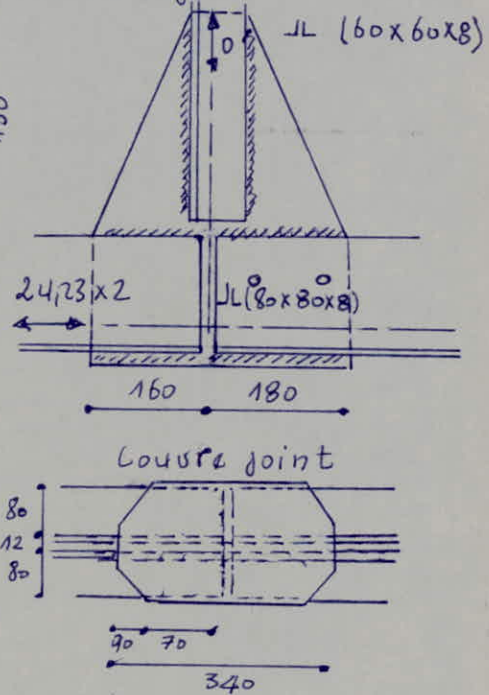
$$0,3 l \gg 95,86 \text{ mm.}$$



assemblage n°8



assemblage n°9



efforts:

$$D_7 = 24,72 \times 2t \quad , \quad K_B = 2 \times 1,42t$$

$$K_7 = 2 \times 0,35t \quad \quad S_B = 2 \times 1,4t$$

$$D_B = 2 \times 24,72t$$

a/montant

$$\Sigma l \gg \frac{F}{0,75 \text{ ad } 0,5n} = \frac{1,4 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,48 \cdot 2400} = 16,2 \text{ mm}$$

$$0,7l \gg 21,34 \text{ mm}$$

$$0,3l \gg 14,86 \text{ mm}$$

b/ Diagonales:

$$\Sigma l \gg \frac{F}{0,75 \text{ ad } 0,5n} = 16,2 \text{ mm} \quad \Sigma l \gg 19,72 \text{ mm}$$

$$0,7l \gg 11,4 \text{ mm}$$

$$0,3l \gg 9,46 \text{ mm}$$

$$0,7l \gg 21,8 \text{ mm}$$

$$0,3l \gg 13,91 \text{ mm}$$

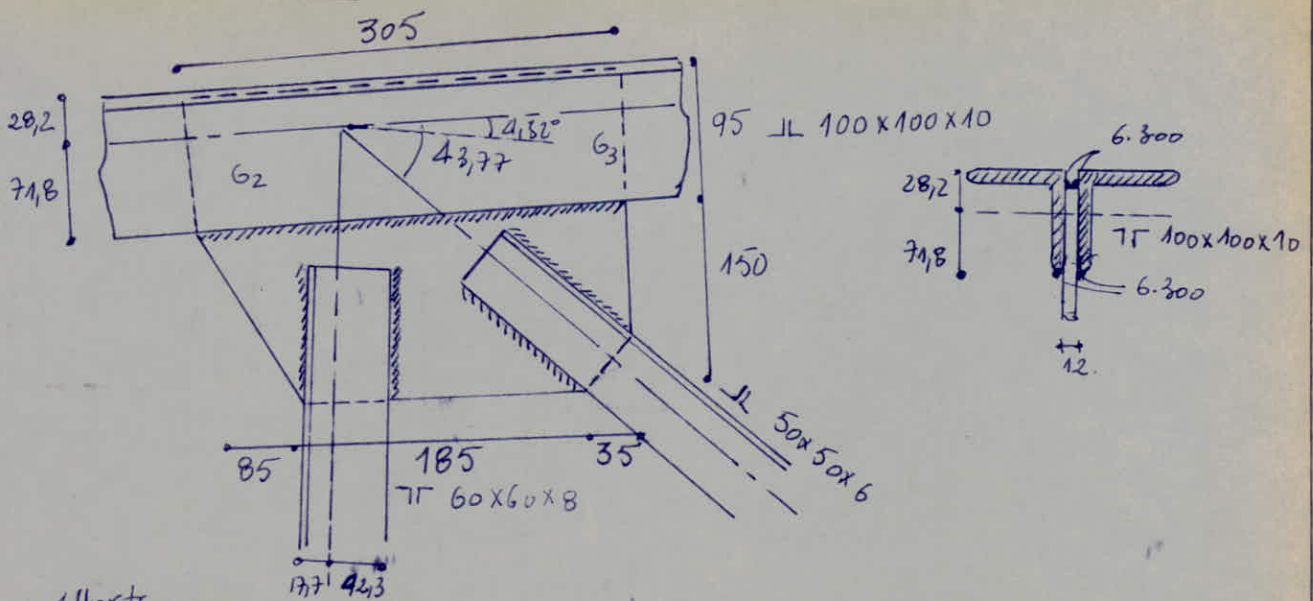
c/ Entrait

$$\Sigma l \gg \frac{(24,72 + 0,35 \cdot \sin 35,4 - 1,42 \cdot \sin 35,28)}{0,75 \cdot 0,48 \cdot 2400} = 279 \text{ mm}$$

$$0,7l \gg 195,3 \text{ mm} + 10 = 205,3 \text{ mm}$$

$$0,3l \gg 83,7 + 10 = 93,7 \text{ mm}$$

assemblage n°3



efforts

$$G_2 = 2 \times 9,075 \text{ t}$$

$$G_3 = 2 \times 15,88 \text{ t}$$

$$S_3 = 2 \times 8,405 \text{ t}$$

$$K_3 = 2 \times 9,407 \text{ t}$$

1° Arbalétrier

$$a = 4 \text{ mm}, \quad ad = 4 \text{ mm}$$

$$\Sigma e \gg \frac{F}{0,75 ad \sigma_{en}} = \frac{15,88 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,4 \cdot 2400} = 220,5 \text{ mm}$$

$$0,7e \gg 163 \text{ mm}$$

$$0,3e \gg 74,15 \text{ mm}$$

2° montant

$$a = 5 \text{ mm}, \quad ad = 0,48 \text{ mm}$$

$$\Sigma e \gg \frac{F}{0,75 ad \sigma_{en}} = \frac{8,405 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,48 \cdot 2400} = 97,3 \text{ mm}$$

$$0,7e \gg 78,1 \text{ mm}$$

$$0,3e \gg 39,2 \text{ mm}$$

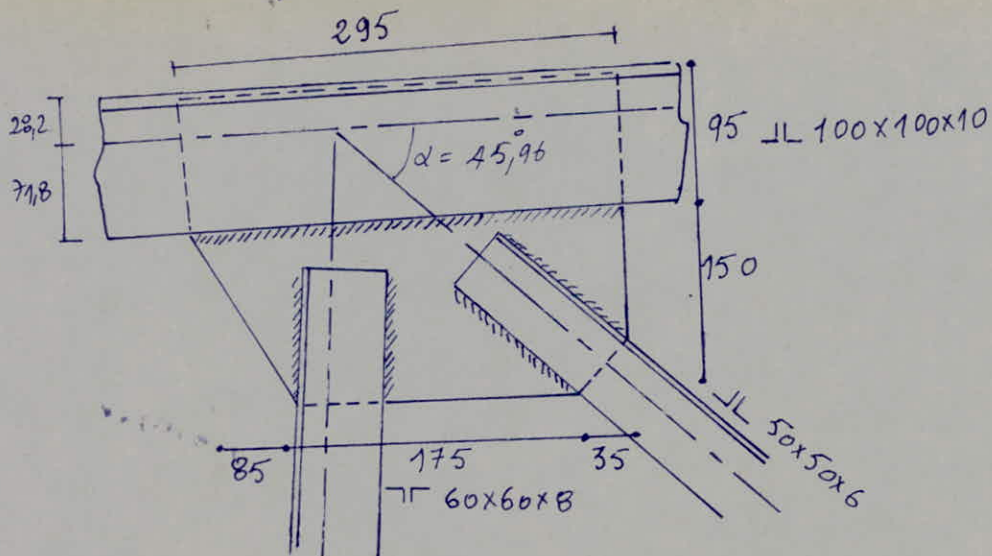
3° Diagonale

$$\Sigma e \gg \frac{F}{0,75 ad \sigma_{en}} = \frac{9,407 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,4 \cdot 2400} = 130,65 \text{ mm}$$

$$0,7e \gg 100 \text{ mm}$$

$$0,3e \gg 74,4 \text{ mm}$$

assemblage n° 4'



efforts

$$G_3 = 2 \times 15,88 \text{ t}$$

$$G_4 = 20,54 \times 2 \text{ t}$$

$$S_4 = 2 \times 6,54 \text{ t}$$

$$K_4 = 2 \times 6,68 \text{ t}$$

1° Arbalétrier

$$\Sigma e \geq \frac{F}{0,75 \text{ ad. Sen.}} = \frac{20,54 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,4 \cdot 2400} = 285,3 \text{ m.m.}$$

$$0,7e \geq 166,425 + B = 208 \text{ m.m.}$$

$$0,3e \geq 17,325 + B \approx 17,6 \text{ m.m.}$$

2° montant

$$\Sigma e \geq \frac{F}{0,75 \text{ ad. Sen.}} = \frac{6,54 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,48 \cdot 2400} = 75,69 \text{ m.m.}$$

$$0,7e \geq 63 \text{ m.m.}$$

$$0,3e \geq 32,71 \text{ m.m.}$$

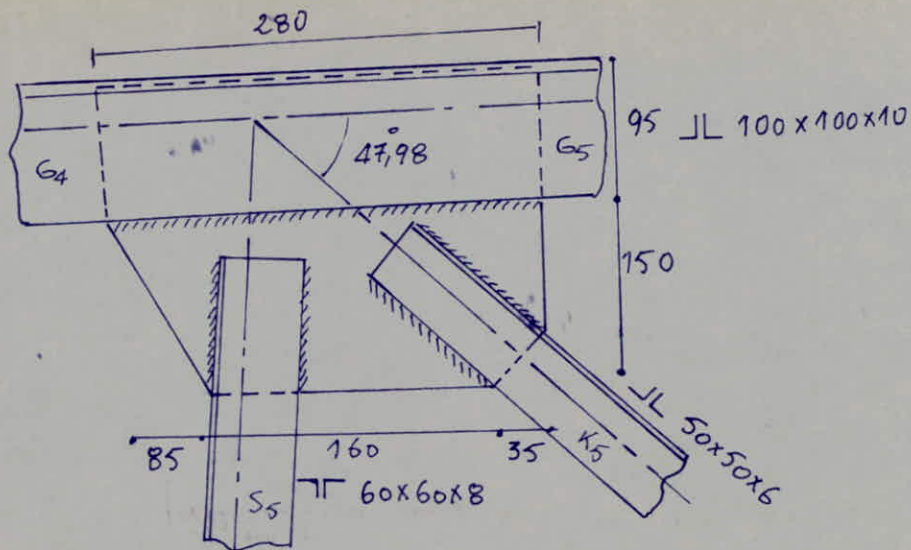
3° Diagonale:

$$\Sigma e \geq \frac{F}{0,75 \text{ ad. Sen.}} = \frac{6,68 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,4 \cdot 2400} = 92,8 \text{ m.m.}$$

$$0,7e \geq 73 \text{ m.m.}$$

$$0,3e \geq 36 \text{ m.m.}$$

assemblage n° 5'



efforts

$$G_5 = 2 \times 23,39 \text{ t.}$$

$$S_5 = 2 \times 4,75 \text{ t}$$

$$K_5 = 2 \times 4,235 \text{ t.}$$

1° Arbalétrier

$$a = 4 \text{ m m} , a\alpha = 4 \text{ m m}$$

$$\Sigma l \gg \frac{F}{0,75 \cdot a\alpha \cdot \sigma_{en}} = \frac{23,394 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,4 \cdot 2400} = 324,91 \text{ m m.}$$

$$0,7l \gg 235,44 \text{ m m}$$

$$0,3l \gg 105,47 \text{ m m}$$

2° montant

$$\Sigma l \gg \frac{F}{0,75 \cdot a\alpha \cdot \sigma_{en}} = \frac{4,75 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,48 \cdot 2400} = 55 \text{ m m}$$

$$0,7l \gg 48,5 \text{ m m.}$$

$$0,3l \gg 26,5 \text{ m m.}$$

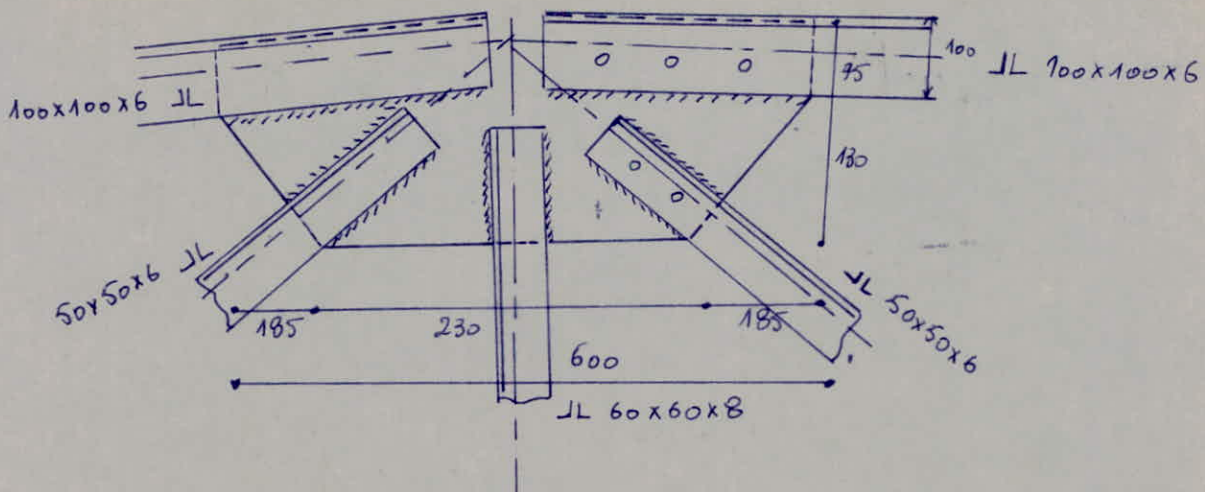
3° Diagonale:

$$\Sigma l \gg \frac{F}{0,75 \cdot a\alpha \cdot \sigma_{en}} = \frac{4,235 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,4 \cdot 2400} = 58,82 \text{ m m.}$$

$$0,7l \gg 50 \text{ m m}$$

$$0,3l \gg 26 \text{ m m.}$$

assemblage n° 91



efforts

$$G_B = 2 \times 25,07 \text{ t}$$

$$S_q = 0$$

$$K_B = 1,42 \times 2 \text{ t}$$

a/ Arbalétrier:

$$a = 4 \text{ mm}, \quad \alpha \alpha = 0,4 \text{ mm}$$

$$\Sigma l \geq \frac{F}{0,75 \cdot \alpha \alpha \sigma_{en}} = \frac{25,07 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,4 \cdot 2400} = 348,2 \text{ mm}$$

$$0,7l \geq 251,7 \text{ mm}$$

$$0,3l \geq 112,46 \text{ mm}$$

b/ Diagonale:

$$a = 4 \text{ mm}, \quad \alpha \alpha = 0,4 \text{ mm}$$

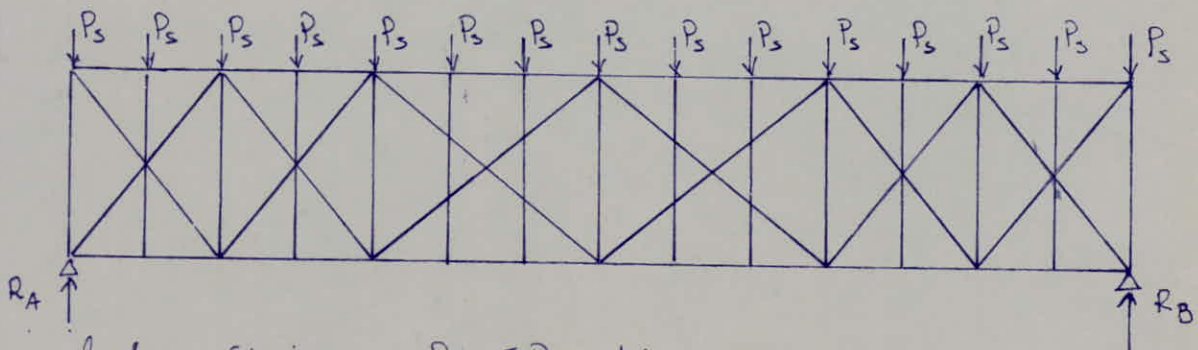
$$\Sigma l \geq \frac{F}{0,75 \cdot \alpha \alpha \sigma_{en}} = \frac{1142 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,4 \cdot 2400} = 19,72 \text{ mm}$$

$$0,7l \geq 21,8 \text{ mm}$$

$$0,3l \geq 13,91 \text{ mm}$$

## Contreventement

### 1 / Contreventement de la toiture (horizontale)

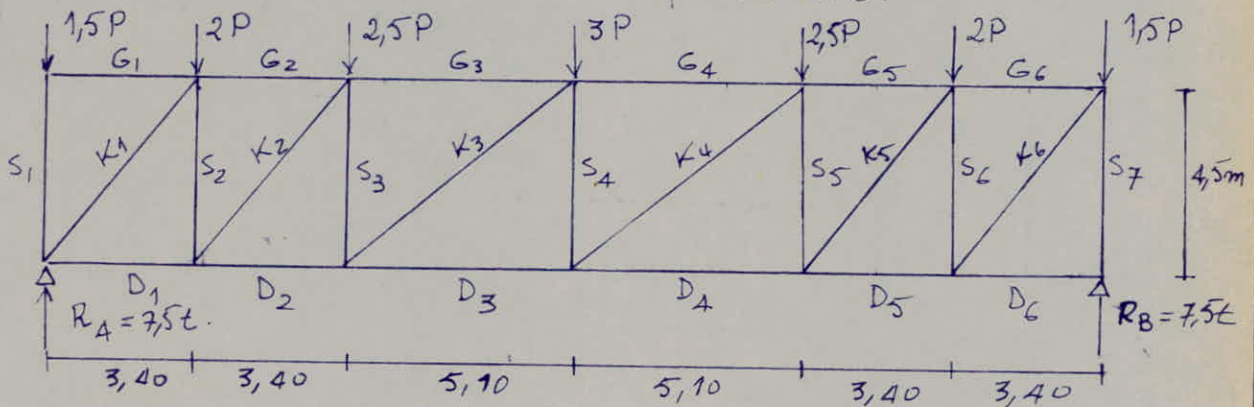


la force sismique.  $P = \sum P_s = 19,55t$

nombre de Contreventement et egale a 2.

pour un seul noeud on a:  $P_s = 19,55 \div 2 \cdot 15 = 0,65t$ .

On suppose que les diagonales tendues pris dans les les calcul les autres flambant.



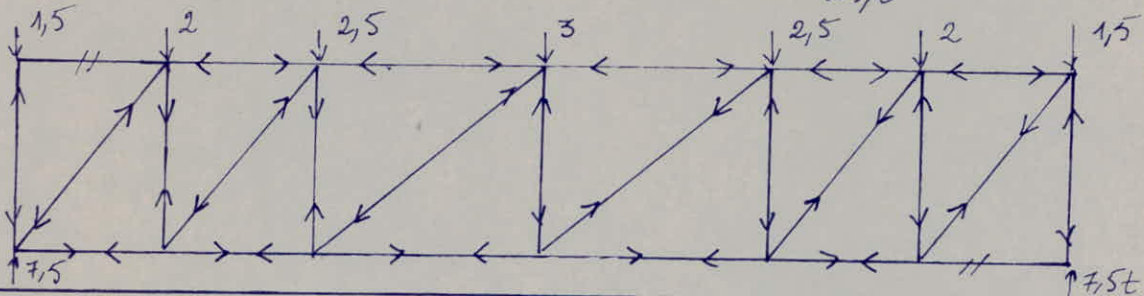
calcul des reactions:

$$P = 1t$$

$$R_A \cdot 23,8 = P \cdot (4 \times 1,7 + 2,5 \times 1,7 + 3 \cdot 7 \cdot 1,7 + 2,5 \cdot 10 \cdot 1,7 + 1,7 \cdot 2 \times 12 + 1,5 \times 14 \cdot 1,7)$$

$$R_A = R_B = 7,5t$$

$$R_A = R_B = \frac{105 \times 1,7}{23,8} = 7,5t$$



$$P = 1t$$

N.D.B	M.S	M.S	N.D.B		M.S
G <sub>1</sub>	0	0	K <sub>1</sub>	7,52	-
G <sub>2</sub>	4,54	-	K <sub>2</sub>	5,01	-
G <sub>3</sub>	7,56	-	K <sub>3</sub>	2,28	-
G <sub>4</sub>	9,26	-	K <sub>4</sub>	2,28	+
G <sub>5</sub>	7,56	-	K <sub>5</sub>	5,01	+
G <sub>6</sub>	4,54	-	K <sub>6</sub>	7,54	+
S <sub>1</sub>	1,5	-	D <sub>1</sub>	4,54	+
S <sub>2</sub>	4	+	D <sub>2</sub>	7,56	+
S <sub>3</sub>	1,5	+	D <sub>3</sub>	9,26	+
S <sub>4</sub>	1,5	-	D <sub>4</sub>	7,56	+
S <sub>5</sub>	4	-	D <sub>5</sub>	4,54	+
S <sub>6</sub>	6	-	D <sub>6</sub>	0	0
S <sub>7</sub>	7,5	-			

$$P_s = 0,65t$$

N.D.B		M.S	N.D.B		M.S
G <sub>1</sub>	0	0	K <sub>1</sub>	4,888	-
G <sub>2</sub>	2,951	-	K <sub>2</sub>	3,259	-
G <sub>3</sub>	4,914	-	K <sub>3</sub>	1,482	-
G <sub>4</sub>	6,019	-	K <sub>4</sub>	1,482	+
G <sub>5</sub>	4,914	-	K <sub>5</sub>	3,259	+
G <sub>6</sub>	2,951	-	K <sub>6</sub>	4,901	+
S <sub>1</sub>	0,475	-	D <sub>1</sub>	2,951	+
S <sub>2</sub>	2,6	+	D <sub>2</sub>	4,914	+
S <sub>3</sub>	0,475	+	D <sub>3</sub>	6,019	+
S <sub>4</sub>	0,475	-	D <sub>4</sub>	4,914	+
S <sub>5</sub>	2,600	-	D <sub>5</sub>	2,951	+
S <sub>6</sub>	3,900	-	D <sub>6</sub>	0	0
S <sub>7</sub>	4,875	-			

## Dimensionnement des barres

### 1° Arbalétriers

$$G_{\max} = G_6 = -2,951 \text{ t Compression.}$$

$$\text{et } G_4 = 6,019 \text{ t traction.}$$

longueur de la barre.  $l_0 = 1,7 \text{ m.}$

$$\text{L } 100 \times 100 \times 10$$

$$A = 19,15 \text{ cm}^2$$

$$L_x = 3,04 \text{ cm}$$

$$L_y = 4,5758 \text{ cm.}$$

$$\lambda_y = \frac{3,41 \cdot 10^2}{4,5758} = 74,52$$

$$\lambda_x = 44,86.$$

$$k = 1,372.$$

$$\frac{kN'}{A} = 1,372 \cdot \frac{2,951 \cdot 10^3}{2 \times 19,15} = 105,7 \leq \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\frac{N}{A} = \frac{6,019 \cdot 10^3}{2 \times 19,15} = 157,15 \leq \sigma_{en}$$

### 2° Montants

$$S_{\max} = -4,875 \text{ t}$$

panne  $\square$

$$A = 20,4 \text{ cm}^2$$

$$L_x = 5,45 \text{ cm}$$

$$L_y = 1,75 \text{ cm.}$$

$$\lambda_y = \frac{360}{1,75} = 205,71 \rightarrow k = 6,65$$

$$k \frac{N}{A} \leq \sigma_{en}.$$

$$6,65 \cdot \frac{4,875 \cdot 10^3}{20,4} = 1589,15 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

### 3° entrants

$$l_0 = 1,7$$

$$D = 4,914 \text{ t. traction.}$$

$$\text{L } 100 \times 100 \times 10$$

$$A = 19,15 \text{ cm}^2$$

$$\frac{N}{A} = \frac{4,914 \cdot 10^3}{2 \times 19,15} = 128,3 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{en}.$$



#### 4° Diagonales

$$K_{max} = -4,888 t$$

$$l_0 = 226,71 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{226,71}{1,82} = 124,56. \xrightarrow{\text{CM66}} k = 2,676$$

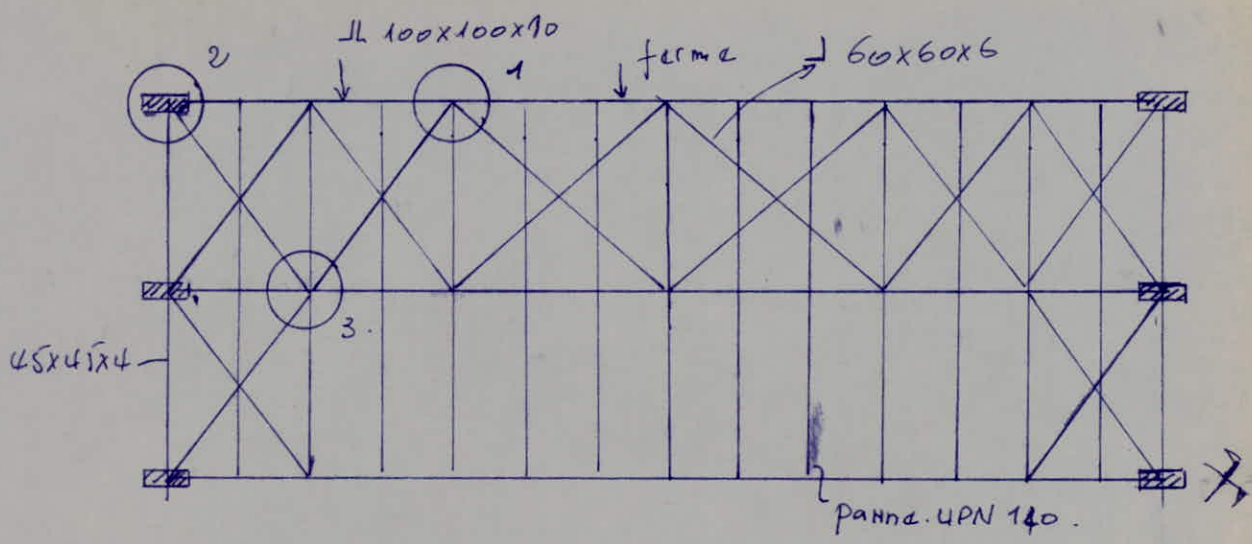
$$k \frac{N'}{A} = 2,676 \cdot \frac{4,888 \cdot 10^3}{6,91} = 1892,95 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

┌ 60x60x6

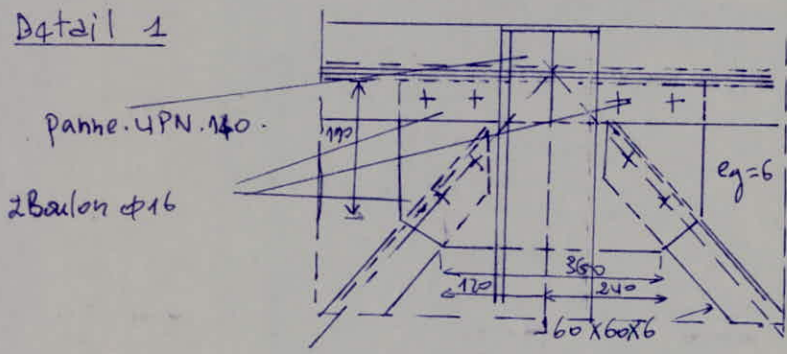
$$A = 6,91$$

$$i_y = i_z = 1,82$$

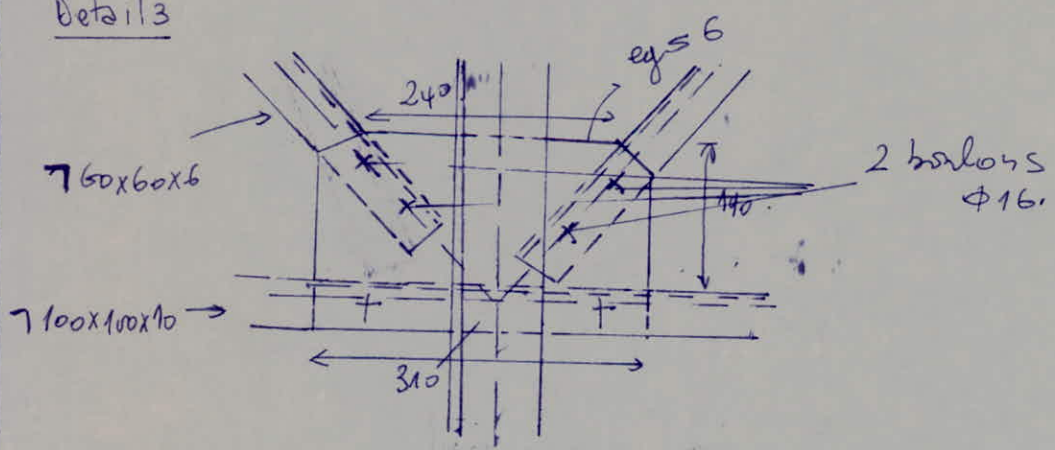
# Contreventement de toiture:



Detail 1

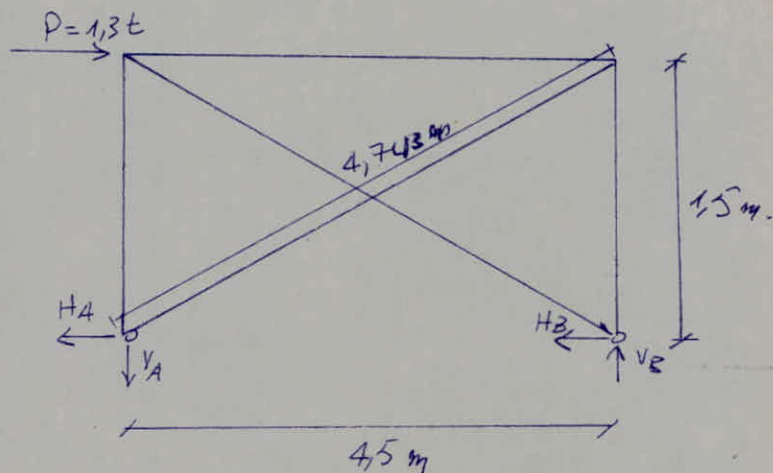


Detail 3



## Contreventement longitudinal

a/ palée de stabilité /



$$H_A = P/2 = \frac{1,3}{2} = 650 \text{ kg.}$$

$$V_A = -V_B = \frac{P \cdot h}{e} = \frac{1,3 \times 1,5}{4,5} = \frac{1,95}{4,5} = 4,743 \text{ m.}$$

longueur de la palée  $l = \sqrt{1,5^2 + 4,5^2} = 4,743 \text{ m.}$

$$F_{\text{diagonale}} = P \cdot \frac{4,743}{4,5} = 1,3 \cdot \frac{4,743}{4,5} = 1,37 \text{ t} = 1370 \text{ kg.}$$

Rq : seule la diagonale tendue est prise en compte dans le calcul d'autre flambée.

Contrainte  $\sigma = \frac{k}{A}$

soient  $T \Gamma 50 \times 50 \times 5$

$$\sigma = \frac{1370}{2 \times 4,78} = \frac{286,6}{2} = 143,3 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en.}$$

traverse :

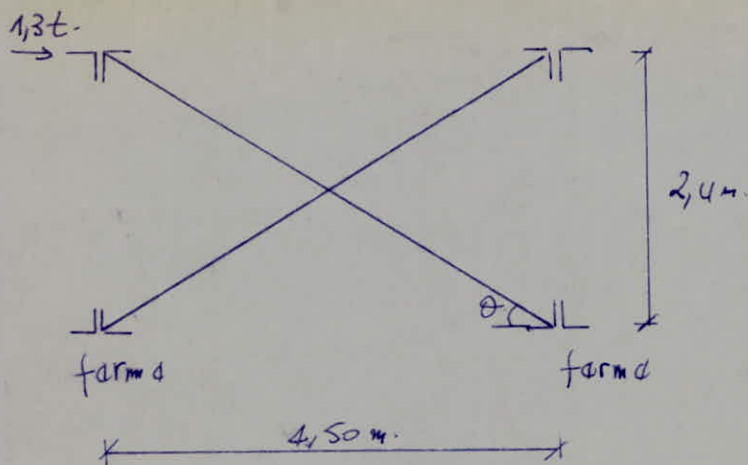
$$l_{nec} \geq \frac{450}{300} = 1,5 \text{ cm}$$

soient  $\frac{I}{A} 4 \times 45 \times 45$ ,  $e_g = 6 \text{ mm}$   $l = 2,05 \text{ cm}$ ,  $S = 13,76 \text{ cm}^2$

$$\lambda = \frac{450}{2,05} = 219,5 \rightarrow k = 7,48.$$

$$k N/S = 7,48 \cdot \frac{13700}{13,76} = 706,68 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en.}$$

## Dimensionnement de Ciseaux



les ciseaux seront dimensionner pour une compression.

$$\tan \theta = \frac{2,4}{4,5} \quad , \quad \theta = 28,07^\circ \quad , \quad \cos \theta = 0,882$$

$$N \cdot \cos \theta = 1,3t \quad N = \frac{1,3t}{\cos \theta} = 1473,9 \text{ kg}$$

longueur des ciseaux.

$$l_0 = \sqrt{2,4^2 + 4,5^2} = 5,1 \text{ m}$$

le critere de dimensionnement sera celui de l'éclatement  
si on limite l'éclatement a  $\lambda_{lim} = 150$ .

$$\begin{array}{l} \text{---} \\ \text{---} \\ 10 \times 10 \\ 100 \times 100 \times 10 \end{array}$$

$$i_x = 3,05 \text{ cm}$$

$$i_y = 4,52 \text{ cm}$$

$$A = 2 \times 19,11 \text{ cm}^2$$

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

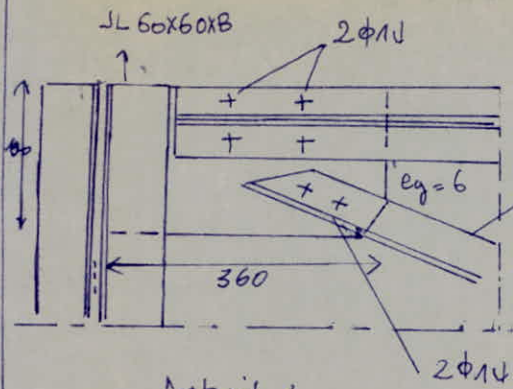
$$\lambda_x = \frac{510}{3,05} = 167,21$$

$$\lambda_y = \frac{510}{4,52} = 112,63$$

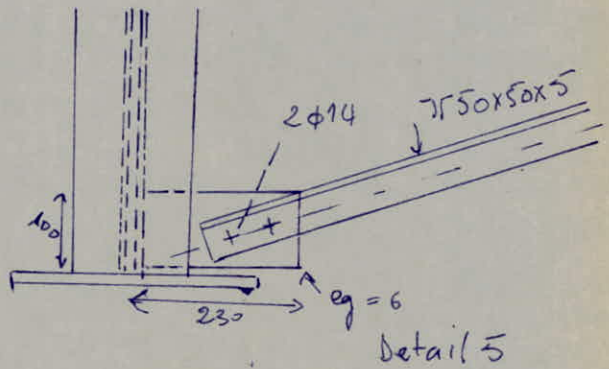
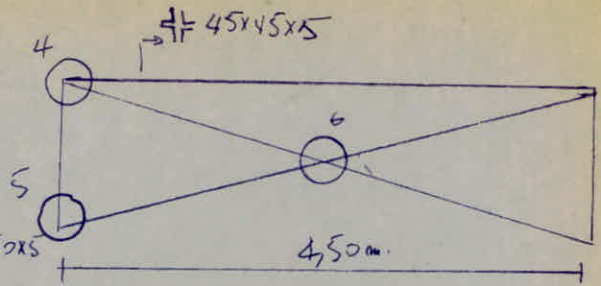
$$\rightarrow k = 4,48$$

$$k \frac{N'}{A} = 4,48 \cdot \frac{1473,9}{2 \times 19,11} = 172,76 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{pn}$$

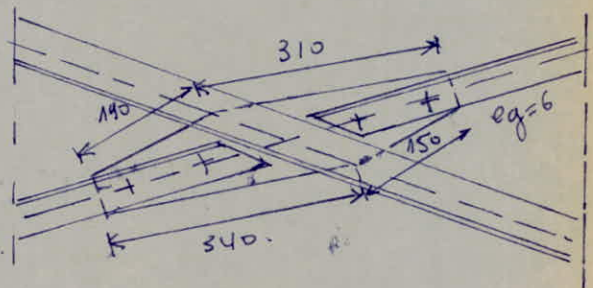
palée de stabilité



Detail 4

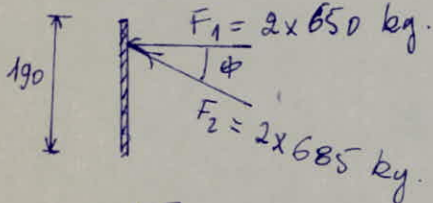


Detail 5



Detail 6

1/ Calcul des soldures du gousset du detail 4.



$$\sin \phi = \frac{1,5}{4,743} = 0,3162, \quad \phi = 18,43$$

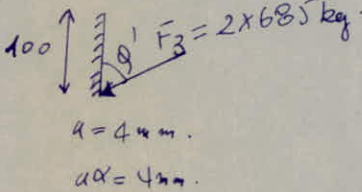
on doit vérifier que  $\sigma_1 + \sigma_2 \leq \sigma_e$ .

$$\sigma_1 = \frac{F_1/2}{0,85 \cdot 20,94} = \frac{650}{0,85 \cdot 20,94} = 95,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{F_2/2}{(0,75 + 0,1 \sin \phi) \cdot 20,94} = \frac{685}{(0,75 + 0,1 \cdot 0,3162) \cdot 20,94} = 109,6 \text{ kg/cm}^2$$

on a bien.  $\sigma_1 + \sigma_2 < \sigma_e$ .

2/ Calcul des soldures du gousset du detail 5.



$a = 4 \text{ mm}$   
 $a' = 4 \text{ mm}$

$$\sin \phi' = \frac{4,5}{4,743} = 0,9487, \quad \phi' = 71,58$$

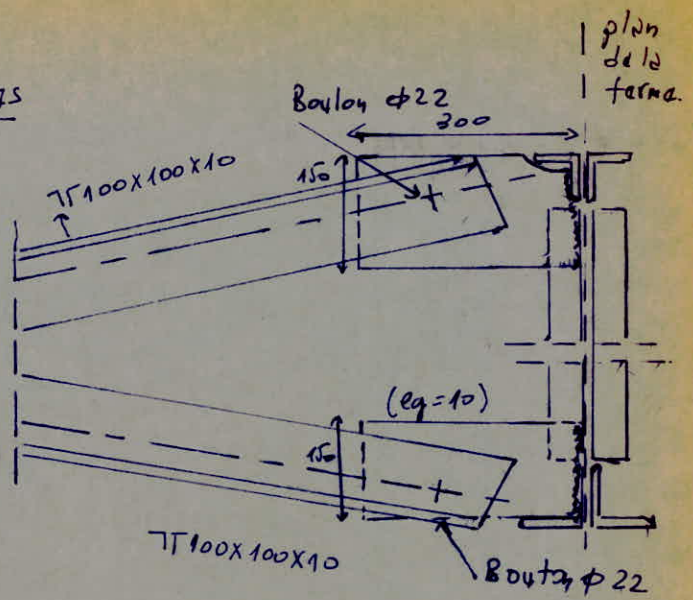
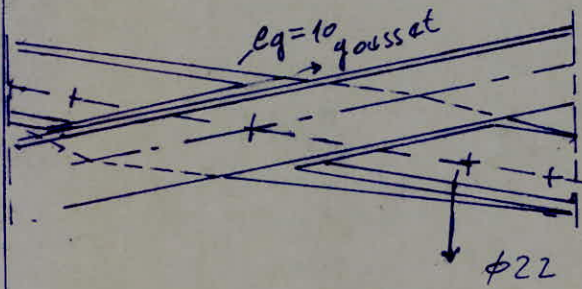
$$\sigma = \frac{685}{(0,75 + 0,1 \cdot 0,9487) \cdot 10,04} = 202,7 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

autres assemblages:

les pattes.  $2 \phi 12$ .

assemblage des cisèux

Detail du croisement des barres



P L A N D ' E T U D E D E S G R A D I N S

- CARACTERISTIQUES MECANIQUE. DES MATERIAUX
- PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS
- CALCUL DE LA DALLE
- ETUDE AU SEISME
- ETUDE DES PORTIQUES SOUS LES CHARGES HORIZONTALES  
PAR LA METHODE DE MUTO
- ETUDE DES PORTIQUES SOUS LES CHARGES VERTICALES  
PAR LA METHODE DE MUTO
- SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS
- FERRAILLAGE DES POUTRES
- FERRAILLAGE DES POTEAUX
- FONDATIONS

## Etude des planchers

les panneaux seront calculés comme des dalles semi-encastées à leur côté

Détermination de la charge Uniforme  $q$ :

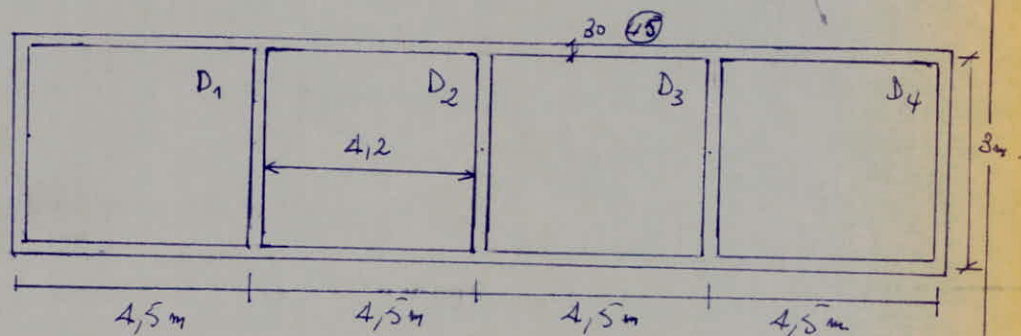
1° / niveau terrasse

Charge permanente.

$$G = 766 \text{ kg/m}^2$$

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

$$q = G + 1,25 S = 886 \text{ kg/m}^2$$



On suppose que les dalles sont simplement appuyés sur leur cotés puis on fera une répartition des moments maximaux entravée et sur appuis, car la jonction plancher-poutre provoque un semi-encastrement

- la répartition des moments sur appuis et entravée se fera suivant les prescriptions du CCRAB Art 57
- Si un panneau appartient à un bord continu on réduit de 15% les valeurs des moments fléchissants sur les panneaux de rive et 25% les valeurs des moments si le panneau est intermédiaire.
- les valeurs des moments au appuis seront
  - 30% ... panneau de rive.
  - 50% ... panneau intermédiaire



$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,7}{4,2} = 0,6428 > 0,4 \quad \text{dalle portant dans les deux sens.}$$

$$M_{x0} = \mu_x q l_x^2 \quad \mu_x = 0,0793$$

$$M_{y0} = \mu_y M_{0x} \quad \mu_y = 0,48$$

panneau D<sub>1</sub>, D<sub>2</sub>, D<sub>3</sub>, D<sub>4</sub> (sens x-x) /

$$\begin{aligned} \text{en travée} \quad M_{tx} &= 0,85 M_{0x} \\ &= 0,85 \cdot 0,5122 = 0,4354 \text{ t}\cdot\text{m/ml.} \end{aligned}$$

$$\text{avec } M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,5122 \text{ t}\cdot\text{m/ml.}$$

$$\text{sur appui} \quad M_{ax} = -0,3 M_{0x} = -0,1537 \text{ t}\cdot\text{m/ml.}$$

panneau D<sub>2</sub>, D<sub>3</sub> (sens y-y) /

$$\text{en travée} \quad M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,1845 \text{ t}\cdot\text{m/ml.}$$

$$\text{avec } M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,48 \cdot 0,5122 = 0,246 \text{ t}\cdot\text{m/ml.}$$

$$\text{sur appui} \quad M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -0,123 \text{ t}\cdot\text{m/ml.}$$

panneau D<sub>1</sub>, D<sub>4</sub> (sens y-y) /

$$\text{en travée} \quad M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \cdot 0,246 = 0,2091 \text{ t}\cdot\text{m/ml.}$$

sur appuis

a/ intermédiaire

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -0,123 \text{ t}\cdot\text{m/ml.}$$

b/ vive.

$$M_{ay} = -0,3 M_{0y} = -0,074 \text{ t}\cdot\text{m/ml.}$$

## effort tranchant

$$P = q \cdot l_y \cdot l_x = 0,886 \times 2,7 \times 4,2 = 10,05 \text{ t.}$$

au milieu de  $l_y$   
avec  $l_y, l_x$

$$T = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{10,05}{2 \times 4,2 + 2,7} = 0,91 \text{ t.m/ml.}$$

au milieu de  $l_x$ .

$$T = \frac{P}{3l_y} = \frac{10,05}{3 \cdot 4,2} = 0,8 \text{ t/ml.}$$

ferraillage: (suivant  $x-x$ )

en travée  $M_{tx} = 0,4354 \text{ t.m/ml.}$

$$\mu = 0,0072 \longrightarrow \begin{cases} \xi = 0,9615 \\ \kappa = 115 \end{cases}$$

$$A_c = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\min}$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_n}{\kappa} = 24,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' (A' = 0)$$

$$A_{\min} = 2,11 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \text{5TB (A=2,51 cm}^2\text{)} \\ e = 20 \text{ cm}$$

appuis

$$M_{ax} = 0,1537 \text{ t.m/ml.}$$

$$\mu = 0,0025 \longrightarrow \begin{cases} \xi = 0,9767 \\ \kappa = 200 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_n}{\kappa} = 14 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' (A' = 0)$$

$$A_{ax} = A_c = 0,32 \text{ cm}^2 < A_{\min} \quad \text{5TB (2,51 cm}^2\text{)}$$

Suivant  $y-y$

en travée  $M_{ty} = 0,2091 \text{ t.m/ml.}$

$$\mu = 0,039 \longrightarrow \begin{cases} \xi = 0,9714 \\ \kappa = 160 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = 16,27 < \bar{\sigma}_b' (A' = 0)$$

$$A_c = 0,46 \text{ cm}^2 < A_{\min}$$

$$\text{5TB (2,51 cm}^2\text{/ml)}$$

$$e = 30 \text{ cm.}$$

appuis:  $A_c = 0,27 \text{ cm}^2 < A_{\min}$ , 5TB = 2,51 cm<sup>2</sup>/ml.

## Condition de non fragilité (CCBA 68)

la section d'acier doit satisfaire la condition après avoir calculé la section  $A_0$  d'armatures longitudinale suffisante pour résister aux sollicitations de calcul, aussi qu'à la sollicitation de service. on doit calculer

1/ Une section d'armature  $A_1 = 1,2A_0$ .

2/ Une section d'armature  $A_2 =$  pouvant équilibrer la sollicitation de fissuration ou de rupture par traction du béton. supposé non-fissuré et non-armé

En définitive, la section d'acier longitudinale susceptible d'être tendue doit être tel que  $A \geq \{A_0, \min(A_1, A_2)\}$ .

$A_2$  est déterminé par:-

armatures parallèles au petit côté de la plaque.

$$A_2 \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \quad \rho = \frac{h_x}{h_y} = 0,6428$$

armatures parallèles au grand côté

$$A_2 \geq 0,69 bh \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(\frac{1+\rho}{4}\right)$$

$$b = 100 \text{ cm.} \quad \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2, \quad \bar{\sigma}_b = 51,9 \text{ kg/cm}^2$$
$$h_x = h_0 - \varphi - \frac{\varphi}{2} = 17,6 \text{ cm.}, \quad h_y = h_x - \varphi = 16,8 \text{ cm.}$$

Sens x-x.

$$A_0 = 2,51 \text{ cm}^2, \quad A_1 = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{2x} \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 17,6 \cdot \frac{51,9}{4200} \left(1 - \frac{0,6428}{2}\right) = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \{A_0, \min\{A_1, A_{2x}\}\} = 2,51 \text{ cm}^2$$

Sens y-y.

$$A_{2y} \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 16,8 \cdot \frac{51,9}{4200} \left(\frac{1+0,6428}{4}\right) = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$A_0 = 2,51 \text{ cm}^2, \quad A_0 = 3,01 \text{ cm}^2, \quad A \geq 2,51 \text{ cm}^2$$

Verifié!

De plus le rapport de la section des armatures tendues  
à la section totale du béton, ne doit pas être  
inférieure à  $\frac{1,2}{\sigma_{en} - 2200} = 0,000625$ .

armatures inférieures suivant le petit côté

$$\frac{2,5}{100 \times 17,6} = 0,0014 > 0,000625$$

armatures inférieures suivant la grande portée

$$\frac{2,51}{100 \times 16,7} = 0,0014 > 0,000625$$

Verification de la fissuration

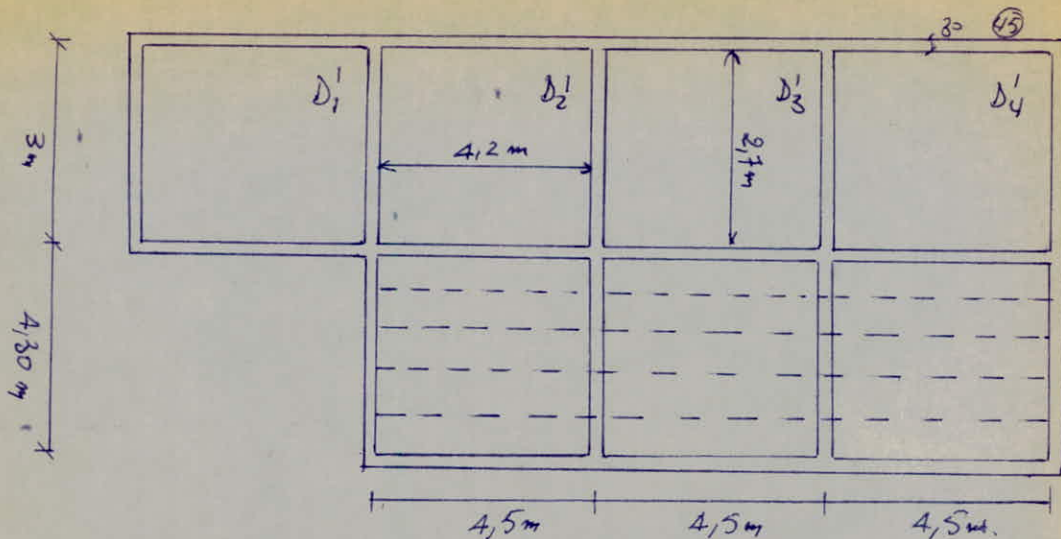
$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,51}{2 \times 2 \times 100} = 0,0058$$

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{n}{\phi} \times \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{8} \cdot \frac{0,0058}{1 + 0,058} = 1644,61 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot n \cdot \sigma_b}{\phi}} = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{8}} = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \rightarrow$  pas de fissuration.

niveau Gradients



charges et Surcharges

$$G = 610 \text{ kg/m}^2$$

$$S = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$q = G + 1,25 S = 1210 \text{ kg/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,6428 > 0,4. \text{ dalle portant dans les 2 sens.}$$

panneau D1, D2, D3, D4 (sens x-x)

en travée  $M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,595 \text{ t}\cdot\text{m/ml.}$

$$M_{0x} = M \times q \times l_x^2 = 0,0743 \cdot 1,21 \cdot 2,7^2 = 0,7 \text{ t}\cdot\text{m/ml.}$$

sur appui

rive  $M_{ax} = -0,3 M_{0x} = -0,21 \text{ t}\cdot\text{m/ml.}$

inter  $M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,35 \text{ t}\cdot\text{m/ml.}$

panneau D2, D3 (sens y-y)

en travée  $M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,252 \text{ t}\cdot\text{m/ml.}$

sur appuis

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -0,168 \text{ t}\cdot\text{m/ml.}$$

panneau D1, D4 (sens y-y)

en travée  $M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,2856 \text{ t}\cdot\text{m/ml.}$

sur appui

a) inter  $M_{ay} = -0,168 \text{ t}\cdot\text{m/ml.}$

b) rive  $M_{ay} = -0,3 M_{0y} = 0,1008 \text{ t}\cdot\text{m/ml.}$

ferrailage /

a/ Sens x-x

travée  $M_{tx} = 0,595 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{ml}$ .

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 0,595 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 17,6^2} = 0,0103 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9545 \\ \kappa = 95,0 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{0,595 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9545 \cdot 17,6} = 1,27 \text{ cm}^2 < A_{\min}$$

5T8 (2,51)  $e=20 \text{ cm}$ .

appui

$M_{ux} = 0,35 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{ml}$ .

$$\mu = 0,00605 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,965 \\ \kappa = 127 \end{cases}$$

$$A = \frac{0,35 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,965 \cdot 17,6} = 0,736 \text{ cm}^2 < A_{\min}$$

5T8 (2,51 cm<sup>2</sup>)

b/ Sens y-y

travée  $M_{ty} = 0,2856 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{ml}$ .

$$\mu = 0,00494 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9682 \\ \kappa = 142 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{0,2856 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9682 \cdot 16,8} = 0,6 \text{ cm}^2 < A_{\min}$$

5T8 (2,51 cm<sup>2</sup>/ml)

appui

$M_{uy} = -0,168 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{ml}$

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 0,168 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 16,8^2} = 0,0032 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9741 \\ \kappa = 178 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{0,168 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9741 \cdot 16,8} = 0,37 \text{ cm}^2 < A_{\min}$$

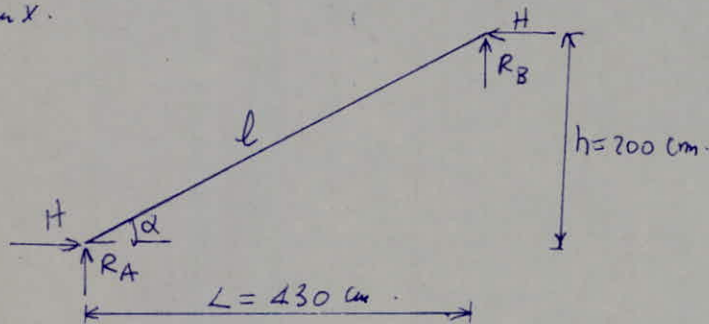
5T8.

## Gradins

- largeur d'un gradin :  $g = 80 \text{ cm}$ .
- hauteur de la contre-marche :  $h = 40 \text{ cm}$
- nombre de contre-marche  $n' = 5$
- nombre de gradins  $n = 5$

### Calcul de la pailleste:

- la pailleste sera calculée comme une dalle inclinée en flexion simple pour les charges normales ( $q + 1,25$ ) avec une portée horizontale entre les deux plans verticaux passant par les centres de 2 poteaux.



épaisseur de la pailleste

$$e = \frac{l}{30} \div \frac{l}{20}$$

$$\text{tg } \alpha = 0,465 \rightarrow \alpha = 24,94^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,9067$$

$$l = \frac{L}{\cos \alpha} = 474,3 \text{ cm}$$

$$e = 15,8 \div 23,71 \text{ cm}$$

$$\underline{e = 20 \text{ cm}}$$

charges et surcharges:

Dans le calcul on admet que les charges et surcharges constituent une charge uniformément répartie sur un mètre de projection horizontale et pour 1 m d'embranchement en tenant compte des moments négatifs dus aux appuis qui seront pris entre 0,3 et 0,5 ds moment à mi-travée.

### charge permanente

- poids propre de la poutresse :  $\frac{2500 \times e}{60 \alpha} = \frac{2500 \times 0,2}{0,9067} = 552 \text{ kg/ml}$
  - poids propre ds gradains :  $\frac{2200h}{2} = \frac{2200 \times 0,4}{2} = 440 \text{ kg/ml}$
  - motif de pose. :  $0,05 \times 2200 = 110 \text{ kg/ml}$
  - garde - corps :  $= 100 \text{ kg/ml}$
- 1202 kg/ml

### Surcharge

tubau. 500 kg/ml.

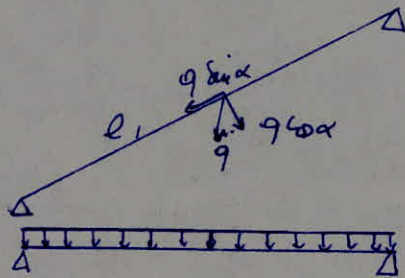
$$q = 6 + 1,25 = 1,202 + 1,7 \cdot 0,5 = 1,802 \text{ t/ml}$$

### Determination ds efforts:

Reactions.

$$R_A = R_B = \frac{qL}{2} = 3874,3 \text{ kg}$$

$$M = \frac{qL^2}{8} = 1802 \cdot \frac{4,3^2}{8} = 4164,88 \text{ kg.m}$$



Remarque: la charge q peut se decomposer en.

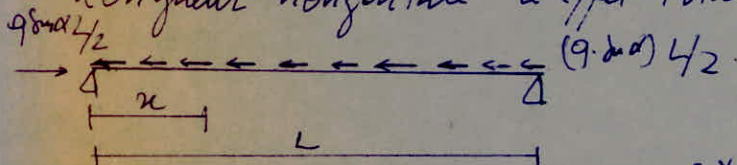
$q \cos \alpha$   $\perp$  a la poutresse.

$q \sin \alpha$  dans le sens de la poutresse.

$q \cos \alpha$  la charge du metre courant inclinee

$$M = q \cdot \cos^2 \alpha \cdot \frac{L^2}{8} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} M = q \cdot \cos^2 \alpha \left( \frac{L}{\cos \alpha} \right)^2 \cdot \frac{1}{8} = \frac{qL^2}{8}$$

la composante  $q \cdot \sin \alpha$  est un effort normal par unite de longueur horizontale d'effet total. vaut  $qL \cdot \sin \alpha$ .



$$N = (q \cdot \sin \alpha) x - (q \cdot \sin \alpha) L/2$$

$$\begin{cases} x=0 & N = - (q \sin \alpha) L/2 \\ x=L & N = q \sin \alpha L/2 \end{cases}$$



$$|N(x=0, L/2)| = (q \cdot \sin \alpha) L/2 = \frac{1802 \cdot 0,42 \cdot 4,3}{2} = 1631 \text{ kg/cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\sigma_b = \frac{1631}{100 \times 2 \times 20} = 0,41 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{négligeable.}$$

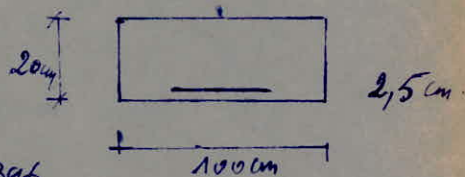
Conclusion :

- le calcul de la section se fera en flexion simple, on que l'effort normal dans la poutre est faible.

Ferraillage:

$$M = 4164,88 \text{ kg.m.}$$

$$h = 20 - 2,5 = 17,5 \text{ cm.}$$



$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0728 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,8896 \\ k = 30,3. \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{4164,88 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9286 \cdot 17,5} = 9,56 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \quad \begin{matrix} 7T14 / \text{ml.} \\ (10,77 \text{ cm}^2 / \text{ml.}) \end{matrix}$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 92,41 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 135 \text{ kg/cm}^2$$

armatures de répartition:

$$\frac{A_{\text{long}}}{4} \leq A_{\text{rep}} \leq \frac{A_{\text{long}}}{2}$$

$$239 \leq A_{\text{rep}} \leq 4,78$$

$$5T8 \quad (2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml.})$$

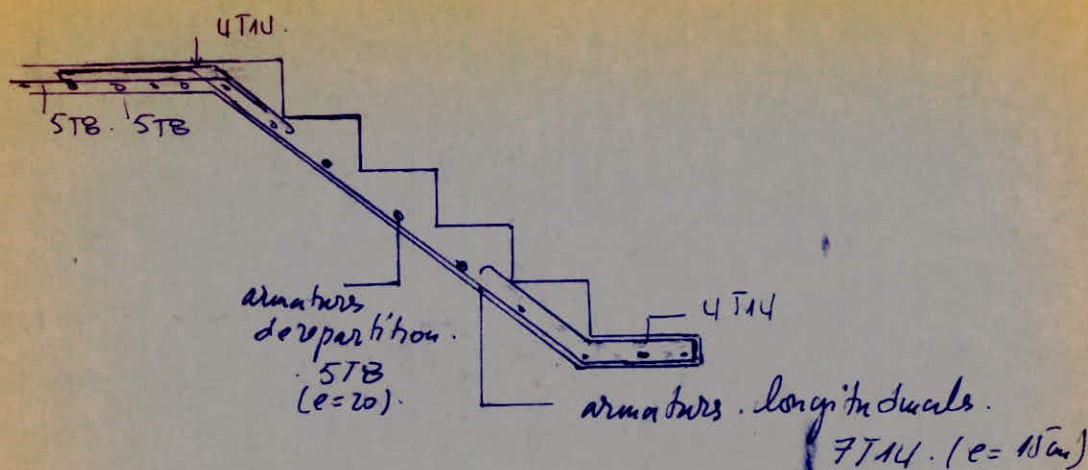
armatures supérieures.

$$M_u = -0,5 M_0 = -0,5 \cdot 4164,88 = -2082,44 \text{ kg.m.}$$

$$\mu = 0,0364 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9067 \\ k = 38,6 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = 4,69 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$4T14 \quad (6,15 \text{ cm}^2 / \text{ml.})$$



Verifications.

fissuration:

la valeur maximum de la contrainte de traction sera limite par la plus grande des valeurs suivantes

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{n}{\phi} \cdot \frac{\hat{\omega}_f}{1 + 10 \hat{\omega}_f}, \quad \sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{n k \bar{\sigma}_s}{\phi}}$$

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

$\mu = 1,6$ . acis H.A.  $\phi = 14 \text{ cm}$ .

$$\frac{A}{B_f} = \hat{\omega}_f = \frac{9,56}{500} = 0,01912$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{14} \cdot \frac{0,01912}{0,01912 \cdot 10 + 1} = 2751,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 5,9}{14}} = 2413,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2751,6 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

pas de risque de fissuration a craindre

## Vérification de la contrainte

$$A = 10,77 \text{ cm}^2$$

$$\tilde{\omega} = \frac{100A}{bh} = \frac{10,77 \cdot 100}{100 \cdot 17,5} = 0,6154$$

$$\bar{\sigma}_n = \frac{M}{A \xi h} = \frac{4164,88 \cdot 10^2}{10,77 \cdot 0,884 \cdot 17,5} = 2500 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_n$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_n}{K} = \frac{2800}{28,2} = 99,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 135 \text{ kg/cm}^2$$

## Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{T}{b_3} = 2,53 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## Condition de non-fragilité

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

$$= 0,69 \cdot 100 \cdot 17,5 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,7 \text{ cm}^2$$

$$A = 10,77 \text{ cm}^2 > 1,7 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

## Vérification de la flèche

$$f = \frac{5qL^4}{384 \cdot EI}$$

$$E = 7000 \cdot \sqrt{270} = 115021,74 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 115021,74 \text{ t/m}^2$$

$$f = \frac{5 \cdot 1,802 \cdot \overline{4,3}^4}{384 \cdot 6,67 \cdot 10^4 \cdot 115021,74}$$

$$I = \frac{1 \cdot \overline{0,12}^3}{12} = 6,67 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$= 0,0105 \text{ m}$$

flèche admissible.

$$f_a = \frac{L}{300} = \frac{430}{300} = 1,43 \text{ cm} > f \text{ vérifiée}$$

CARACTERISTIQUES MECANIQUES  
DES MATERIAUX

Béton :

Le béton utilisé doit être conforme aux règles CCBA 68 et à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie.

La composition du béton sera pour un m<sup>3</sup>;

\* 350 kg de ciment CPA 325 avec contrôle atténué.

\* 800 L de gravillons de grosseur  $C_g = 5/15$  mm

\* 400 L de sable fin  $C_g \leq 5$  mm

\* 175 L d'eau propre

On obtient à 28 jours de séchage (en respectant cette composition) :

\* Une résistance nominale à la compression :  $\sqrt{28} = 270$  Kg/cm<sup>2</sup>

\* Une résistance nominale à la traction :  $\sqrt{28} = 23,2$  Kg/cm<sup>2</sup>

Contrainte de compression admissible :

Cette contrainte est prise égale à une fraction de sa résistance à 28 jours.

$$\bar{\sigma}_b = \beta_b \sqrt{28} \quad \text{avec } \beta_b = \alpha \cdot \rho \cdot \delta \cdot \epsilon \quad \text{où :}$$

$\alpha$  : dépend de la classe du ciment . CPA 325 :  $\alpha = 1$

$\beta$  : dépend de l'efficacité du contrôle. Contrôle atténué  $\beta = 5/6$

$\delta$  : dépend des épaisseurs relatives des éléments de constructions et des dimensions des granulats  $C_g = 5/15$ ,  $h_m > 4C_g$   
soit :  $\delta = 1$

$\epsilon$  : dépend de la nature des sollicitations

.  $\epsilon = 0,3$  cas d'une compression simple

.  $\epsilon = 0,6$  cas d'une flexion simple

.  $\epsilon = 0,6$  cas d'une flexion composée lorsque l'effort normal est une traction

.  $\epsilon = \min\{0,6$

$\left( 0,3 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right)$  Cas d'une flexion composée

lorsque l'effort normal est une compression.

... / ...

- $e_0$  : excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au centre de gravité du béton seul.
- $e_1$  : distance de la limite du noyau central au centre de gravité de la section totale du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

$\xi$  : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre.

$\xi = 1$  en compression simple

- $0,5 < \xi < 1$  autres cas; il est déterminé par la condition

$$\cdot \frac{F'_c}{B'_c} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

dont :  $F'_c$  : résultante des forces de compression  
 $B'_c$  : section du béton comprimé

Finalement on a :

- compression simple :  $\bar{\sigma}_b = 1,5/6 \cdot 1,03 \cdot 1.270 = 67,5 \text{ Kg/cm}^2$
- flexion simple ou flexion composée avec un effort de traction  
 $\bar{\sigma}_b = 1,5/6 \cdot 1,0 \cdot 1.270 = 133 \text{ Kg/cm}^2$ .

Contrainte de traction de référence : (art 9.5 CESA 63)

Cette contrainte est prise égale à une fraction de sa résistance nominale.

Cette contrainte est non admissible, car elle peut être dépassée pour certaines sollicitations.

$$\bar{\sigma}_b = f_b \cdot \bar{\sigma}_{28} \quad \text{avec } f_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma$$

$\alpha, \beta, \gamma$  : définis comme précédemment.

$\theta$  : donné par la formule suivante :  $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\bar{\sigma}_{28}}$

( $\bar{\sigma}_{28}$  en bars)

$$\bar{\sigma}_b = 1,5/6 \cdot 1 \cdot \left( 0,018 + \frac{2,1}{270} \right) \cdot 270 = 5,2 \text{ Kg/cm}^2$$

Aciers :

- On utilise 3 catégories d'aciers

- Acier doux (Adx) nuance FeE24  $\sigma_{en} = 2350 \text{ bars}$   
 $= 2400 \text{ Kg/cm}^2$

- acier en haute adhérence (HA) nuance FeE40

$\sigma_{en} = 4120 \text{ bars} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \emptyset \leq 20 \text{ mm}$

$\sigma_{en} = 3920 \text{ bars} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \quad \emptyset > 20 \text{ mm}$

... / ...

Treillis soudés :

$$\bar{\sigma}_{en} = 4410 \text{ bars} = 4500 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi > 6 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_{en} = 5200 \text{ bars} = 5300 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi \leq 6 \text{ mm}$$

Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration du béton :

La valeur maximale de cette contrainte ( $\bar{\sigma}_t$ ) est limitée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

-  $\bar{\sigma}_1$  : contrainte de fissuration systématique  $\bar{\sigma}_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10\bar{w}_f}$   
(bars)

-  $\bar{\sigma}_2$  : contrainte de fissuration non systématique ou accidentelle  
$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot K}{\phi}} \cdot \sqrt{\bar{w}_f}$$

avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration :

$\eta = 1$  pour les ronds lisses

$\eta = 1,6$  pour les aciers à haute adhérence

$\phi$  : diamètre de la plus grosse barre tendue (mm)

$K$  : coefficient dépendant des conséquences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage (exprimé en bars.mm)

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

$K = 1,0 \cdot 10^6$  si la fissuration est préjudiciable

$K = 0,5 \cdot 10^6$  si la fissuration est très préjudiciable.

$\bar{w}_f$  : pourcentage de fissuration défini par :  $\bar{w}_f = \frac{A}{S_f}$

$A$  : la section totale des barres tendues

$S_f$  : section d'enrobage des barres tendues

... / ...

RECAPITULATION :Contrainte admissible :Béton :

Contraintes	$\bar{\sigma}_c$	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_s$
Unités	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>
sous SP1	67,5	135	5,5
sous SP2	101,25	202,5	8,7

Aciers :

$$\bar{\sigma}_a = f_a; \bar{\sigma}_{en} \quad f_a = 2/3 \quad \text{pour SP1}$$

$$f_a = 1 \quad \text{pour SP2}$$

Nature	ronds lisses		aciers à haute adhérence				
	Fe E 24		Fe E 40 $\phi \leq 20$		Fe E 40 $\phi > 20$		
Unités	bars	Kg/cm <sup>2</sup>	bars	Kg/cm <sup>2</sup>	bars	Kg/cm <sup>2</sup>	
en	2350	2400	4120	4200	3920	4000	
a	SP1	1567	1600	2747	2800	2613	2667
	SP2	2350	2400	4120	4200	3920	4000

Sollicitations :

Dans les justifications de calcul relatives à l'équilibre statique à la résistance et la stabilité de forme, nous prenons en compte les sollicitations totales pondérées définies ci-dessous :

C : sollicitations dues à la charge permanente

P : sollicitation dues aux surcharges d'exploitation, y compris leurs majorations éventuelles pour l'effet dynamique.

S1 : sollicitation dues aux séismes

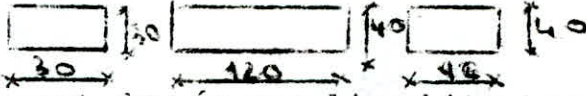
sollicitations totales pondérées du 1er genre SP1 :  $S1 = C+1,2P$

sollicitations totales pondérées du 2eme genre SP2 :

	Poutres	Poteaux
SP2	$G + P + SI$	$G + P + SI$
	$0,8G + SI$	$G + P + 1,2SI$ <hr/> $0,8G + SI$



## Prédimensionnement des éléments

Dimensions des poteaux : 

Des dimensions des poteaux sont données par l'architecture. Une ~~forte~~ pente de charge nous a permis de constater que la section de béton vérifie :  $B' = bh \gg \frac{KN'}{\sigma_{R3}}$

## Prédimensionnement des poutres

Le règlement RPA prévoit :

$$b \gg 20 \text{ cm} \quad \text{zone II}$$

$$ht/b \leq 3$$

Règles P. Charon

$$\frac{l}{15} \leq ht \leq \frac{l}{10} \quad 0,3ht \leq b \leq 0,7ht$$

Ayant une portée maximale de 4,50 m

Nous choisissons des poutres de 30 X 45

$$b = 30 \text{ cm} \quad ht = 45 \text{ cm}$$

b : étant la largeur de la poutre

ht : étant sa hauteur

$$\text{on a bien : } b \gg 20 \text{ cm}$$

$$ht/b \leq 3$$

$$30,7 \text{ cm} \leq ht \leq 45 \text{ cm}$$

$$0,3 \leq \frac{b}{ht} = \frac{30}{45} = 0,67 \leq 0,7$$

## Prédimensionnement des dalles :

$$\text{épaisseur de plancher : } ht \gg \frac{L}{22,5}$$

$$\text{ce qui donne } ht \gg \frac{400}{22,5} = 17,78 \text{ cm}$$

Nous prendrons une épaisseur de 20 cm.

Combinaison sous SP. des moments dans les poteaux

Niveau	Traverse	L (m)	$M_e(w+M_{e,wb})$ z	G + 1,2P				
				$q_0$	$M_w$	$M_e$	$M_w$	$M_e$
2	1-2	3,40	0,58	2,15	2,42	1,53	0,54	0,55
1	3-4	3,00	0,83	2,61	2,93	2,10	1,33	1,06
	4-5	4,30	2,16	4,94	11,41	9,25	4,60	1,34

Combinaison sous SP2 des moments dans les poteaux

Niveau	Traverse	$G + P + S_H \rightarrow$			$G + P + S_H \leftarrow$			$0,8G + S_H \rightarrow$			$0,8G + S_H \leftarrow$		
		$M_e$	$M_e$	$M_w$	$M_e$	$M_e$	$M_w$	$M_e$	$M_e$	$M_w$	$M_e$	$M_e$	$M_w$
2	1-2	9,99	-3,48	-0,64	9,99	-3,48	-0,68	10,22	-4,09	-0,59	11,16	6,47	0,09
1	3-4	6,5	-1,61	-0,33	6,50	-1,61	-1,61	6,92	-2,78	-1,08	-8,40	4,36	-0,38
	4-5	-1,15	10,29	-0,62	-1,15	10,29	-0,62	-0,65	7,03	-7,91	-0,91	1,95	2,55

Combinaisons des moments fléchissants dans les poteaux de C.C

Niveau	Poteau	G+1/2P		G+P-0,1 <sup>1</sup>		G+P+0,1 <sup>2</sup>		G+P+1/2S <sub>u</sub>		G+P+1/2S <sub>d</sub>		0,8G+1,2 <sup>3</sup>		0,8G+1,2 <sup>4</sup>	
		M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>
②	1.3	0,81	0,34	1,00	0,68	-0,54	0	1,04	0,35	-0,45	-0,09	-0,68	0,50	0,22	-0,09
	2.4	0,76	0,35	9,56	3,53	3,30	11,85	11,34	12,71	10,08	-14,71	-3,06	10,20	8,80	11,60
①	3.6	1,02	0,51	-1,04	0,64	0,72	0,43	1,07	0,63	0,63	0,54	-0,20	0,47	0,02	0,17
	4.7	0,55	1,32	-14,35	5,74	17,58	2,50	-18,24	5,30	18,68	3,26	-14,70	-1,63	15,12	-3,01
	5.8	+0,80	-0,04	0,15	0,54	0,47	0,80	0,12	-0,51	0,50	-0,82	0,31	-0,65	0,23	-0,04

Combinaison des effets normaux dans les poteaux de C.C sous S.P.1

File	Poteaux	Poids Propre	N <sub>G</sub>	N <sub>P</sub>	0,8G+1,2P	N <sub>d</sub>
1	1.3	1,04	2,42	0,77	3,66	3,66
	3.6	1,84	1,83	9,71	4,57	8,25
2	2.4	3,12	4,94	0,79	5,23	5,23
	4.7	5,52	7,40	2,43	15,83	21,06
3	5.8	0,58	6,74	2,09	9,83	9,83

Combinaisons des efforts normaux dans les poteaux de C-C sous SP2

File	Poteaux	$G+P+S_{II}^{\rightarrow}$		$G+P+S_{II}^{\leftarrow}$		$G+P+1/2S_{II}^{\rightarrow}$		$G+P+1/2S_{II}^{\leftarrow}$		$0,8G+S_{II}^{\rightarrow}$		$0,8G+S_{II}^{\leftarrow}$	
		N	NC	N	NC	N	NC	N	NC	N	NC	N	NC
1	1,3	0,11	0,11	7,15	7,15	-0,59	-0,59	7,85	7,85	-0,75	-0,75	6,29	6,29
	3,6	2,05	2,16	6,81	17,36	1,57	0,98	7,28	15,13	0,59	-0,16	5,35	11,64
2	2,4	8,72	8,72	1,68	1,68	3,42	3,42	0,97	0,97	7,57	7,57	0,75	0,55
	4,7	16,55	25,27	17,15	15,83	16,79	26,21	13,91	14,88	11,53	13,7	8,13	9,66
3	5,8	8,23	6,23	10,59	10,59	7,93	7,93	10,82	10,82	4,67	4,67	7,35	7,03

Combinaisons des efforts tranchants dans les poutres du portique C-C

Niveau	traverse	$G+1/2P$		$G+P+3/4P^{\rightarrow}$		$G+P+3/4P^{\leftarrow}$		$0,8G+S_{II}^{\rightarrow}$		$0,8G+S_{II}^{\leftarrow}$	
		$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$
2	1,2	2,66	-2,09	-0,95	5,59	0,11	1,95	1,23	-5,01	5,75	1,37
	3,4	2,73	-5,01	0,27	-5,27	4,97	-0,48	-0,31	-4,04	3,86	3,77
1	4,5	7,3	-9,25	8,15	-1,65	5,73	-10,01	5,43	-4,24	3,07	6,57

## FERRAILLAGE DES POUTRES

Conformément à l'article A15 du CCBA 68, il ne sera pas fait état dans le calcul des efforts normaux dans les poutres. Les poutres seront donc ferrillées en flexion simple.

Les tableaux précédents regroupent les valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants nécessaires pour le calcul.

Ces efforts ont été déterminés d'après les combinaisons suivantes :

Sollicitations du 1<sup>er</sup> genre :

$$G + 1.2P \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 135 \text{ Kg/cm}^2$$

Sollicitations du 2<sup>eme</sup> genre :

$$G + P + \overrightarrow{SIH} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ 0,8G + \overleftarrow{SIH} \quad \bar{\sigma}_b = 202,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Les sections d'aciers seront déterminées sous la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (SP1) et sous la plus défavorable des sollicitations du 2<sup>eme</sup> genre (SP2).

La méthode de détermination des armatures est celle de P. Charon.

Si le moment sous SP1 multiplié par 1.5 est inférieur au moment sous SP2, on travaillera alors avec le moment sous SP2, dans le cas contraire, on travaillera avec le moment sous SP1.

Méthode de calcul :

\* On calcule la valeur de  $\mu$ :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_a b h^2} \quad \mu \text{ tableau P.Ch} \rightarrow \frac{\epsilon}{K}$$

\* si  $\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} < \bar{\sigma}'_b$  les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

\* On calcule la section d'acier tendue  $A_t$ :  $A_t = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h}$

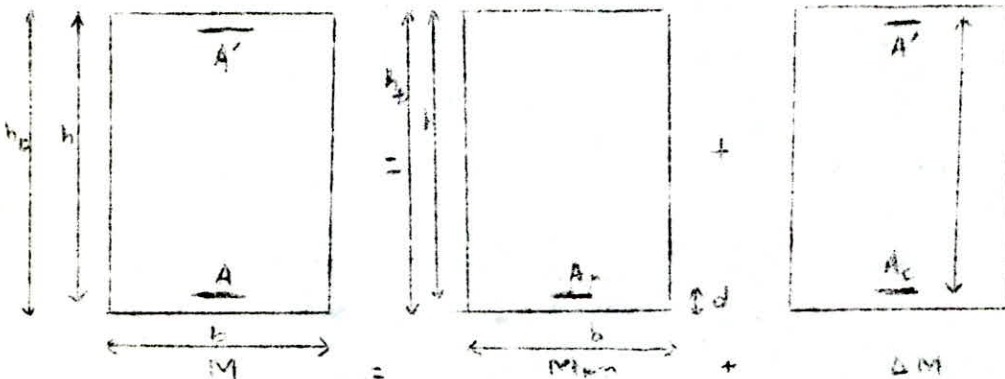
\* si  $\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} > \bar{\sigma}'_b$  les armatures comprimées sont nécessaires.

\* On calcule le moment résistant  $M_{rb}$  :

$$M_{rb} = 1/2 \sigma'_a \bar{\alpha} \bar{\beta} b h^2$$

avec  $\bar{\alpha} = \frac{n \sigma'_a}{n \sigma'_a + \sigma_a}$  ;  $\bar{\beta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}$

La section étudiée peut être considérée comme obtenue par la superposition de deux sections fictives représentées sur la figure suivante :



La 1ere section équilibre le moment  $M_n$

La 2eme section équilibre le moment  $\Delta M$  après avoir ajouté

$A_c$ .

$$A'_c = \frac{\Delta M}{\sigma'_a (h-d)}$$

avec :  $\sigma'_a = n \sigma'_b \left( \frac{\bar{\alpha} - \bar{\beta}}{\bar{\alpha}} \right)$  ;  $\bar{\alpha} = \frac{\gamma}{h}$  ;  $\bar{\beta} = \frac{d'}{h}$

$$A_n = \frac{M_{rb}}{\gamma h \sigma_a}$$

$A_t = A_n + A_c$  section des armatures tendues.

$$A_c = \frac{\Delta M}{(h-d) \sigma_a}$$

Nota : Les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes (supérieur et inférieur avec une section minimale indiquée sur la figure 8 RPA 81) (0,3 %).

Les poutres supportant des faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismique doivent avoir des armatures symétriques avec une section entravée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

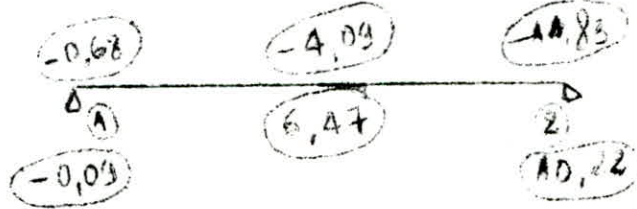
## Ferrailage des Poutres

### I - Portique Transversal cc

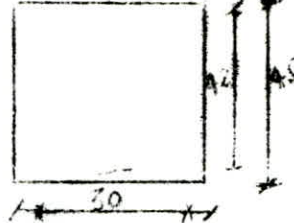
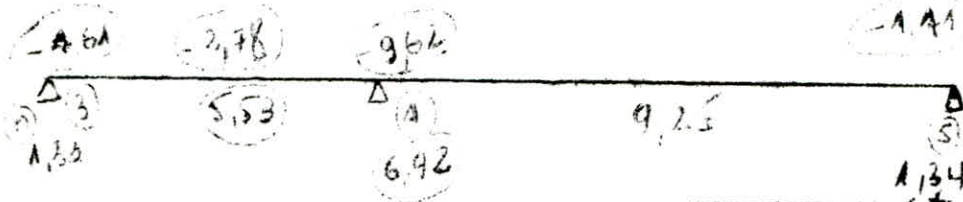
#### Armatures Longitudinales

Niveau 2

○ sous  $s_p2$



Niveau 1



#### Ferrailage des poutres transversales sous N < 0

Nœuds traverses	$\sigma_{ca}$ Kg/cm <sup>2</sup>	M (t.m)	$\mu$	$\epsilon$	K	$\sigma_b$	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A choisie	$\phi$ Barres
1	4200	-0,69	0,0044	0,969	146	28,76	0,40	6,16	4T14
2	4200	-11,83	0,0798	0,8853	28,6	145,85	—	—	—
1-2	4200	-4,04	0,0276	0,9281	54,5	77,06	2,49	6,16	4T14
3	4200	-1,61	0,0108	0,9635	92,5	45,40	0,95	6,16	4T14
4	4200	-9,62	0,0649	0,8950	32,6	128,83	—	—	—
5	4200	-1,41	0,0095	0,9561	99	42,42	0,84	6,16	4T14
3-4	4200	-2,78	0,0187	0,9398	68	61,76	1,67	6,16	4T14
4-5	2800	9,25	0,0936	0,8777	25,8	108,53	8,96	9,24	6T14

# Ferrallaça ds poutres transversales, Solo M > 0

Nº de travessões	b	$\bar{\sigma}_c$	M	$\alpha$	$\bar{\sigma}_s$	$\epsilon$	H	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_c$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_c$	Armaç
1	30	2800	0,34	0,0011	0,046	0,47	0,985	320	3,75	0,29	6,16	4T14
2	30	4200	0,22	0,023	0,032	"	0,935	625	3,42	6,20	3,42	4T14 2T12
1.2	90	4200	0,47	0,036	0,16	"	0,940	757	55,63	3,88	6,16	4T14
3	30	2800	1,33	0,0049	0,009	"	0,953	348	3,92	1,16	6,16	4T14
4	30	4200	0,32	0,015	0,17	"	0,940	757	55,63	4,15	6,16	4T14
5	110	2800	0,34	0,0037	0,008	"	0,914	164	17,97	1,87	6,16	4T14
3.4	90	4200	0,33	0,024	0,15	"	0,932	855	49,12	3,29	6,16	4T14
4.5	110	2800	0,25	0,025	0,21	"	0,924	370	43,12	8,45	9,24	6T14

$\frac{4T14}{\Delta}$                        $\frac{4T14}{4T14}$                        $\frac{4T12}{4T14}$   
 $\frac{4T14}{\Delta}$                        $\frac{4T14}{4T14}$                        $\frac{2T12}{4T14}$

$\frac{4T14}{\Delta}$                        $\frac{4T14}{4T14}$                        $\frac{2T12}{4T14}$                        $\frac{4T14}{4T14}$   
 $\frac{4T14}{\Delta}$                        $\frac{4T14}{4T14}$                        $\frac{2T12}{4T14}$                        $\frac{6T14}{4T14}$                        $\frac{4T14}{4T14}$



Tableau donnant les armatures tendues et comprimées dans les nœuds 2 et 4

Nœud	M	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_a$	$\alpha$	K	M <sub>rb</sub>	A <sub>t</sub>	A <sub>c</sub>	choisi		
									A <sub>t</sub>	A <sub>c</sub>	
2	S	-11,83	12,23	4200	0,26	12,25	6,48	7,29	3,26	4T12	4T12
										4T14	4T14
4	S	-9,2	//	//	//	//	5,34	1,39	4T14	4T14	
									2T12	2T12	

4T14                      4T14                      4T12  
 Δ                              4T14                      Δ  
 4T14    4T14+2T12

4T14                      4T14                      2T12    4T14  
 Δ                              4T14                      4T14                      6T14    Δ  
 4T14    4T14    4T14

VERIFICATION DES ARMATURES LONG (CC)

VERIFICATION de l'adhérence :

Condition de non fragilité :  $\tau_{max} < \tau_{adh}$   
 = de la flexo : vérifié.

NIVEAU	T max (t)	$\tau_d$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
2	6110 (SP1)	6,61
1	10010 (SP1)	15,48

OK puisque  $\tau_d < \tau_{adh}$

CONDITIONS AUX APPUIS

NIVEAU	T max	T max (Kg)	C (cm)	c (cm)
2		6110 (SP2)	4,02	27,3
	3.4	4970 (SP2)	3,27	//
1	4.5	9250	9,13	//

Verification des Armatures intermediaires au niveau des appuis

On doit verifier que  $A_{s0} \geq T + \frac{M}{\delta}$

M pris avec son signe

dans notre cas, etant donne le choix des armatures, on

laisse  $f_{ct} = 17,41$   $A = 6,16 \text{ cm}^2$

N°	Nom	M (kn) T (+)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	$\sqrt{\sigma_a + M/\delta \bar{\sigma}_a}$ (kn)	
2	1	0,24	2,62	2800	6,16	1,77
	2	10,72	-1,13	4200	"	6,04
4	3	1,33	2,73	2800	"	2,27
	4	6,92	-4,04	4200	"	3,52
	5	1,34	7,3	2800	"	3,91

Verification des Contraintes (C-C)

numb trav	A (cm <sup>2</sup> )	M	h	$x$	$\sqrt{I(10^8)}$	$\sigma_b^1$	$\sigma_c^1$	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_a$
1	S 6,96	-0,69	42,3	13,35	1,01	9,108	103,92	-95,95	101,25	4200
	I 6,96	0,34	42,3	13,35	1,01	4,47	53,17	115,33	67,5	2800
A-2	S 6,16	-4,04	42,3	13,35	1,01	53,75	605,62	175,70	"	"
	I "	6,47	42,3	13,35	1,01	85,21	101,21	277,55	"	"
3	S "	1,01	"	"	"	24,74	210,14	61,50	"	"
	I "	1,34	"	"	"	17,54	179,94	510,45	67,5	2800
5	S "	-3,01	"	"	"	18,57	22,77	604,76	"	1
	I "	1,34	"	"	"	17,67	510,74	774,74	67,5	2800
B-4	S "	-7,78	"	"	"	36,67	488,83	1172,37	101,25	4200
	I "	5,73	"	"	"	71,91	85,41	211,37	"	4200
5	9,7	1,25	41,16	"	61	11,74	6600	67,5	2800	

Node		A	A'	M	h	$\alpha$	$I(10^5)$	$\sigma_b'$	$\sigma_a'$	$\sigma_a$	$\bar{\sigma}_b'$	$\bar{\sigma}_a$
2	S	10,68	10,68	11,83	41	13,7	1,6	101,22	1071,2	3023,7	101,23	4200
	I	8,42	8,42	10,22	41,4	12,8	1,35	97,45	1028,9	2612,2	"	"
4	S	8,42	8,42	9,62	41,4	12,8	1,35	91,15	982,3	982,4	"	"
	I	8,42	8,42	6,92	41,4	12,8	1,35	65,56	706,6	706,6	"	"

Condition de non-fragilité : vérifiée  
 " de la flèche : "

Vérification à la fissuration :

Niv	A (cm <sup>2</sup> )	B <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )	w <sub>f</sub>	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_f$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{0, max}$
2	10,68	240	0,0445	5331	2393	5331	4200	3023,7
1	8,42	216	0,0389	4849	2393	4849	4200	982,4

donc. pas de risque de fissuration.

Armes transversales

Niv	travées	T <sub>max</sub> (t)	$\sigma_b'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	E <sub>b</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{E}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )
2	1-2	6,11	101,22	5,54	20,3
1	3-4	5,24	91,15	4,75	20,3
	4-5	9,25	18,59	8,89	20,3

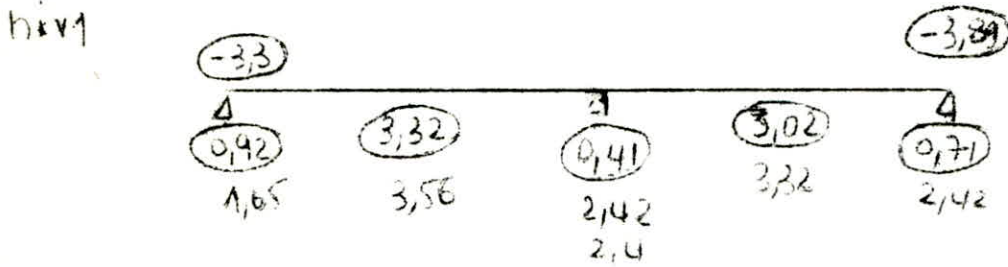
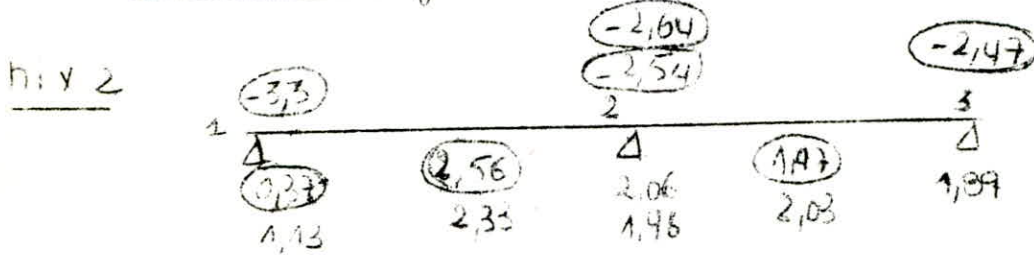
comme précédemment  
 nous prendrons :  
 1 Cadre + 2 étriers  $\phi 8$ .  
 $A_t = 3,02 \text{ cm}^2$ .

spalancet  
 zone nodale : A = 100,  
 zone courante : A' = 200.

ferrallaça das pontas

II portiça longitudinal 1-7

Armaturas longitudinaes



○ São SP<sub>2</sub>

Nº de barras transversais	F <sub>cd</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	M (kNm)	μ	Σ	K (kN)	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>chav</sub>	A <sub>chav</sub>	φ (cm)	
1	5	4200	-3,3	0,0223	1,9346	61,60	67,29	2,00	6,16	4TAA
	1	2800	1,13	0,0114	0,9522	29,5	31,28	1,01	4	//
2	5	4200	-2,64	0,0178	0,9412	20	60	1,59	11	//
	1	2800	2,06	0,0208	0,9367	64	43,7	1,87	11	//
3	5	4200	-2,47	0,0166	0,9430	72,7	57,77	1,48	11	//
	1	2800	1,89	0,0191	0,9394	67,5	41,48	1,71	11	//
1-2	2800	2,33	0,0236	0,9329	59,5	47,06	2,12	11	//	
2-3	2800	2,03	0,0205	0,9340	64,4	43,47	1,84	11	//	
6	5	4200	-3,3	0,0224	0,9346	61,5	67,29	2,00	11	//
	1	2800	1,65	0,0167	0,9429	72,5	58,58	1,49	11	//
7	5	4200	-3,89	0,0262	0,9295	55,7	75,40	2,37	11	//
	1	2800	2,42	0,0245	0,9320	59,5	47,86	2,21	11	//
8	5	4200	-3,89	0,0262	0,9295	55,7	75,40	2,37	11	//
	1	2800	2,42	0,0245	0,9320	58,5	47,86	2,21	11	//
6-7	2800	3,56	0,0362	0,9188	46,6	60,08	3,29	11	//	
7-8	2800	3,22	0,0334	0,9211	48,6	57,61	3,064	11	//	

## ferrailage. adopté

niy 2	4T14		4T14		4T14
	Δ		Δ		Δ
	4T14	4T14	4T14	4T14	4T14
niy 1	4T14		4T14		4T14
	Δ		Δ		Δ
	4T14	4T14	4T14	4T14	4T14

## Verification des Armatures longitudinales

### Condition de non. fragilité

la section d'armatures tendues doit vérifier la condition.

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

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

$$h = h_{min} = 41 \text{ cm}$$

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{5,8}{4200} \cdot 30 \times 41 = 1,17 \text{ cm}^2$$

ce qui est le cas pour toutes les sections, tant pour la partie longitudinale que pour la partie transversale

### Verification de la flèche (Art 61 CCBA 68)

$$A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{en}} = 30 \times 41 \times \frac{43}{4200} = 12,59 \text{ cm}^2$$

ce qui est le cas pour toutes les sections en travée tant pour la partie longitudinale que transversale

### Verification de l'adhérence (Art 29 CCBA 68)

On doit vérifier que  $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

avec  $\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$  ,  $\psi_d = 1,5$  ,  $\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\tau}_d = 2 \times 1,5 \times 5,8 = 17,4 \text{ kg/cm}^2$$

niveau	$T_{max}$ (Kg)	$\tau_d$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
2	3640	5,63
1	4590	7,10

$$\tau_d = \frac{T_{max}}{n p z}$$

$$z = \frac{7}{8} h$$

$n$  - nombre de bars.

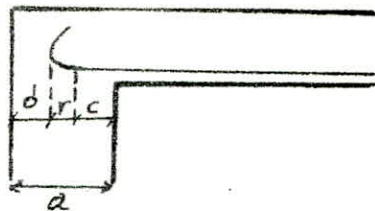
## Conditions au appuis

on doit avoir

$$C \gg \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_{bo}}$$

dans T. effort tranchant max à l'appui de rive.

$$C = a - (d + r)$$



$d$ : distance d'encrobage = 5 cm.

$$r = 5,5 \phi, \quad a = 40 \text{ cm}, \quad b = 30 \text{ cm}.$$

$$C = 40 - 5 - 5,5 \phi = 35 - 5,5 \phi.$$

Si les efforts tranchants sont obtenus sous  $SP_2 \rightarrow \bar{\sigma}_{bo}' = 10,25 \text{ kg/cm}^2$

Niv	$T_{max} (kg)$	$C (cm)$	$C (cm)$
2	3290	3,25	27,3
1	4090	4,04	27,3

Dans tous les cas on a  $C > C_0$ .

## Verifications des armatures au niveau des appuis.

Les armatures inférieures au niveau des appuis de section A doivent vérifier la condition:

$$A \bar{\sigma}_a \gg T + \frac{M}{8}$$

pour des raisons pratiques, on laisse filer UT14.  $A = 6,16 \text{ cm}^2$

Niv	nod	$M (t \cdot m)$	$T (t)$	$\bar{\sigma}_{bo}' (kg/cm^2)$	$A (cm^2)$	$T/\bar{\sigma}_a + \frac{M}{8\bar{\sigma}_a}$
2	1	1,13	3,29	2800	6,16	2,77
	2	2,06	-2,28	"	"	1,18
	3	1,89	3,04	"	"	2,92
1	6	1,65	4,09	"	"	3,06
	7	2,42	-4,24	"	"	0,84
	8	2,42	-3,91	"	"	0,96

Conclusion: les armatures prolongées de la travée suffisent.

Condition de non-écrasement du béton / (Art 30.62 CCR 68)

Verifions que  $r \geq 0,90 \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{bo}} \left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right) v = r_0$ .

$v = 1$  car les barres sont isolées.

$d_1$ : distance du centre de courbure de la barre à la paroi

$d_1 = 5\phi + d = 5\phi + 5$ .

dans notre cas  $\phi = 1,4$  cm.

$r = 5,5 \times 1,4 = 7,7$  cm

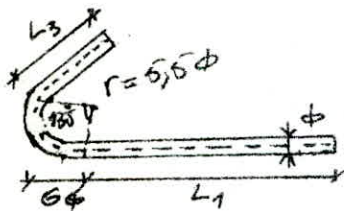
$r_0 = 0,90 \times 1,4 \cdot \frac{2800}{67,5} \left(1 + \frac{1,4}{5 \cdot 1,4 + 5}\right) \times 1 = 6,48$  cm.

pour le cas où  $\phi = 1,2$  cm

$r = 6,6$  cm.  $r_0 = 5,6$  cm.

$r > r_0$  tout lors les niveaux et pour le portique. trans. et long.

Verification de l'armage:



on doit vérifier

$L_1 + 2,56L_3 \gg L_d - 3,92r$

avec  $L_1 = C = 27,3$  cm.

$L_3 = 6\phi = 6 \times 1,4 = 8,4$  cm.

$L_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} = 56,32$  cm.

$r = 5,5\phi = 5,5 \cdot 1,4 = 7,7$  cm.

pour  $\phi = 1,4$  cm,  $L_1 + 2,56L_3 = 48,80 > L_d - 3,92r = 26,14$  cm. vérifié

pour  $\phi = 1,2$  cm  $L_3 = 6 \times 1,2 = 7,2$  cm,  $L_d = 48,27$  cm,  $r = 6,6$  cm.

pour les  $A_{mf}$ :  $L_1 + 2,56L_3 \gg \max(30\phi, 50$  cm)  $47,73 > 22,4$  cm. vérifiée

pour les  $A_{sup}$ :  $2,56L_3 \gg 20\phi$

$\phi = 1,4$  cm  $A_{sup}$  non vérifiée  
 $A_{inf}$  non vérifiée

$\phi = 1,2$  cm  $A_{sup}$   $18,43 > 29$  non vérifiée  
 $A_{inf}$   $45,73 < 50$  non vérifiée

$\phi$	$L_3$ (cm)	$L_1 + 20\phi$
1,4	28	55,3
1,2	24	51,3

longueur d'armage  $L_1 + 20\phi$   
 $L_3 = 20\phi$

# Verification des Contraintes (1-1)

NOUVE +1200 -05		A(mf)	M(kN)	h(m)	x(m)	I(10 <sup>8</sup> )	$\sigma_b'$	$\sigma_a'$	$\sigma_a$	$\bar{\sigma}_b'$	$\bar{\sigma}_a$
1	S	6,16	-3,3	42,3	13,35	1,00,00	23,50	520,91	1415,9	101,25	4200
	I	"	1,13	"	"	"	14,91	173,27	180,67	67,5	2300
2	S	"	-2,64	"	"	"	34,87	416,73	1132,3	101,25	4200
	I	"	2,06	"	"	"	27,17	325,13	883,55	67,5	2300
3	S	"	-2,107	"	"	"	22,53	391,39	1059,4	101,25	4200
	I	"	1,87	"	"	"	20,13	293,34	810,9	67,5	2300
1-2	<del>1</del>	<del>-12</del>	2,33	"	"	"	30,73	367,79	977,24	"	"
2-3	<del>2</del>	<del>-12</del>	2,03	"	"	"	26,78	320,70	870,68	"	"
6	S	"	-3,3	"	"	"	49,58	520,91	1415,4	101,25	4200
	I	"	1,65	"	"	"	11,78	260,46	707,7	67,5	2300
7	S	"	-3,87	"	"	"	57,33	611,05	1663,41	101,25	4200
	I	"	2,42	"	"	"	21,92	332,00	1037,96	67,5	2300
8	S	"	-3,87	"	"	"	51,31	610,05	1663,41	101,25	4200
	I	"	2,42	"	"	"	31,12	332,71	1037,96	67,5	2300
6-7	"	"	3,56	"	"	"	45,96	561,96	1526,92	"	"
7-8	"	"	3,32	"	"	"	43,74	521,07	1423,70	"	"



## FERRAILLAGE DES POTEAUX

### INTRODUCTION :

Les poteaux sont soumis à des efforts tranchants et à des moments fléchissants en tête et à la base, et ceci, dans le sens longitudinal et transversal.

Ils seront donc calculés en flexion composée sous S1 et sous la plus défavorable des combinaisons sous S2 et en optera pour la plus importante section d'acier.

On distinguera 3 types d'efforts :

$M^{tr}$	$M^{tr}$	pour le calcul des armatures tendues
$M^{max}$	$M^{comp}$	pour le calcul du béton comprimé
$M^{corr}$	$M^{max}$	éventuellement des aciers comprimés

### METHODE DE CALCUL :

Nous avons appliqué la méthode de P. Charon.

La contrainte admissible du béton est donnée par

$$\begin{aligned} \cdot \bar{\sigma}_b^1 &= 2 \bar{\sigma}_b^0 & \text{si } e_0 > \frac{ht}{2}, & e_0 = M/N \\ \cdot \bar{\sigma}_b^1 &= \bar{\sigma}_b^0 (1 + \rho/e_1) & \text{si } e_0 \leq ht/2, & e_1 = ht/6 \end{aligned}$$

On peut avoir 3 cas de sollicitations :

$e_0 > e_1$  section partiellement comprimée

$e_0 \leq e_1$  section entièrement comprimée (I comp)  
section entièrement tendue (I tract)

$e_0 = 0$  compression simple.

Section partiellement comprimée : ( $e_0 > e_1$ )

On ferraillera de manière symétrique, d'où la marche à suivre :

On calculera le moment fictif :  $M = M_0$

f- Etant la distance entre le point de passage de II et les aciers tendus.



$$f = \frac{h_t}{2} - d + e_0$$

On calculera la section en flexion simple sous  $M_0$  en calculant  $\bar{\sigma}_c'$ , on peut avoir 2 cas

$\bar{\sigma}_c' \leq \bar{\sigma}_c'$ , les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

On calculera une section  $A_{fs}$  sous  $M_0$  et la section d'acier dans la flexion composée sera :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\bar{\sigma}_c}$$

-  $\bar{\sigma}_c' > \bar{\sigma}_c'$ , les armatures comprimées sont nécessaires. On calculera les sections d'acier  $A'_{fs}$ ,  $A_{fs}$  sous  $M_0$  et en définitif, les sections d'acier déterminés en flexion composée seront :

$$A'_{fc} = A'_{fs}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\bar{\sigma}_c} \quad (N < 0, \text{ traction})$$

Section entièrement comprimée : ( $e_0 \leq e_c$ )

On détermine  $\xi' = d' / h_t$  et on calcule  $\bar{\sigma}_c'$  comme précédemment et les coefficients suivants définis par

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c' \cdot b \cdot h_t}{N} \quad D = 0,3(2 - \beta) - 0,4(1 - \beta)(1 - 2\xi')^2$$

$$B = 6e_0 / h_t \quad E = -(1 + \beta - \rho)$$

$$C = 0,27(1 - 2\xi')^2 \cdot f \quad \rho = -D \pm \sqrt{D^2 - 4EC}$$

Enfin, la section d'armature est :

$$A = A' = \frac{\rho \cdot b \cdot h_t}{100}$$

Section compression simple :

Les sections d'armatures longitudinales doivent vérifier les conditions suivantes :

$$A_L \geq \frac{1}{\rho} \left( N / \bar{\sigma}_c - E \right)$$

avec  $\eta$  section du béton  $\eta = 15$

•  $A_L \leq B/20$  ( $A_L/B \leq 4\%$  RPA)

•  $A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\sigma_{bc}^i}$

Coefficients :

$\theta_1$  : tient compte de l'excentricité de la charge

$\theta_1 = 1,3$  poteau d'angle

$\theta_1 = 1,4$  " de rive

$\theta_1 = 1$  autres poteaux

$l_c$  : longueur de flambement

$a$  : plus petite dimension transversale

$e$  : Enrobage des aciers

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4u_2e}$$

$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{sn}}$  dépend de la nuance des aciers

Pourcentage minimal d'armatures :

•  $W_L = \frac{A_L}{B} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma_{bc}^i}{\sigma_{bc}^i}$

$\sigma_{bc}^i$  est la contrainte moyenne de compression sous SP1; sur la section du béton seul.  $\sigma_{bc}^i = \frac{N}{B}$

1 % de la section du béton (RPA)

On ferrillera suivant le plus défavorable.

Pour les sections partiellement comprimées, sera calculé en considérant le diagramme de "HAVIER"

$$y_1 = h \cdot \frac{\sigma_{bc}^i}{\sigma_{bc}^i + \frac{\sigma_{st}}{\eta}} \quad \text{et} \quad \sigma_{st}^i = \frac{N}{b y_1}$$



Flambement des poteaux :

Il ne sera pas tenu compte du flambement des poteaux si la condition suivante est vérifiée

$l_c \leq 14,4 a$

avec  $a$  plus petite dimension en plan du poteau.

$l_c$  : longueur de flambement.

$L_e = 0,7 L_0$  car nos poteaux sont doublement encastres

$L_0$  : longueur libre du poteau

On a  $L_0 \text{ max} = 4,60 \text{ m}$   $\rightarrow L_e = 0,7 \times 4,60 = 3,22 \text{ m}$

$L_0 \text{ min} = 0,3 \text{ m}$   $\rightarrow L_e = 0,21 \text{ m}$

On constate que  $L_e < 14,4 \text{ m}$ , donc le flambement des poteaux n'est pas à tenir en compte dans les calculs.

ferrailage sous SP<sub>1</sub> (1-1)

Sollicit	D <sub>st</sub>	brht	M	N	E <sub>0</sub>	E <sub>1</sub>	type	AFJ	M <sub>rb</sub>	M <sub>ted</sub>	A	A'	$\bar{\sigma}_b'$
	1-6	40x40	1,13	4,33	26,10	6,67	PC	1,92	42,63	1,82	0,38	0,38	135
	6-11	//	0,64	10,27	6,23	6,67	EC	P = 13,79 B = 3,43	C = 2,38 D = 11,22	E = 11,86	< 0	< 0	83,53
	2-7	✓	0,9	6,92	145	6,67	EC	P = 16,73 B = 0,22	C = 2,89 D = 14,02	E = 13,52	< 0	< 0	72,38
	7-12	//	0	16,40	0	6,67	EC	P = 6,59 B = 0,00	C = 1,14 D = 5,19	E = 5,59	< 0	< 0	67,5
	3-8	//	0	7,12	0	6,67	EC	—	—	—	< 0	< 0	//
	8-13	✓	0	16,79	0	6,67	EC	P = 6,43 B = 0	C = 1,1 D = 5,06	E = 2,43	< 0	< 0	//

(Suite) 19-1

M <sup>1000</sup> CXX	5-6	//	2,54	3,8	66,84	6,67	PC <sup>1000</sup>	2,22	18,95	3,15	1,32	1,32	202,5
	6-11	//	2,25	8,58	26,22	//	PC <sup>1000</sup>	2,57	18,95	3,63	0,53	0,53	//
	2-7	//	1,70	6,7	25,97	6,67	PC	1,98	13,34	2,81	0,39	0,39	//
	7-12	//	1,60	15,41	2611,75	//	PC	3,05	18,95	4,27	CO	CO	160,71
	3-8	//	2,1	7,03	29,87	//	PC	2,28	18,95	3,22	0,61	0,61	202,50
	8-13	//	1,84	16,21	11,35	//	PC	3,17	13,09	4,03	CO	CO	198,74
N <sup>1000</sup> CXX	1-6	//	0,32	4,76	6,72	//	PC	0,74	10,18	1,08	CO	CO	174,91
	6-11	//	1,15	11,34	14,59	//	PC	2,46	15,19	3,46	0,61	CO	202,50
	2-7	//	4,1	6,98	30,09	//	PC	2,28	18,95	3,22	0,61	0,61	174,13
	7-12	//	2,21	16,01	13,80	//	PC	3,42	14,69	4,77	6,01	CO	170,01
	3-8	//	2,1	7,03	29,87	//	PC	2,28	18,95	3,22	0,61	0,61	170,17
	8-13	//	2,21	16,21	13,63	//	PC	3,45	14,58	4,80	CO	CO	202,50
N <sup>1000</sup> M <sub>1</sub>	1-6	//	2,00	2,81	71,17	//	PC	1,72	18,95	2,45	1,05	1,05	//
	6-11	//	1,79	5,57	32,1364	//	PC	1,25	//	1,24	1,24	//	
	2-7	//	1,70	4,45	35,15	//	PC	1,78	18,95	2,33	0,60	0,60	192,57
	7-12	//	1,84	10,2	18,04	//	PC				0,03	0,03	202,50
	3-8	//	1,74	5,23	33,27	//	PC	1,81	18,95	2,57	0,57	0,57	89,13
	8-13	//	1,84	10,6	17,36	//	PC	2,51			CO	71,975	114,05

Sollec	Pos	CF = D x H/E	M	N	e <sub>3</sub>	e <sub>1</sub>	Type	AFs	Mrb	M Hct	A	A'	$\bar{J}_B$
SP <sub>11</sub> L-9,10	1-3	40x40	0,81	3,66	22,13	6,67	PC	1,46	12,63	1,40	0,16	0,16	135
	2-4	40x120	4,93	5,23	17,73	2,0	EC	$\mu = 20,3$ $\sigma = 20,9$	$C = 13,33$ $S = 12,5$	E = 78,42	w < 0	w < 0	87,5
	3-6	40x40	1,07	8,23	12,29	6,67	PC	2,47	9,18	2,30	w < 0	< 0	109,33
	4-7	40x120	1,38	21,06	6,55	2,0	EC	$\mu = 17,06$ $\sigma = 2,32$	$C = 15$ $S = 12,5$	E = 15,74	w < 0	w < 0	74,87
	5-8	30x30	0,61	9,83	6,11	5,17	PC	2,1	3,12	1,79	w < 0	< 0	95,42
M <sup>max</sup> N <sup>for</sup>	1-3	40x40	1,00	-0,57	176,74	6,67	PC	0,61	-	0,94	0,76	0,76	202,5
	2-4	40x120	14,07	0,77	144,33	2,0	PC	3,35	170,52	14,43	14,43	3,12	"
	3-6	40x40	1,77	7,13	107,13	6,67	PC	4,35	13,70	1,23	1,13	0,61	"
	4-7	40x120	13,1	44,36	1,25	2,0	PC	6,05	170,52	15,79	25,74	2,51	"
	5-8	30x30	0,41	7,13	12,44	5,00	PC	1,17	7,17	1,75	1,20	< 0	198,63
N <sup>max</sup> M <sup>for</sup>	1-3	40x40	0,49	7,85	6,24	6,67	EC	$\mu = 24,33$ $\sigma = 24,94$	$C = 1,63$ $S = 12,5$	E = 25,11	w < 0	w < 0	132,85
	2-4	40x120	12,17	9,02	129,11	2,0	PC	3,38	170,52	16,67	1,63	1,63	202,5
	3-6	40x40	0,09	15,13	4,50	6,67	EC	$\mu = 15,13$ $\sigma = 7,0$	$C = 2,2$ $S = 12,5$	E = 14,46	w < 0	w < 0	124,30
	4-7	40x120	18,04	26,71	68,53	2,0	PC	7,23	170,52	20,62	0,99	2,99	202,5
	5-8	30x30	0,82	10,82	7,58	5,00	PC	2,02	5,13	2,12	0,1	0,1	152,11
N <sup>max</sup> M <sup>for</sup>	1-3	40x40	1,00	0,11	909,7	6,67	PC	0,10	13,95	1,02	0,67	0,67	202,50
	2-4	40x120	11,6	0,53	2138,66	2,0	PC	2,73	170,52	11,35	2,6	2,6	"
	3-6	40x40	0,41	-0,16	256,23	6,67	PC	0,20	-	4,33	0,28	0,28	135
	4-7	40x120	15,62	9,66	161,70	2,0	PC	4,73	170,52	20,26	2,43	2,43	202,50
	5-8	30x30	0,61	4,67	13,06	5	PC	1,10	7,24	1,17	< 0	< 0	189,42

Verification sous Niveau de Mer de portique longitudinal

Port	Brite	A/face	M	N	$\sigma_1$	$\sigma_0$	E1	supp	$\sigma_{br}$	$\sigma_a$	+ type	$\sigma_a$	$\sigma_1$	$\sigma_0$
1-6	40x40	6,03	2,00	2,81	2,25	0,11	7,46	0,38	192,6	132,6	PC	10,13	4,00	
8-11	40x40	//	4,39	5,51	//	2,14	//	0,41	23,04	5,44	PC	28,4	//	
2-7	//	//	1,74	4,95	//	5,15	//	//	22,65	53,8	PC	26,41	//	
7-12	//	//	1,84	10,70	17,6	18,00	//	//	25,07	31,62	PC	32,00	//	
3-8	//	//	1,74	5,23	20,5	32,27	//	//	21,70	51,36	PC	27,16	//	
8-13	//	//	1,84	10,6	18,13	14,16	//	//	25,15	29,54	PC	22,77	//	

Verification sous Niveau de Mer J Tee

Port	Brite	A/face	M	N	$\sigma_1$	$\sigma_0$	E1	supp	$\sigma_{br}$	$\sigma_a$	+ type	$\sigma_a$	$\sigma_1$	$\sigma_0$
1-3	40x40	6,03	1	0,11	2,02,5	10,11	7,46	0,41	7,8	342,5	PC	135,24	4,00	
2-4	40x40	12,56	11,6	0,53	//	22,19	0,27	12,07	6,40	13,192,93	PC	192,93	//	
3-6	40x40	6,03	0,41	-0,16	2,00,15	25,675	6,67	0,38	20,76	256,18	PC	212,8	//	
4-7	40x40	12,56	15,62	9,66	2,02,5	16,17	22,94	0,27	22,87	811,9	PC	38,7	//	
5-8	30x30	6,28	0,61	4,67	18,9,92	13,06	5,8	0,78	17,1	154,3	PC	270,1	//	



## Armatures transversales

### Recommandations du RPA 81

#### Espacement des cadres.

dans la zone nodale

$$t \leq \min (10 \phi_L, 10 \text{ cm})$$

la valeur de  $\phi_L$  est celle du plus petit diamètre pour les aciers longitudinaux.

On prend  $t = 10 \text{ cm}$ .

dans la zone courant.

$$t' \leq 12 \phi_L$$

$$h' = \max. ($$

