UNIVERSITE D ALGER
Ecole Nationale Polytéchnique
Département Génie-Civil

THÈSE DE FIN D'ÉTUDES

batiment - - administratif

1974

étudiée et présentée par:

M Sari et Chami. M

Promotion 1969-1974

-=- UNIVERSITE D'ALGER -=-

-=- ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE -=-

-=-=-DEPARTEMENT GENIE CIVIL -=-=-

-=-=-THESE DE FIN D'ETUDE -=-=-

-=-B A T I M E N T A D M I N I S T R A T I F-=-

Proposé par: M; ZERROUKI Arch: SONATIBA

Dirigé par: J. BRON Prof: ENPA

Etudié par: M. CHAMI M. SARI

PROMOTION 1974

Qu'il nous soit permis avant toute chose de remercier tous les professeurs de l'Ecole Nationale Polytechnique qui ont contribué à notre formation et plus particulierement:

M. MEROUANI

M. BRON , pour leurs précieux conseils qui nous ont été très utiles.

M. ZERROUKI, Architecte de la SONATIBA pour les explications qu'il nous a fournies et la sympathie qu'il nous a témoignée.

Nous remercions également tous les ingénieurs de la DNC. ANP et le personnel du centre du tirage pour leur collaboration technique.

Enfin, nous dédions cette humble étude à toutes les personnes qui nous encouragés afin de mener à bien notre travail ainsi qu'à tous nos parents et amis.

Mohamed SARI Mokhtar CHAMI

-o- SOMMAIRE -o-

=o=o=o=o=o=o=o=o=

-O- I N T R O D U C T I O N -O-

EXPOSE DU PROJET

1) OBJET

Le présent document a pour objet le calcul des principaux éléments porteurs d'un immeuble administratif regroupant les directions régionnales des domaines et de l'organisation foncière et du cadastre pour le compte du Ministère des Finances.

2) Situation:

L'ensemble de la construction est exécuté sur un terrain situé à Alger, rue Francis Garnier, et appartenant au Ministère des Finances, Direction de l' Organisation Foncière et du Cadastre .-

3) Caractéristiques du projet

La construction proposée est composée, principalement, d'un immeuble en hauteur de 9 étages sur rez de chaussée, constitué par des portiques et des dalles pleines reliés par un système de poutres portées sur dix piliers descendant jusqu'au 2^{ieme} sous-sol .

-Le sol au pourtour, est aménagé en terrasse accessible dont une partie constitue le toit des 2 étages du sous-sol où sont installés les salles d'accueil et de consultation pour le public (premier sous-sol), des locaux techniques communs et un garage (2^{ieme} sous-sol) accessible depuis la rue Beauprètre

-Du niveau de ce 2^{ieme} sous-sol, l'entrée " basse " dessert l'ensemble des étages depuis la rue Beauprètre, sans du hall principal.

-Le programme des différents services est le suivant:

a) La direction régionale des Dommaines; ses services administratifs et techniques.

b) La direction régionale du Cadastre et de l'organisation Foncière; ses services administratifs.

c) Un lieu d'accueil du public

d) Des annexes et garages communs.

Ce programme se répartit comme suit aux différents niveaux:

Rez de chaussée

-Entrée principale

-Grand hall d'accueil

-Bibliothèque, foyer, salle de conférences de 200 places

-Logement du gardien

-Bureaux

Du 1er au 5ième étage: Cadastre et Organisation Foncière.

-1er étage : calcul,triangulation,enquêtes,photothèque.

-2ième " : salle des techniciens

-3ième " :bureaux des chefs de brigade,vérifications

-4ième " : salle de dessin

-5ième " :bureaux du directeur,du sous directeur et administration.

Du 6ième au 9ième étage: Domaines

-6ième étage : bureaux des inspecteurs, archives

-7ième " : chefs de services - personnel - estimations

-8ième " : bureaux du directeur,du 1er sous directeur et administration.

-9ième " : locaux d'habitation

Au 1er sous-sol

- archives ~~,~~ et consultation par le public
- accueil du public
- ateliers de reproduction - photo.

Au 2ième sous-sol

- locaux techniques communs
- ensemble sanitaire avec douches
- garage pour les voitures avec équipements pour graissage et lavage.

.../...

4) Dimensions

Le batiment comporte 12 niveaux:

- 2 sous-sol
- 1 rez de chaussée
- 9 niveaux sous terrasse.

La hauteur totale du batiment du sol du " rez de chaussée " est de 30 m.

Sa longueur est de 24 m et son épaisseur de 12,15 m.

Les sous-sol s'étendent sur une longueur de 26 m et sur une épaisseur variant de 12,4 m à 13 m.

Les hauteurs sous plafonds sont égales à 3 m.

-O- C A R A C T E R I S T I Q U E S

D E S   M A T E R I A U X   U T I L I S E S -O-

CONTRAINTES ADMISSIBLES

BETON

Dosé à 350 kg/cm^2 de ciment de classe325 avec un controle atténué.

Granulat de dimention maximale Cg = 25 mm

$\sigma'_{28} = 270\ kg/cm^2$ " compréssion"

$\sigma'_{28} = 23,2\ kg/cm^2$ " traction "

1)CONTRAINTE ADMISSIBLE EN COMPRESSION

$\overline{\sigma'b} = \rho'b.\sigma'28$

$\rho'b = \alpha\beta\gamma\delta\varepsilon$

$\alpha = 1$ Ciment de classe 325

$\beta = 5/6$ Béton soumis à un contrôle atténué

$\gamma = 1$ car em $>$ 4Cg

em: épaisseur minimale de la piéce éxécutée.

Cg: grosseur du plus gros granulat.

$\delta \begin{cases} = 0,6 & \text{flexion simple et flexion composée avec effort normal de traction.} \\ = 0,3 & \text{compression simple} \end{cases}$

$\varepsilon = 1 \Longrightarrow$ compression simple

$0,5 < \varepsilon < 1$ dans les autres cas .

On impose que la contrainte moyenne de la zône comprimée rendue homogéne ne dépasse pas la contrainte admissible de compression en compression simple.

Compression simple $\overline{\sigma'bo} = 1.5/6.1.0,3.1.270 = 67,5\ kg/cm^2$

Flexion simple $\overline{\sigma'b} = 1.5/6.1.0,6.1.270 = 135\ kg/cm^2$

C O N T R A I N T E   A D M I S S I B L E

d e   T R A C T I O N

$\overline{\sigma b} = \alpha \beta \gamma \theta\ \sigma'28$

Les coefficients α, β, γ, ont la même signification que précédemment.

$\theta = 0{,}018 + \frac{2{,}1}{\sigma'28} = 0{,}018 + \frac{2{,}1}{270} = 0{,}0257$

$\overline{\sigma b} = 1.5/6.1.0{,}0257.270 = 5{,}9\ kg/cm^2$

ACIERS

a) Acier doux

$\sigma en = 2400\ kg/cm^2$

La contrainte de traction admissible serait donc:

$\overline{\sigma a} = (2/3).\sigma en = 1600\ kg/cm^2$

b) Acier tor

$\emptyset \leqslant 20 \quad \sigma en = 4200 kg/cm^2$

$\emptyset \geqslant 25 \quad \sigma en = 4000 kg/cm^2$

Il faut que ces barres satisfassent à la condition de résistance minimale du béton.

$\overline{\sigma' bo} > 20(1 + 1{,}25\ \Psi_d)$

Ψ_d = coefficient de scellement $= \frac{1{,}5}{\sqrt{2}} \eta d$

$\eta d = 1$ pour les ronds lisses

$\eta d = 2$ pour les aciers H.A

$\Psi_d = 1{,}5 \dashrightarrow \sigma' bo > 20(1 + 1{,}25x1{,}5) = 57{,}5\ kg/cm^2$

L'inégalité est donc vérifiée.

En utilisant les valeurs forfaitaires, on obtient les contraintes suivantes admissibles pour l'acier:

$\emptyset \leqslant 20 \quad \overline{\sigma a} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800\ kg/cm^2$

$\emptyset \geqslant 25 \quad \overline{\sigma a} = \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2670\ kg/cm^2$

Mais ces valeurs forfaitaires ne peuvent être utilisées que si elles sont compatibles avec les conditions de fissuration.

*La valeur maximale de la contrainte de traction des armatures est limitée à la plus grande des 2 valeurs suivantes:

$$61 = K.\frac{n}{\emptyset} \cdot \frac{\overline{wf}}{1+10wf}$$

$$62 = 2,4 \sqrt{\frac{n}{\emptyset} K\overline{6b}}$$

$K = 1,510^6$ car la fissuration est peu nuisible

$\emptyset$ =diamétre nominale de la plus grosse des barres tendues

n = coefficient de fissuration (= 1 pour les ronds lisses)

$\overline{wf} = \frac{A}{Bf}$ pourcentage de fissuration

*Dans les piéces comprimées, les armatures longitudinales doivent être constituées par des aciers dont on a 3300kg/cm^2.

Si on fait usage d'aciers à 3300kg/ cm^2, il y àlieu de réduire la contrainte de compression admissible de l'acier introduite dans les calculs à:

$$\overline{6a''} = \overline{6a'}6en/ 3340$$

-O- E T U D E

D' U N

P L A N C H E R D A L L E -O-

CALCUL DES DALLES

A. CALCUL DE L'EPAISSEUR DE LA DALLE :

On calculera la dalle la plus chargée supportant une surcharge de 800 kg/m^2. On adoptera la même épaisseur pour toutes les autres dalles.

1) DALLE LA PLUS CHARGEE :

a) Charges permanentes : Kg/m^2

- Revetement (carrelage) ------------------ 20
- Mortier de ciment -------------------------- 16
- Liege 1 cm -------------------------------- 6
- Dalle en béton armée ----------------- 2500.h
- Platre ~~réparti~~ ------------------------- 21
- Cloisons réparties $\dfrac{(135.2.9,35+135.2.2.5,7)}{10,55 \,.\, 5,7} = 56$

$$(g) = 119 + 2500h$$

b) Surcharges: (p)

$$(p) = 800.1,2 = 960 \text{ kg/m}^2$$

D'où:

$$qo = (g) + (p) = 1079 + 2500h$$

$$qo = 0,11 + 0,25.10^{-2}.h \quad \text{kg/cm}^2 \qquad (\text{ h en cm })$$

Pour calculer la flèche produite sur la plaque rectangulaire simplement appuyée par une charge uniformément répartie, on utilise la solution de NAVIER (TIMOSHENKO: théorie des plaques et coques : p 108).

La flèche maximale de la plaque est produite en son centre et s'exprime par:

$$f_{max} = \frac{16.qo}{\pi^6.D} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{\frac{m+n}{2} - 1}}{m.n\left(m^2/a^2 + n^2/b^2\right)^2}$$

Avec: $m = 1,3,5.....$

$n = 1,3,5;;;...$

C'est une série rapidement convergente, une approximation suffisante est obtenue en ne prenant que le premier terme de la série qui, dans le cas d'une plaque rectangulaire (axb) s'ecrit):

$$f_{max} = \frac{16.qo}{\pi^6.D} \times \frac{1}{\left(\frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2}\right)^2} \qquad \text{Pour } m=1, \quad n=1$$

$$D = \frac{E.h^3}{12.(1-\nu^2)}$$

Calcul numérique:

$a = 6 - 0,3 = 5,70$ m

$b = 10,75-0,20 = 10,55$ m

$E = 3,5\ 10^5$ Kg/cm^2

$\nu = 0,2$

$$\left(\frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2}\right)^2 = \left[\frac{1}{(5,70)^2} + \frac{1}{(10,55.10^2}\right]^2 = 16.10^{-12}$$

$$D = \frac{3,5.10^5.h^3}{12(1-0,04)} = 0,304.10^5.h^3$$

$$fmax = \frac{1600}{\pi^6.0,304.10^5 h^3} \times \frac{10^{12}}{16} = \frac{10^{12}}{9,59.3,04.10^6} \cdot \frac{qo}{h^3}$$

$$fmax = 3,44.10^4\ \frac{qo}{h^3} \qquad \text{avec} \quad qo = 0,11 + 0,25.10^{-2}.h$$

$$fmax = 3,44.10^4\ \frac{(0,11+0,25.10^{-2}.h)}{h^3} < \bar{f} = 0,5+\frac{a}{1000}$$

Avec $a = 5,70=570$ cm , il vient:

$fmax = 3,44.10^4 (0,11 + 0,25.10^{-2}h) < 0,5 + 0,57 = 1,07$ cm

D'où l'inéquation:

$$1,07.h^3 - 3,78.10^3 - 86.h > 0$$

La valeur de h qui satisfait cette inéquation est h = 18 cm

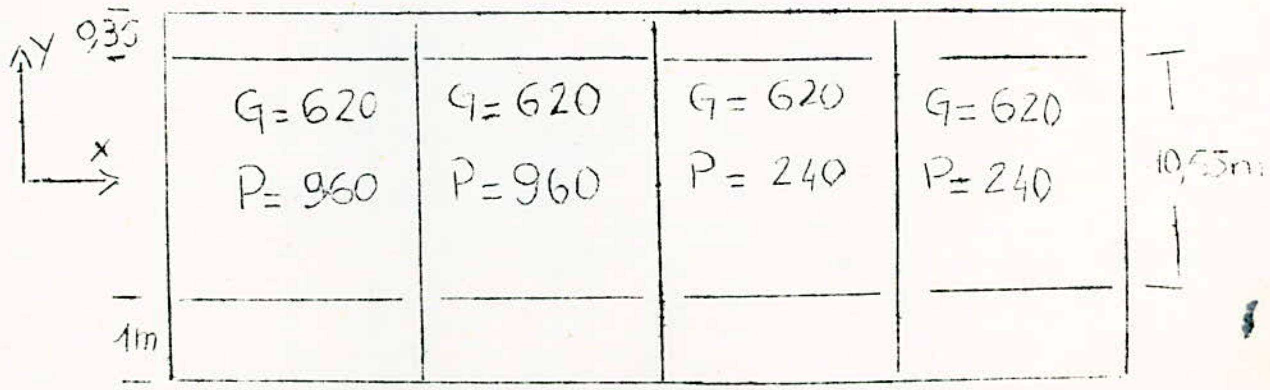
On prendra : h = 20 cm

Nous conserverons cette valeur de h pour tous les planchers dalle, sauf pour le plancher terrasse où h sera égale à 15 cm

B. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS:

1) Methode de PIGGEAUD :

On calculera les moments fléchissants en travées et sur appuis pour la dalle intermédiaire suivante .



Pour les panneaux de rive de plancher dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, on prend:

-Moment en travée ---------------- 0,85Mx ou 0,85My

-Moment sur appui de rive ------ 0,30Mx ou 0,30My

- Moment sur appui intermédiaire 0,50Mx ou 0,50My

Pour les panneaux intermédiaire ,on prend:

Si le panneau fait partie d'un hourdis continu:

- En travée -------------------- 0,75Mx ou 0,75My

- Aux encastrements ------------ 0,50Mx ou 0,50My

Mx et My sont donnés par abaques en fonction de $\rho 1$ et $\rho 2$.

Où:

$\rho 1$ = lx/ly ----- M1 --------- Mx = (M1 + 0,15M2).Q

$\rho 2$ = ly/lx ----- M2 --------- My = (0,15M1 + M2).Q

Q en Kg = Poids d'une dalle reposant sur 4 appuis.

2) CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT

2,1) Suivant la longueur X-X du batiment:

a) Charges permanentes: Kg/m^2

- Revetement (carrelage) ------------------ 20
- Mortier de ciment ------------------------ 16
- Liège ---------------(1 cm) ------------- 6
- Dalle en béton armé---------------(20cm)----500
- Platre (1,5 cm) ------------------------- 21
- Cloisons réparties ----------------------- 56

(G) = 619 --- = 620

b) Surcharges :

(P) = 800.1,2 = 960 Kg/m^2

Et : (G) + (P) = 620 + 960 = 1580 Kg/m^2

Q = 1580.5,7.10,55 = 95000 Kg

Entre nu d'appuis:

lx = 5,7 m

ly = 10,55 m

D'où : $\rho 1$ = lx/ly = 5,7/10,55 = 0,54 ------- M1 = 0,048

$\rho 2$ = ly/lx = 10,55/5,7 = 1,85 ---------M2 = 0,012

c) Dalle intermédiaire :

Les moments sont donc :

$M_x = (0,048 + 0,15.0,012)95000 = 4730$ kgm

$M_y = (0,048.0,15 + 0,012)95000 = 1845$ kgm

Et comme notre dalle fait partie d'un hourdis continu, il vient:

$$\left.\begin{array}{l} M_x = 0,75x4730 = 3548 \text{ kgm} \\ M_y = 0,75x1845 = 1385 \text{ kgm} \end{array}\right\} \text{-------}\rightarrow \text{En travées}$$

$$\left.\begin{array}{l} M_x = 0,50x4730 = 2365 \text{ kgm} \\ M_y = 0,50x1845 = 923 \text{ kgm} \end{array}\right\} \text{------}\rightarrow \text{Sur appius}$$

d) Dalle de rive

- Moment en travée --------$0,85M_x = 0,85.4730 =$ 4020 kgm = Mtx

--------$0,85M_y = 0,85.1845 =$ 1570 kgm = Mty

- Sur appuis de rive: -----

Max------------$(-0,3M_x) = -0,30.4730 = -$ 1419 kgm =Max

May----------- $(-0,3M_y) = -0,30.1845 = -$ 554 kgm = May

- Sur appuis intermédiaire:

Max-----------$(-0,5M_x) = -0,5.4730 = -$2365 kgm = Max

May ---------$(-0,50M_y) = -0,5.1845 = -$ 923 kgm = May

2,2) Suivant la longueur Y-Y du batiment:

$(P) = 200.1,2 = 240$ kg/m^2

$(G) = 620$ kg/m^2 (la même charge permanente pour toutes les dalles)

D'où : $(G) + (P) = 860$kg/m^2

Et : $Q = 860.5,7.10,55 =$ 51600 kg

** Dalle de rive:

$$\left.\begin{array}{l} M_x = 0,30.2580 = 774 \text{ kgm} \\ M_y = 0,30.1000 = 300 \text{ kgm} \end{array}\right\} \text{----}\rightarrow \text{Sur appuis de rive}$$

$$\left.\begin{array}{l} M_x = 0,85.2580 = 2190 \text{ kgm} \\ M_y = 0,85.1000 = 850 \text{ kgm} \end{array}\right\} \text{----}\rightarrow \text{En travées}$$

Pour les valeurs de Mxo = 2580 et Myo = 1000 voir le paragraphe qui suit.

** Dalle intermédiaire :

$Mxo = (0,048 + 0,15.0,012)\ 51600 = \underline{2580\ kgm}$

$Myo = (0,048 \times 0,15 + 0,012)\ 51600 = \underline{1000\ kgm}$

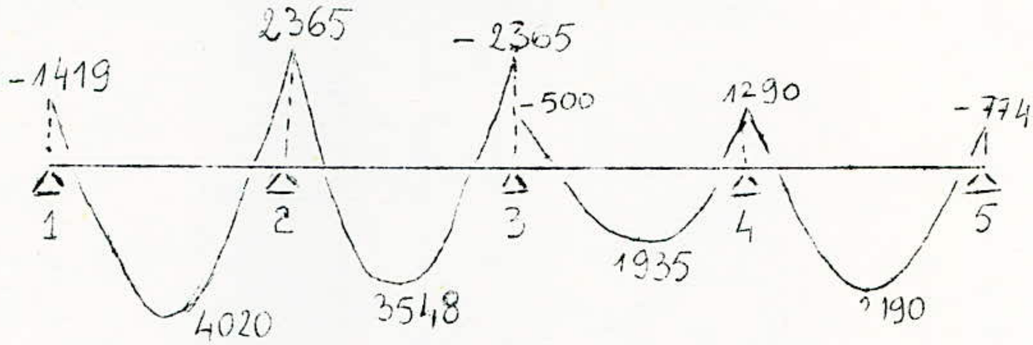
Comme notre dalle fait partie d'un hourdis continu, il vient:

$$\left.\begin{array}{l} Mx = 0,75.2580 = \underline{1935\ kgm} \\ My = 0,75.1000 = \underline{750\ kgm} \end{array}\right\} \text{------ En travées}$$

$$\left.\begin{array}{l} Mx = 0,50.2580 = \underline{1290\ kgm} \\ My = 0,50.1000 = \underline{500\ kgm} \end{array}\right\} \text{------ Sur appuis intermédiaire}$$

B. FERRAILLAGE DES DALLES

1) SUIVANT LA LONGUEUR X-X DU BATIMENT :



a) Moments en travées:

** M12 = 4020 kgm , h = ht-d'= 20-3= 17cm , b = 100cm

$$\mu = \frac{n.Mx}{\bar{\sigma}a.bh^2} = \frac{15.4020.100}{2800.100.17^2} = 0,0745$$

$\mu = 0,0745$, $\varepsilon = 0,8884$, $K=29,8$

Et on vérifie: $\sigma'b = \frac{\bar{\sigma}a}{K} = \frac{2800}{29,8} = 93,96\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'b = 135$ (vérifiée)

D'où : $A = \frac{Mx}{\bar{\sigma}a.\varepsilon.h} = \frac{4020.100}{2800.0,89.17} = 9,5cm^2 \longrightarrow 6\ \varnothing\ 16 (12,06cm^2$

** M23 = 3548 kgm

$$\mu = \frac{15.3548.100}{2800.100.17^2} = 0,0658 \longrightarrow \varepsilon = 0,894 \quad , \quad K=32,3$$

On vérifie: $\sigma'b = \frac{2800}{32,3} = 86,7\ kg/cm^2 < 135\ kg/cm^2$ (vérifié)

D'où : $A = \frac{3548.100}{2800.0,894.17} = 8,35\ cm^2$ ----$6\ \varnothing\ 14\ (9,23\ cm^2)$

** M34 = 1935 kgm , $\mu = \frac{15.1935.100}{2880.100.17^2} = 0,0358$, $\varepsilon = 0,919$, K=46,8

Et on vérifie: $A = \frac{1935.100}{2800.0,919.17} = 4,41 cm^2 \dashrightarrow 6\varnothing 10 \; (4,71 cm^2)$

$\sigma'_b = \frac{2800}{46,8} = 59,8 kg/cm^2 < 135 kg/cm^2$ (vérifiée)

** M45 = 2190 kgm , $\mu = \frac{15.2190.100}{2800.100.17^2} = 0,0396 \dashrightarrow \varepsilon = 0,915$, K=44

$A = \frac{2190.100}{2800.0,915.17} = 5,02 cm^2 \dashrightarrow 6\varnothing 12 \; (6,78 cm^2)$

$\sigma'_b = \frac{2800}{44} = 63,6 kg/cm^2 < 135 kg/cm^2$ (vérifiée)

b) Moments sur appuis:

**M1 = 1419 kgm , $\mu = \frac{15.1419.100}{2800.100.17^2} = 0,0263$, $\varepsilon = 0,926$, K=56

$A = \frac{1419.100}{2800.0,926.17} = 3,2 cm^2$ ----$6\varnothing 20 \; (4,71 cm^2)$

$\sigma'_b = \frac{2800}{56} = 50$ KG/cm$^2 < 135 kg/cm^2$(Vérifiée)

**M2 = 2365 kgm , $\mu = \frac{15.2365.100}{2800.100.17^2} = 0,0438$, $\varepsilon = 0,9114$, K=41,4

A = 2365.100/(2800.0,9114.17) = 5,45 cm^2

A = 5,45 cm^2 ----> $6\varnothing 12$ (6,79 cm^2)

$\sigma'_b = \frac{2800}{41,4} = 67,6 < 135 kg/cm^2$ (vérifiée)

**M4 = 1290 kgm , $\mu = \frac{15.1290.100}{2800.100.17^2} = 0,0239$, $\varepsilon = 0,923$, K=59

$A += \frac{1290.100}{2800.0,923.17} = 2,9 cm^2 \dashrightarrow 6\varnothing 8 \; (3,01 cm^2)$

$\sigma'_b = \frac{2800}{59} = 47,4 kg/cm^2 < 135 kg/cm^2$ (vérifiée)

**M5 = 774 kgm , $\mu = \frac{15.774.100}{2800.100.17^2} = 0,0143 \dashrightarrow \varepsilon = 0,945$, K= 79

$A = \frac{774.100}{2800.0,945.17^2} = 1,71 \dashrightarrow 6\varnothing 8 \; (3,01 cm^2)$

$\sigma'_b = \frac{2800}{79} = 35,4 kg/cm^2 < 135 kg/cm^2$ (vérifiée)

Espacement des barres:

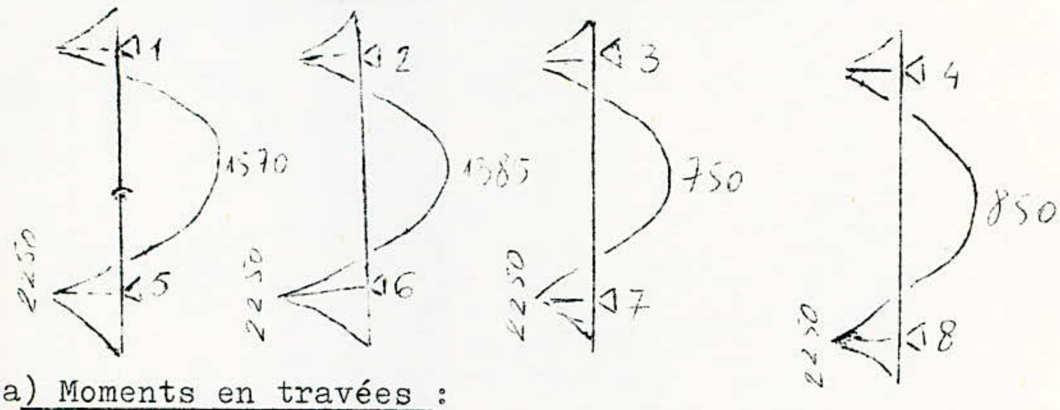
Comme on une dalle de 10,55 m de longueur :

$$10{,}55 - 2.d' = 10{,}55 - 6 = 1049 \text{ cm}$$

Pour la dalle entière on aura :

$$e = \frac{1049}{62} = 17 \text{ cm} \qquad \underline{e = 17 \text{ cm}}$$

2) SUIVANT LA LARGEUR Y-Y du BATIMENT:



a) Moments en travées :

** M15 = 1570 kgm, pour la nappe suppérieure , $h = 17-2=15$ cm

$$u = \frac{15.1570.100}{2800.100.15^2} = 0{,}0377 \quad , \quad \mathcal{E} = 0{,}917 \quad , \quad K = 45{,}4$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{45{,}4} = 61{,}7 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

$$A = \frac{1570.100}{2800.0{,}917.15} = 4{,}07 \text{ cm}^2 \dashrightarrow 6\,\varnothing\,10 \; (4{,}71 \text{ cm}^2)$$

**M26 = 1385 , On prend la même section que pour M15

$$\text{**M48} = 850 \text{ kgm} , \quad u = \frac{850.100.15}{2800.100.15^2} = 0{,}0204, \; \mathcal{E} = 0{,}937 , \; K = 65$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{65} = 41{,}5 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{850.100}{2800.900.15} = 2{,}16 \text{ cm}^2 \dashrightarrow 6\,\varnothing\,8 \; (3{,}01 \text{ cm}^2)$$

**M37 = 750 kgm ,On prend la même section d' acier que pour M48 ($6\,\varnothing\,8$).

Moments sur appuis:

La dalle en encorbellement E2 (posée sur 2 cotés , libre d' un coté et encastrée de l'autre) travaille en porte-a-faux dès que:

$\varepsilon = ly/lx = 1/5,7 = 0,176$ soit inférieure à 0,2 : C'est notre cas

$\varepsilon = 0,176 < 0,2$ (Voir J. HAHN) p 176

$My = \frac{-Q.ly}{2}$

* Charges permanentes :

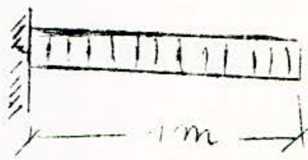
- Garde-corps mettallique --- 10.(5,7.1 + 1.1)-------- 77 kg
- Dalle ---------------------5,7.1.2500.0,12 --------1716 kg
- Etanchéité ---------------- 50.5,7.1 -------------- 285 kg
- Surcharges ---------------350.1,2.5,7.1 -------- 2394 kg

4472 kg

On prendra $g + p = $ 4500 kg

Comme l'épaisseur de cette dalle est de 12 cm , on adoptera une valeur de $h = ht - 2 = 12 - 2 = 10$ cm

Le moment serait donc pour une dalle en porte-afaux :



$My = -Qly/2 = -4500.1/2 = -2250$ kgm

$\mu = \frac{2250.100.15}{2800.100.10^2} = 0,1205$, $\varepsilon = 0,864$, $K = 21,9$

$\sigma'b = \frac{2800}{21,9} = 127,8$ kg/cm^2 $<$ 135 kg/cm^2 (vérifiée)

$Ay = \frac{2250.100}{2800.0,864.10} = 9,3$ cm^2 -----> 6 Ø 16 = 12,06 cm^2

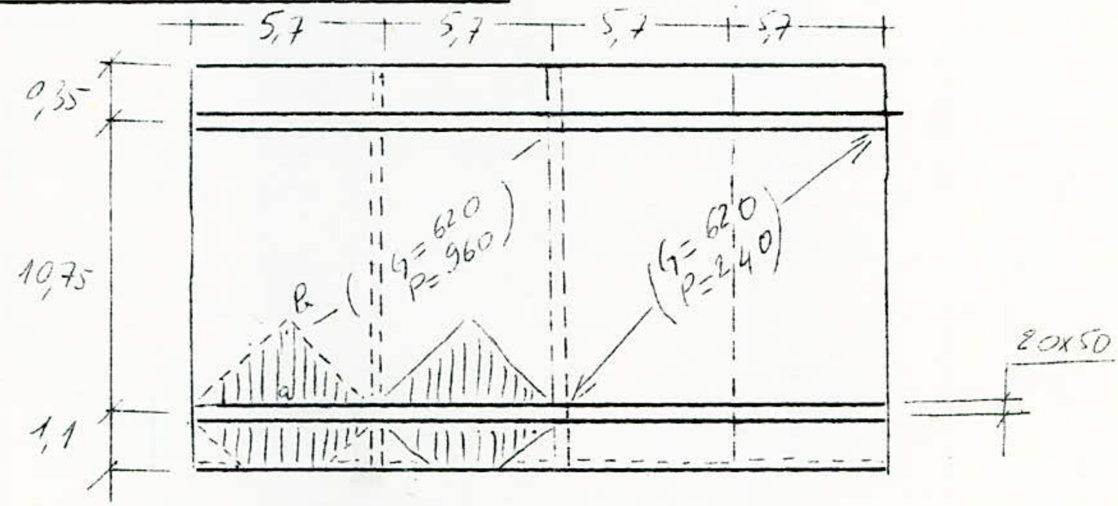
Cependant pour cette console (de tres faible longueur) on adoptera les même aciers que ceux trouvés pour les aciers en chapeaux des dalles de rives .

Dans le sens parallèle au grand coté , on disposera des armatures dites de répartitions dont la section par unité de longueur est comprise entre le 1/4 et 1/2 de celles des armatures principales

$Ax = \frac{Ay}{2} = \frac{9,30}{2} = 4,65$ cm^2 -----> 6 Ø 10 = 4,71 cm^2

ETUDE D'UNE POUTRE LONGITUDINALE
DE LIAISON DES PORTIQUES
AU NIVEAU D'UN PLANCHER DALLE

I. DETERMINATION DES CHARGES/



a/Charges reprises par la poutre

a1/ Charges dûes à la dalle

Sur deux travées ---- q1 = (G) +(P) = 620 +960 =1580 kg/m^2

Sur les 2 autres ----q2 =(g) +(p) = 620 +240 = 860 ----

* Surface reprise par la poutre et intéressant 1 travée

$$S1 = 5{,}70.\ \frac{5{,}70/2}{2} = 8{,}12\ m^2$$

* Charges par ml dûes à la dalle

$$q1 = 1580.\ \frac{5{,}70}{4} = \underline{2250\ KG/MT}$$

a2 Charges dues à l' encorbellent

q3 = (g) + (p) = 4472 kg

*Surface intéressant une travée et reprise par la poutre

$$S2 = 0{,}5.5{,}7 = 2{,}85\ m^2$$

* Charges par ml dues à l' encorbellent

$$q2 = \frac{4472}{2.5{,}7} = 392\ kg\ /ml$$

b/Charges reprises par la poutre sur les 2 autres travées

b1 Charges dues à la dalle

$q2 = (g) +(p) = 860\ kg\ /m^2$

q2 = 860.5,7/4 = 1226 kg/ml

b2 Charges dues à l'encorbellement

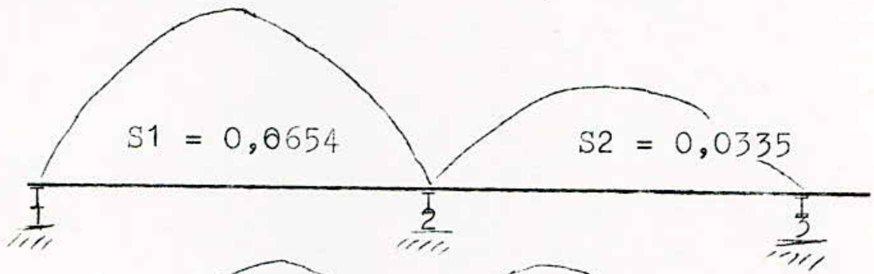
q3 = 392 kg/ml

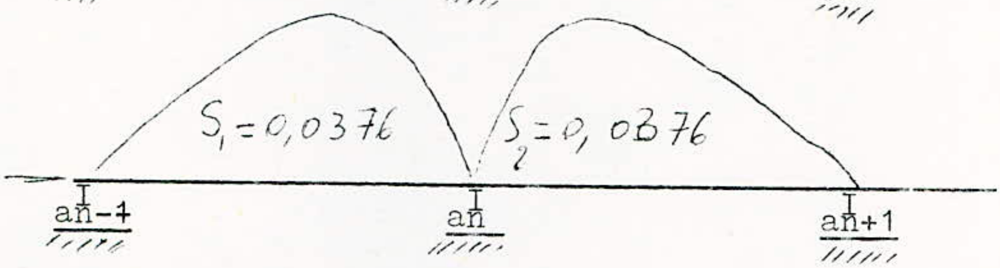
c/Calcul des moments

2251 + 392 = 2643kg/m

1226 + 392 =1618kg/m

D'aprèsles lignes d'influence, il vient:





Le premier schéma c'est:

Poutres continues à travées égales: lignes d'influence des moments sur le 2^{ieme} appui

Le deuxieme schéma c'est:

Poutrescontinues à travées égales encadrant le n^{ieme}appui Lignes d'influence des moments sur le n^{ieme} appui.

MOMENT DE CONTINUITE SUR L'APPUI 2/

-moment dûà la charge répartie sur la 1^{ere} travée

M21 = - 0,0654.2643.5,7^2 = - 5616 kgm

-moment dû à la charge répartie sur la 2^{ieme} travée

M22 = - 0,0335.2643.5,7^2 = - 2877 kgm

M2 = M21 + M22 = - 8493 kgm

MOMENT DE CONTINUITE SUR L'APPUI 3/

-moment dû à la charge répartie sur la 2^{ieme} travée

M32 = - 0,0376.2643.5,7^2 = - 3229 kgm

-moment dû à la charge répartie sur la 3^{ieme} travée

M33 = - 0,0376.1618.5,7^2 = - 1976 kgm

M3 = M32 + M33 = - 5205 kgm

MOMENT DE CONTINUITE SUR LE 4^{ieme}APPUI

-moment M44 = - 0,065.1618.5,7^2 = - 3438 kgm

M43 = -0,0335.1618.5,7^2 = - 1761 kgm

$M4 = -(3438 + 1761) = \underline{-\ 5199\ kgm}$

MOMENTS EN TRAVEE

- travée 1

$Mt1 = 0{,}0802 . 2643 . 5{,}7^2 = \underline{6887\ kgm}$

- travée 4

$Mt4 = 0{,}0802 . 1618 . 5{,}7^2 = \underline{4205\ kgm}$

- moment en travée 2

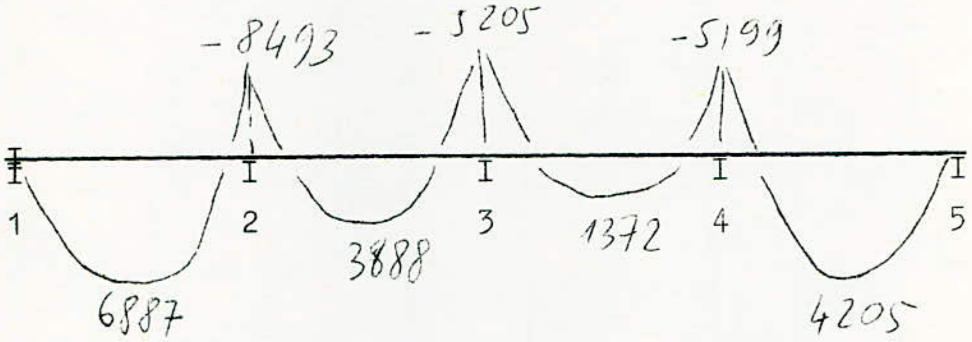
$Mt2 = 0{,}0895 . 2643 . 5{,}7^2 - 0{,}0327 . 2643 . 5{,}7^2 - 0{,}0188 . 1618 . 5{,}7^2 =$

$\underline{Mt2 = 3888}\ kgm$

-travée 3

$Mt3 = (0{,}0895 - 0{,}0327) . 1618 . 5{,}7^2 - 0{,}0188 . 2643 . 5{,}7^2 = 1392 kgm$

$\underline{Mt3 = 1392\ kgm}$



EFFORTS TRANCHANTS

$T1d = \frac{2643 . 5{,}7}{2} - \frac{8493}{5{,}7} = \underline{6043\ kg}$

$T2g = -7533 - 1490 = \underline{-\ 9023\ kg}$

$T2d = 7533 + \frac{8493 - 5205}{5{,}7} = \underline{8110\ kg}$

$T3g = -7533 + 577 = \underline{-\ 6956 kg}$

$T3d = \frac{1618 . 5{,}7}{2} + \frac{5205 - 5199}{5{,}7} = \underline{4612\ kg}$

$T4g = -4611 + 1 = \underline{-\ 4612\ kg}$

$T4d = 4611 + \frac{5199}{5{,}7} = \underline{5523\ kg}$

$T5g = -4611 + 912 = \underline{-3699\ kg}$

D'où les réactions

$R1 = T1d = \underline{6043\ kg}$

$R2 = T2g + T2d = \underline{17133\ kg}$

$R3 = T3d - T3g = 11568$ kg $\qquad R5 = T5g = 3699$ kg

$R4 = T4d - T4g = 10133$ kg

$R1 + R2 + R3 + R4 + R5 = 48576$ kg

$2q_1 l + 2q_2 . l = 48576$ kg ----> (vérifié)

e/DETERMINATION DES ARMATURES LONGITUDINALES

Rappel: nous avons choisi à priori des poutres de liaisons de section (20. 50.)

Ht =50 cm $\quad$ h = 47 cm $\quad$ d' = 3 cm

-béton dosé à 350 kg/cm² CPA 325 non controlé

-acier HA Tor $\sigma en = 4200$ kg/cm² --- $\overline{\sigma a} = 2800$ kg/cm²

e1/ Sections en travée

On pourra estimer un moment de continuité aux appuis de rive approximativement égal à: 0,15 Mo

$Mo_1 = Mt_1 + M_2 = 6887 + 8493 = 15380$ kgm

$M1 = 0,15\ Mo1 = 2300$ kgm

$Mo2 = Mt4 + M4 = 4205 + 5199 = 9404$ kgm

$M5 = 0,15\ Mo2 = 1410$ kgm

On peut remarquer que $1410/2300 = 0,61 = 9404/15380$

Nous aurons donc pour Mt1 par exemple:

Mt1 = 6887 kgm $\quad$ h = 47 cm $\quad$ b = 20 cm

$$\mu = \frac{15.6887.100}{2800.20.47^2} = 0,0835$$

----> K = 27,8
----> ε = 0,88
----> α = 0,35
----> π = 0,63

$$A = \frac{6887.100}{2800.0,88.47} = 5,94 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'b = \frac{2800}{27.8} = 101 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2$$

Pour la suite voir le tableau suivant:

POURCENTAGE MINIMUM D'ACIER

$$A \geq bo;h.\Psi_4.\frac{\overline{\sigma b}}{\overline{\sigma a}}.\left(\frac{Ht}{h}\right)^2$$

$$A = 20.47.0,54.\frac{5,8}{2800};(50/47)^2 = \underline{1,19} \text{ cm}^2$$

	APPUIS				
N° appuis	1	2	3	4	5
Moments	2300	8493	5205	5199	1410
	0,0279	0,1030	0,0631	0,0630	0,0171
K	54	24,3	33,2	33,2	71,5
	0,927	0,873	0,869	0,869	0,942
W	0,201	0,785	0,469	0,469	0,121
A (cm^2)	1,90	7,39	4,41	4,41	1,13
A mini	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19
A adoptée	2,26	7,85	5,59	5,59	1,57
Nbre barres	2∅12	2∅20+2∅10	2 ∅ 16 2 ∅ 10	2 ∅ 16 2 ∅ 10	2 ∅ 10
	51,8	115	84,3	84,3	39,2

	TRAVEES			
N° appui	1 - 2	2 - 3	3-4	4 - 5
Moments	6887	3888	1372	4205
	0,0835	0,0471	0,0166	0,0508
K	27,8	39,6	72,5	38
	0,88	0,908	0,943	0,905
W	0,63	0,347	0,118	0,372
A cm^2	5,94	3,25	1,10	3,53
A mini	1,19	1,19	1,19	1,19
A adoptée	6,28	4,02	1,57	4,02
Nbre de barres	2 ∅ 16 2 ∅ 12	2 ∅ 16	2 ∅ 10	2 ∅ 16
	101	70,7	38,6	73,7

f) DETERMINATION DES ARMATURES TRASVERSALES

$T_{max} = 9023$ kg

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b_o.z} = \frac{9023}{20.47.7/8} = 10,97 \text{ kg/cm}^2$$

Comme σ'_b varie $(< \overline{\sigma}'_{bo}$ et $> \overline{\sigma}'_{bo}$ mais $< \overline{\sigma}'_b)$

On prendra la valeur suivante:

$$\min \begin{cases} 3,5.\overline{\sigma}_b = 3,5.5,8 = 20,3 \text{ kg/cm}^2 \\ (4,5 - \dfrac{\sigma'_b}{\sigma'_{bo}}).\overline{\sigma}_b = (4,5 - \dfrac{101}{67,8}).5,8 = 17,46 \end{cases}$$

On a donc: $\tau_b = 10,97 < 17,46$ kg/cm^2 (vérifié)

$\sigma_{at} = \rho_{at}.\sigma_{en}$ avec $\rho_{at} = (1 - \dfrac{\tau_b}{9.\overline{\sigma}_b})$

armatures transversales FeE22 $\longrightarrow \sigma_{en} = 2200$ kg/cm^2

$$\rho_{at} = 1 - \frac{10,97}{9.5,9} = 0,79 > 2/3$$

$\sigma_{at} = 0,79.2200 = 1738$ kg/cm^2

On prendra des Ø 6 comme diamétre des cadres. $(A_t = 0,56 \text{cm}^2)$

$t = (A_t.\sigma_{at}.z)/T$

$$t = \frac{0,56.1738.41,12}{9023} = 4,5 \text{ cm}$$

$$\overline{t} \geq h(1 - 0,3\frac{\tau_b}{\overline{\sigma}_b}) = 47(1 - 0,3.\frac{10,97}{5,9}) = 20,7 \text{ cm}$$

$-\ \overline{t} \geq 0,2.h = 0,2.47 = 9,4$ cm

On prendra $t = 4$ cm sur appuis et la suite de Mr CAQUOT en travée soit:--- --3x4 , 3x7 , 3x8 , 3x9 -.-.

soit 27 cadres sur 1/2

g) ENTRAINEMENT DES ARMATURES DE TRACTION: BA68 p.44

Il y a lieu de vérifiér si la contrainte τ_d est inférieure à la contrainte admissible d'adhérence vis-à-vis de l'entrainement:

Poutre $\Longrightarrow \tau_d$ $\quad \tau_d = 2.\Psi_d.\overline{\sigma}_b$ ----- $\Psi_d = \dfrac{1,5}{\sqrt{2}}\eta_d$

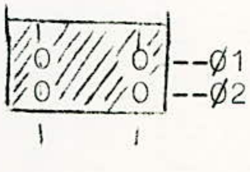
Ψ_d = coéfficient de scellement caractérisant l'adhérence

η_d = valeur du coefficient de scellement = 1,6(acier HA)

D'où $\Psi_d = 1,69$

et $\tau_d = 2.1,69.5,9 = 19,9$ kg/cm^2

Nous avons employé deux lits d'armatures



$p = 2.\pi(1,6 + 1,0) = 16,3$ cm

$$\tau_d = \frac{T}{p.z} = \frac{9023}{16,3.41,12} = 13,46 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_d = 13,46 < \overline{\tau}_d = 19,9 \text{ kg/cm}^2$ vérifié (BA68 p.48 - 49)

h) ANCRAGE DES ARMATURES BA68 p.49

-Pour une zone d'ancrage en pleine masse

$\overline{\tau}_d = 2.\Psi_d^2.\overline{\sigma_b} = 33,6 \text{kg/cm}^2$

$\tau_d = 13,46 \text{ kg/cm}^2$

-Pour une zone d'ancrage normale

$\overline{\tau}_d = 1,25.\Psi_d^2.\overline{\sigma_B} = 21 \text{ kg/cm}^2$

h1)TRACTION DES ARMATURES INFERIEURES

-Aux appuis nuos devons avoir: $A.\overline{\sigma_a} > T$

$A = 2\phi17 + 2\phi12 = 6,28 \text{ cm}^2$

$\overline{\sigma_a} = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$A.\overline{\sigma_a} = 6,28;2800 = 17584$ kg/

Tmax = 9023 kg ====> $A.\overline{\sigma_a} >$ Tmax (vérifié)

h2)TRACTION DES ARMATURES SUPERIEURES(CHAPEAUX)

$(T + \frac{M}{z}) < T$ puisque M est négatif(moment d'appui)

$Aa > At$ -----> $A\sigma a > T + M/z$ (vérifié)

h3)PRESSION DE LA BIELLE D'ABOUT

Les efforts sont transmis à l' appui par l'intermédiaire de diagonales comprimées constituées par des bielles inclinées à 45° sur l' horizontale.

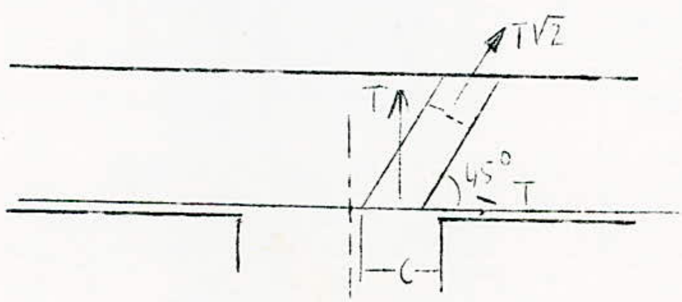
La bielle d'about sera soumise à un effort : $T.\sqrt{2}$ de section comprimée $bo.c\sqrt{2}/2$

$\sigma'b < \overline{\sigma'}bo = 67,8 \text{ kg/cm}^2$ car:

$$\sigma'b = \frac{T.\sqrt{2}}{bo\sqrt{2}/2} = \frac{2T}{bo.c} = 45,1 \text{ kg/cm}^2$$

avec c = 20 cm

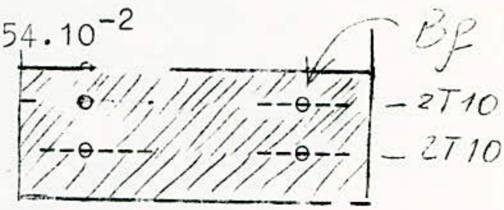
Donc le béton dans la bielle ne sera pas écrasé



FISSURATION DES ZONES TENDUES (BA68p.89)

Le poucentage de fissuration $\overline{Wf}$ est égale à:

$$\overline{W}f = \frac{A}{bf} = 6{,}54.10^{-2}$$



bf =(2+1+2.1+1) = 120cm^2

A = 7,85 cm^2

La valeur maximale de la contrainte de traction des armatures est limitée à la plus grande des 2 valeurs suivantes:

$$61 = k.\frac{n}{\varnothing}\frac{\overline{Wf}}{(1 + 10\,\overline{Wf})}$$

$$62 = 2{,}4\left\{\sqrt{\left(\frac{n}{\varnothing}\right).k.\overline{6b}}\right\}$$

$\varnothing$ = 20 mm

n = 1,6

$\overline{6b}$ =5,8 kg/cm^2

k = 1,5x10^6 (fissuration peu nuisible)

$\overline{Wf}$ = 6,54.10^{-2}

En rempla çant ces valeurs dans 61 et 62 il vient:

61 = 4756 kg/cm^2

62 = 2021 kg/cm^2 -----> 6a < 61 = 4756 kg/cm^2

L'acier employé est de l'acier tor HA $\varnothing$ 20 -> 6a = 2800$\frac{kg}{cm^2}$

Il est donc compatible avec la limitation des fissures.

LIMITATION DES FLECHES (BA68 p. 116)

Il n'y a pas lieu de justifier les flèches des poutres supportant les planchers si les 3 conditions suivantes:

$$\frac{Ht}{l} > \frac{1}{16} \quad , \quad \frac{Ht}{l} \gg \frac{1}{10}\frac{Mt}{Mo} \qquad \frac{A}{bo.h} \leqslant \frac{43}{6en}$$

1)Ht / l =50/570 > 1/16 $\Rightarrow$ (vérifié)

2)Ht /l = 0,088 $> \frac{1}{10}\ \frac{Mt}{Mo} = \frac{1}{10}\ \frac{6887}{15380}$ = 0,045 (vérifié)

3)A/bo.h $= \frac{7{,}85}{20.47}$ =0,0083 $< \frac{43}{4200}$ = 0,0102 (vérifié)

Les trois conditions étant simultanément vérifiées, il est donc inutile de donner une justification des flèches.

ANCRAGE DES ARMATURES: BA68 p 50--51

La longueur de scellement droit aux appuis de rive est donc:

$$ld = \frac{\varnothing . 6a}{4 . \overline{\tau}d} \quad \text{avec} \quad \overline{\tau}d = \text{contrainte admissible en pleine masse.}$$

$$ld = \frac{1,2.2800}{4,33,6} = 25 \text{ cm}$$

Pour un ancrage normal il vient:

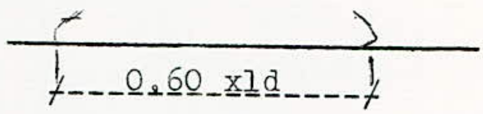
$$ld = \frac{1,2.2800}{4.21} = 40 \text{ cm}$$

$$l'd = 0,6\ ld = 0,6.40 = 24 \text{ cm}$$

On adpptera le même crochet dans les 2 cas:

ANCRAGE DES BARRES

$ld = 25$ cm



$R = 3\varnothing = 3x1,2 = 3,6$ cm

$l' = 0,6x25 = 15$ cm

CONDITIONS DE NON ECRASEMENT DE BETON (BA 68 p. 52)

Le rayon R de la courbure doit satisfaire à l'inégalité suivante:

$$R \geqslant 0,10.\varnothing.\ \frac{\overline{6a}}{\overline{6}bo}\ \left(1 + \frac{\varnothing}{d}\right)\nu$$

$\varnothing = 12$ mm

$\overline{6}bo = 67,8$ kg/cm^2

d = distance du centre de courbure de la barre à la paroi dont la proximité augmente le danger d'écrasement du béton.

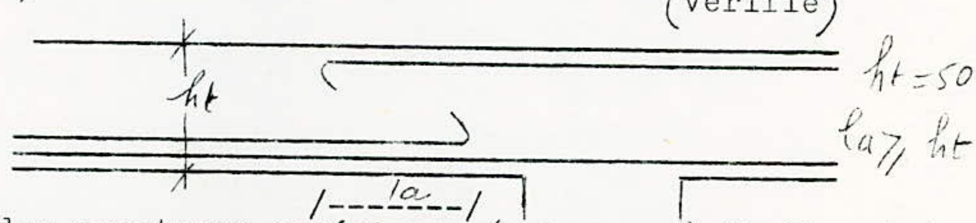
$\nu = 5/3$ $\qquad$ $d = 3 + 1,6 + 2 = 6,6$ cm

$$R \geqslant 6a \frac{0,10.1,2}{67,8}\ \left(1 + \frac{1,2}{6,6}\right) \frac{5}{3} = 0,0035.6a$$

6a = contrainte de la barre à l'origine de la courbure

$$6a = \frac{9023}{6,28} = 446 \text{ kg/cm}^2$$

$R \geqslant 0,0035.446 = 1,56$ cm ----> $R = 3$ cm $>$ 1,56 cm (vérifié)



Longueur des armatures supérieures(chapeaux): BA 68 p.106

-O- P L A N C H E R H A U T

D U P R E M I E R S O U S - S O L -O-

PLANCHER HAUT DU PREMIER SS-SOL
(Rez-de-chaussée)

A) JUSTIFICATION DE LA HAUTEUR :

Afin d'eviter de donner une justification de la régidité, et afin d'avoir un plancher non flexible, nous prendrons une hauteur telle que:

$$ht/l \geqslant 1/22,5 \quad \text{(BA68 p 112)}$$

Donc: $ht \geqslant \dfrac{570}{22,5} = 25,4$ cm

On prendra alors: ht = 25+4= 29cm

B) EVALUATION DES CHARGES :

a) Charges permanentes :(G)

		Kg/ml
-Revetement en ciment:	0,65.1,5.25	24,375
-Couche de mortier en ciment:	0,65.1,5.20	19,5
-Couche de machefer:	0,65.3.10	19,5
-Dalle en BA:	0,65.4.25	65
-Hourdi en béton creux	(0,65-11)140	75,6
-Poutrelles en BA	0,25.11.25	68,75
-Enduit de platre	0,65.1.14	9,1
-Cloisons	0,65.56	36,4
		318,225

On prendra: (G) = 320 Kg/ml

b) Surcharges: (P)

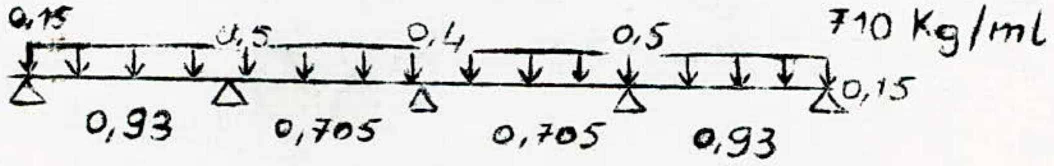
500.1,2.0,65 = 390 Kg/ml

Soit: (P) + (G) = 320+390=710 Kg/ml

C) CALCUL DES POUTRELLES:

1) La fissuration n'est pas préjudiciable.
2) $(P) \leqslant 2(G)$ ------> $390 < 2.320$ (vérifiée)
3) Les elément solidaires ont une section constante.
4) $0,8 \leqslant l1/l2 \leqslant 1,25$ -------> $0,8 \leqslant \dfrac{570}{570} \leqslant 1,25$ (vérifiée)

Ces 4 hypothèses sont vérifiées nous pouvons donc utiliser les méthodes forfaitaires du BA68 (p 103)



Le moment Mo de la poutre de référence est:

$$Mo = \frac{ql^2}{8} = 710.5,7^2/8 = \underline{2884\ kgm}$$

Moment aux appuis(kgm)	MOment en travées(kgm)
M1=M5=-0,15Mo= -433	Mt1=Mt4=0,93Mo= 2682
M2=M4=-0,50Mo= -1442	Mt2=Mt3=0,705Mo= 2033
M3 = - 0,40Mo= -1154	

C*) vérification des moment (BA68 p 104)

Le moment maximal Mt n'est pas inférieur à:

- 0,5Mo dans le cas d'une travée intermédiaire
- 0,6Mo ----------------------de rive

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieure à :

- 0,5Mo dans le cas des apuis voisins de l'appui de rive d'une poutre à plus de 2 travées.
- 0,4Mo dans le cas des appuis intermédiaire d'une ~~travée~~ poutre à plus de 2 travées.

Ces hypothèses sont toutes vérifiées dans notre cas.

C**)Dimensionnement de la poutrelles (BA68 p 30):

La largeur de la table de compression qu'il y a lieu de prendre de chaque coté de la nervure ne doit pas dépasser la plus faible des 5 valeurs suivantes:

a) limiter la largeur de l'appui au 1/10 de la portée entre nu d'appui.

$$\frac{570}{10} = 57\ cm$$

b) On ne doit pas attribuer la même zone du hourdi à 2 poutres différente.

c) la largeur est limiter à la 1/2 distance entre sous-face voisines de 2 nervures.

$$B_1 \leqslant 48/2 = 24\ cm$$

d) La largeur ne doit pas dépasser les2/3 de la section aux points de moment nuls lesplus voisins.

$$\frac{q.X^2}{8} = 2033 \dashrightarrow X = \sqrt{\frac{8.2033}{q}} = \sqrt{\frac{8.2033}{710}} = 4,79\ m$$

Il vient donc:

$$\frac{2}{3}.\ \frac{X}{2} = \frac{4,78}{3} = 160\ cm$$

D12) Travée 2-3 et 3-4

$M = 2033$ kgm ------> $\mu = \frac{15.2033.100}{2800.65.27^2} = 0,0229$

$\mu = 0,0229$, $\alpha = 0,198$, $\varepsilon = 0,933$, $K = 60,5$
$ho/h = 0,148 < \alpha = 0,198$ --- L'axe neutre tombe dans la nervure.

L'abaque VII ---> $\alpha = 0,204$

$\rho = \frac{\alpha}{\beta} = \frac{0,204}{0,148} = 1,38$

$\beta = 0,155 \begin{cases} \rho = 1,3 \longrightarrow m = 0,402 \\ \rho = 1,4 \longrightarrow m = 0,417 \end{cases}$

Comme $\rho = 1,38$ -----> $m = 0,414$

D'ou : $Z = h-ho = 27 - 0,414.4 = 25,35$ cm

$A = \frac{M}{\overline{6a}.Z} = \frac{2033.100}{2800.25,35} = 2,86$ cm ----> (2 Ø 14 +)
(A = 3,08 cm²)

Et $\alpha = 0,204 \longrightarrow K = 58,5$ --- $6b' = \frac{2800}{58,5} = 47,86 < \overline{6b}$

D2) aux appuis :

** M1=M5= 433 kgm ---------- $\mu = \frac{15.433.100}{2800.65.27^2} = 0,0049$

$\mu = 0,0049$, $\alpha = 0,095$, $\varepsilon = 0,968$, $K = 142$
$ho/h = 0,148 > \alpha = 0,095$ ---L'axe neutre tombe dans la table de compression

La section sera donc calculée comme section rectangulaire(65x29).

Donc : $A = \frac{M}{\overline{6a}.\ .h} = \frac{433.100}{2800.0,968.27} = 0,59$ cm² --->1 Ø 10(A=0,78)

Et : $6b' = \frac{\overline{6a}}{K} = \frac{2800}{142} = 19,7 < \overline{6b}'$

** M2=M4 = 1442 kgm -----> $\mu = \frac{15.1442.100}{2800.65.27^2} = 0,0163$

$\mu = 0,0163$, $\alpha = 0,169$, $\varepsilon = 0,943$, $K = 73,5$
$ho/h = 0,148 < \alpha = 0,169$ l'axe neutre tombe dans la nervure

L'abaque VII ---> $\alpha = 0,17$

$\rho = \frac{0,170}{0,148} = 1,148 = 1,15$

$\beta = 0,155 \begin{cases} \rho = 1,1 \longrightarrow m = 0,362 \\ \rho = 1,2 \longrightarrow m = 0,384 \end{cases}$

Pour $\rho = 1,15$ --> $m = 0,373$

e) La largeur doit etre inférieur au 1/6 de la distance entre poits de moment nuls d'une travée.

D'où: 1/6.478 = 80 cm

On prendra la valeur la plus restrictive, c'est à dire : b1= 24 cm

Et : b = 24 + 17 + 24 = <u>65 cm</u>

D) CALCUL DE LA SECTION D'ARMATURE LONGITUDINALE

D1) En travée :

D11) Travée 1-2 et 4-5 :

On a : M = 2682 kgm ht = 29cm d'=2cm d'où: h= 27cm

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a . bh^2} = \frac{15.2682.100}{2800.65.27^2} = 0,0303$$

$\mu = 0,0303$, $\varepsilon = 0,924$ $\alpha = 0,22$ K = 51,5

$h_o/h = 4/27 = 0,148 < \alpha = 0,22$ ---> L'axe neutre tombe dans la nervures , donc la section considérée est une une section en T.

$\beta = b_o/b$, $\theta = h_o/h$, $\alpha = y1/h$

On a : $\mu = 0,0303$, $\beta = b_o/b = 10/65 = 0,154$, $\theta = \frac{h_o}{h} = \frac{4}{27} = 0,148$

L'abaque VII (Charron, annexe) donne:

$$\rho = \frac{\alpha}{\theta} = \frac{0,246}{0,148} = 1,66$$

$\left.\begin{matrix}\rho = 1,6\\ \beta = 0,154\end{matrix}\right\}$ ---> m = 0,443

$\left.\begin{matrix}\rho = 1,7\\ \beta = 0,155\end{matrix}\right\}$ ---> m = 0,455

Et comme $1,6 < \rho = 1,66 < 1,7$ --->On prendra m = 0,449

Soit: <u>m = 0,45</u>

D'où:

Z = h- mho = 27 - 0,45.4 = 25,2 cm

La section A des armatures tendues sera égales à :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a . Z} = \frac{2682.100}{2800.25,2} = \underline{3,08\ Cm^2}$$ -----(2 Ø 16) (= 4,02cm²)

$$K = \frac{15\ (1 - \alpha)}{\alpha} = 45,9 \quad ----> \quad \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 61 < \bar{\sigma}'_b$$

D'où: $Z = h - \beta h_o = 27 - 0{,}373 . 4 = 25{,}5$ cm

Et : $A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a . Z} = \dfrac{1442.100}{2800.25{,}35} = 2{,}03 \text{ cm}^2$ --- 1 $\varnothing$ 20 ($3{,}14 \text{ cm}^2$)

$\alpha = 0{,}17 \dashrightarrow K = \dfrac{15(1-\alpha)}{\alpha} = 73$ --- $\sigma_b' = \dfrac{2800}{73} = 38{,}35$

** $M_3 = 1154$ kgm ----- $\mu = \dfrac{15.1154.100}{2800.65.27^2} = 0{,}0130$

$\mu = 0{,}0130$, $\alpha = 0{,}152$, $\varepsilon = 0{,}949$ $K = 83{,}5$

$\theta = h_o/h = 0{,}148 < \alpha = 0{,}152$, L'axe neutre tombe dans la nervure.

L'abaque VII ---> $\alpha = 0{,}152$

$$\rho = \frac{\alpha}{\theta} = \frac{0{,}152}{0{,}148} = 1{,}03$$

$\beta = 0{,}155$, $\rho = 1{,}03 \dashrightarrow m = 0{,}333$

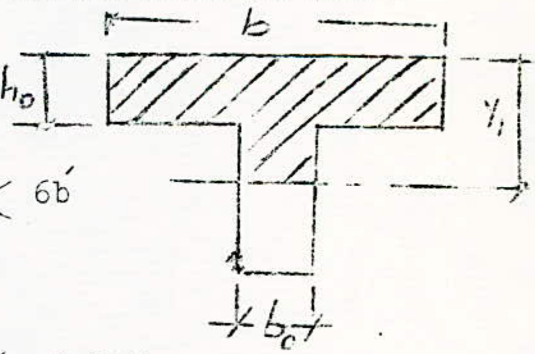
D'où: $Z = h - m h_o = 27 - 4 \times 0{,}333 = 25{,}66$ cm

Et : $A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a . Z} = \dfrac{1154.100}{2800.25{,}66} = 1{,}60 \text{ cm}^2$ ----1$\varnothing$16 ($2{,}01 \text{cm}^2$)

$\alpha = 0{,}152 \dashrightarrow K = 83{,}5 \dashrightarrow \sigma_b' = \dfrac{2800}{83{,}5} = 33{,}5 < \bar{\sigma}_b'$

E) CONTRAINTE DE COMPRESSION DANS LE BETON :

On vérifie uniquement pour la section la plus comprimée.
IL y a lieu de vérifier la valeur la plus restrictive des 2 conditions suivantes.



$\sigma_b' \leq 2\bar{\sigma}_b'$ (vérifiée)

D'autre part on a:

$\sigma_b' < \bar{\sigma}_b'$ Et comme $\sigma_m' = \dfrac{F'}{B'} < \sigma_b'$

Nous aurons $\sigma_m' < \bar{\sigma}_b'$

$F' = M/Z$ et $B' = bh_o + b_o(y_1 - h_o)$

$M = 2682$ kgm , $Z = 25{,}2$ cm , $\alpha = 0{,}246$

D'où: $F' = \dfrac{2682.100}{25{,}2} = 10643$ Kg

$B' = bh_o + b_o(y_1 - h_o)$

$y_1 = \alpha h = 0{,}246.27 = 6{,}64$ cm

$B' = 65.4 + 10(6{,}64-4) = 260 + 26{,}4 = 286{,}4 \text{cm}^2$

$\sigma_m' = F'/B' = \dfrac{10643}{286{,}4} = 37{,}16 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{bo}'$ (vérifiée)

F) CONDITION DE NON FRAGILITE , % d'acier minimum.

La condition de non fragilité permet d'écrire:

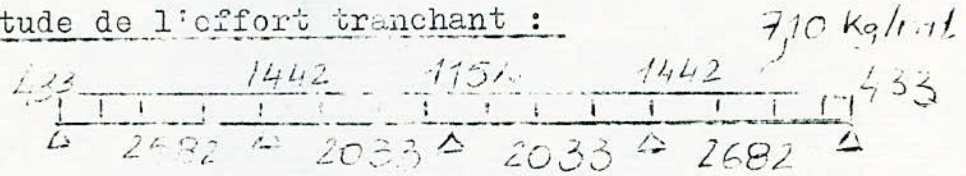
$$A \geqslant bo.h \frac{\psi}{4} \frac{\sigma_b}{\sigma_a} (ht/h)^2 \qquad \frac{\psi}{4} = 0,54 \text{ (Acier HA)}$$

$$A = 10.27.0,54 \cdot \frac{5,8}{2800} \cdot (29/27)^2 = 0,348 \text{ cm}^2$$

TABLEAU RECAPITULATIF :

	APPUIS			TRAVEES	
	2 - 5	2 - 4	3	(1-2);(4-5)	2-3; 3-4
Moment	433	1442	1154	2682	2033
A (cm^2)	0,59	2,05	1,60	3,80	2,86
Amin	0,348	0,348	0,348	0,348	0,348
A adoptée	0,78	3,14	2,01	4,02	3,08
Nbre de barres	1 Ø 10	1 Ø 20	1 Ø 16	2 Ø 16	1 Ø 14
σ' kg/cm²	19,7	38,35	33,5	61	47,86

E) Etude de l'effort tranchant :



Soit To l'effort tranchant de la travée de référence.

Soient Mw ET Me respectivement les valeurs absolues des moment sur appuis de gauche et de droite.

L'effort tranchant Tx sur appui d'une poutre continue s'écrit:

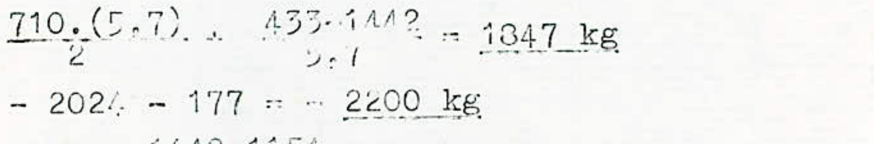
$$Tx = To + \frac{Mw - Me}{l}$$

$T1d = \frac{710.(5,7)}{2} - \frac{433-1442}{5,7} = \underline{1847 \text{ kg}}$

$T2g = - 2024 - 177 = \underline{- 2200 \text{ kg}}$

$T2d = 2024 + \frac{1442-1154}{5,7} = \underline{2075 \text{ kg}}$

$T3g = - 2024 + 51 = \underline{- 1973 \text{ kg}}$



Verification : $\sum Ti = 2.(2200 + 1847 + 2075 + 1973) = \underline{16190\ kg}$

$n.q.l = \quad = 4.710.5,7 = \underline{16190\ kg}$

D'où: $\sum(\downarrow) = 0$ --------> $Ti - nql = 0$ (vérifiée)

H) CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES(BA68. p 37):

$$T_{max} = 2200\ kg \ , \quad Z \simeq 7/8.h = 7/8.27 = 23,6\ cm$$

La contrainte maximale de cisaillement est:

$$\tau_b = \frac{T}{bo.Z} = \frac{2200}{10.23,6} = \underline{9,32\ kg/cm^2}$$

Avec :

$\bar{\tau}_b \leqslant 3,5.\bar{6}'b$ Si $6'b \leqslant 6'Bo$

$\bar{\tau}_b \leqslant (4,5 - 6'b/\overline{6bo})\overline{6b}$ Si $\overline{6'bo} \leqslant 6'b \leqslant 2.\overline{6'bo}$

Dans notre cas: $6'b \leqslant 6bo$ Et on doit vérifier donc: $\tau_b \leqslant 3,5.\overline{6'b}$

$\tau_b = 9,32 < 3,5.5,8$ (vérifiée)

La contrainte admissible des aciers de coutures s'ecrit:

$$\overline{\sigma_{at}} = \rho_a.6en = (1 - \frac{\tau_b}{9.\overline{6b}}).6en \ , \text{ car } \quad \rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9.\overline{6b}}$$

Avec : $6en = 4200$, La contrainte sera égale à :

$\overline{\sigma_{at}} = 0,82.4200 = 3444\ kg/cm^2$

Les armatures seront constituées par un cadre ϕ 6 ($At = 0,28\ cm^2$)

Espacement des armatures:

$$t = \frac{At\ Z\ \overline{6at}}{T} = \frac{0,28.23,6.3444}{2200} = \underline{10,34\ cm}$$

Espacement limite:

$$t \leqslant \bar{t} = h(1 - 0,3\frac{\tau_b}{\overline{\sigma}_b}) = 27.(1 - 0,3\frac{9,32}{5,8}) = \underline{13,98\ cm}$$

On doit avoir aussi :

$t \geqslant 0,2.H = 0,2.27 = \underline{5,4\ cm}$

On prendra t voisins de la valeur trouvée. Soit $\underline{t \simeq 10\ cm}$

La distribution adoptée sera celle proppsée par Mr CAQUOT.

La 1/2 portée = 570/2 = 285 cm

La distribution sera : 3x10, 3x11, 3x13, 3x16, 3x20, ...

I) TRACTION DES ARMATURES DE RIVES:

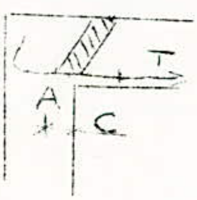
$A.\overline{6a} \geqslant T + M/Z$ ----- $M=0$ donc $A.\overline{6a} > T$

$2\ \phi\ 16 \longrightarrow A = 4,02\ Cm^2$

$4,02.2800 \simeq 11256 > 2200$ (vérifiée)

COMPRESSION DE LA BIELLE D'ABOUT :

l'ancrage doit commencer au pint A : Et on doit avoir:



$\overline{6bo}.BO.C\sqrt{2} \geqslant T\sqrt{2}$ -----> $C \ \frac{2.T}{\overline{6bo}.bo}$

$$\Longrightarrow C \geqslant \frac{2.T}{\overline{6}bo.bo} = \frac{2.1847}{68,7.10} = 5,40 \text{ cm}$$

Dans notre cas : C = 13 cm

Et : $$6b' = \frac{2.T}{bo.C} = \frac{2.1847}{13.\ 10} = 28,4 < \overline{6bo}' \text{ (vérifiée)}$$

J) FERRAILLADE DE LA DALLE DE COMPRESSION :

Il est utile de ferrailler la dalle de compression pour limiter le risque de fissuration par retrait du beton, pour résister aux efforts de charges appliquées sur faces réduites et pour réaliser un effet de repartition de charges localisées, nous aurons donc:

$$A = 0,02.ln. \frac{2160}{6en} = \frac{43.ln}{6en}$$

ln : etant la distance entre les axes des nervures des poutrelles

A1 = armatures perpendiculaires aux nervures

A2 = ------- parallèles -- ---

$$A1 = \frac{43.65}{4200} = 0,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A2 = A1/2 = 0,34 \text{cm}^2/\text{ml}$$

K) ENTRAINNEMENT DES ARMATURES DE TRACTION (BA68 p 44):

τd = contraite d'adhérence des armatures:

$$\tau d = \frac{Tmax}{pz}$$

p = périmètre utile adhérent: 2 Ø 16

p = 2. π . 1,6 = 10,04 cm

$$\tau d = \frac{2200}{10,04.23,6} \equiv 9,38 \text{ kg/cm}^2$$

$\overline{\tau}d = 2.\ \psi\ \overline{6b}$ Avec $\psi_d = \frac{1,5}{2} \eta_d$

ηd= COEFF de scellement

ψd= coeff ~~de~~ caractérise les barres du point de vue de leur adhérence.

ψd= 1 pour les ronds lisses

ψd= 1,6 pour les H.A

$\overline{\tau}d = 2.\ \psi.\overline{6b} = 2.1,5.5,8 = 17,4 \text{ kg/cm}^2$

Et on a :

$\tau d = 9,28 < \overline{\tau}d = 17,4 \text{ kg/cm}^2$ (Vérifiée)

L) ANCRADE DES ARMATURES:

1) AUX APPUIS DE RIVES:

$M = 0$ ------ $6a = \frac{T}{A}$

Il n'y a lieu de ne tenir compte que des 2 barres fillantes qui vont jusqu'aux appuis et qui sont constituées par 2 Ø 16 (4,02cm²

Tmax en rive = 2200 kg

$$6a = \frac{Tmax}{A} = \frac{2200}{4,02} = 540 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'ancrage normale est égales à : (BA68 Art: 30,21)

$$\bar{\tau}d = 1,25 (\Psi_d)^2 . 6b$$

$$\bar{\tau}d = 1,25 . 1,5^2 . 5,8 = 16,4 \text{ kg/cm}^2$$

2) LONGUEUR D'ANCRAGE NORMAL PAR SCELLEMENT DROIT

Une barre doit etre toujours ancrée individuellement. La longueur de scellement droit est la longueur descellement necessaaire POur q'une barre rectiligne de diamètre Ø soumise à sa contrainte admissible $\overline{6a}$ soit ancrée totalement.

$$ld = \frac{Ø.\overline{6a}}{4.\bar{\tau}d} = \frac{0,8.2800}{4.\ 16,4} = 34,15 \text{ cm}$$

la longueur ld detérminée ci-dessus est toujours trop importante par rapport a la place dont on dispose, aussi on est amené à utiliser des ancrages courbes par crochet normal.

Dans ce cas on a:

$$l1 + 3,57l3 \geqslant ld - 6,39.r$$

$$l1 \geqslant 34,15 - 6,39.3.0,8 - 3,57.2.0,8$$

$$l1 \geqslant 13,44 \text{ cm}$$

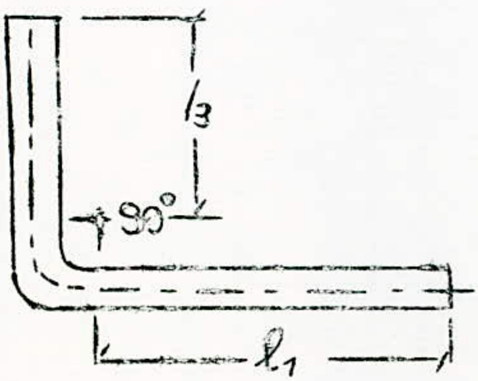
On prendra : L1 = 14 cm

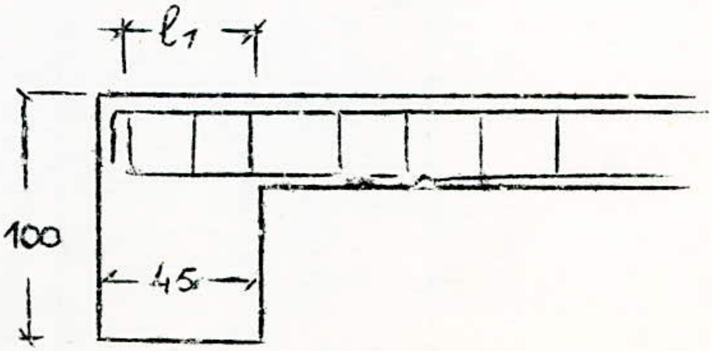
3) ANCRAGE DES ARMATURES SUPERIEURES :

$\ell d = 34,15$ cm , or on a l1 = 40 cm

Donc la longeur de scellement droit 40 cm suffit (ld < l1).

Néanmoins nous executerons un retour d'équerre pour une raison de construction.





M) FISSURATION:

La valeur maximale de la contrainte de traction des armatures sera limitée à la plus grande des valeurs suivantes:

$$6 \leqslant \begin{cases} \max \; 61 \; , \; 62 \\ 6a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Ø = diamètre nominal exprimé en mm de la plus grosse barre tendue .

Ø = 16 mm

$\eta = 1,6$ $\qquad K = 1,5.10^6$

$\overline{6b} = 5,8 \text{ kg/cm}^2$

Si Bf est la section d' enrobage comtenant toutes les barres.

$Bf = 10(2 + 1,4 + 1 + 0,8 + 2) = 72 \text{ cm}^2$

2 Ø 16 (A=4,02)

$wf = A/Bf = 4,02/72 = 0;055$

$$61 = K \frac{\eta}{Ø} \cdot \frac{Wf}{1+10.Wf} = 1,5.10^6 . \frac{1,6}{16} . \frac{0,055}{1 + 0,55} = 5323 \text{ kg/cm}^2$$

$$62 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{Ø} K.\overline{6b}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{16} x 1,5.10^6 .5,8} = 224o \text{ --}$$

$$6a \leqslant \begin{cases} \max (61,62) \\ \overline{6a} = 2800 \end{cases} \text{ ---> = } 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Notre choix de $\overline{6a}$ est donc justifié .

N) CALCUL DE LA FLECHE: (BA68 p 112-120)

Il est inutile de donner une justification de la flèche si les 3 conditions suivantes sont réalisées.

$ht/l \geqslant 1/22,5$ -------- $29/570=1/19,5 \geqslant 1/22,5$ (Vérifiée)

$ht/l \geqslant 1/15 . \frac{0,93Mo}{Mo}$ ---> Mt = Moment en travée max = 0,93 Mo

$ht/l = 0,0508 \geqslant 1/15.0,93Mo/Mo = 0,062$ (Non vérifiée)

$\frac{A}{Bo.h} \leqslant \frac{36}{6n}$ ----> $\frac{4,03}{10.27}$ = $0,015 \leqslant \frac{36}{4200} = 0,008$ (Non vérifiée)

Les 2 dernières conditions ne sont pas vérifiées, il y a lieu donc de faire un calcul de flèche.

La flèche nuisible va être la somme des 2 flèches suivantes (ALBIGES p 567):

- la flèche dûe à la déformation différée sousl'effet des charges permanentes : soit

$$fg_{\infty} - fj_o$$

- La flèche instantanée dûe aux surcharges d'exploitation soit:

$$fqo - fgo$$

Donc la flèche nuisible $\triangle ft$ s'ecrit:

$$\triangle ft = fg_{\infty} - fjo + fqo - fgo$$

Charges et moment :

Pour le calcul des flèches , les charges prises en compte sont:

- Poids propre du plancher		210 kg/ml
- Cloisons réparties		36,4
	j =	246,4
- Revetement		72,5
	g =	318,9
On prendra	g =	319=319
- Surcharges		390
	q =	709 kg/ml

Les moments correspondants en travées sont :

(Nous avons supposés Mt = 0,93Mo)

$$Mj = 0,93.246,4.5,7^2/8 = 931 \text{ kgm}$$

$$Mg = 0,93.319.5,7^2/8 = 1205 \text{ --}$$

$$Mq = 0,93.709.5,7^2/8 = 2678 \text{ ---}$$

Inertie totale:

	(S)	(H)	(J)
65.29 =	1885.14,5 =	27332,5.2/3.29 =	528428,3
15.4,08=	61,2.27 =	1652x4x27 =	44614,8
	1946,2cm²	28984,9 cm³	573043,1 cm⁴

$$v = \frac{H}{S} = 28984,9/1946,2 = 14,9 \text{ cm}$$

$$-H.v = -14,9.28984,9 = -431674,2 = -431674,2$$

$$It = J - H.v$$

$$It = 573043,1 - 431674,2 = \underline{141368,9 \text{ cm}^4}$$

$$\underline{It = 141368,8 \text{ cm}^4}$$

Calcul de λ et μ :

$$W = \frac{A}{B.h} = \frac{4,02}{65.27} = 0,00232$$

a) Pour les charges de faible durée d'application:

$$\lambda i = \frac{6b}{72(2 + \frac{3.bo}{b}).W} = \frac{5,9}{72(2+ 3.10/65)0,00232} = 14,4$$

b) pour les charges de longues durées d'application:

$$\lambda v = \frac{6b}{180(2+\frac{3.bo}{b}).W} = \frac{i}{2,5} = 5,76$$

c) Pour la charge j = 246,4 kg/ml , nous avons la contrainte des armatures inférieures tendues égales à :

$$A = \frac{M}{Z.6a} \text{ ------- } 6a = \frac{M}{Z.A} \qquad A = 4,02 \text{ cm}^2 \quad Z = 25,2 \text{ cm}$$

$$\mu = 1 - \frac{5.\overline{6b}}{4W6a + 3\overline{6b}} \qquad (kg/cm^2)$$

j = 246,4 kg/ml ----Mj = 931 kgm-----6a = 906 --- μj=-0,13
g = 319 -- --Mg = 1205 6a = 1172 μg=-0,03
q = 709 Mq = 2678 6a = 2605 μq=0,29

Nous prendrons μ = 0 si la valeur de μ est négatives

Donc μj = μg = 0 Et μq = 0,29 =0,29

<u>Calcul des modules de déformation longitudinale:</u>

$$Ev = 7000\sqrt{1,2.6_{28}} = 7000\sqrt{1,2.270} = 126000 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ei = 3Ev = 378000 \text{ kg/cm}^2$$

<u>Calcul des flèches :</u>

<u>a) Calcul de fg_{∞} :</u>

$$Ifv = \frac{It}{1 + \lambda v.u} = \frac{141369}{1 + 5,76.0} = 141369 \text{ cm}^4$$

$$fg_{\infty} = \frac{Ml^2}{10.Ev.Ifv} = \frac{1205 .100.570^2}{10.126000.141369} = \underline{0,219 \text{ cm}}$$

<u>b) Calcul de fjo:</u>

$$Ifi = \frac{141369}{1 + 14,4.0} = 141369 \text{ cm}^4$$

$$fjo = \frac{906.100.570^2}{10.378000.141369} = \underline{0,055 \text{ cm}}$$

c) Calcul de fqo:

$$Ifi = \frac{141369}{1 + 14,4.0,29} = 27313\ cm^4$$

$$fqo = \frac{8258.100.570^2}{10.378000.27313} = \underline{0,842\ cm}$$

d) Calcul de fgo:

$$Ifi = \frac{141369}{1 + 14,3.0} = 141369\ cm^4$$

$$fgo = \frac{1205.100.570^2}{10.378000.141369} = \underline{0,073\ cm}$$

La flèche nuisible est:

$$ft = 0,219 - 0,055 + 0,842 - 0,073 = \underline{0,933\ cm}$$

La valeur admissible de Δft est: (Pour $l \geqslant 5m$)

$$\overline{\Delta ft} = 0,5\ cm + L/1000 = 0,5 + 570/1000 = \underline{1,07\ cm}$$

Et on a:

$$\Delta ft = 0,933 < \overline{\Delta ft} = 1,07\ cm \quad (\text{ Vérifiée})$$

Remarque:

Sous l'effet de la charge totale (g + 1,2p) = 710 kg/ml, le moment fléchissant est de : 2682 kgm et la section d' acier utilisée est de 4,02 cm^2 ;

$$6a = M/Z.A = \frac{2682}{25,2.4,02} = 2608\ kg/cm^2$$

W = 0,00232 ----> K = 45,9 (voir precedemment)

----> $\acute{6}b$ = 2608/51,5 = 50,6 $\leqslant$ 6bo

La flèche peut etre admissible si :

$l/ht \leq A$

où l est la portée libre et ht la hauteur de la poutre

A prend l'une des valeurs suivantes:

Si $l \leqslant 5m$ -------> A =Ao

Si $l > 5m$ ---------A = Ao(2,5/l + 0,5) *l en m*

Par la lecture du diagramme , on vérifie:

$\acute{6}b$ = 56,8 kg/cm^2 ----->Ao = 24 D'où A=24(2,5/5,7 +0,5)=22,5

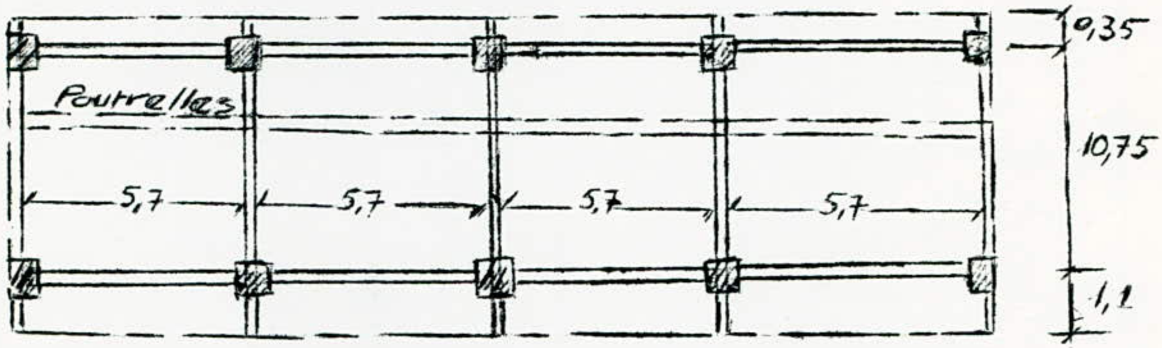
Et : $\frac{l}{ht} = 19,6 < 22,5$ ce qui est verifié.

PLANCHER HAUT DE PREMIER SOUS SOL
(REZ-DE-CHAUSSEE)

ETUDE DES POUTRES EXTERIEURES LONGITUDINALES DE LIAISON DE PORTIQUES

Ce sont des poutres continues à 4 travées égales et de dimensions:
ht=o,50m b=0,20m entr'axes=6m
longueur entre nu d'appuis=5,70m

A) EVALUATION DES CHARGES INTERVENANT SUR LA POUTRE



Etant donné la disposition des poutrelles les charges sont:

-Poids propre de la potre: 0,60x0,20x2500= 250Kg/ml
-Cloisons extérieures: 445x2,85= 1270 --

1520kg/ml

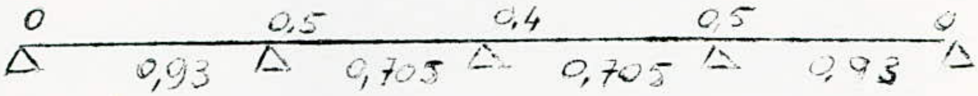
Moment en travée de reférence:

$$Mo = \frac{ql^2}{8} = 1520 \times 5,7^2/8 = \underline{\underline{6173 Kgm}}$$

B) justification de la methode employée:

Les méthodes usuelles de RDM conduisent à adopter des moments de flexions sur appuis trop grands et à des moments en travées trop faibles pour les costructions en B.A
LA méthode du BA68 corrige les erreur s qui résultent de l'application de la théorie classique aux poutres continues en béton armé(B.A)

C) MOMENT FLECHISSANT PRIS EN COMPTE.



C1) Moments en travées:

Mt1=Mt4=0,93Mo=0,93x6173=5741kgm
Mt2=Mt3=0,705Mo=0,705x6173=4352kgm

C2) Moments sur appuis:

Nous avons pris pour les appuis de rive M1=M5=0 mais pour les calculs des armatures longitudinales nous prendrons M1=M5=0,15Mo ,afin d'eviter la naissance d'un moment de torsion qui pourrait etre nuisible à la bonne tennue des traverses des portiques.

Donc :

M1=M5=0,15Mo= 0,15x6173= 926kgm
M2=M4= 0,5Mo= 0,50x6173= 3080kgm
M3 = 0,4Mo=0,40x6173 = 2470kgm

D) VERIFICATION DES MOMENTS

-La fissuration n'est pas préjudiciable

- (P) $\leqslant$ 2(G)

-Les éléments solidaires ont une même séction constante

- $0,8 \leqslant L1/L2 \leqslant 1,25$

Les 4 conditions sont vérifiées dans notre cas d'ou la justification de la méthode utilisée.

-Soit Mo le moment flechissant de la travée de comparaison.

-Soient Mw et Me respectivement les valeurs absolues des moments sur appui de gauche et de droite ,et Mt le moment maximum en travée pris en compte dans les calculs .

-Soit xo la distance àl'appui de gauche de la section où se produit le moment maximum en travée correspondant à la ligne de fermeture MwMe du diagramme des moments en travée indépendante.

ON doit vérifier l'innégalité suivante:

$$Mt + Mw\frac{(1-xo)}{l} + Me.xo/l \geqslant 1,15Mo \qquad (a)$$

De plus le moment maximum en travée n'est pas inférieur à:

0,5Mo dans le cas d'une travée intermédiaire

0,6Mo dans le cas d'une travée de rive.

Et la valeur absolue de chaque moment sur appui itermédiaire n'est pas inférieur~~e~~ à:

0,6Mo dans le cas d'une poutre à 2 travées

0,5Mo dans le des appuis voisins de l'appui de rive d'une poutre à plus de 2 travées

0,4Mo dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 2 travées.

Ces 5 conditions sont toutes verifiées dans notre cas.

D'autre part nous avons une charge uniformément répartie d'où:

$$Mo=ql^2/8 \quad , \quad \text{et} \quad xo=l/2 + (Mw - Me)/ql \qquad \text{(BA68.p.105)}$$

En remplaçant xo par sa valeur dans l'équation (a), il vient:

$$Mt \geqslant 1,15Mo - (Mw+Me)/2 + (Mw - Me)^2/2ql^2 \qquad (b)$$

En remplaçant dans (b) Mw et Me par leurs valeurs il vient:

a) $Mt=0,93Mo=5741kgm \quad , \quad Mw=0 \quad , \quad Me=0,5Mo \quad Mo=6173kgm$

$$5741 \geqslant 1,15X6173-\frac{3080}{2}+\frac{(3080)^2}{1520.5,7^2}= 7096-1540+187= 5739$$

b) $Mt=0,705Mo=4352kgm \quad , \quad Mw=0,5Mo=3080kgm \quad , \quad Me=0,4Mo=2470kgm$

$$4352 \geqslant 7096-\frac{3080+2470}{2}+\frac{(3080-2470)^2}{1520.5,7^2} = 4328kgm$$

Les inegalités (a) et (b) sont donc vérifiées.

E) CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES DE TRACTION

E1) Armatures en travées

E11) Travées 1-2 et 4-5

$$Mt=5741kgm \qquad \mu=\frac{15M}{a.bh^2}= \frac{15.5741.100}{2800.20.47^2} = 0,0696$$

$\mu= 0,0696$, $\varepsilon = 0,89$; $k=31,2$,avec(d'=3cm , h=47

$$A=\frac{M}{\sigma a.\varepsilon.h}= \frac{5741.100}{2800.0,89.47} = 4,9cm^2$$

$$= \frac{2800}{31,2} = 89,7 < \overline{\sigma}'_b = 135kg/cm^2$$

E12) Travée 2-3 et 3-4

Mt=4352kgm , $\mu = \frac{15.4352.100}{2800.20.47^2} = 0,0527$

$\mu = 0,0527$ $\quad \varepsilon = 0,90$ $\quad K = 37$

$A = \frac{4352.100}{2800.0,9.47} = 3,67\ cm^2$

Et: $\quad \sigma'_b = \frac{2800}{37} = 75,6 < \overline{\sigma}'_b = 135\ kg/cm^2$

E2) Armatures en chapeaux

E21) Appuis 1-5

M1=m5=926kgm $\quad \mu = \frac{15.926.100}{2800.\cancel{0,9}.20.47^2} = 0,0112$

$\mu = 0,0112$ $\quad \varepsilon = 0,95$ $\quad K = 90,5$

$A = \frac{926.100}{2800.0,95.47} = 0,74\ cm^2$

Et: $\quad \sigma'_b = \frac{2800}{90,5} = 31 < \overline{\sigma}'_b = 135\ kg/cm^2$

E22) Appuis 2-4

M2=M4 = 3087kgm $\quad \mu = \frac{15.3087.100}{2800.20.47^2} = 0,0374$

$\mu = 0,0374$ $\quad \varepsilon = 0,917$ $\quad K=45,5$

$A = \frac{3087.100}{2800.0;917.47} = 2,55\ cm^2$

ET: $\quad \sigma'_b \ \frac{2800}{45,5} = 61,5 < \overline{\sigma}'_b = 135kg/cm^2$

E23) Appuis 3

M3 = 2470 kgm $\quad \mu = \frac{15.2470.100}{2800.20.47^2} = 0,0299$

$\mu = 0,0299$ $\quad \varepsilon = 0,925$ $\quad K = 52$

$A = \frac{2470.100}{2800.0,925.47} = 2,03\ cm^2$

Et: $\quad \sigma'_b = \frac{2800}{52} = 53,9 < \overline{\sigma}'_b = 135gk/cm^2$

F) Pourcentage minimum- condition de fragilité:

$$A \geqslant b_o h \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} (ht/h)^2$$

Il vient: $A \geqslant 20.47.0,54. \frac{5,8}{2800} (29/27)^2 = 1,21\ cm^2$

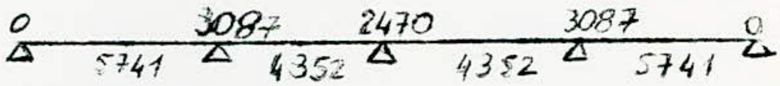
TABLEAU RECAPITULATIF

	TRAVEES		APPUIS		
	1-2;4-5	2-3; 3-4	1-5	2-4	3
MOMENT$_{kgm}$	5741	4352	926	3087	2470
A cm^2	4,9	3,67	0,74	2,55	2,03
A min$_{cm^2}$	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21
A adoptée	5,02	4,02	1,57	3,08	2,26
Nbre de barres	2Ø8 + 2Ø16	2 Ø 16	2 Ø 10	2 Ø 14	2 Ø 12
σ'_b	31	61,5	53,9	89,7	75,6

G) ETUDE DE L4EFFORT TRANCHANT

Les efforts tranchants sont maximums aux appuis

$$T_{max} = T_o + \frac{M_w - M_e}{l}$$



$T1d = \frac{1520.5?7}{2} - \frac{3087}{5,7} = 4332 - 542 = \underline{\underline{3790}}$ Kg

$T2g = - 4332 - 542 = \underline{- 4874}$

$T2d = 4332 + \frac{(3087 - 2470)}{5,7} = 4332 + 108 = \underline{\underline{4440}}$ Kg

$T3g = - 4332 + 108 = \underline{\underline{- 4224}}$ Kg

Vérification : $\sum(\downarrow) = \sum(T) - nql = 34656 - 34656 = 0$

H). CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

$T_{max} = 4874$ Kg Et $\tau_b = \dfrac{T_{max}}{b_o . z} = \dfrac{4874}{20.7/8.47} = 5,92$

$\tau_b = 5,92$ Kg/cm^2

Remarque:

Si $\tau_b \leqslant 3/4 \overline{\sigma_b}$, Aucune armature transversale n'est requise dans les planchers où nervures et hourdis sont bétonnes en même temps.

Dans notre cas $\tau_b = 5,92 > 3/4.5,8$ les armatures sont donc necessaires pour que la section resiste à l'effort tranchant

Dans cette section $\sigma'_b = 61,5$ kg/cm^2 (voir tableau)

$\sigma'_b \leqslant \overline{\sigma}'_{bo} \Rightarrow$,Donc il faut vérifier $\tau_b \leqslant 3,5 \overline{\sigma}_b$

Il vient: $\tau_b \leqslant 3,5 \overline{\sigma}'_{bo}$ ---------> $5,92 \leqslant 3,5.5,8$ (vérifié)

σ'_b représente la contrainte maximale de compréssion du béton concomitante avec τ_b.

La contrainte admissible de traction $\overline{\sigma}_{at}$ dans les armatures droites est:

$\overline{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en}$ Avec $\begin{cases} \rho_a > 2/3 \text{ ---Si pas de reprise de betonnag} \\ \rho_a = 2/3 \text{ --Dans le cas contraire} \end{cases}$

$$\rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9.\overline{\overline{\sigma}}_b} = 1 - \frac{5,92}{9.5,8} = 0,88$$

Et : $\overline{\sigma}_{at} = 0,88.4200 = 3696$ kg/cm^2 (pas de reprise de betonnage)

On adoptera 1 cadre ϕ 6 ---> ($A_t = 0,56$cm^2)

Ecartement des armatures

$$t = \frac{A_t.Z.\overline{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56.7/8.47.4696}{4874} = 22 \text{ cm}$$

Espacement limite:

$$t \leqslant \bar{t} = h(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\overline{\overline{\sigma}}_b}) = 47(1 - 0,3 \frac{5,92}{5,8}) = 32,9 \text{ cm}$$

$$t \geqslant 0,2h = 0,2.47 = 9,4 \text{ cm}$$

On prendra t= 22 cm

En tenant compte de la disposition des charges (uniformément réparties)et des surcharges (uniformément réparties) .

Nous adopterons la suite de Mr CAQUOT.

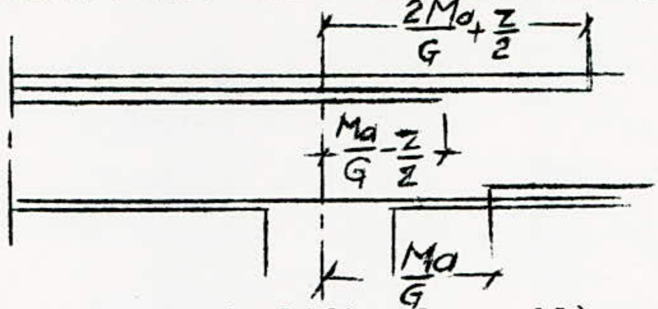
La 1/2 portée = $\frac{5,7}{2}$ = 2,85 m

A partir du nu d'appui : 3x20 , 3x25 , ...

CALCUL ET DISPOSITION DES ARMATURES LONGITUDINALES:

Soit G la charge permanente totale sur 1 travée , Ma le moment fléchissantsur l'un des appui de cette travée.

les barres doiment etre arrétées comme indiqué sur la fig ci-dessous



Dans notre cas , pour simplifier le problème on prendra pour le moment le plus défavorable sur appuis soit: M = 3087 kgm

D'où: $\frac{Ma}{G} + \frac{Z}{2} = \frac{3087}{1520.5,7} + \frac{7}{8}\frac{0,47}{2} = 0,36 + 0,20 = \underline{\underline{0,56\ \text{m}}}$

$\frac{Ma}{G} = \underline{\underline{0,36\ \text{m}}}$

ENTRAINEMENT DES ARMATURES DE TRACTION:

La contraite d'adhérence admissible vis-à-vis de l'entrainement, $\bar{\tau}d$ des armatures est fixée à:

Pour les poutres: $\bar{\tau}d = 2\Psi d\bar{\sigma}_b$ $\Psi d = \frac{1,6\ \eta d}{2}$ où η_d=1,6 (acierHA)

Il y a lieu de vérifier donc si la contrainte d'adhérence τd sous les sollicitations considérées est inférieure à la contrainte admissible présisée plus haut.

$$\tau d < \bar{\tau}d = 2\Psi d\bar{\sigma}b$$

Nous avons employé 2 lits d'armatures : 2 ∅ 16 + 2 ∅ 8 --- d≃1,5cm

soit p= le périmètre utile adherent.

$$p = 2\pi(1,6 + 0,8) = 15\ \text{cm}$$

$$\tau d = \frac{Tmax}{pZ} = \frac{4874}{15.7/8.47} = 7,9\ \text{kg/cm}^2$$

$$\Psi d = \frac{1,5\sqrt{2}.\ \eta d}{2} = \frac{1,5.1,414.1,6}{2} = 1,7$$

D'où: $\bar{\tau}d = 2.1,7.5,8 = 19,7\ \text{kg/cm}^2$

$\tau d = 7,9 < \bar{\tau}d = 19,7\ \text{kg/cm}^2$ (vérifié)

TRACTION DES ARMATURES INFERIEURES:

Nous devons vérifier que:

$$T + \frac{M}{Z} \leqslant A\bar{\sigma}a$$

Aux appuis on a considéré un encastrement admissible dû au moment de rive : M = -926 kgm. On ne tiendra pas compte de l'effet négligeable dû au moment de rive et on prendra M=0 tout en restant dans le sens de la sécurité. (T = 3790 Kg)

Dans notre cas on aseulement 2barres filantes Ø 16.

$A = 2\,Ø\,16 = 4{,}02\ cm^2 \qquad \overline{6a} = 2800\ Kg/cm^2$

$A\overline{6a} = 2800.4{,}02 = 11250Kg$

Et on a : $T < A\overline{6a} \dashrightarrow 3790 < 11250$ (verifiee)

TRACTION DES ARMATURES SUPERIEURES:

$A = 2\,Ø\,14 = 3{,}08\ cm^2$

$A\overline{6a} = 2800.3{,}08 = 8600kg$

$(T + M/Z) < T$ puisque $M < 0$ (Moment d'appui)

$T = 4874 \dashrightarrow T < A\overline{6a}$ ($4874 < 8600$)

COMPRESSION DE LA BIELLE D'ABOUT:

La transmission des charges se fait à l'aide de la bielle a 45°:

b = 20 cm c = 20 cm

$$6'b = \frac{T\sqrt{2}}{bo.c/\sqrt{2}} = \frac{2T}{bo.c} = \frac{2.4874}{20.20} = 24{,}4\ Kg/cm^2$$

Et on a : $6'b < \overline{6bo}$

FISSURATION: § BA68.p89)

$Wf = A/Bf$

$Bf = 20\ (\ 1{,}6 + 1{,}5 + 0{,}8 + 1_2 + 1\ ) = 20.5?9 = 118\ cm^2$

$A = 2\ Ø\ 16 + 2\ Ø\ 8 = 5{,}02cm^2$

$$Wf = 5{,}02/118 = 4{,}25.10^{-2}$$

LA valeur maximum de la contrainte dans les armatures tendues est limitée à :

$$6a < \min \begin{cases} \max \begin{cases} 61 \\ 62 \end{cases} \\ \overline{6a} \end{cases}$$

Où

$$61 = k\,\frac{n}{Ø}\,\frac{Wf}{1+10Wf}$$

$$62 = 2{,}4\sqrt{\frac{n}{Ø}k\overline{6b}}$$

$Ø = 16mm$, $K = 1{,}5.10^{-6}$

$n = 1{,}6$, $\overline{6b} = 5{,}8\ kg/cm^2$

$$61 = 1?5.10^{+6}.1{,}6/16.\ \frac{4{,}25.10^{-2}}{1{,}425} = 6{,}120t/cm^2$$

$$62 = 2{,}4\ \frac{1{,}6}{16}.1{,}5.10^{6}.5{,}8 = 2240\ Kg/cm^2$$

$$6 = \min \begin{Bmatrix} \max \begin{matrix} 6120 \\ 2240 \end{matrix} \\ \overline{6a} = 2800 \end{Bmatrix} = 2800\ Kg/cm^2$$

D'ou la justification de la contrainte admissible utilisée.

VERIFICATION DE LA FLECHE :

La flèche nuisible sera calculée si les conditions ci-apres ne sont pas vérifiées. Par contre ilest inutile de donner une justification si ces même conditions sont réalisées.

$$ht/l \geqslant 1/16 \text{ ---- } 50/570 = 1/11{,}4 > 1/16 \text{ (vérifiée)}$$

$$ht/l \geqslant \frac{1}{10}\frac{Mt}{Mo} \text{ ----} ht/l = 0{,}088 \geqslant \frac{1}{10}\;\frac{4352}{6173} = 0{,}071 \text{ (vérifiée)}$$

$$A/bo.h = \frac{5{,}02}{20.47} = 0{,}00535 \leqslant 43/6en = \frac{43}{4200} = 0{,}0102 \text{ (vérifiée}$$

Ces 3 conditions etant simultanément vérifiées , il est inutile de donner de donner une justification de la flèche.

ANCRAGE DES ARMATURES: (BA68.p 51):

* ~~Zonne~~ Zone d'ancrage en pleine masse:

La longueur de scellement droit est:

$$ld = \frac{\phi\ \bar{6}a}{4.\bar{\bar{\tau}}d} \qquad \text{où} \quad \bar{\bar{\tau}}d = 2.\Psi^2 d.\bar{6}b$$

$\bar{\bar{\tau}}d$ = contrainte admissible dans une d'ancrage en plène masse.

$$\bar{\bar{\tau}}d = 2(1{,}7)^2.5{,}8 = 33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Et:} \quad ld = \frac{1{,}6.2800}{4.\ 33} = 34 \text{ cm}$$

* Zone d'ancrage normal :

$$\bar{\bar{\tau}}d = 1{,}25\,\Psi d^2.\bar{6}b = 20{,}6 \text{ kg/cm}^2$$

$$ld = \frac{1{,}6.2800}{4.\ 20{,}6} = 54 \text{ cm}$$

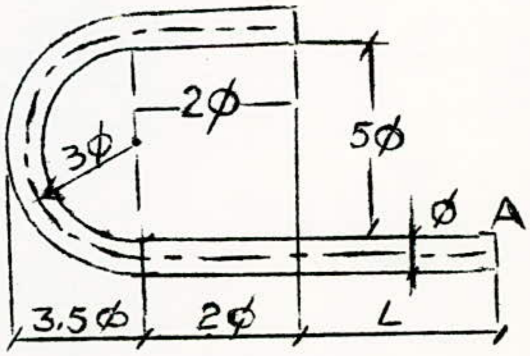
ON adoptera le même crochet pour les 2 cas étudiés.

Le BA68 préconise de prendre :

L= 0,40ld (barre HA)

L= 0,40.54= 21,6 cm Soit 22cm

Nous utiliserons l'ancrage le plus fréquemment rencontré et représenté sur la fig ci-contre



CONDITION DE NON ECRASEMENT DU BETON:

Le rayon (r) de courboure doit satisfaire à l'énégalité suivante

$$r \geqslant 0{,}10 . \phi \frac{\sigma'_a}{\sigma'_{bo}} (1 + \phi/d) \nu$$

$\phi = 1{,}6$ cm

σ_a = contrainte de la barre à l'origine de la courbe.

d = distance du centre de courbure de la barre à la paroi/

$\nu = 1$

$d = 4.\phi + 2 = 8.4$cm

Et, $\sigma_a = T/A = 4874/3{,}08 = 1582$ Kg/cm^2

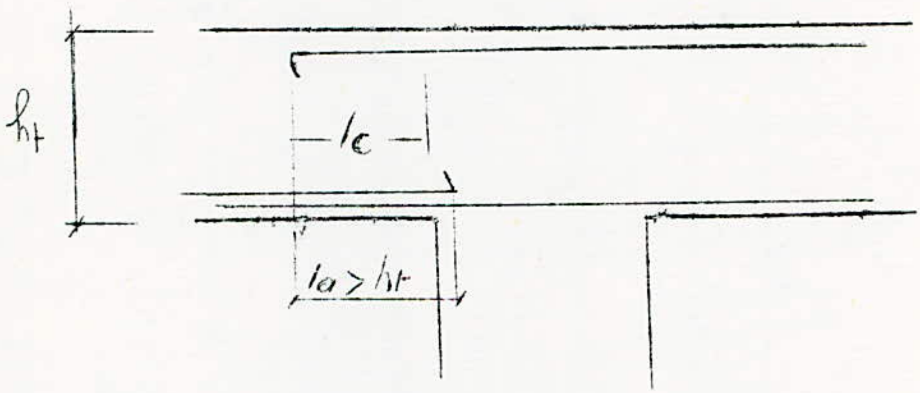
D'où: $r \geqslant 0{,}10.1{,}6 \times \frac{1582}{68{,}7} (1 + 1{,}6/8{,}4) = 4{,}38$ cm

Or, $r = 3\phi = 3x1{,}6 = 4{,}8 > 4{,}38$ cm (vérifiée)

LONGUEUR DES ARMATURES SUPERIEURES (Chapeaux). (BA68. p 106)

* Travées égales: l = 5,70 m

On peut prendre lc = 1/5xl = 1,14 m



-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

-O- E T U D E

D U

M U R D E S O U T E N N E M E N T -O-

MUR DE SOUTENNEMENT

I/CONSTITUTION DES MURS DE SOUTENNEMENT /

Un mur de soutennement se compose des éléments suivants:

*Un rideau Ri qui reçoit la poussée des terres terminé à la partie suppérieure par une nervure de raidissement N; il prend appui sur le contrefort C et il est généralement muni de barbacanesBa tous les 2 ou $3m^2$ afin d'éviter l'accumullation des eaux qui aurait pour effet de donner des poussées supplémentaires.

* Une semelle S qui sert de fondation à l'ouvrage et qui peut déborder en avant du rideau jusqu'au point A. de maniére à assurer une meilleure répartion de préssions sur ce sol. Du coté des terres la semelle est généralement terminée par une nervure B appelée bèche qui par l' ancrage qu'elle réalise dans le sol s'oppose au glissement de l'ouvrage, glissement provoqué par la composante horizontale Q de la poussée des terres.

*Des contreforts C réguliérement espassés qui sont destinés àsolidariser le rideau et la semelle et à maintenir ainsi la position relative de ces éléments.

II FORCES AGISSANTES /

Poids propre du mur

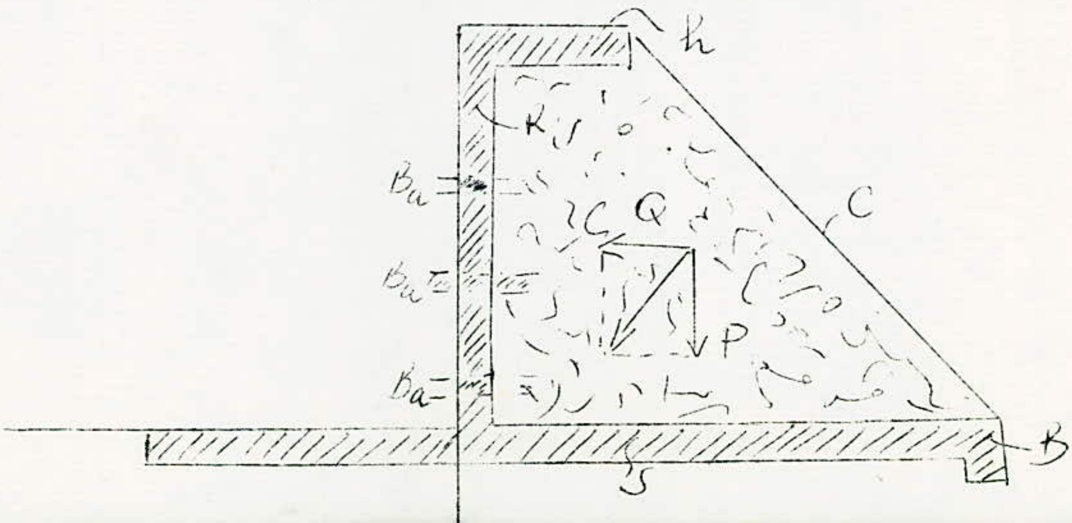
Poids du terrain se trouvant sur la semelle

Poids de la surcharge éventuelle sur le remblai

La poussée Q des terres.

Comme le mur de soutennement àune hauteur de 6m on utilise le mur avec contrefort et comme la distance entre les les cotreforts est de 3m, le rideau sera constitué par une dalle d'épaisseur croissante depuis le sommet jusqu'à la base.

Nous aurons donc à étudier le cas suivant:



-Poids spécifique des terres constituants le remblai:

Δ=1600kg/m^3

-Angle du tallus φ=35° ---- $A=tg^2(\pi/2 - \varphi/2)=0,27$

-Résistance admissible du sol de fondation --1,5kg/cm^2

-Coéfficient de frottement f=0.4

-Caracteristiques des materiaux constituant le mur:

-Béton $\overline{\sigma'}b$=137kg/cm^2
$\overline{\sigma'}bo$=68.5kg/cm^2
$\overline{\sigma}b$= 5.9kg/cm^2

-Acier HA la fissuration est préjudiciable

$K=10^6$ n=15

POUSSEE HORIZONTALE

$Q=A.\Delta.H^2/2$

Q=0.27x1600x18= 7776kg

Qse trouve au 1/3 de la hauteur ---6/3=2m au dessus de la base.

CHARGES VERTICALES POUR UNE TRANCHE D'UN METRE

-Poids de la nervure --- 0,2.0,15.1.2500= 75 kg

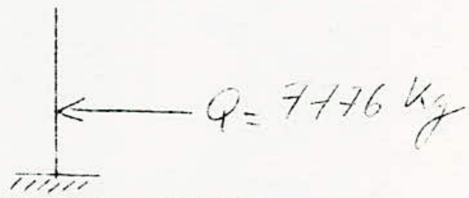
-Poids de la béche ---0,25.0,25.1.2500= 156 kg

-Poids du rideau --- (0,1+0,2)(6-0,2)x2500/2=2175

-Poids de la semelle --- 0,2.2,8.2500 = 1400 kg

-Poids du remblai ---1,6.5,8.1600 =14848 kg

lepoids total :18654 kg



A-MUR EN TE --- SEMELLE AVANT ET ARRIERE

Cette disposition est la plus économique et la plus utilisée Elle permet d'uniformiser les pressions sur le sol .

On prévoit presque toujours une béche arrière et quel- -quefois même une béche avant qui joue pas un role essen- -tiel sauf cependant dans le cas ou elle vient en contact avec un revètement de surface compact:(béton ou revétement routier).

On méne l'étude en fonction du choix initial de l'exentre- -ment e≠0 admis.Il nous faut donc déterminer l,a ,b. Cs

Cs=coéfficient de sécurité=1,5

$b=CsA.H/2tg\phi=\alpha H$

a/CALCUL DU RIDEAU

Nous décomposerons le rideau en tranches horizontales de 1m de hauteur et nous prendrons comme pression moyenne dans chaque tranche, la pression régnant à mi-hauteur de chaque tranche.

M en travée ---- $pl^2/10$

M sur appui ---- $pl^2/20$

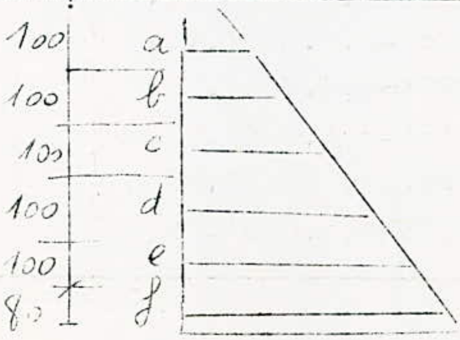
l = portée entre contrefort = 3 m

Ma =Mt/2

POINTS	PRESSIONS(A.q.h)	Moment	Moment Mt
a	0,27.1600.0,5= 216	$216.3^2/10=$ 194,4	97,2
b	0,27.1600.1,5= 648	583,2	291,6
c	0,27.1600.2,5=1080	992	486
d	0,27.1600.3,5=1512	1360,8	680,4
e	0,27.1600.4,5=1944	1749,6	874,8
f	0,27.1600.5,4=2332	2098,8	1049,4

EFFORT TRANCHANT:

i	Ti	hti	hi	Z = 7/8. h
a	324	10 cm	7 cm	6,125 cm
b	972	12,58	9,59	8,4 cm
c	1620	14,10	11,1	9,71 cm
d	2268	16,04	13,04	11,4 cm
e	2916	17,76	14,76	12,9 cm
f	3498	19,31	16,31	14,27 cm



	μ	k	ε	A	σ_b
a	0,037	164	0,9721	1,78(4Ø8=2,1)	9,75
b	0,059	128	0,9650	3,92(5Ø10=3,92)	12,5
c	0,076	113	0,9609	5,81(6Ø12)	14,16
d	0,075	113	0,9609	6,78(6Ø12)	14,16
e	0,075	113	0,9609	7,70(7Ø12)	14,16
f	0,074	114	0,9612	8,36(8Ø12)	14,04

Pour des Ø 12 avec $\overline{\sigma_b}$ = 5,8 bars K $=10^6$ la contrainte $\overline{\sigma_a}$= 1600 kg/ cm^2 est admissible;

Les barres de répartition seront constituées par 5Ø8 par mètre

-A l'appui comme le moment vaut la moitié du moment en travée, nous aurons:

Aa = 0,89 cm^2 -----> 2Ø8(1 cm^2)

Ab = 1,96 cm^2 -----> 4Ø8(2 cm^2)

Ac = 2,90 cm^2 -----> 4Ø10(3,14 cm^2)

Ad =3,38 cm^2 -----> 4Ø8 + 2Ø10(3,58 cm^2)

Ae = 3,85 cm^2 -----> 3Ø10 + 3Ø8(3,85 cm^2)

Af = 4,18 cm^2 -----> 4Ø8 + 3Ø10(4,36 cm^2)

-CISAILLEMENT

$$\tau_b = \frac{T}{bo.z}$$

a ---------> 0,529 kgf/cm^2

b ---------> 1,32 kgf/cm^2

c ---------> 1,67 kgf/cm^2

d ---------> 1,99 kgf/cm^2

e -----------> $2,26 \ kgf/cm^2$

f -----------> $2,45 \ kgf/cm^2$

CALCUL DE LA SEMELLE

Lasemelle est soumise:

-A la réaction du sol qui présente une répartition trapé-zoidale $\sigma'_A = 1,3 \ kgf/cm^2$

$\sigma'_B = 0,015 \ kgf/cm^2$

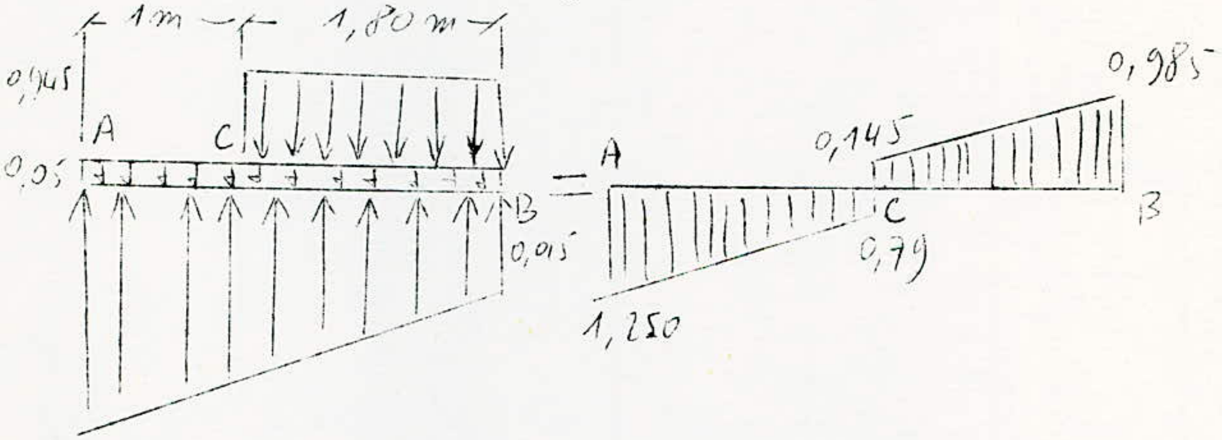
-A son poids propre réparti uniformément à raison de:

$$0,2.2500 = 500 \ kg/m^2 \ ---- \ 0,05 \ kg/cm^2$$

-Aux poids du rideau et des terres supposées réparties uniformément de B jusqu'en C à raison de :

$$\frac{18654 - 1631}{100.\ 180} = 0,945 \ kg/cm^2 \ ---$$

d'où les diagrammes:



Les résultantes des charges sont:

Sur AC ------> $\frac{1,25 + 0,79}{2}.100.100 = 10200$kg (P1)

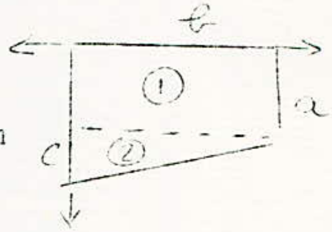
Sur CB ------> $\frac{0,145 + 0,985}{2}.100.180 = 10170$kg(P2)

La partie CA travaille en console, (P1) agit à (1 -0,462)=0,54m de C.

-Calcul du centre de gravité d'un trapéze:

SECTION	S	X	SX
1	a.b	b/2	$a.b^2/2$
2	a.b/2	b/3	$c.b^2/6$
	$\frac{b(2a+c)}{2}$	..	$\frac{b^2(a+\frac{c}{3})}{2}$

$$X= \frac{b(3a+c)}{3(2a+c)} = \frac{1}{3}\left(\frac{2.0,79+1,25}{1,25+0,79}\right) = 0,462 \text{ m}$$



-Le moment en C a pour valeur:

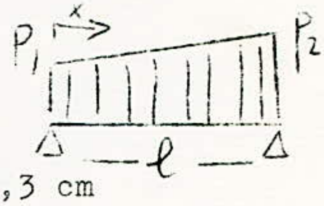
$$M = 10200.0,538 = 5487,7 \text{ kgm}$$

Nous avans:

b =100 cm ht =20 cm h =17,5 cm 6a =2800kg/c

$$\mu = \frac{15.548770}{100.2800.17,5^2} = 0,096 \dashrightarrow K=25,5 \quad \varepsilon=0,8765$$

$$A = \frac{548770}{2800.0,8765.17,5} = 12,78 \text{ cm}^2 \dashrightarrow 9\varnothing14(13,85)$$



Les 9Ø14 sont espacés de 12,13cm

$$6'b = \frac{2800}{25,5} = 109,8 \text{ kgf/cm}^2$$

$$z = (7/8).h = (7/8).17,5 = 15,3 \text{ cm}$$

La contrainte de cisaillement a pour valeur:

$$\tau_b = \frac{T}{boz} = \frac{10200}{100.15,3} = 6,67 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\tau_b}$$

La partie CB de la semelle sera considérée comme une dalle appuyée sur le rideau et la béche.

Dans une poutre reposant sur deux appuis simples etsoumise à une charge de répartition trapézoidale.Le moment dans la section x est donné par :

$$M= - p1.x^2/2 -(p2-p1)(x^3)/6l +(2p1+P2)l.x/6$$

La valeur maximale du moment est obtenue pour:

$$X = \frac{1}{p2-p1}\left[-p1 + \sqrt{\frac{p1^2+p2^2+p1p2}{3}}\right]$$

$$X = \frac{1,80}{0,985 - 0,145}\left\{-0,145 + \frac{(0,145^2 + 0,985^2 + 0,145.0,985)}{3}\right\}$$

$$X = 0,996 \text{ m}$$

On pourra prendre un léger encastrement sur la béche B méme si l'on ne tient pas compte dans les calculs, il faudra prévoir au voisinage dela poutre B quelques armatures à la partie supérieure de la dalle.

Le moment maximum a pour valeur M =5487,7 kgm, nousprolo-gerons dans la poutre CB les armatures calculées pour CA

CALCUL DE LA BECHE

La réaction de la semelle sur la béche a pour valeur, en calculant les moments par rapport à C:

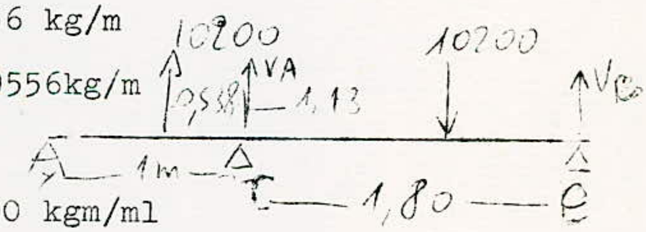
$$10200.0,538 + 10200.1,13 - VB.1,80 = 0$$

$$VB = \frac{10200(0,538 + 1,13)}{1,80} = 9400 \text{ kg/m}$$

-Poids propre de la béche au dessous de la semelle:

$$0,25.0,25.2500 = 156 \text{ kg/m}$$

d' ou $p = 9400.156 = 9556 \text{kg/m}$



-Moment en travée

$$Mt = \frac{9556.3^2}{10} = 8600 \text{ kgm/ml}$$

-Moment sur appui

$$Ma = \frac{Mt}{2}$$

-Armatures

En travée $\longrightarrow \sqrt{\frac{860000.15}{2800.100.23^2}} = 0,087 \longrightarrow \begin{cases} K = 27,1 \\ \varepsilon = 0,8812 \end{cases}$

$$A = \frac{860000}{2800.0,8812.23} = 15,14 \text{ cm}^2 \quad \text{---} \; 2\varnothing25 + 2\varnothing20 \; (16,09 \text{ cm}^2)$$

Sur appui:

$$A = \frac{A \text{ en travée}}{2} = 7,57 \text{ cm}^2 \; \text{---} \; 4\varnothing16 \; \text{---} \; 8,04 \text{ cm}^2$$

CALCUL DU CONTREFORT

A la base du contrefort on a:

$$p = 0,27.1600.5,80.3 = 6320 \text{ kg/m}$$

-Moment maximal:

$$\frac{6320.5,8}{2}.\frac{5,8}{3} = 35434 \text{ kgm}$$

-Nous prendrons comme table de compréssion avec b =200cm et pour hauteur utile h =185 cm

$$\mu = \frac{15.35434.100}{2800.200.185^2} = 0,0028 \text{ ----- } K=190$$

$$\varepsilon = 0,9756$$

$$\alpha = 0,0732$$

$$\alpha = 0,0732 < \frac{20}{185} = 0,108$$ --->donc l' axe neutre tombe dans la table de compression

$$A = \frac{3543400}{2800.0,9756.185} = 7,01 \text{ cm}^2 \text{ ---> } 2\text{Ø}25 = 9,42\text{cm}^2$$

-L'effort tranchant a pour valeur :

$$T = \frac{6320.5,8}{2} = 18328 \text{ kg}$$

Nous avons:

$$z = (7/8)h = (7/8).185 = 162 \text{ cm}$$

$$\tau b = \frac{18328}{15.162} = 7,54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho a = 1 - \frac{7,54}{9.5,9} = 0,86$$

$$\overline{\sigma}at = 0,86.4200 = 3612 \text{ kgf/cm}^2$$

Pour un écartement de 20 cm entre les plans des armatures transversales; il vient: $At = \frac{18328.20}{3612.162} = 0,63 \text{ cm}^2$

---L'effort( ) d'arrachement à la base du rideau est de 6320 kg. Il faudrait donc prevoir 6320/2800 =2,26 cm^2 d'acier par métre . Comme les plans d'armatures àla base du contrefort sont espacés de 20 cm (5par m), nous aurons 2,26/5 = 0,45 cm^2 par plan soit au total 0,45+0,63=1,08cm^2 section qui pourra être réalisé par un cadre Ø6 =0,56 + 2 ETRIERS. Ø5 = 0,78 cm^2

~~En outre y on prévoit un chaque face du contrefort~~

O n prévoit en outre sur chaque face du contre-fort des $\varnothing$ 8 à raison de 5 par métre .

-O- L E S E S C A L I E R S -O-

ESCALIERS

1°/DEFINITION DES ELEMENTS D 'UN ESCALIER

Marches: partie horizontale M des gradins constituant l'escalier.

Contremarche: partie verticale CM des gradins.

Si h est la hauteur d'une contremarche et g la largeur d'une marche ,on doit, pour que l'escalier puisse être monté facilement, avoir entre ces 2 quantités la relation:

$$2h + g = 64 \quad \text{avec } g \text{ et } h \text{ en centimétres}$$

Connaissant H et L, on obtient le nombre de marches et leurs dimensions par les relations suivantes:

Si n est le nombre de contremarches , on aura(n - 1) marches

---- $2\,h + g = 64$

$n.h = H$

$(n - 1).g = L$

n doit être racine de l' équation:

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) = 0$$

O n prendra pour n le nombre le plus voisin dela Racine trouvée ---> $h = \frac{H}{n}$ et $g = \frac{L}{n-1}$

La hauteur normale des marches est de 16 à 18 cm: pour la largeur on ne pas descendre au dessous de 23 cm.

En général, il ne faut pas prévoir plus d'une vingtaine de marches successives sans les séparer par un palier ayant une largeur au moins égale à celle de trois marches.

L'ensemble des marches qui réunissent deux paliers s'appelle une volée. La poutre qui porte la volée du côté du vide s'appelle le limon. la distance entre Les projections horizontales des deux limons consécutifs est le jour.

Le mur qui borde l'escalier est le mur d'échiffre.

La dalle située sous l'escalier s'appelle la paillace.

Il faut prendre soin de réserver une distance suffisante entre la partie de la construction sitée au dessus de l'escalier et la marche qui se trouve à l'aplomb de cet obstacle, afin qu'on ne risque pas de se heurter la tête en montant l'escalier cette distance appelée échappée doit être au moins égale à 2,2m

2°/<u>METHODE DE CALCUL</u>

<u>Escalier à limon</u>: on prévoit souvent du côté du jour un rebord sur lequel sera fixé la rampe: on utilise alors la poutre ainsi constituée comme limon.

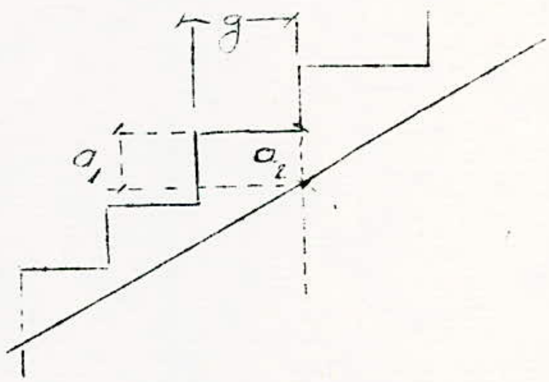
Les marches sont considérées comme semi encastrées sur le mur et sur le limon.

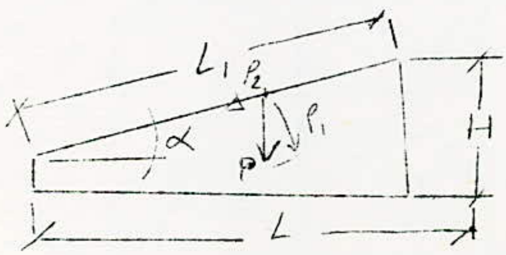
Pour le calcul, on assimile la marche à une section rectangulaire de largeur g et de hauteur $\frac{a1 + a2}{2}$

On considére que la charge comprend, en dehors du poids propre, le poids des deux personnes soit 150 kg/ml de marche Le limon est considéré comme semi encastré aux deux extrémités et il reçoit la réaction des marches. Soit p la charge par ml courant ; cette se décompose eh une charge perpendiculaire au limon

D'où: $p1 = p.\cos\alpha$

Et en une charge parallele au limon: $p2 = p.\sin\alpha$





Le moment en travée sera en considérant un semi-encastrement et en appelant P la charge totale

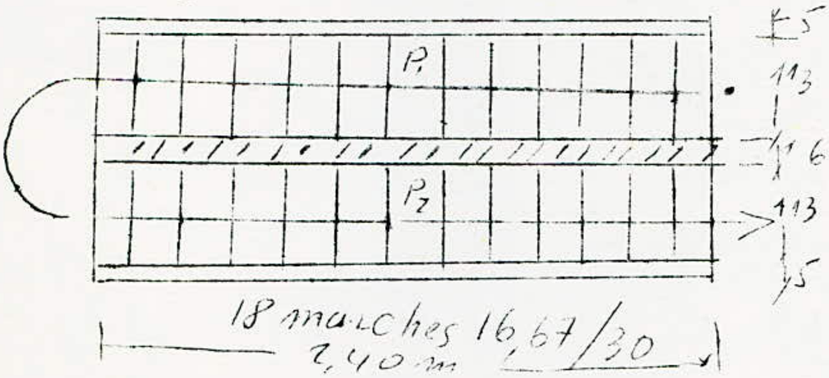
$$P = p.L1$$

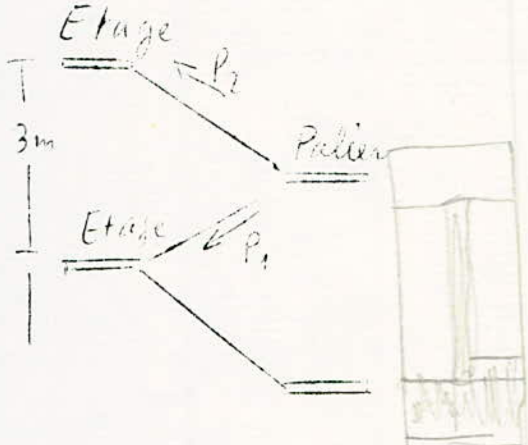
$$Mt = \frac{p1.L1^2}{10} = p.\cos\alpha\ .L1^2/10 = \frac{P.L1}{10}.\cos\alpha = \frac{P.L}{10}$$

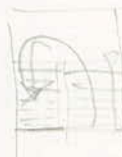
C'est à dire le même moment que si l'on avait une poutre horizontale de portée L soumise à une surcharge verticale = P .

Qant à la force p2 , elle provoque un effort de compression sur la moitié inférieure du limon , et un effort de traction sur la moitié supérieure , ces efforts etant egaux à :

$$p\,\frac{L1}{2}.\sin\alpha = \frac{p.H}{2}$$







3) CALCUL DES ESCALIERS :

On prend:

H = 1,50 m (hauteur entre plancher = 3 m)

L = 2,40 m

Le nombre de contre marche n doit vérifier l'équation suivante :

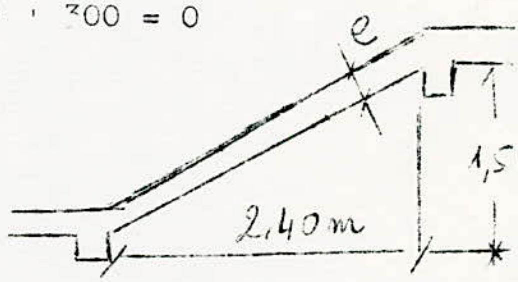
$$64.n^2 - n(\ 64 + 2H + L\ ) + 2H = 0$$

$$64.n^2 - n\ (\ 64 + 300 + 240\ ) + 300 = 0$$

CE qui donne : $\underline{n = 9}$

$$h = \frac{H}{n} = 150/9 = \underline{16,67\ cm}$$

$$g = L/(n-1) = 240/8 = \underline{30\ cm}$$



4) ETUDE DE LA PAILLASSE:

On ptendra une valeur Ht comprise entre 6 et 12 cm selon les portées et les charges . On choisira pour nos calculs : Ht = 8 cm qui sera justifiée par la suite .Eventuellement on augmentera Ht si c'est necessaire .

Charges intervenant:

$$tg\,\alpha = 1{,}5/2{,}4 = 0{,}625 \longrightarrow \alpha = 32°$$

$$\cos = 0{,}876 \quad , \quad \sin = 0{,}482$$

- Poids de la paillasse:--- $\dfrac{2500.8.10^{-2}}{\cos\alpha}$ = 228 kg/m^2
- Poids des marches : $\dfrac{2200.0{,}1667}{2}$ = 184 ---
- Poids du carrelage en ciment: 1,5.25 38
- Mortier en ciment: 1,5.20 = 30

(G) = 480 kg/m^2

Surcharges (P):

$$P = 400.1{,}2 = 480 \ kg/m^2$$

Donc $q = G + P = \underline{960 \ kg/m^2}$

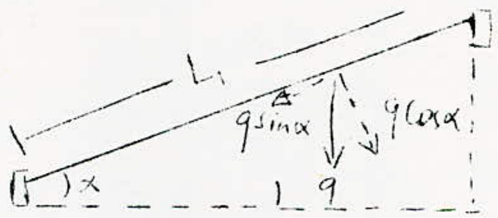
$q.\cos\alpha$ fléchit la paillasse de portée L

$q.\sin\alpha$ interesse 1 m horizontal

La charge d'un métre courant n'est que $q\cos^2\alpha$

Le moment de fléxion est donc en considérant un semi encastrement et en appelant:

$$Mt = \frac{ql^2}{10} \qquad \text{avec} \quad l = l1.\cos\alpha$$



Le moment dans la paillasse inclinée est le méme que celui de la poutre horizontale chargée de q/ml pour un métre d'enmenche--ment

EFFORT TRANCHANT

$$T = \frac{ql\cos\alpha}{2}$$

La composante $q\sin\alpha$ est un effort normal par unité de longueur horizontale. Pratiquement il n'y a pas lieu d' en tenir compte pour la paillasse car les contraintes correspondantes sont faibles.

$$M = \frac{960.2{,}4^2}{10} = \underline{\underline{553}} \ kgm/m \ \text{d'enmenchement}$$

$$T = \frac{960.2{,}40}{2} = \underline{\underline{1009}} \ kg$$

b = 100cm Ht = 8 cm h = 6cm $\underline{\underline{z = 5{,}25 \ cm}}$

$$\mu = \frac{15.55300}{2800.100.6.6} = 0{,}0823 \quad \text{------}K = 27{,}5$$
$$\text{-----} \alpha = 0{,}3529$$
$$\text{-----} \varepsilon = 0{,}8825$$

$$A = \frac{55300}{2800.0{,}8825.6} = 3{,}73\ cm^2 \quad \text{----}6\varnothing 10 = 4{,}71\ cm^2/ml$$

$$6'b = \frac{2800}{27{,}5} = 102\ kg/cm^2 < 135\ kg/cm^2$$

Le choix de Ht est donc justifié.

ACIER DE REPARTITION

$$6\ b = \frac{T}{bo.z} = \frac{1009}{100.5{,}25} = 1{,}92\ kg/cm^2 < 5{,}9 kg/cm^2\ \overline{6b}$$

6b trés faible on prendra 5∅ 8 par métre

CONDITION DE NON FRAGILITE

$$A \geqslant \Psi 4.b.h\ \frac{\overline{6b}}{\overline{6a}} \cdot \frac{(ht)^2}{(h)^2}$$

$\Psi = 0{,}54$ pour les HA

$$A \geqslant 0{,}54.100.6\ \frac{5{,}9}{2800} \frac{(8)^2}{(6)^2} = 1{,}21\ cm^2 \text{ par(m) d'enmenchement}$$

Dans notre cas cette condition est justifiée.

ANCRAGE DES ARMATURES

$$Ld = \varnothing.6a/4.\overline{\tau}d = 2800/4.16{,}4 = 42{,}6\ cm$$

$$\overline{\tau}d = 2(\Psi d)^2.\overline{6b} \quad \text{pour les poutres fléchies}$$

$$\overline{\tau}d = 16{,}4\ kg/cm^2$$

Aux encastrements nous aurons:

$$M = 0{,}5.Mo \text{ -----}> M = 0{,}5\ \frac{960}{8}\ (2{,}4)^2 = 346\ kgm$$

$$\mu = \frac{15.34600}{2800.100.6^2} = 0{,}0515 \quad \text{-------}K = 37{,}6$$
$$\text{------} \varepsilon = 0{,}905$$
$$\text{-------} \alpha = 0{,}28$$

$$6'b = \frac{2800}{37{,}6} = 74{,}46\ kg/cm^2 < 137\ kg/cm^2$$

$$A = \frac{34600}{2800.0{,}905.6} = 2{,}27\ cm^2 \quad \text{----}> 6\varnothing 8 = 3{,}01\ cm^2$$

POUTRE RELIANT LES 2 VOLEES

Poutre de section (30*15) h =27cm b = 15cm

Poids par métre linéaire de poutre

Poids de la poutre	---------2500.0,15.0,30 =	112,50 kg/ml
Poids des deux volées	------ 480.2,74 =	1515,2 ------
Poids du palier	-------$(2500.0{,}2+38+30)\frac{1{,}26}{2}$ =	357,54----
Surcharges	-----------$480(2{,}74+\frac{1{,}26}{2})$ =	1632 ----
	total	= 3417,54 kg/mL

On prendra 3420 kg/ml

Poids du garde corps: $10 . \frac{2,74}{2} = 14kg$ (négligeable)

En négligeant les charges concentrées dûes au garde corps il vient

$Mo = \frac{pl^2}{8} = 3420.2,52.2,52/8 = 2740$ kgm

$Ma = Mb = - \frac{pl^2}{12} = - \frac{3420.2,52^2}{12} = -1813$ kgm

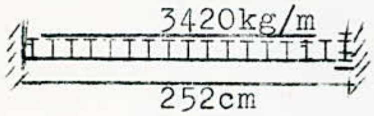
Mt =Ma/2en valeur absolue si on a un encastre ment parfait mais comme il n'en est jamais le cas nous prendrons:

$Mt \geqslant 1,15\ Mo - Ma$

$Mt \geqslant 1,15Mo - pl^2/12$ ------> Mt = 1340 kgm

	EN TRAVEE	SUR APPUIS
μ	0,0661	0,0899
K	32,2	26,5
ε	0,8941	0,8795
A cm^2	1,99---4Ø10=3,14	2,73 ---4Ø10=3,14
6'b	$87kg/cm^2$	$106\ kg/cm^2$
$\overline{6'b}$	$137\ kg/cm^2$	$137\ kg/cm^2$
6a	$2500\ kg/cm^2$	$2500\ kg/cm^2$

EFFORT TRANCHANT



$Tmax = \frac{pl}{2} = \frac{3420.2,52}{2} = 4309.2kg$

$\tau_b = \frac{Tmax}{bo.z} = \frac{4309,2}{15.27.7/8} = 12,2kg/c$

$6'b = 101kg/cm^2$

$\overline{6'bo} \leqslant 6'b \leqslant 2.\overline{6'BO}$

$\overline{\tau_b} \leqslant (4,5 - 6'b/\overline{6'bo})\overline{6b}$

$\overline{\overline{\tau}}_b = (4,5 - 101/68,5)5,9 = 18,85kg/cm^2$

$\overline{\tau_b} > \tau_b = 12,2kg/cm^2$ (vérifié)

On pourra utiliser des étriers et des cadres perpendiculaires à la ligne moyenne.Leurs espacements seront:

Inférieures au max de $\begin{cases} \text{-----}\ h(1 - 0,3\ B/6b) = 10,25cm \\ \text{-----}0,2.\ h = 5,4\ cm \end{cases}$

$\overline{\tau} = 10,25$ cm

En prenant des aciers doux: ----6en =3400kg/cm^2 FeE34

$\emptyset$ = 6mn (1 cadre)

$$t = \frac{At.z.\overline{6at}}{T}$$

$\overline{6at}$ = ρat6en -----ρat = $1 - \frac{b}{9.6b} = 1 - \frac{12,2}{9.5,9} = 0,67$

-si ρat > $\frac{2}{3}$ et si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage;

-ρat = 2/3 si les armatures transversales sont inclinées sur la ligne moyenne, et si les armatures transversales sont perpenduculaires à la ligne moyenne ou associées à des armatures inclinées.

$\overline{6at}$ = 0,67 .3400 = 2284,8 kg/cm^2

At = 2.0,28 = 0,56 cm^2

t sur appuis = $\frac{2284,8.27.0,56.7/8}{4309,2}$ = 7 cm

On utilisera la méthode de Mr CAQUOT pour les espacements en travée -----<u>demi portée</u> = 2,52/2 = 1,26 m

2.7 ,2.8,2.9, ----- ect

<u>CALCUL DES MARCHES</u>

Les marches sont semi-encastrées sur le mur et sur le limon

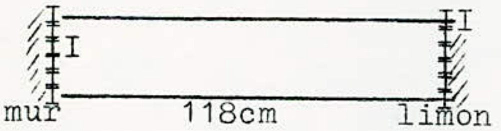
On les assimile à une section rectangulaire de largeur g et de hauteur(a1 +a2)/2

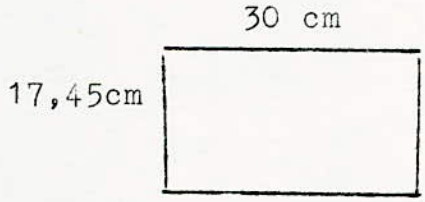
a2 = $\frac{8}{\cos\alpha} = \frac{8}{0,876}$ =9,12 cm

a1 = 16,67 +9,12 = 25,79 cm

$\frac{(a1 + a2)}{2} = \frac{9,12 + 25,79}{2}$ = 17.45 cm

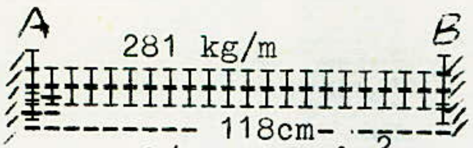
La hauteur totale de la marche est:Ht = 17,45cm et sa largeur est de: 30 cm





Poids d'une marche ---- -2500.0,30.0,1745	=	130,88kg/ml
Poids de deux personnes ---------------	=	150 kg/ml
	=	280,88kg/ml

On prendra donc <u>281 kg/ ml</u> de marche



$M_o = pl^2/8 = \frac{1{,}18^2}{8} \cdot 281 = 489$ kgm

$M_a = M_b = -\frac{pl^2}{12} = -281\,\frac{1{,}18^2}{12} = -326$ kgm

$\overline{\sigma_a} = 1600$ kg/cm^2

$\mu = \frac{32600.15}{1600.30.15^2} = 0{,}045$ --------- $K = 40{,}8$

--------- $\varepsilon = 0{,}9104$

--------- $\alpha = 0{,}2688$

$\sigma'_b = \frac{1600}{40{,}8} = 39{,}2$ kg/cm^2

$A = 32600/(1600.0{,}9104.15) = 1{,}49$ cm^2

A adoptée: $1\varnothing 14 = 1{,}53$ cm^2

ESCALIERS

1°/DEFINITION DES ELEMENTS D 'UN ESCALIER

Marches: partie horizontale M des gradins constituant l'escalier.

Contremarche: partie verticale CM des gradins.

Si h est la hauteur d'une contremarche et g la largeur d'une marche ,on doit, pour que l'escalier puisse être monté facilement, avoir entre ces 2 quantités la relation:

$2h + g = 64$ avec g et h en centimétres

Connaissant H et L, on obtient le nombre de marches et leurs dimensions par les relations suivantes:

Si n est le nombre de contremarches , on aura(n - 1) marches

---- $2 h + g = 64$

$n.h = H$

$(n - 1).g = L$

n doit être racine de l' équation:

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) = 0$$

O n prendra pour n le nombre le plus voisin dela Racine trouvée ----> $h = \frac{H}{n}$ et $g = \frac{L}{n-1}$

La hauteur normale des marches est de 16 à 18 cm: pour la lageur on ne pas descendre au dessous de 23 cm.

En général, il ne faut pas prévoir plus d'une vingtaine de marches successives sans les séparer par un palier ayant une largeur au moins égale à celle de trois marches.

L'ensemble des marches qui réunissent deux paliers s'appelle une volée. La poutre qui porte la volée du côté du vide s'appelle le limon. la distance entre Les projections horizontales des deux limons consécutifs est le jour.

Le mur qui borde l'escalier est le mur d'échiffre.

La dalle située sous l'escalier s'appelle la paillace.

Il faut prendre soin de réserver une distance suffisante entre la partie de la construction sitée au dessus de l'escalier et la marche qui se trouve à l'aplomb de cet obstacle, afin qu'on ne risque pas de se heurter la tête en montant l'escalier cette distance appelée échappée doit être au moins égale à 2,2m

2°/<u>METHODE DE CALCUL</u>

<u>Escalier à limon</u>: on prévoit souvent du côté du jour un rebord sur lequel sera fixé la rampe: on utilise alors la poutre ainsi constituée comme limon.

Les marches sont considérées comme semi encastrées sur le mur et sur le limon.

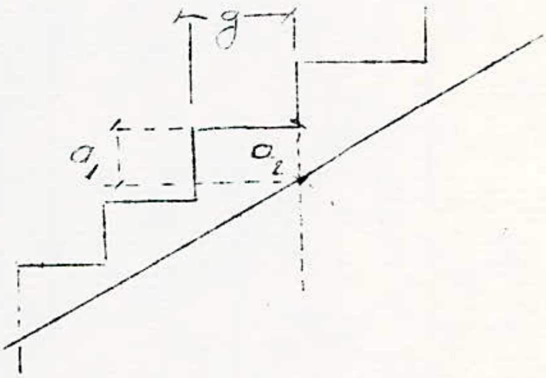
Pour le calcul, on assimile la marche à une section rectangulaire de largeur g et de hauteur $\frac{a1 + a2}{2}$

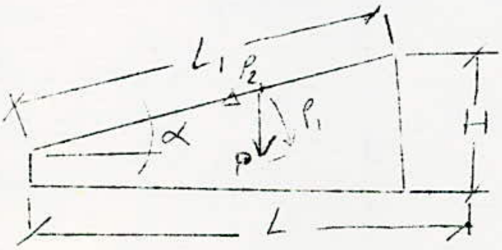
On considére que la charge comprend, en dehors du poids propre, le poids des deux personnes soit 150 kg/ml de marche

Le limon est considéré comme semi encastré aux deux extrémités et il reçoit la réaction des marches. Soit p la charge par ml courant ; cette se décompose en une charge perpendiculaire au limon

D'où: $p1 = p.\cos\alpha$

Et en une charge parallele au limon: $p2 = p.\sin\alpha$





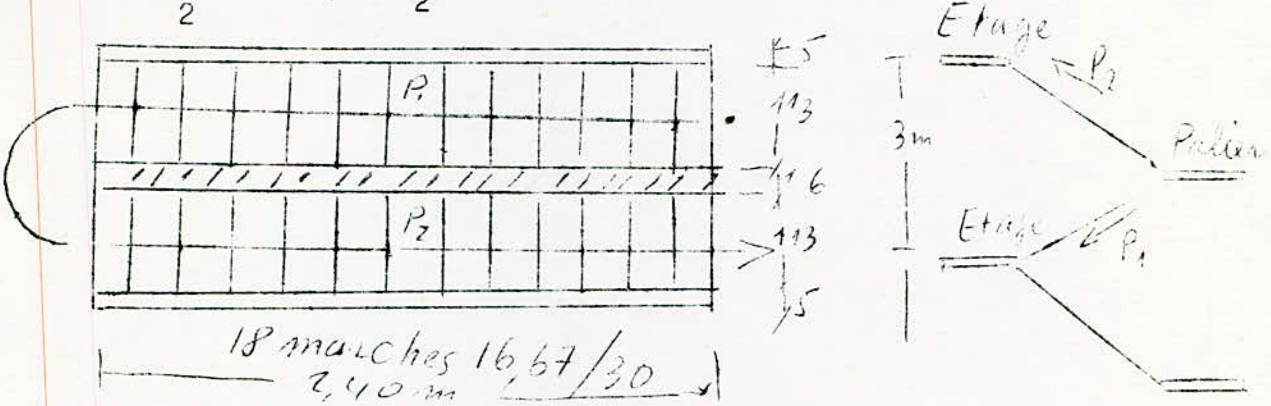
Le moment en travée sera en considérant un semi-encastrement et en appelant P la charge totale

$$P = p.L1$$

$$Mt = \frac{p1.L1^2}{10} = p.\cos\alpha\ .L1^2/10 = \frac{P.L1}{10}.\cos\alpha = \frac{P.L}{10}$$

C'est à dire le même moment que si l'on avait une poutre horizontale de portée L soumise à une surcharge verticale = P .
Qant à la force p2 , elle provoque un effort de compression sur la moitié inférieure du limon , et un effort de traction sur la moitié supérieure , ces efforts etant egaux à :

$$p\,\frac{L1}{2}.\sin\alpha = \frac{p.H}{2}$$



3) CALCUL DES ESCALIERS :

On prend:

H = 1,50 m (hauteur entre plancher = 3 m)

L = 2,40 m

Le nombre de contre marche n doit vérifier l'équation suivante :

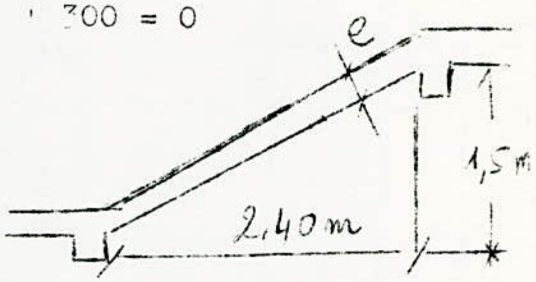
$$64.n^2 - n(\ 64 + 2H + L\ ) + 2H = 0$$

$$64.n^2 - n\ (\ 64 + 300 + 240\ )\ + 300 = 0$$

CE qui donne : <u>n = 9</u>

$$h = \frac{H}{n} = 150/9 = \underline{16,67\ cm}$$

$$g = L/(n-1) = 240/8 = \underline{30\ cm}$$



4) ETUDE DE LA PAILLASSE:

On ptendra une valeur Ht comprise entre 6 et 12 cm selon les portées et les charges . On choisira pour nos calculs : <u>Ht = 8 cm</u> qui sera justifiée par la suite .Eventuellement on augmentera Ht si c'est necessaire .

Charges intervenant:

$tg\,\alpha = 1{,}5/2{,}4 = 0{,}625 \dashrightarrow \alpha = 32°$

$\cos = 0{,}876$, $\sin = 0{,}482$

- Poids de la paillasse:--- $\dfrac{2500.8.10^{-2}}{\cos\alpha}$ = 228 kg/m²
- Poids des marches : $\dfrac{2200.0{,}1667}{2}$ = 184 ---
- Poids du carrelage en ciment: 1,5.25 38
- Mortier en ciment: 1,5.20 = 30

(G) = 480 kg/m²

Surcharges (P):

$P = 400.1{,}2 = 480\ kg/m^2$

Donc $q = G + P = \underline{960\ kg/m^2}$

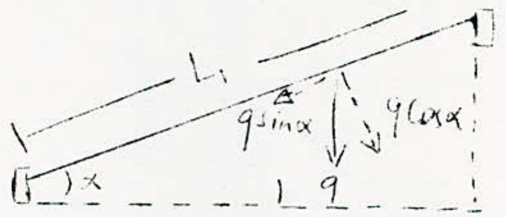
q.cosα fléchit la paillasse de portée L

q.sinα interesse 1 m horizontal

La charge d'un métre courant n'est que $q\cos^2\alpha$

Le moment de fléxion est donc en considérant un semi encastrement et en appelant:

$Mt = \dfrac{ql^2}{10}$ avec $l = l_1 \cos\alpha$



Le moment dans la paillasse inclinée est le méme que celui de la poutre horizontale chargée de q/ml pour un métre d'enmenche-
-ment

EFFORT TRANCHANT

$$T = \frac{ql\cos\alpha}{2}$$

La composante qsinα est un effort normal par unité de longueur horizontale. Pratiquement il n'y a pas lieu d' en tenir compte pour la paillasse car les contraintes correspondantes sont faibles.

$$M = \frac{960.2{,}4^2}{10} = \underline{553}\ kgm/m\ d'enmenchement$$

$$T = \frac{960.2{,}40}{2} = \underline{1009}\ kg$$

b = 100cm Ht = 8 cm h = 6cm z = 5,25 cm

$\mu = \dfrac{15.55300}{2800.100.6.6} = 0,0823$ ------- $K = 27,5$

----- $\alpha = 0,3529$

----- $\varepsilon = 0,8825$

$A = \dfrac{55300}{2800.0,8825.6} = 3,73\ cm^2$ ----- $6\varnothing 10 = 4,71\ cm^2/ml$

$6'b = \dfrac{2800}{27,5} = 102\ kg/cm^2 < 135\ kg/cm^2$

Le choix de Ht est donc justifié.

ACIER DE REPARTITION

$6\ b = \dfrac{T}{bo.z} = \dfrac{1009}{100.5,25} = 1,92\ kg/cm^2 < \overline{6b}\ 5,9 kg/cm^2$

6b trés faible on prendra $5\varnothing\ 8$ par métre

CONDITION DE NON FRAGILITE

$A \geqslant \Psi 4.b.h\ \dfrac{\overline{6b}}{6a} \cdot \dfrac{(Ht)^2}{(h)^2}$

$\Psi = 0,54$ pour les HA

$A \geqslant 0,54.100.6\ \dfrac{5,9}{2800}\dfrac{(8)^2}{(6)^2} = 1,21\ cm^2$ par(m) d'enmenchement

Dans notre cas cette condition est justifiée .

ANCRAGE DES ARMATURES

$Ld = \varnothing.6a/4.\overline{\tau}d = 2800/4.16,4 = 42,6\ cm$

$\overline{\tau}d = 2(\Psi d)^2.\overline{6b}$ pour les poutres fléchies

$\overline{\tau}d = 16,4\ kg/cm^2$

Aux encastrements nous aurons:

$M = 0,5.Mo$ ------> $M = 0,5\ \dfrac{960}{8}\ (2,4)^2 = 346\ kgm$

$\mu = \dfrac{15.34600}{2800.100.6^2} = 0,0515$ -------- $K = 37,6$

------- $\varepsilon = 0,905$

------- $\alpha = 0,28$

$6'b = \dfrac{2800}{37,6} = 74,46\ kg/cm^2 < 137\ kg/cm^2$

$A = \dfrac{34600}{2800.0,905.6} = 2,27\ cm^2$ ----> $6\varnothing 8 = 3,01\ cm^2$

POUTRE RELIANT LES 2 VOLEES

Poutre de section (30*15) h =27cm b = 15cm

Poids par métre linéaire de poutre

Poids de la poutre	---------2500.0,15.0,30 =	112,50 kg/ml
Poids des deux volées	------ 480.2,74 =	1515,2 ------
Poids du palier	-------$(2500.0,2+38+30)\frac{1,26}{2}$ =	357,54----
Surcharges	-----------$480(2,74+\frac{1,26}{2})$ =	1632 ----
	total =	3417,54 kg/mL

On prendra 3420 kg/ml

Poids du garde corps: $10.\ \frac{2,74}{2} = 14\text{kg}$ (négligeable)

En négligeant les charges concentrées dûes au garde corps il vient

$$M_o = \frac{pl^2}{8} = 3420.2,52.2,52/8 = 2740 \text{ kgm}$$

$$M_a = M_b = -\frac{pl^2}{12} = -\frac{3420.2,52^2}{12} = -1813 \text{ kgm}$$

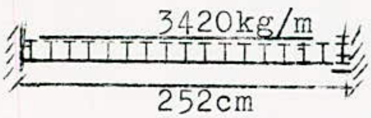
Mt =Ma/2en valeur absolue si on a un encastre ment parfait mais comme il n'en est jamais le cas nous prendrons:

$$M_t \geqslant 1,15\ M_o - M_a$$

$$M_t \geqslant 1,15 M_o - pl^2/12 \quad \text{----->} M_t = 1340 \text{ kgm}$$

	EN TRAVEE	SUR APPUIS
μ	0,0661	0,0899
K	32,2	26,5
ε	0,8941	0,8795
$\frac{A}{cm^2}$	1,99---4Ø10=3,14	2,73 ---4Ø10=3,14
6'b	87kg/cm^2	106 kg /cm^2
$\overline{6'b}$	137 kg/ cm^2	137 kg/cm^2
6a	2500 kg/cm^2	2500 kg/cm^2

EFFORT TRANCHANT



$$T_{max} = \frac{pl}{2} = \frac{3420.2,52}{2} = 4309.2\text{kg}$$

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b_o.z} = \frac{4309,2}{15.27.7/8} = 12,2\text{kg/c}$$

$$6'b = 101\text{kg/cm}^2$$

$$\overline{6'bo} < 6'b < 2.\overline{6'BO}$$

$$\tau_b \leqslant (4,5 - 6'b/\overline{6'bo})\overline{6b}$$

$$\bar{\bar{\tau}}_b = (4,5 - 101/68,5)5,9 = 18,85\text{kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b > \tau_b = 12,2\text{kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

On pourra utiliser des étriers et des cadres perpendiculaires à la ligne moyenne.Leurs espacements seront:

$$\text{Inférieures au max de} \begin{cases} \text{-----}\ h(1 - 0,3\ B/6b) = 10,25\text{cm} \\ \text{-----}0,2.\ h = 5,4 \text{ cm} \end{cases}$$

$\overline{t} = 10,25$ cm

En prenant des aciers doux: ----σ_{en} =3400kg/cm^2 FeE34

$\varnothing$ = 6mn (1 cadre)

$$t = \frac{At.z.\overline{\sigma at}}{T}$$

$$\overline{\sigma at} = \rho at \sigma en \text{ -----} \rho at = 1 - \frac{b}{9.\sigma b} = 1 - \frac{12,2}{9.5,9} = 0,67$$

-si $\rho at > \frac{2}{3}$ et si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage;

- ρat = 2/3 si les armatures transversales sont inclinées sur la ligne moyenne, et si les armatures transversales sont perpenduculaires à la ligne moyenne ou associées à des armatures inclinées.

$\overline{\sigma at}$ = 0,67 .3400 = 2284,8 kg/cm^2

At = 2.0,28 = 0,56 cm^2

$$t \text{ sur appuis} = \frac{2284,8.27.0,56.7/8}{4309,2} = 7 \text{ cm}$$

On utilisera la méthode de Mr CAQUOT pour les espacements en travée -----demi portée = 2,52/2 = 1,26 m

2.7 ,2.8,2.9, ----- ect

CALCUL DES MARCHES

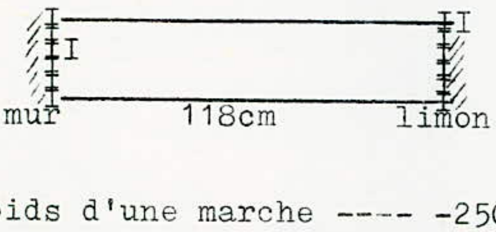
Les marches sont semi-encastrées sur le mur et sur le limon On les assimile à une section rectangulaire de largeur g et de hauteur(a1 +a2)/2

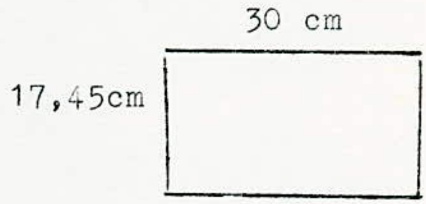
$$a2 = \frac{8}{\cos\alpha} = \frac{8}{0,876} = 9,12 \text{ cm}$$

a1 = 16,67 +9,12 = 25,79 cm

$$\frac{(a1 + a2)}{2} = \frac{9,12 + 25,79}{2} = 17.45 \text{ cm}$$

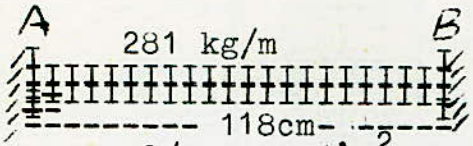
La hauteur totale de la marche est:Ht = 17,45cm et sa largeur est de: 30 cm





Poids d'une marche ---- -2500.0,30.0,1745		=	130,88kg/ml
Poids de deux personnes ---------------		=	150 kg/ml
		=	280,88kg/ml

On prendra donc 281 kg/ ml de marche



$$Mo = pl^2/8 = \frac{1{,}18^2}{8} . 281 = 489 \text{ kgm}$$

$$Ma = Mb = -\frac{pl^2}{12} = -281 \frac{1{,}18^2}{12} = -326 \text{ kgm}$$

$\overline{\sigma a} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = \frac{32600.15}{1600.30.15^2} = 0{,}045 \quad \text{---------} \quad K = 40{,}8$$

$$\text{---------} \quad \varepsilon = 0{,}9104$$

$$\text{---------} \quad \alpha = 0{,}2688$$

$$\sigma'b = \frac{1600}{40{,}8} = 39{,}2 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 32600/(1600.0{,}9104.15) = 1{,}49 \text{ cm}^2$$

A adoptée: $1\varnothing 14 = 1{,}53 \text{ cm}^2$

-O- E T U D E

D' U N P O R T I Q U E

I N T E R M E D I A R E -O-

ETUDE DES PORTIQUES

L'étude des moments fléchissants nous montre que le cas le plus défavorable est obtenu par la combinaison:

-charges permanentes + surcharges sur les traverses + le vent soufflant de la gauche vers la droite.

La section transversale des montants sera partiellement ou complétement comprimée en flexion composée suivant que le rapport $e_o = M/N$ sera supérieur ou inférieur à Ht/6

1)CALCUL DE E_o POUR CHAQUE MONTANT

barres	M(tm)	N(t)	$e_o = \frac{M}{N}$ (m)	Ht/6 (m)
1	92	560	0.16	0.275
2	56	500	0.11	0.25
3	48	445	0.10	0.225
4	29	388	0.07	0.20
5_i	23	359	0.06	0.175
6	22	315	0.07	0.15
7	28	269	0.104	0.134
8	28	220	0.127	0.117
9	37	170	0.22	0.10
10	27	117	0.23	0.084
11	20	75	0.267	0.067
12	9.6	34	0.282	0.05

observations

Les montants 1 , 2 , 3 , 4 , 5 , 6 , 7 ont leurs sections complétement comprimées, par contre ,les montants 8 , 9 , 10 , 11 , 12 ont leurs sections partiellement comprimées.

2. - VERIFICATION AU FLAMBEMENT :

Nous devons envisager le cas où nous devons tenir compte du flambement , il se fera suivant le plan dont l'inertie de section transversale est minimum.

Poteaux	cm^4 inertie	cm^2 section	$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$	$\lambda = lc/i$	$\lambda < 35$
1-24	$205\ 10^5$	9075	47,7	4,4	
2-23	$154\ 10^5$	8250	43,4	4,84	on
3-22	113 --	7425	39	5,4	ne
4-21	79 --	6600	34,7	6,05	tient
5-20	53 --	5775	30,4	6,9	pas
6-19	33,4--	4950	28	7,5	compte
7-18	23,4--	4400	23,2	9	du
8-17	23 ,4--	3850	24,66	8,52	flam-
9-16	12,6 --	3300	19,53	10,75	bement §
10-15	6,24--	2250	16,65	12,61	§
11-14	2,7 --	1400	13,78	15,24	
12-13	0,89 --	750	10,91	19,25	

3 . - FERRAILLAGE DES POTEAUX PARTIELLEMENT COMPRIMES

Nous pouvons garder les valeurs trouvées pour les moments d'extrémité des barres, tout en changeant les sections de celles-ci à condition que les raideurs des barres ne changent pas beaucoup, car, si la raideur augmente le moment dans les extrémités des barres augmente également. De sorte que si nous gardons les anciennes valeurs des moments les moments réels aux extrémités changent et seront sous-estimés.

Nous adopterons pour le portique intermédiaire les nouvelles sections:

---

poteau 12	section	$25x30\ cm^2$ au lieu de:	$20x30\ cm^2$
poteau 11	section	$35x40\ cm^2$ au lieu de:	$30x40\ cm^2$
10		45x50	40x50
9		55x60	45x60
8		55x70	50x70
7		55x80	50x80

On gardera la même inertie pour les poteaux numérotés: 7, 6, 5, 4,3, 2, 1. Ainsi que pour les traverses : (section : $45x100\ cm^2$)

POTEAUX PARTIELLEMENT COMPRIMES

1) calcul des armatures

Poteau 12: (exemple de calcul)

$M = 9{,}6\ tm \qquad N = 34\ t \qquad S = 25x30\ cm^2$

$d = d' = 3\ cm \dashrightarrow h = 27\ cm \qquad \overline{\sigma a} = 2670\ kg/cm^2$

$$\ddot{K}_o = \frac{\overline{\sigma a}}{\overline{\sigma' b}} = \frac{2670}{137} = 19{,}5$$

Le moment par rapport aux aciers tendus serait donc :

$$M = 9{,}6 + 34.0{,}12 = 13{,}68\ tm$$

$$K = \frac{15.(27-3)}{137} = 12 < K_o$$

On prendra donc $K = 19{,}5 \dashrightarrow \alpha = 0{,}4348$

$\dashrightarrow \mu' = 0{,}1859$

$\dashrightarrow \overline{w} = 1{,}115$

$y1 = \alpha h = 0{,}4348.27 = 11{,}74\ cm$

$$\sigma'a = \frac{15(11{,}74-3)}{11{,}74}137 = 1530\ kgf/cm^2 < \overline{\sigma a}$$

$Mo = \mu' \overline{\sigma' b}.bh^2 = 0{,}1859.137.25.27^2 = 464160\ kgcm$

$\Delta M = M - M_o = 13,68 - 4,6416 = 9,04$ tm

$$A' = \frac{904000}{1530(27-3)} = 24,62 \text{ cm}^2$$

$$A1 = \frac{1,115.25.27}{100} + \frac{904000}{2670.24} = 21.64 \text{ cm}^2$$

Les armatures de la section soumise aux efforts réellement appliqués auront donc pour valeurs:

$A' = 24,62$ cm^2

$A = 21,64 - \frac{34000}{2670} = 8,89$ cm^2

poteau i	12	11	10	9	8
K	19,5	19,5	19,5	19,5	19,5
α	0,4348	0,4348	0,4348	0,4348	0,4348
μ'	0,1859	0,1859	0,1859	0,1859	0,1859
$\overline{w'}$	1,115	1,115	1,115	1;115	1,115
A'	24,62	38,70	44,43	55,37	39,68
A	8,89	8,13	4,20	6,71	17,21
$\sigma'a$	1530	1530	1530	1530	1530
$\overline{\sigma a}$	2670	2670	2670	2670	2670
$\sigma'b$	102	102	102	102	102
$\overline{\sigma'b}$	137	137	137	137	137

Lorsqu'on trouve une section d'armatures négatives on prendra le minimum d'acier, à savoir:

$$A1 = \frac{1,25}{1000}.\theta1.\theta2.\theta3\frac{N}{\sigma'bo}$$

$\theta1 = 1,4$ poteau de rive

$$\theta2 = 1 + \frac{1c}{4a - 2c}$$

$$\theta 3 = 1 + \frac{2160}{6en} = 1 + \frac{2160}{3920} = 1,55$$

Pour le poteau 9 par exemple nous aurons:

$$\theta 2 = 1 + \frac{210}{4.50 - 6} = 2,08$$

$$A1 = \frac{1,25}{1000} 1,4.2,08.1,55. \frac{170000}{68,5} = 6,71 \text{ cm}^2$$

POTEAUX ENTIEREMENT COMPRIMES

calcul des coefficients:

$$\rho = \frac{6'b.S}{N} \qquad \beta = \frac{6.M}{N.Ht} \qquad E = -(1 + \beta - \rho)$$

$$C = 0,27(1-2\delta)^2\rho \qquad D = 0,3(\rho - \beta) - 0,9(1-\rho)(1-$$

$$\bar{w} = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4.C.E}}{2.C}$$

poteau i	1	2	3	4	5	6	7
ρ	1,329	1,300	1,320	1,305	1,232	1,248	1,530
β	0,598	0,448	0,480	0,374	0,366	0,466	0,780
-E	0,269	0,148	0,160	0,069	0,134	0,218	0,251
C	0,350	0,344	0,351	0,018	0,326	0,330	0,405
D	0,508	0,520	0,534	0,548	0,465	0,453	0,693
w	0,414	0,245	0,257	0,140	0,246	0,374	0,308
A'=A	37,60	20,21	19,08	13,70	14,17	18,52	13,53
A adoptée	39,26 8Ø25	20,75 5Ø252Ø16	19,63 4Ø25	15,70 5Ø20	15,70 5Ø20	18,74 3Ø25,2Ø16	15,70 5Ø20

$$A = A' = w.\frac{b.ht}{100}$$

poteau	B	6'm	$\frac{M.ht/2}{Ixx'}$	6'b*	6'b2	$\overline{6'b}$
1	9075	4.62	26.6	81.22	28.02	82
2	8250	56.35	22.22	78.57	34.13	78.78
3	7425	55.4	23.17	78.57	32.23	78.87
4	6600	56.22	19.36	75.60	36.86	76.70
5	5775	57.44	18.26	75.70	39.18	76.55
6	4950	57.15	22.09	79.24	35.06	79.41
7	4400	55.87	37.46	93.33	18.47	93.57

$$6'm = \frac{N}{B + 15(A' + A)}$$

*POSITION ET ECARTEMENT DES ARMATURES

Si Ø est le diamètre des armatures longitudinales, il vient:

- Ø supérieur ou égale à12 mm

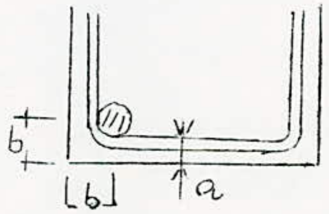
-$a/2 < Ø < a$

De plus la distance maximale entre les axes de 2 armatures voisines ne doit pas dépasser la plus petite dimention de la section du béton.

Les distances des armatures, entre elles et aux parois, doivent être suffisantes pour permettree une mise en place correcte du béton et pour assurer à ces armatures une bonne adhérence ainsi qu'une protection suffisante contre l'oxidation.

a suppérieur ou égal à Ø

b suppérieur ou égal à 20mm (intempéries)



$a \geq \phi$

$b \geq 20m$ (intempéries)

Les régles CCBA.68 imposent un pourcentage minimum pour les armatures transversales défini par:

$$\overline{wt} = \frac{vt}{t.B'} \geqslant \frac{1,5}{1000} \emptyset1.\emptyset2. \frac{6'm}{6'bo} < \frac{6}{1000}$$

Cette prescription qui conduit à des armatures transversales trés importantes a été supprimée par les modifications apportées en 1970 aux régles CCBA.68. On prend donc:

$$t = \text{minimum de} \begin{cases} t1 = (100\emptyset t - 15\emptyset 1max)(2- \dfrac{6'b}{6'bo}) \\ t2 = 15(2 - \dfrac{6'b}{6'bo}).\emptyset 1mini \end{cases}$$

En pratique on prend:

$\emptyset t \geqslant 0,3.\emptyset 1max$

ESPACEMENT DES ARMATURES TRANSVERSALES

exemple de calcul (poteau 1)

6'b --> contrainte moyenne = 6'm

6'm = 54,62 kgf/cm^2

$\emptyset$1max = $\emptyset$1mini = 25mm

a) $\emptyset t$ = 6mm

$$t1 = (100.6 - 15.25)(2 - \frac{54.62}{68.7}) = 33,13 \text{ cm}$$

$$t2 = 15.25(2 - \frac{54.62}{68,7}) = 39,16 \text{ cm}$$

on prendra t =33 cm

b) $\emptyset t$ = 8mm

$$t1 = (100.8 - 15.25)(2 - \frac{54,62}{68,7}) = 570\text{mm} = 57 \text{ cm}$$

t2 = 39,16 cm

on prendra t = 39 cm

c) choix entre $\emptyset t$ = 6mm ET $\emptyset t$ = 8mm

calcul du volume d'acier

$\emptyset t$ = 6mm ---> $v = 1.\Omega_6. \dfrac{100}{t} = 0,28. \dfrac{100}{33}.1 = 0,85.1$

$\emptyset t$ = 8 mm ---> $v = 0,5. \dfrac{100}{39}.1 = 1,26.1$

Nous adopterons des $\emptyset t$ = 6 mm dans tous les montants.

poteaux	$2 - \frac{6'm}{6'bo}$	t (cm)
1	1.2	33
2	1.18	28
3	1.19	32
4	1.18	28
5	1.164	27
6	1.168	28
7	1.186	28
8	1.319	31
9	1.37	32
10	1.43	34
11	1.48	35
12	1.60	26

remarque

Pour t suppérieur à z nous prenons l'espacement t =z par exemple les poteaux 11 et 12 pour lesquels nous trouvons t = 40 cm ------- poteau 11 ---- z = 35 cm

t = 38 CM ------poteau 12 ----z = 26,25 cm

DETERMINATION DES MOMENTS FLECHISSANTS MAXIMUMS EN TRAVEES

L'étude des diagrames des moments fléchissants établis pour le portique intermédiaire nous montre que le cas le plus défavorable est obtenu par la combinaison (G + P + V).

On considére les moments donnés par cette combinaison des cas de charges pour la détermination des armatures tendues et éven--tuellement comprimées.

traverses	Mw	Me	(Mw+Me)/2	$(Mw-Me)^2/8Mo$	Mo	Mt tm
25	84.8	101	93	0.24	140.5	70
26	56.8	86	71.4	0.99	107.8	54
27	61.1	97.6	79.35	1.39	120.3	61
28	41.6	82.5	62.05	2.17	94.3	49
29	37.4	79	58.2	2.41	89.09	47
30	41.5	80.5	61	2	94.3	49
31	49.3	83.9	66.6	1.44	104.7	56
32	50.7	79.6	65.15	1	104.7	56.2
33	57.6	80.4	69	0.54	120.3	70
34	37.8	54.5	46.15	0.39	89.06	56.7
35	23.8	34.3	29.05	0.16	86.5	70.6
36	6.4	11	8.7	0.035	76.9	80

Avec $Mt \geqslant 1,15Mo - \frac{Mw + Me}{2} + \frac{(Mw - Me)^2}{8Mo}$

CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES DANS LES TRAVERSES

Nous faisons l'étude d'une section rectangulaire en flexion simple et soumise à unmoment M.avec $\overline{\sigma'b} = 137\ kgf/cm^2$

$\overline{\sigma a} = 2800\ kgf/cm^2$

$n = 15$

Nous utiliserons les tableaux de CHARON pour la flexion simple

$$\mu' = \frac{15.M}{6a.bh^2}$$

traverse	μ'	α	w'	A cm^2	6'b	K
25	0,0938	0.3677	0.713	30.16	108.5	25.8
26	0.0724	0.3304	0.543	22.97	92	30.4
27	0.0817	0.3472	0.616	26.06	100	28.2
28	0.0657	0.3171	0.491	20.77	87	32.3
29	0.063	0.3112	0.469	19.84	84.5	33.2
30	0.067	0.3198	0.501	21.19	88	31.9
31	0.075	0.3348	0.562	23.77	94	29.8
32	0.0753	0.3356	0.565	23.90	94.3	29.7
33	0.0938	0.3677	0.713	30.16	108.16	25.8
34	0.079	0.3425	0.595	25.17	97.4	28.8
35	0.0946	0.3695	0.726	30.71	109	25.6
36	0.1099	0.3927	0.846	35.79	121	23.2

La section d'acier adoptée serait donc en travée:

traverse 25 ---- 31.41 cm^2 --- 10Ø20
----- 26 ----23.29 cm^2 --- 5Ø20 + 5Ø14
----- 27 ---- 31.41 cm^2 --- 10Ø20
----- 28 ---- 23.29 cm^2 --- 5 Ø20 +5Ø14
----- 29 ---- 23.29 cm^2 --- 5 Ø20 +5Ø14
----- 30 ---- 23.29 cm^2 --- 5Ø20 +5Ø14
----- 31 ---- 25.75 cm^2 --- 5Ø20 +5Ø16
----- 32 ---- 25.75 cm^2 --- 5Ø20 +5Ø16
----- 33 ---- 31.41 cm^2 --- 10Ø20

traverse 34 ---- 25.75 cm^2 --- 5Ø20 + 5Ø16

----- 35 ---- 31.41 cm^2 --- 10Ø20

----- 36 ---- 40.24 cm^2 --- 5Ø25 +5Ø20

DETERMINATION DES MOMENTS MAXIMUMS AUX APPUIS

La combinaison (G +P + V gauche), nous donne des moments maximums aux appuis 26 -24 -22- 20 -18 ----- 4

La combinaison (G + P + V droit) , nous donne des moments mawimums aux appuis 25 - 23 - 21 - 19 ------- 3

Nous dimentionnerons les traverses aux appuis avec le moment maximum en appui pour chaque traverse.

appuis	M(tm)	μ'	α	w'	K	$\sigma'b$	A
25	101	0.134	0.4237	1.038	20.4	137	44
26	86	0.115	0.3989	0.882	22.6	124	37.31
27	97.6	0.130	0.419	1.007	20.8	134.7	42.6
28	82.5	0.11	0.3916	0.84	23.3	120	35.53
29	79	0.105	0.3846	0.801	24	116.8	33.9
30	80.5	0.107	0.3876	0.818	23.7	118	34.6
31	83.9	0.112	0.3947	0.858	23	122	36.3
32	79.6	0.106	0.3866	0.813	23.8	117.5	34.4
33	80.4	0.107	0.3876	0.818	23.7	118	34.6
34	54.5	0.083	0.3488	0.623	28	100	26.36
35	34.3	0.046	0.2707	0.335	40.4	69.5	14.20
36	11	0.0146	0.1613	0.103	78	36	4.36

EFFORTS TRANCHANTS

L'effort tranchant maximum, à l'appui d'une traverse est obtenu en combinant: charges permanentes, surcharges et vent.

aux appuis des Traverses	Ti max (t)	$\sigma'_b = \frac{\overline{\sigma_a}}{K}$	$= \frac{T}{b_o z}$	$\overline{\overline{\tau}}_b$
25	53.8	36	14.5	20.65
26	42.8	69.5	11.55	20.61
27	48.14	100	13	17.98
28	38.9	118	10.5	16.44
29	37	117.5	9.98	16.48
30	38.7	122	10.44	16.09
31	42.16	118	11.38	16.44
32	41.64	116.8	11.24	16.73
33	46.87	120	12.65	16.27
34	34.69	134.7	9.36	15.09
35	33.15	124	8.94	15.92
36	29	136	7.82	14.8

remarque

-Comme les armatures d'âmes sont droites c'est à dire normales à la fibre moyenne de la traverse, il vient donc:

$$\overline{\sigma'_{bo}} \leqslant \sigma'_b \leqslant 2.\overline{\sigma'_{bo}} \longrightarrow \tau_b \leqslant \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\overline{\sigma'_{bo}}}\right).\overline{\sigma_b}$$

$\overline{\sigma_b} = 5,9 \ \mathrm{kgf/cm^2}$

$\overline{\sigma'_{bo}} = 68,7 \ \mathrm{kgf/cm^2}$

-Pour la traverse 25 nous aurons:

$$\sigma'_b < \overline{\sigma'_{bo}} \longrightarrow \overline{\overline{\tau}}_b = 3,5.\overline{\sigma_b}$$

ESPACEMENT DES ARMATURES TRANSVERSALES

La contrainte de traction admissible des armatures transversales est égale à: $\overline{\sigma at} = \rho a . \sigma en$ avec $\rho a = 1 - \frac{\tau b}{9 . \overline{\sigma b}}$

Si cette valeur de ρa est suppérieur à 2/3 et si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage, dans les cas contraires on prendra $\rho a = 2/3$

En outre l'espacement t des armatures des cours successifs des armatures transversales d'âme est au plus égal à:

$$\bar{t} = \max \text{ de } \begin{cases} h(1 - 0,3 \frac{b}{\overline{\sigma b}}) = t1 \\ 0,2h = t2 \end{cases}$$

$$At = \frac{T.t}{z.\sigma at} \dashrightarrow t = \frac{At.z.\sigma at}{T}$$

On adoptera pour toutes les traverses 2cadres + 1 épingle de diamétre Ø8

$$At = 6.3,14.\frac{0,8^2}{4} = 3 \text{ cm}^2$$

Aux appuis l'espacement t est donné dans le tableau suivant pour chaque traverse

En travée nous adopterons la suite de M.CAQUOT

traverses	t1	ρ_a	$\overline{\sigma at}$	t
25	24.16	0.835	2898	13.29
26	38.8	0.812	3179.4	18.34
27	31.8	0.802	3053.4	15.65
28	43.8	0.734	3242.4	14.86
29	46.3	0.763	3292.8	21.53
30	44.10	0.760	3250.8	20.74
31	39.6	0.774	3194	18.69
32	40.2	0.784	3204.6	19

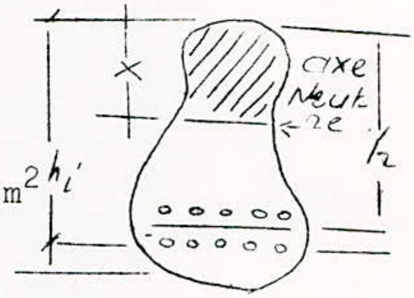
traverse	t1	ρ_a	$\overline{6at}$	t
33	33.5	0.772	3082.8	16.24
34	49.3	0.727	3368.4	23.96
35	51.3	0.757	3410.4	25.40
36	56.6	0.690	3507	29.86

§§§

-VERIFICATION A L ENTRAINEMENT DES ARMATURES TENDUES

Nous vérifions seulement les armatures tendues inférieures:

$$\tau_d^i = \frac{T.\emptyset i}{4.A.z}\left(\frac{hi - x}{h - x}\right)$$



$x = \ .h = 0,36 77.94 = 34,56cm$

$A = 30,16\ cm^2\ \text{--}10\emptyset 20 = 31,41 cm^2$

$T = 53,8$ tonnes

$$\tau_d^i = \frac{53800.2(96 - 34,56)}{4.31,41.82,25.(94-34,56)} = 10,76\ kg/cm^2$$

Comme nous sommes dans le cas d'une zône d'ancrage pleine de masse, il vient:

$$\overline{\tau}_d = 2.\Psi_d.\overline{6b} = 2.1,7.5,9 = 20\ kg/cm^2 \dashrightarrow \tau_d < \overline{\tau}_d$$

-INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DE L'APPUI

-armatures inférieures

$A = 31,41\ cm^2$ -----$A\overline{6a} = 31,41.2800 = 87948$ kg

$T = 53800$ kg

$M = 101$ tm

$z = 82,25$ cm

On doit vérifier la relation suivante:

$$A.\overline{6a} \geqslant T + \frac{M}{z}$$

M étant négatif nous aurons donc:

$$T + \frac{M}{z} = 53800 - \frac{10100000}{82,25} < A \times \overline{\sigma_a}$$

Les armatures inférieures sont comprimées. Théoriquement on a pas besoin d'armatures filantes, pratiquement, il faut garder filantes les barres de support (fixation des armatures transversales). Il en est de même pour les armatures suppérieures

ANCRAGES DES ARMATURES

*Longueur de scellement droit

- Armatures inférieures

$$A = 31,41\ cm^2 \text{ -- } 10\varnothing 20$$

$$Ld = \frac{\varnothing . \overline{\sigma}a}{4 . \overline{\tau}_D} = \frac{2 . 2800}{4 , 20} = 70\ cm$$

$$Ld = \frac{2 . 53800}{4 . 31,41 . 20} = 42,84\ cm$$

-Armatures suppérieures

$$A = 49,08\ cm^2 \text{ ----}> 10\varnothing 25$$

$$Ld = \frac{2,5 . 53800}{4 . 49,08 . 20} = 35\ cm$$

Nous adopterons pour les armatures inférieures et suppérieures Ld = 26 cm afin de pouvoir les ancrer dans les poteaux.

Comme nous avons une poutre de trés grande hauteur Ht = 1 m nous devrons vérifier:

$$\frac{\eta^2 . m . Ht}{bo} > 40$$ ---- concentration de fissures en une fissure unique dans l'âme.

$\eta = 1,6$ pour les aciers HA

$$\frac{1,6^2 . 20 . 100}{45} = 113,7 > 40$$

-ANCRAGE ADOPTE

Crochet normal, pour toutes les barres

$0,60Ld = 0,6 . 26 = 16cm$

LONGUEURS DES CHAPEAUX

Les points de moments nuls se situent à environ 0,21 des appuis

$l = 10,75$ m -----> $0,21 = 2,15$ m

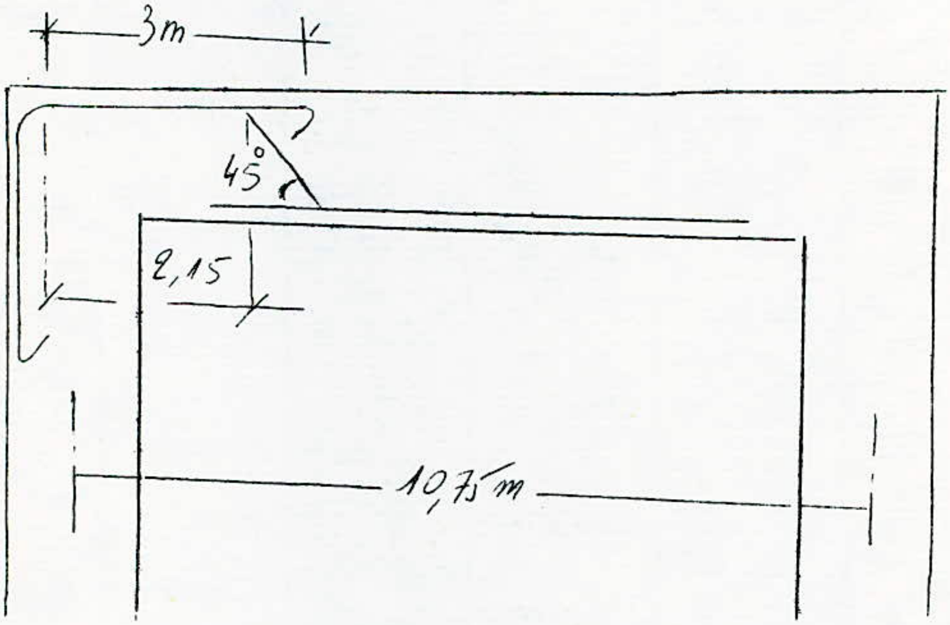
Les réglements du BA68 autorisent à prendre pour longueur des chapeaux: $L = 0,2.1 + z = 2,15 + 0,8225 = 2,98$ m

on prendra 3m

Danss notre cas nous avons préféré relever les armatures inférieures afin de les utiliser comme chapeaux pour les armatures suppérieures.

Nous adopterons pour les armatures inférieyres:

$L' = 0,2.1 = 2,15$ m



SYSTEMES MIXTES(BARRES OBLIQUES)

On emploiera des barres obliques constituées par le prolongement des armartures longitudinales. Ces barres obliques ne seront pas utilisées seules,mais conjuguées avec des étriers et des cadres verticaux. L'écartement de leurs cours successifs mesuré parallèlement à la fibre moyenne de la poutre est au plus égal à l'espacement admissible $\overline{tr}$ donné par la formule:

$$t < \min \begin{cases} \overline{tr} = \frac{h}{3}(5 - \frac{b}{6b}) \\ h \end{cases}$$

La contrainte admissible $\overline{6at}$ de toutes les armatures transversales étant alors prise égale à : $\overline{6at} = \frac{2}{3}.6en$

L'angle aigu des armatures transversales d'âme inclinées avec la fibre moyenne de la poutre doit être au moins égal à 45°

Exemple de calcul

Nous faisons les calculs seulement pour la traverse 27.

Les fissures rencontrent deux plans de barres inclinées, Leffort tranchant équilibré est donné par la formule:

$$T = \frac{2.Ai.6at}{\sqrt{2}}$$ on prendra $6at = \overline{6at}$

Quelle que soit la valeur T on admet que:

$$Tr = T - T$$

Ai = section des armatures inclinées situées dans un même plan

$Ai = 2\varnothing 20 = 6,28\ cm^2$ $\qquad$ $\overline{6at} = 3053\ kg/cm^2$

$$T = \frac{2.6,28.3053}{\sqrt{2}} = 27119\ kg \qquad T = 53800\ kg$$

$Tr = 53800 - 27119 = 26681\ kg \dashrightarrow t = \frac{At.z6at}{Tr}$

$At = 6\varnothing 8 = 3\ cm^2$ $\qquad$ $\tau b = 13\ kg/cm^2$ (traverse 27)

$$t = \frac{3.82,25.3053}{26681} = 28,2\ cm$$

$$\overline{tr} = \frac{94}{3}(5 - \frac{13}{5.9}) = 87\ cm$$

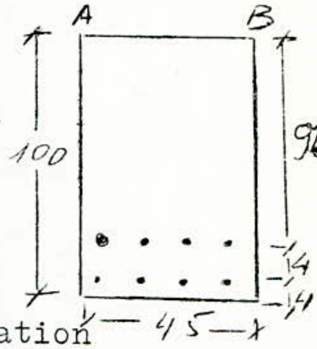
On prendra une suite deCAQUOT à partir de 25,35,60 etc...

VERIFICATION DE LA FLECHE

Nous sommes tenus de vérifier la fléche au moins pour une traverse. Nous considérons la traverse la plus sollicitée à savoir:(36)

1)Inertie totale

	section	moment statique	Inertie / AB
Béton seul	4500	22500	15.10^6
Acier rendu homogéne	471,2	43822	$4,076.10^6$
	4971,2	268822	$19,075.10^6$



$$v = \frac{268822}{4971,2} = 54,08 \text{ cm}$$

$$It = 19075000 - 268822.54,08 = 4537607 \text{ cm}^4$$

2)Calcul des valeurs de λ et μ

$$\bar{w} = \frac{A}{bo.h} = \frac{31,41}{45.94} = 0,0074$$

a) pour des charges de faible durée d'application

$$\lambda = \lambda_i = \overline{6b} /(72(2 + 3bo/bo).\bar{w} = 5,9/(72.5.0,0074) = 2,22$$

b) pour des charges permanentes

$$\lambda_v = \frac{\overline{6b}}{180(2 + \frac{3bo}{b_o})\bar{w}} = \frac{5,9}{180.5.0,0074} = 0,89$$

Les charges et les moments qui interviennent sont:

- Poids propre ------- j=2500 kg/m^2
- Poids propre + revêtement ---- g = 2550 kg/m^2
- Surcharges + poids propre ---- q =g + 175 = 2725 kg/m^2

d'où:

Mg = 27,6 t/ml

Mq = 29,5 t/ml

Mj = 27 t/ml

d) pour la charge g =2250 kg/m^2

$$\mu = 1 - \frac{5.\overline{6b}}{4w.6a + 3.\overline{6b}}$$

$$\mu = 1 - \frac{5.5,9}{4.0,0074.2800. + 3.5,9} \simeq 0,7$$

e) pour la charge q =2725 kg/m^2

$$\mu = 1 - \frac{5.5,9}{4.0,0074.2800. + 3.5,9} = 0,7$$

3) Calcul des modules de déformationslongitudinales

$$Ev = 7000\sqrt{1,2.6'28} = 7000\sqrt{1,2.275} = 126000 \ kg/cm^2$$

$$Ei = 3.Ei = 3.126000 = 378000 \ kg/cm^2$$

4) Calcul des fléches

a) calcul de $f_{g\infty}$

$$Ifv = \frac{It}{1 + \lambda vu} = \frac{4537607}{1 + 0,89.0,7} = 2794095 \ cm^4$$

$$f_{g\infty} = \frac{Ml^2}{10Ev.Ifv} = \frac{27,5.10^5.1075^2}{12,6.10^5.2794095} = 0,9 \ cm$$

b) calcul de fjo

$$Ifi = \frac{4537607}{1 + 2,22.0,7} = 1776667 \ cm^4$$

$$f_{jo} = \frac{2710^5.\ 1075^2}{10.378000.1776667} = 0,465 \ cm$$

c) calcul de fqo

$$Ifi = \frac{4538607}{1 + 2,22.0,7} = Ifi \text{ pour } f_{jo} = 1776667 \ cm^4$$

$$fqo = \frac{29,5.10^5.1075.1075}{10.378000.1776667} = 0,5 \ cm$$

d) calcul defgo

$$Ifi = 1776667 \ cm^4$$

$$f_{go} = \frac{27,6.10^5.1075^2}{10.378000.1776667} = 0,46 \ cm$$

La fléche nuisibleserait donc:

$$\Delta fi = 0,9 - 0,465 + 0,5 - 0,475 = 0,46 \ cm$$

La valeur admissible de Δfi est: (pour $l > 5m$)

$$0,5 + \frac{l}{1000} = 1,575 \ cm > 0,46 \ cm \text{ vérifié}$$

-0- L E S   F O N D A T I O N S -0-

L E S   F O N D A T I O N S

I-INTRODUCTION

Tenant compte de la charge et du moment important interve--nant au naissance de chaque poteau du portique,nous avons jugé utile d'envisager une poutre semelle continue.

La répartition longitudinale des charges ponctuelles amenées par les poteaux dépendra de la rigidité de la semmlle,de la distance entre poteaux et de la nature du sol;la répartition sera évidemment telle que,la courbe de déformation de la semel--le sous les charges réparties se supperpose à la courbe de déformation du sol sous ces mêmes charges.

On ne devra pas perdre de vue que tous les calculs faits ne sont qu'approchés et que,par suite, la régle classique de bon--ne construction réclamera de ne pas sacrifier la sécurité, donc de ferrailler plutôt largement.

II CALCUL DE LA SEMELLE

Nous devrons étudier 2 cas:

-Semelle soumise à des charges normales (G + P)

-Semelle soumise à des charges normales et au vent (G +P +V)

La pression sur le sol est limitée à $6s = 3\ kg/cm^2$. Nous prendrons un prédimmensionnent qui sera modifié par la suite au cas où certaines régles imposées par le C.C.B.A.68 ne seraient vérifiées.

a/Semelle soumise aux effets des charges normales (G+P)

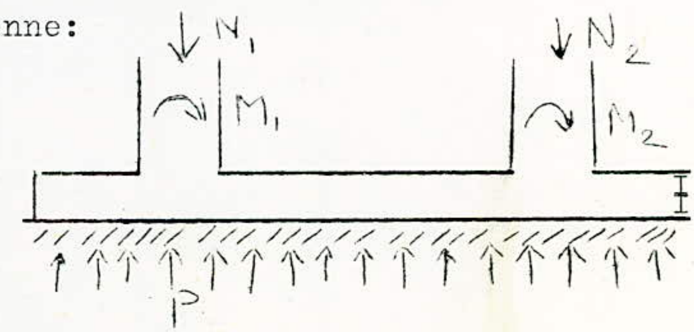
. Le programme STRESS nous donne:

N1 = 559t

N2 = 520t

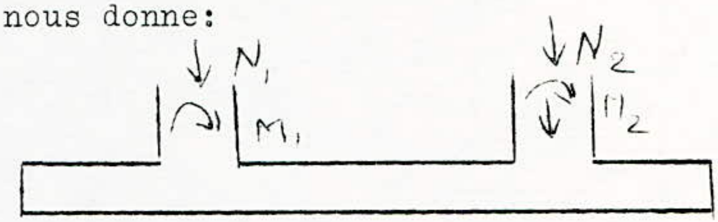
M1 = 24 tm

M2 = 30 tm



b/Semelle soumise aux effets de charges (G+P+V)

Le programme STRESS nous donne:



N1 = 546 t

N2 = 532 t

M1 = 97 tm

M2 = 30 tm

a1/Pression sur le sol(charges par ml de poutre)

Nous prendrons la pression maximale qui est dûe aux efforts nomaux (G+P)

$$p1 = \frac{N1 + N2}{l(l1+ 2l2)} \quad (t/m^2 \longrightarrow p_{p1} = \frac{N1 + N2}{l1 + 2L2} \quad (t/ml)$$

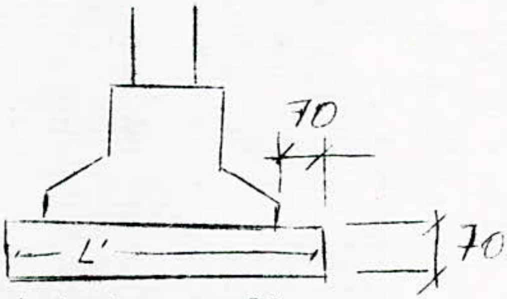
$$p1 = \frac{559 + 520}{10,75 + 2.2,5} = 68,5 \ t/ml$$

La largeur de la galette de propreté sera égale à:

$$L' = \frac{p1}{6s} = \frac{68,5x10^3}{3x10^4} = 2,28 \ m \quad \text{(sol pulvérulent)}$$

Nous prendrons une épaisseur de gros béton égale à 70 cm

d'où: $L' = 240 + 2x70 = 380$ cm



a2/Dimmentionnement de la semelle

La hauteur minimale d'une poutre rectangulaire pour laquelle les armatures de compression ne sont pas nécessaires,est obtenue par:

$$h = \sqrt{\frac{M}{\mu'\overline{6'}bxb}}$$

-Les valeurs de μ' sont données par les abaques.

- h étant la hauteur utile et ht la hauteur totale =h + d

-M moment pris en compte en 1ERE approximation égale à :

1,1 fois le moment produit par les surcharges et le poids mort du hourdis s'il y a lieu.

Dans notre cas: $M = 1,1\ M'$ avec $M' = \dfrac{68,5 \times 10,75^2}{8} = 989,5$ tm

$$M = 1,1 \times 989,5 = 1088 \text{ tm}$$

$$K = (15.\overline{\sigma a})/(n.\overline{\sigma' b}) = \frac{\overline{\sigma a}}{\overline{\sigma' b}} = \frac{2800}{135} = 20,74$$

$K = 20,74 \dashrightarrow \mu' = 0,18$

$$h = \frac{1088 \times 10^3 \times 100}{0,18 \times 135 \times 100} = 212 \text{ cm}$$

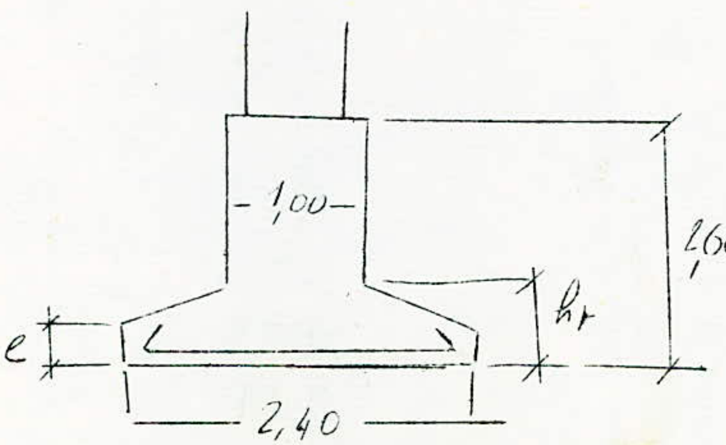
On prendra pour la poutre rectangulaire ht = 260 cm

d = 5 cm -------> h = 255 cm afin d'éviter den faire travailler le béton à sa contrainte admissible.

- Pour la semelle de propreté nous prendrons des dimensions qui doivent satisfaire aux conditions suivantes:

- $ht \geqslant d + \dfrac{L - L'}{4}$
- $e \geqslant 6\phi + 6$
- $ht \geqslant 5 + \dfrac{240 - 100}{4} = 40$ cm

On prendra ht = 2e avec e = 30 cm -------> ht = 60 cm



Sous pression sous la semelle (voir dessin d'exécution)

$$p = \frac{559 + 520}{240 \times 15,75} = 28,5\ t/m^2 \quad \text{soit} \quad p = 2,85\ kg/cm^2$$

Sous pression au ml de poutre

$$p = 2,85 \times 240 = 684\ kg/cm = 68400\ kg/ml$$

CALCUL DES MOMENTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS

Pour le calcul des moments nous prendrons:

-Sur appuis, le cas de charges: (G + P + V)

-En travée, le cas de charges : (G + P)

1) Cas (G + P)

$$Ma = \frac{68,4 \times \overline{2,5}^2}{2} = 214\ tm + \mu a = 214 + 24 = 238\ tm$$

$$Mo = \frac{68,4 \times \overline{10,75}^2}{8} = 998\ tm$$

$$Mc = 214 + \mu c = 214 + 30 = 244\ tm$$

Le moment pris en compte doit satisfaire à l'inégalité suivante (BA 68 p.205)

$$Mt \geqslant 1,15 Mo - \frac{Mw + Me}{2} + \frac{(Mw - Me)^2}{ql^2}$$

$$Mt \geqslant 1,15 \times 998 - \frac{244 + 238}{2} + \frac{(244 - 238)^2}{68,4(10,75)^2} = 907\ tm$$

L'effort tranchant maximum est Tad

$$Tad = \theta_o + \frac{\mu a - \mu c}{l} = \frac{68,75.10,75}{2} + \frac{24 - 30}{10,75} = 368\ t$$

L'effort trachant Tad est égale donc à 368 t

L'effet du moment est négligeable sous les charges normales vu la faible différence entre μa et μc.

2)Cas (G + P + V)

$$p = \frac{546 + 532}{15,75.2,4} = 28,5\ t/m^2$$

La sous pression au ml de poutre est égale à : p = 68,4t/m

$$Ma = \frac{68,4 \ . \ 2,5^2}{2} + \quad a = 214 + 97 = 311 \text{ tm}$$

$$Mo = 998 \text{tm}$$

$$Mc = 214 - 43 = 171 \text{ tm}$$

Le moment pris en compte doit satisfaire à l'inégalité :

$$Mt \geqslant 1,15 \ Mo - \frac{Mw + Me}{2} + \frac{(Mw - Me)^2}{ql^2}$$

$$Mt \geqslant 1,15.998 - \frac{257 + 311}{2} + \frac{(311 - 171)^2}{68,4(10,75)^2} = 864 \text{ tm}$$

L'effort tranchant serait donc:

$$T = \theta o + \frac{Ma - Mc}{l} = 368 + \frac{97 - 43}{10,75} = 373 \text{ t}$$

Nous prendrons donc les efforts les plus défavorables à savoir

$Mt = 907$ tm

$Ma = 311$ tm

$Mc = 257$ tm

$Tmax = 373$ t

VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT τb

$$\tau b = \frac{Tmax}{bo.z}$$

On a : $ht = 260$ cm $\quad h = 255$ cm $\quad z = (7/8)h = 223$ cm

$bo = 100$ cm

Il vient : $\tau b = \dfrac{373.10^3}{100.223} = 16,72 \text{ kg/cm}^2 < 3.\overline{\sigma b}$

CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES

On considère que les efforts longitudinaux sont repris par la poutre de section (2,60 x 1,00)

a) Armatures en travée

$Mt = 907$ tm, $bo = 100$ cm , $b = 240$ cm , $ht = 260$ cm

$h = 255$ cm

$$\mu = \frac{15 \ . \ M}{\overline{\sigma a}.bo.H^2} = \frac{15.907.10^3.100}{2800.100.255^2} = 0,0747 \text{ ---- d'où:}$$

$K = 29,8 \qquad \varepsilon = 0,888$

$$A = \frac{M}{\overline{6a}.\mathcal{E}.h} = \frac{907.10^3.100}{2800.0,888.255} = 143\ cm^2$$

On pṭendra 3 lits de 6 Ø32 = 144,75 cm^2

$$6'b = \frac{2800}{29,8} = 93,95\ kg/cm^2 \qquad \overline{6'b} = 135\ kg/cm^2$$

Le pourcentage d'acier ramené à la section de l'âme est relativement élevé:

$$\varphi = \frac{144,75}{260.100} = 0,5\ \%$$

-ARMATURES SOUS LES POTEAUX:

M = 311 tm, il suffit d'une section d'acier égale à:

$$Aa = 143 \times \frac{311}{907} = 49\ cm^2$$ -----> 2 Ø32 + 8 Ø25 relevés et provenant des ptx

Aa adoptée = 55,55 cm^2 *2 ϕ32 relevés ϕ25 provenant des ptx*

-TRACTION DANS LA SEMELLE

-Méthode R.d.M

$$M = p1.\frac{\lambda^2}{2}$$

$$\text{avec } \lambda = \frac{L - L'}{2} = \frac{240 - 100}{2} = 70\ cm$$

$$\text{et } p1 = \frac{N1 + N2}{L(\,l1 + 2l'\,)} = \frac{559 + 520}{2,40.15,75} = 28,5\ t/m^2$$

Pour un mètre de poutre suivant la longueur il vient:

p1 = 28,5 t/m

$$M = 28,5 \times \frac{0,70^2}{2} = 6,98\ \text{tm pour un mètre de poutre}$$

La section sollicitée a pour dimention:

b = 100 cm , ht = 60 cm , d = 5 cm , h = 55 cm

$$\mu = \frac{15.M}{\overline{6a}.b.h^2} = \frac{15.6980.100}{2800.100.55^2} = 0,0123 \quad ----> \mathcal{E} = 0,95 \quad ----> k = 86$$

$$A = \frac{M}{\overline{6a}.\mathcal{E}.H} = \frac{6980.100}{2800.0,95.55} = 4,77\ cm^2 \text{ --- } 7Ø10 = 5,49cm^2$$

-ARMATURES DE REPARTITION

$$Ar = \frac{A}{4} = \frac{4,77}{2}$$

Dans la poutre, on a prévu 6 Ø32. Leur espacement serait donc égale à : $\frac{100}{7} = 14{,}2$ cm . Afin d'avoir le même espacement il nous faudra dans chaque aileron de longueur 70 cm, placer un nombre de barres égale à: $\frac{70}{14{,}5} = 5$ barres.

On prendra donc 5 barres de Ø8 = 2,51 cm^2 qui constitueront les armatures de répartition .

<u>ARMATURES DE PEAU</u>:

Dans les poutres de grandes hauteurs(c'est notre cas), il est nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre, car les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure n'empêchent la fissuration du béton que dans leur voisinage et il y a risque d'apparition des fissures dans la zône de béton tendu qui, dans le cas envisagé est importante.

Une telle disposition constructive est en général appliquée lorsque la hauteur de l'âme de la poutre exprimée en cm est suppérieure à: $2(\ 80 - \frac{6en}{100}\ )$;

Le pourcentage minimal de ces armatures est pris égal, sur chaque face à 0,5% de la section de l'âme située en dehors de la section d'enrobage des armatures principales; l'espace--ment des barres est pris inférieur où égal à 20 cm

La hauteur de la poutre étant de 260 cm, il vient :

$$2(\ 80 - \frac{6en}{100}) = 2(80 - \frac{4200}{100}) = 76 \text{ cm} \longrightarrow 260 > 76 \text{ cm}$$

$$Ap = (260 - 10)100.\frac{0{,}5}{1000} = 12{,}50 \text{ cm}^2$$

d'où 16 Ø10 = 12,56 cm^2 espacés de 15 cm

ARMATURES TRANSVERSALES

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} 255 = 223 \text{ cm}$$

Nous avons associé aux étriers verticaux 6 barres relevées qui équilibreront un effort T égal à :

$$T = \frac{Ai.\overline{\sigma at}}{\sqrt{2}}$$

Nous prendrons pour les étriers verticaux de l'acier doux FeE 22 ($\overline{\sigma at}$ =1470 kg/cm²)

Les étriers seront constitués par 3 cadres Ø6 d'où At = 1,7cm²

$$Ai = 6 \, Ø32 = 48,25 \text{ cm}^2$$

$\overline{\sigma at}$ = 2800 kg/cm² pour les aciers relevés.

$$T = \frac{48,25 \times 2800}{1,414} = 95540 \text{ kg}$$

$$Tr = T - T = 373 - 95,54 = 277,46 \text{ t}$$

L'effort tranchant résiduel sera repris par les étriers verticaux

-ESPACEMENT DES ETRIERS VERTICAUX EN TRAVEE

$$t = \frac{At.z.\overline{\sigma at}}{Tr} = \frac{1,7.223.1470}{27746} = 20,06 \text{ cm}$$

On prendra la suite de Mr. CAQUOT : 5x20 , 5x25 , 5x35 , etc...

-ESPACEMENT DES ETRIERS VERTICAUX DANS LE PORTE-A-FAUX

On gardera le même espacement à savoir:

$$t' = \frac{At.z.\overline{\sigma at}}{T'} \quad \text{avec} \quad T' = 28,5 \times 0,7 = 19,95 \text{ t}$$

$$t' = \frac{1,7.223.1470}{19950} = 27,8 \text{ cm on prendra } t' = 27 \text{ cm}$$

TRACTION DES ARMATURES

Aux appuis nous avons 12Ø32 filants A = 96,50 cm²

$M = 311$ tm $\quad T = 373$ t $\quad z = 2,23$ m ---- $T + \frac{M}{z} = 373 - \frac{311}{2,23} = 233$t

$A.\overline{\sigma at} = 96,50 \times 2800 = 270200$ kg $= 270,2$ t

On a donc bien $A.\overline{\sigma at} = 270$t $> T + \frac{M}{z} = 233$ t $\rightarrow$ vérifié

-VERIFICATION DE LA PRESSION SUR LE SOL

Le sol considéré suus la semelle à une contrainte limite $\overline{6s}$ égale à 3 kg/cm^2.

a) Poids de la semelle

Pour le dimenssionnement, voir le dessin d'exécution.

$$s = \left(2,40 \times 0,30 + \frac{2,40 + 1,00}{2} \times 0,30 + 2 \times 1\right)(10,75 + 2 \times 2,5) \times 2500$$

$$\underline{s = 127 \text{ t}}$$

b) Poids du gros béton

$$gb = 3,80 \times 0,70(15,75 + 2 \times 0,5) = 98 \text{ t}$$

c) Contrainte sur le sol

$$6s = \frac{(559 + 520) + 127 + 98}{3,80 \times 16,75} = 20,5 \ t/m^2$$

Soit $6s = 2,05 \ kg/cm^2 < \overline{6s} = 3 \ kg/cm^2$ (vérifié)

A N N E X E (I)

ÉTUDE DES PORTIQUES

I Introduction

Nous utilisons pour le calcul des portiques, le programme "STRESS", qui permet de résoudre sur ordinateur (1130) divers problèmes de structures.

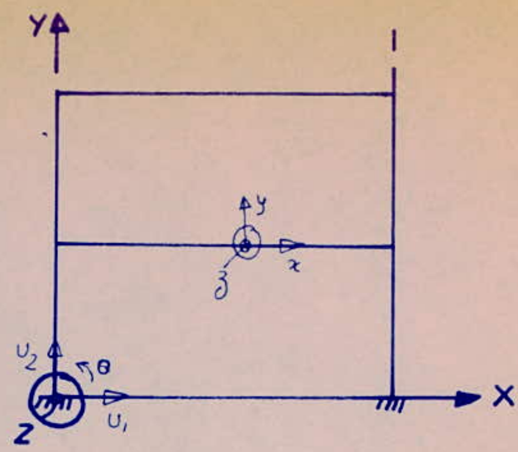
le programme donne comme résultats les efforts et moments en bout de barres, les déplacements et rotations des nœuds, les reactions et efforts tranchants aux appuis et verifie l'equilibre général de la structure.

II Description générale du programme

Dans notre cas, nous avons une structure plane à douze niveaux, constituée de barres droites, de section constante sur toute la largeur, et 2 axes de symétrie. Certaines sont en liaison avec le milieu extérieur (poteaux encastrés aux semelles de fondations).

la structure est réferée dans un trièdre orthonormé (X, Y, Z) : système global. Le plan de la structure est contenu dans le plan (X, Y). Chaque barre de la structure est liée à un système local (x, y, z).

L'axe x coincide avec la ligne moyenne de la barre, et les axes y, z avec les axes de symétrie d'une section normale quelconque de la barre.



Nous avons à étudier un portique plan chargé dans son plan (X.Y). Nous aurons donc 3 degrés de liberté.

- un déplacement suivant X
- un déplacement suivant Y
- une rotation θ_1

III Exposé théorique de la méthode utilisée par "STRESS".

La méthode utilisée est celle des déplacements

L'énergie est une forme quadratique de déplacements :

$$W = \frac{1}{2} \delta^T . K . \delta$$

W = énergie potencielle

δ = matrice de déplacement imposée à la structure

K = matrice de rigidité

le théorème de COSTIGLIANO $\Rightarrow$ $\frac{\partial W}{\partial \delta} = K\delta$

K_{ij} : effort en i lorsque en j on applique un déplacement unité.

3 degrés de liberte, 3 inconnus $\Rightarrow$ systeme hyperstatique : degré 1

L'élément cinématiquement déterminé est la poutre biencastrée

La structure réelle sous l'action des forces appliquées est la supperposition, de la structure cinématiquement déterminée avec les forces extérieures, et de la structure avec déplacements inconnus.

$$\delta_{\text{structure réelle}} = \delta_{\text{structure cinématiquement déterminée}} + \delta_{\text{structure avec déplacement inconnus}}.$$

$$F = K.\delta = K\left(\delta_{\text{cinémat.}} + \delta_{\text{inconnus}}\right)$$

$$\left(F - F_{\text{cinémat.}}\right) = K.\delta_{\text{inconnus}}$$

Proposons nous de déterminer cette matrice K, relative à une travée de portique

Sous l'action de forces s'appliquant à toute membrure, celle-ci subit certaines déformations. Ces déformations sont fonctions de plusieurs facteurs, dont:

- Géométrie de la membrure
- Ses propriétés élastiques
- Genre de forces appliquées
- etc ...

La relation force-déplacement nous amène à une définition très importante.

<u>1°/ Facteur de rigidité</u>

Le facteur de rigidité est la force requise pour produire un déplacement unité.

$$K = \frac{F}{u}$$

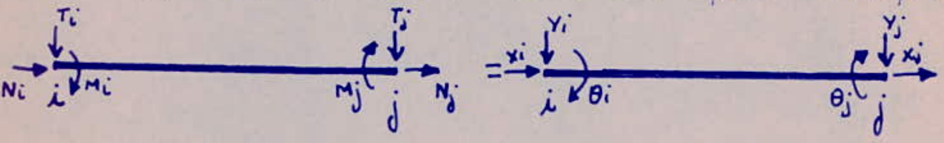
F : force appliquée

u : déplacement obtenu sous l'action de F

2°/ Analyse de la structure

Nous avons une structure plane --- 3 déplacements possibles : u_1, u_2, θ_1 pour chaque membrure.

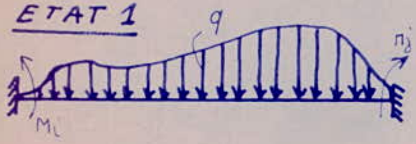
Le moment d'inertie est constant pour chaque membrure.



déplacements et forces positifs.

a/ Considérons la membrure ij.

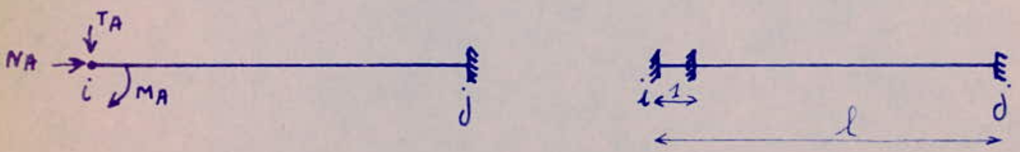
ETAT 1



structure cinématiquement déterminée

ETAT 2

Nous bloquons tous les nœuds : i, j. Nous donnons un déplacement unitaire de X.A

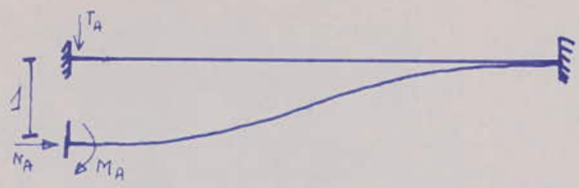


Théorème de COSTIGLIANO

$$\frac{\partial W}{\partial N_A} = \delta = 1 \quad \text{et} \Rightarrow \quad \frac{\partial W}{\partial T_A} = -\frac{\partial W}{\partial M_A} = 0$$

b/ Imposons un déplacement unitaire de Y_A, au nœud i

$$\frac{\partial W}{\partial T_A} = 1 \qquad \frac{\partial W}{\partial N_A} = -\frac{\partial W}{\partial M_A} = 0$$



$$* \quad \frac{\partial W}{\partial T_A} = \frac{T_A\, l_1^3}{3EI_1} - \frac{M_A\, l_1^2}{2EI_1} = 1 \quad ①$$

$$* \quad \frac{\partial W}{\partial M_A} = \frac{T_A\, l_1^2}{2E1} + \frac{M_A\, l_1}{EI_1} = 0 \quad ②$$

$$* \quad \frac{\partial W}{\partial N_A} = \frac{N_A\, l_1}{E.S} = 0 \quad \Rightarrow N_A = 0 \quad ③$$

$* \; M_A = \frac{T_A}{2} l_1$ obtenue à partir de ②

$* \; T_A = \frac{12 EI_1}{l_1^3}$ " " " " ①

$* \; M_A = \frac{6}{l_1^2} EI_1$

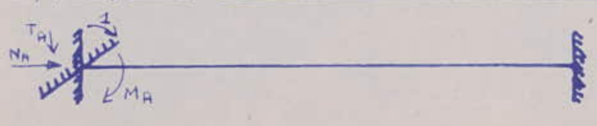
Les efforts au nœud j seront obtenus en écrivant les équations universelles de la statique.

$$N_{Aj} = 0$$

$$T_{Aj} = \frac{12 EI_1}{l_1^3}$$

$$M_{Aj} = \frac{6 EI_1}{l_1^2}$$

c/ appliquons une rotation unitaire de θ_A, au nœud i



$$\frac{\partial W}{\partial N_A} = 0 \qquad \frac{\partial W}{\partial T_A} = 0 \qquad \frac{\partial W}{\partial M_A} = 1$$

$$\frac{\partial W}{\partial N_A} = \frac{N_A \cdot l_1}{E\,S_1} * 1 = 0 \quad \Rightarrow N_A = 0$$

$$\frac{\partial W}{\partial T_A} = 0$$

$$M = M_A + T_A x$$

$$\frac{\partial M}{\partial T_A} = x \qquad \frac{\partial M}{\partial M_A} = 1$$

$$\frac{\partial W}{\partial T_A} = \int_0^l \frac{M}{EI_1}\frac{\partial M}{\partial T_A}\,dx = \int_0^{l_1} \frac{M_A + T_A x}{EI_1}(x)\,dx = \frac{M_A l_1^2}{2EI_1} + \frac{T_A l_1^3}{3EI_1} = 0$$

$$\Rightarrow M_A = -\frac{2T_A}{3} l_1$$

$$\theta_A = 1 = \frac{\partial W}{\partial M_A} = \int_0^{l_1} \frac{M}{EI_1}\frac{\partial M}{\partial M_A}\,dx = \int_0^{l_1} \frac{M_A + T_A x}{EI_1}\,dx = \frac{M_A}{EI_1} l_1 + \frac{T_A l_1^2}{2EI_1}$$

$$M_A = -\frac{2T_A}{3} l_1 \Rightarrow T_A = \frac{6EI_1}{l_1^2}$$

$$M_A = \frac{4EI}{l_1}$$

On obtient donc :

$$\left.\begin{aligned} N_A &= 0 \\ T_A &= \frac{6EI_1}{l_1^2} \\ M_A &= \frac{4EI_1}{l_1} \end{aligned}\right\}\ \text{nœud } i$$

$$\left.\begin{aligned} N_A &= 0 \\ T_A &= \frac{6EI_1}{l_1^2} \\ M_A &= \frac{2EI_1}{l_1} \end{aligned}\right\}\ \text{nœud } j$$

$$M_{Aj} = T_{Ai} l_1 - M_{Ai}$$

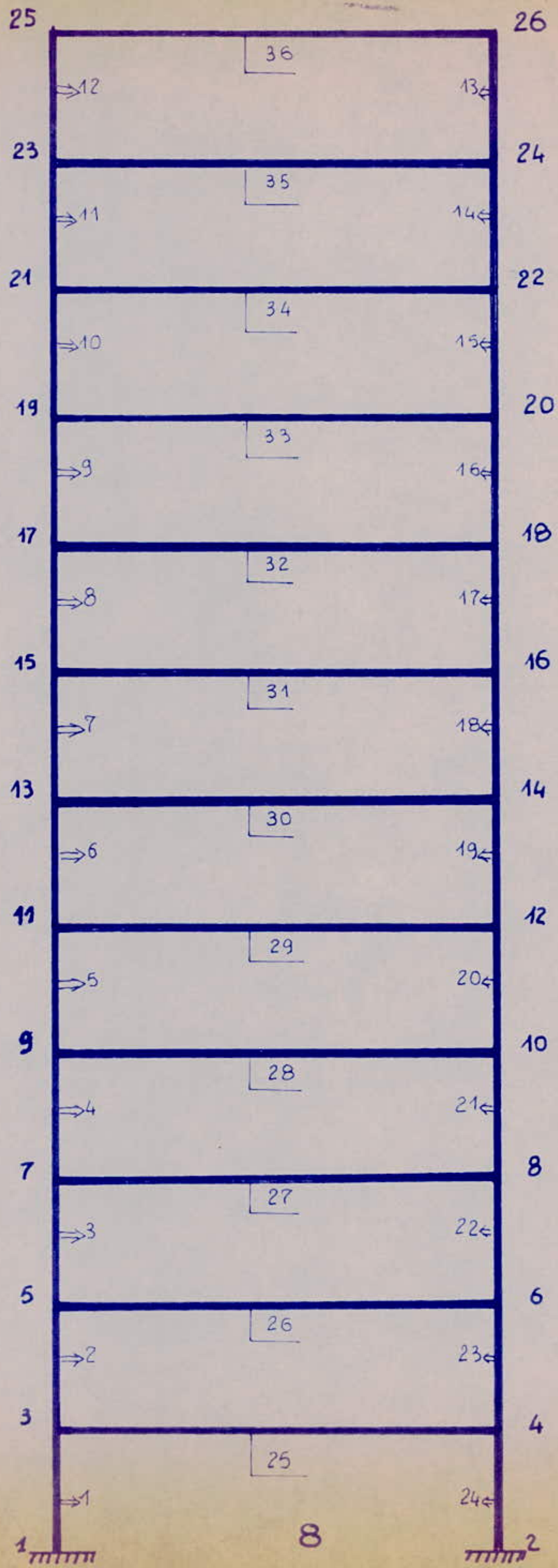
Les Forces produites sur les barres seront données

par : $F = (K).(X)$

$$\boxed{\text{Membrure } \mathring{i}\,\mathring{j}}$$

<u>Matrice de rigidité relative à cette membrure $\mathring{i}\,\mathring{j}$</u>

$$\begin{bmatrix} \frac{ES_1}{l_1} & 0 & 0 & -\frac{ES_1}{l_1} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_1}{l_1^3} & \frac{6EI_1}{l_1^2} & 0 & -\frac{12EI_1}{l_1^3} & \frac{6EI_1}{l_1^2} \\ 0 & \frac{6EI_1}{l_1^2} & \frac{4EI_1}{l_1} & 0 & -\frac{6EI_1}{l_1^2} & \frac{2EI_1}{l_1} \\ -\frac{ES_1}{l_1} & 0 & 0 & \frac{ES_1}{l_1} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_1}{l_1^3} & -\frac{6EI_1}{l_1^2} & 0 & \frac{12EI_1}{l_1^3} & -\frac{6EI_1}{l_1^2} \\ 0 & \frac{6EI_1}{l_1^2} & \frac{2EI_1}{l_1} & 0 & -\frac{6EI_1}{l_1^2} & \frac{4EI_1}{l_1} \end{bmatrix}$$


25
26
36
12
13
23
24
35
11
14
21
22
34
10
15
19
20
33
9
16
17
18
32
8
17
15
16
31
7
18
13
14
30
6
19
11
12
29
5
20
9
10
28
4
21
7
8
27
3
22
5
6
26
2
23
3
4
25
1
24
1
2

STRUCTURE PORTIQUE UNE TRAVÉE 12 NIVEAUX "Inter"

* unités utilisées
* charges en kilogrammes
* Longueurs en centimètres

Type plane Frame
Number of joints 26
Number of supports 2
Number of members 36
Number of Loadings 5
Joints coordinates

1	x	0.	Y	0.	S
2	x	10 75.	Y	0.	S
3	x	0.	Y	300.	
4	x	10 75.	Y	300.	
5	x	0.	Y	600.	
6	x	10 75.	Y	600.	
7	x	0.	Y	900.	
8	x	10 75.	Y	900.	
9	x	0.	Y	1200.	
10	x	10 75.	Y	1200.	
11	x	0.	Y	1500.	
12	x	10 75.	Y	1500.	
13	x	0.	Y	1800.	
14	x	10 75.	Y	1800.	
15	x	0.	Y	2100.	
16	x	10 75.	Y	2100.	
17	x	0.	Y	2400.	
18	x	10.75.	Y	2400.	
19	x	0.	Y	2700.	
20	x	10 75.	Y	2700.	
21	x	0.	Y	3000.	
22	x	10 75.	Y	3000.	
23	x	0.	Y	3300.	
24	x	10 75.	Y	3300.	
25	x	0.	Y	3600.	
26	x	1075.	Y	3600.	

Member incidences

1	1	3
2	3	5
3	5	7
4	7	9
5	9	11
6	11	13
7	13	15
8	15	17
9	17	19
10	19	21
11	21	23
12	23	26
13	26	24
14	24	22
15	22	20
16	20	18
17	18	16
18	16	14
19	14	12
20	12	10
21	10	8
22	8	6
23	6	4
24	4	2
25	3	4
26	5	6
27	7	8
28	9	10
29	11	12
30	13	14
31	15	16
32	17	18
33	19	20
34	21	22
35	23	24
36	25	26

Member properties prismatic Ax 4500. Iz 3750000.

25 THRU 36

1	Ax	9075.	Iz	20500000.
2	Ax	8250.	Iz	15400000.
3	Ax	7425.	Iz	13300000.
4	Ax	6600.	Iz	7900000.
5	Ax	5775.	Iz	5300000.
6	Ax	4950.	Iz	3340000.
7	Ax	4400.	Iz	2340000.
8	Ax	3500.	Iz	1430000.
9	Ax	2700.	Iz	810000.
10	Ax	2000.	Iz	416000.
11	Ax	1200.	Iz	160000.
12	Ax	600.	Iz	45000.
13	Ax	600.	Iz	45000.
14	Ax	1200.	Iz	160000.
15	Ax	2000.	Iz	416000.
16	Ax	2700.	Iz	810000.
17	Ax	3500.	Iz	1430000.
18	Ax	4400.	Iz	2340000.
19	Ax	4950.	Iz	3340000.
20	Ax	5775.	Iz	5300000.
21	Ax	6600.	Iz	7900000.
22	Ax	7425.	Iz	13300000.
23	Ax	8250.	Iz	15400000.
24	Ax	9075.	Iz	20500000.

constants E 35000. All

* Description des cas de charges
Loading 1 charges permanentes
Member Loads
25 THRU 26 Force Y uniform -36.61
27 THRU 35 Force Y uniform _ 47.25
36 Force Y uniform -46.05

Joints Loads

3	Moment Z	- 180350.5	Force Y	- 8845.
4	//	- 18258.7	//	- 6608.
5	//	- 180350.5	//	- 8440.
6	//	- 18258.7	//	- 6204.
7	//	- 256822.5	//	- 9410.
8	//	- 26000.7	//	- 6126.
9	//	- 256822.5	//	- 8995.
10	//	- 26000.7	//	- 5811.
11	//	- 256822.5	//	- 8635.
12	//	- 26000.7	//	- 5451.
13	//	- 256822.5	//	- 8300.
14	//	- 26000.7	//	- 5126.
15	//	- 256822.5	//	- 7860.
16	//	- 26000.7	//	- 4676.
17	//	- 256822.5	//	- 7460.
18	//	- 26000.7	//	- 4276.
19	//	- 256822.5	//	- 7110.
20	//	- 26000.7	//	- 3926.
21	//	- 256822.5	//	- 6710.
22	//	- 26000.7	//	- 3526.
23	//	- 256822.5	//	- 6410.
24	//	- 26000.7	//	- 3226.
25	//	- 278602.5	//	- 5066.
26	//	- 28205.7	//	- 1612.

TABULATE ALL

Loading 2 Surcharges

Member Loads

25	Force	Y	uniform	- 58.6
26	//	Y	//	- 36.
27	//	Y	//	- 36.
28	//	Y	//	- 18.
29	//	Y	//	- 14.4
30	//	Y	//	- 18.
31	//	Y	//	- 25.2
32	//	Y	//	- 25.2
33	//	Y	//	- 36.
34	//	Y	//	- 14.4
35	//	Y	//	- 12.6
36	//	Y	//	- 7.2

Joints Loads

3	moment	Z	_ 152460.	Force	Y	_ 2770.
4	//	Z	_ 4410.	//	Y	_ 252.
5	//	Z	_ 152460.	//	Y	_ 2770.
6	//	Z	_ 4410.	//	Y	_ 252.
7	//	Z	_ 152460.	//	Y	_ 2770.
8	//	Z	_ 4410.	//	Y	_ 252.
9	//	Z	_ 152460.	//	Y	_ 2770.
10	//	Z	_ 4410.	//	Y	_ 252.
11	//	Z	_ 152460.	//	Y	_ 2770.
12	//	Z	_ 4410.	//	Y	_ 252.
13	//	Z	_ 152460.	//	Y	_ 2770.
14	//	Z	_ 4410.	//	Y	_ 252.
15	//	Z	_ 152460.	//	Y	_ 2770.
16	//	Z	_ 4410.	//	Y	_ 252.
17	//	Z	_ 152460.	//	Y	_ 2770.
18	//	Z	_ 4410.	//	Y	_ 252.
19	//	Z	_ 152460.	//	Y	_ 2770.
20	//	Z	_ 4410.	//	Y	_ 252.
21	//	Z	_ 152460.	//	Y	_ 2770.
22	//	Z	_ 4410.	//	Y	_ 252.
23	//	Z	_ 152460.	//	Y	_ 2770.
24	//	Z	_ 4410.	//	Y	_ 252.
25	//	Z	_ 43560.	//	Y	_ 252.
26	//	Z	_ 4410.	//	Y	_ 252.

TABULATE ALL
Loading 3 vent normal
Member Loads
3 THRU 12 Force Y uniform -3.9
13 THRU 22 Force Y uniform 2.64
TABULATE ALL
Loading 4 combinaison des cas de charges 1 et 2
combine 1 1. 2 1.
TABULATE ALL
Loading 5 combinaison des cas de charges 1+2+3
combine 4 1. 3 1.
TAbulate all
Trace
solve
Problem correctly specified, execution to proceed.

CHARGES. (G.)

Member	Joints	Axial-Force	Shear Force	Moments
1	1	367425.938	-10585.550	-1019022.12
1	3	-367425.938	10585.550	-2156643.00
2	3	337891.000	-12334.322	-1689864.50
2	5	-337891.000	12334.322	-2010432.00
3	5	308817.000	-14551.351	-1804120.25
3	7	-308817.000	14551.351	-2561284.50
4	7	274171.875	-15351.539	-2114510.50
4	9	-274171.875	15351.539	-2490951.50
5	9	257978.437	-15440.361	-2146347.50
5	11	-257978.437	15440.361	-2485760.50
6	11	224183.969	-14991.353	-2103433.00
6	13	-224183.969	14991.353	-2393973.00
7	13	190743.406	-15219.339	-2140573.50
7	15	-190743.406	15219.339	-2425228.50
8	15	157750.406	-14787.171	-2041288.75
8	17	-157750.406	14787.171	-2394912.00
9	17	125159.687	-14167.294	-1941311.25
9	19	-125159.687	14167.294	-2308876.50
10	19	92918.234	-13351.025	-1792845.75
10	21	-92918.234	13351.025	-2212462.00
11	21	61075.336	-10338.285	-1372686.50
11	23	-61075.336	10338.285	-1728798.50
12	23	29532.636	-5240.742	-720152.37
12	25	-29532.636	5240.742	-852070.12

CHARGES : (G)

Member	Joints	Axial-Force	shear-Force	Moments.
13	26	26649.308	5240.715	852133.25
13	24	-26649.308	-5240.715	720081.25
14	24	55536.492	10338.294	1730201.00
14	22	-55536.492	-10338.294	1371287.00
15	22	84724.203	13350.812	2215734.50
15	20	-84724.203	-13350.812	1789509.00
16	20	114322.906	14167.541	2315040.00
16	18	-114312.906	-14167.541	1935221.50
17	18	144251.375	14787.626	2404111.00
17	16	-144251.375	-14787.626	2032176.75
18	16	174588.625	15219.791	2434987.00
18	14	-174588.625	-15219.791	2130950.00
19	14	205367.969	14991.847	2396087.50
19	12	-205367.969	-14991.847	2101466.50
20	12	236452.812	15440.863	2460030.00
20	10	-236452.812	-15440.863	2172229.00
21	10	267864.500	15352.009	2401353.00
21	8	-267864.500	-15352.009	2204250.00
22	8	299553.750	14551.849	2367758.00
22	6	-299553.750	-14551.849	1997796.50
23	6	326629.313	12334.845	1745710.00
23	4	-326629.313	-12334.845	1954743.50
24	4	354052.500	10586.093	1760494.50
24	2	-354052.500	-10586.093	1415333.50

CHARGES : (G)

Mambar	Joints	Axial - FORCE	Shear - Force	Momants
25	3	-1748.782	20690.238	3666155.50
25	4	1748.782	20815.507	3733496.50
26	5	-2216.998	20634.218	3634202.50
26	6	2216.998	20871.527	3761766.00
27	7	-800.155	25230.328	4418972.01
27	8	800.155	25563.410	4598009.01
28	9	-88.848	25193.054	4380477.01
28	10	88.848	25600.683	4599581.01
29	11	449.009	25159.546	4332371.01
29	12	-449.009	25634.191	4587496.01
30	13	227.905	25140.765	4277722.01
30	14	-227.905	25652.972	4553038.01
31	15	432.174	25133.132	4209643.01
31	16	-432.174	25660.605	4493164.01
32	17	620.088	25130.890	4079401.00
32	18	-620.088	25662.847	4365332.01
33	19	816.575	25131.148	3844896.50
33	20	-816.575	25662.589	4130548.50
34	21	3012.643	25132.062	3328321.00
34	22	-3012.643	25661.675	3612993.00
35	23	5097.472	25132.546	2192127.00
35	24	-5097.472	25661.191	2476277.00
36	25	5240.699	24466.418	573468.62
36	26	-5240.699	25037.328	880336.12

SURCHARGES:(P)

Mamber	Joints	Axial-Force	Shear-Force	Moments
1	1	191395.000	- 15349.744	- 1378038.75
1	3	- 191395.000	15349.744	- 3226884.00
2	3	157173.875	- 14885.246	- 2503858.50
2	5	- 157173.875	14885.246	- 1961715.00
3	5	135136.969	- 12366.763	- 1594714.25
3	7	- 135136.969	12366.763	- 2115315.00
4	7	113126.000	- 8295.216	- 1409364.50
4	9	- 113126.000	8295.216	- 1079200.00
5	9	100809.406	- 5004.906	- 723757.62
5	11	- 100809.406	5004.906	- 777714.12
6	11	90440.140	- 5001.786	- 666531.50
6	13	- 90440.140	5001.786	- 834004.25
7	13	78141.734	- 7303.870	- 926728.87
7	15	- 78141.734	7303.870	- 1264432.00
8	15	61975.109	- 7504.337	- 1113211.75
8	17	- 61975.109	7504.337	- 1138089.75
9	17	45808.851	- 10386.957	- 1228291.75
9	19	- 45808.851	10386.957	- 1887795.25
10	19	23836.699	- 6517.578	- 1102485.25
10	21	- 23836.699	6517.578	- 852788.12
11	21	13473.523	- 2816.575	- 360902.50
11	23	- 13473.523	2816.575	- 484070.12
12	23	4075.965	- 1062.145	- 163761.71
12	25	- 4075.965	1062.145	- 154881.96

SURCHARGES:(P)

Member	Joints	Axial- Force	Shear-FORCE	Moments
13	26	4168.070	1062.136	156437.25
13	24	_ 4168.070	_ 1062.136	162203.81
14	24	11337.626	2816.584	484709.81
14	22	_ 11337.626	_ 2816.584	360265.56
15	22	19476.691	6517.504	854591.87
15	20	_ 19476.691	_ 6517.504	1100659.50
16	20	39226.453	10387.238	1891719.00
16	18	_ 39226.453	_ 10387.238	1224452.00
17	18	53171.968	7504.733	1144792.50
17	16	_ 53171.968	_ 7504.733	1106627.50
18	16	67117.625	7304.271	1273777.25
18	14	_ 67117.625	_ 7304.271	917504.12
19	14	77191.359	5002.207	843894.62
19	12	_ 77191.359	_ 5002.207	656767.37
20	12	85323.797	5005.326	781744.12
20	10	_ 85323.797	_ 5005.326	719853.62
21	10	95379.390	8295.625	1064434.75
21	8	_ 95379.390	_ 8295.625	1424252.25
22	8	115090.422	12367.181	2060765.00
22	6	_ 115090.422	_ 12367.181	1649389.00
23	6	134775.531	14885.689	1839519.75
23	4	_ 134775.531	_ 14885.689	2626187.00
24	4	166571.094	15350.279	2997369.00
24	2	_ 166571.094	_ 15350.279	1607714.75

SURCHARGES:(P)

Mambar	Joints	Axial- FORCE	Shear-Force	Momants
25	3	464 . 483	31451 . 285	5578282 . 01
25	4	_ 464 . 483	31543 . 710	_ 5627966 . 01
26	5	2518 . 508	19266 . 890	3403969 . 00
26	6	_ 2518 . 508	19433 . 113	_ 3493319 . 00
27	7	4071 . 572	19240 . 976	3372220 . 00
27	8	_ 4071 . 572	19459 . 027	_ 3489428 . 50
28	9	3290 . 299	9546 . 445	1650497 . 00
28	10	_ 3290 . 299	9803 . 556	_ 1788698 . 00
29	11	3 . 117	7599 . 408	1291784 . 75
29	12	_ 3 . 117	7880 . 590	_ 1442921 . 00
30	13	2302 . 054	9528 . 459	1608272 . 25
30	14	_ 2302 . 054	9821 . 542	_ 1765808 . 25
31	15	200 . 466	13396 . 505	2225183 . 00
31	16	_ 200 . 466	13693 . 492	_ 2384814 . 00
32	17	2882 . 539	13396 . 410	2213920 . 50
32	18	_ 2882 . 539	13693 . 587	_ 2373654 . 00
33	19	3869 . 695	19202 . 128	2837819 . 00
33	20	_ 3869 . 695	19497 . 875	_ 2996788 . 00
34	21	3700 . 968	7592 . 997	1061228 . 25
34	22	_ 3700 . 968	7887 . 001	_ 1219256 . 50
35	23	1754 . 409	6627 . 427	495370 . 43
35	24	_ 1754 . 409	6917 . 571	_ 651323 . 00
36	25	1062 . 129	3823 . 931	111322 . 39
36	26	_ 1062 . 129	3916 . 068	_ 160846 . 40

VENT (V)

Member	Joints	Axial-Force	Shear-Force	Moments.
1	1	- 25853.394	9797.240	6698651.01
1	3	25853.394	- 9797.240	- 3759479.50
2	3	- 24435.781	9810.064	4521526.01
2	5	24435.781	- 9810.064	- 1578507.00
3	5	- 21926.074	9903.056	2927747.50
3	7	21926.074	- 8733.058	- 132330.93
4	7	- 18806.043	8914.310	1809479.25
4	9	18806.043	- 7744.309	+ 689313.50
5	9	- 15333.871	7939.788	1176967.50
5	11	15333.871	- 6769.789	+ 1029468.87
6	11	- 11842.082	6959.560	847307.87
6	13	11842.082	- 5789.561	+ 1065060.50
7	13	- 8610.431	5078.484	671956.25
7	15	8610.431	- 4008.484	+ 946089.00
8	15	- 5802.921	4997.939	562936.00
8	17	5802.921	- 3827.938	+ 760945.75
9	17	- 3522.171	4017.071	464963.06
9	19	3522.171	- 2847.071	+ 564658.37
10	19	- 1809.580	3036.657	355849.50
10	21	1809.580	- 1866.657	+ 379647.75
11	21	- 668.135	2055.450	233906.68
11	23	668.135	- 885.450	+ 207228.25
12	23	- 98.114	1078.231	99319.98
12	25	98.114	- 91.768	+ 48649.40

VENT:(V)

Member	Joints	Axial-Force	Shear-Force	Moments
13	26	98.107	91.131	56808.14
13	24	- 98.107	- 883.131	89331.34
14	24	668.098	1075.320	216869.09
14	22	- 668.098	- 1867.320	224526.93
15	22	1809.624	2055.543	389065.75
15	20	- 1809.624	- 2847.543	346397.18
16	20	3522.206	3036.128	574116.12
16	18	- 3522.206	- 3828.128	455522.56
17	18	5802.998	4016.872	770387.50
17	16	- 5802.998	- 4808.872	553474.12
18	16	8610.498	4997.677	955565.37
18	14	- 8610.498	- 5789.677	662537.75
19	14	11842.193	5978.206	1074486.25
19	12	- 11842.193	- 6770.206	837795.87
20	12	15333.959	6959.724	1039118.12
20	10	- 15333.959	- 7751.724	1167599.00
21	10	18806.128	7946.935	698747.87
21	8	- 18806.128	- 8738.935	1804133.00
22	8	21926.179	8020.292	- 127208.51
22	6	- 21926.179	- 9712.292	2922096.00
23	6	24435.878	9805.587	- 1573360.75
23	4	- 24435.878	- 9805.587	4515037.01
24	4	25853.492	9817.355	- 3753156.50
24	2	- 25853.492	- 9817.355	6698363.01

VENT : (V)

Member	Joints	Axial-Force	shear-Force	Moment
25	3	12.693	-1417.632	-762059.25
25	4	-12.693	1417.632	-761895.50
26	5	93.501	-2509.709	-1349243.25
26	6	-93.501	2509.709	-1348694.75
27	7	181.606	-3120.036	-1677136.00
27	8	-181.606	3120.036	-1676900.50
28	9	195.229	-3472.168	-1866276.50
28	10	-195.229	3472.168	-1866304.50
29	11	189.466	-3491.759	-1876812.50
29	12	-189.466	3491.759	-1876829.00
30	13	188.942	-3231.674	-1737025.50
30	14	-188.942	3231.674	-1737024.00
31	15	188.837	-2807.479	-1509020.25
31	16	-188.837	2807.479	-1509020.25
32	17	189.466	-2280.759	-1225909.00
32	18	-189.466	2280.759	-1225907.50
33	19	189.675	-1712.573	-920508.37
33	20	-189.675	1712.573	-920508.37
34	21	187.579	-1141.525	-613552.50
34	22	-187.579	1141.525	-613587.50
35	23	191.981	-569.996	-306547.18
35	24	-191.981	569.996	-306198.81
36	25	90.541	-98.100	-48650.57
36	26	-90.541	98.100	-56807.64

(G) + (P)

Member	Joints	Axial-Force	Shear-Force	Moments
1	1	558 820.876	- 25935 .293	- 2397061.00
1	3	- 558 820.875	25935 .293	- 5383527.01
2	3	495 064.813	- 27219 .566	- 4193722.50
2	5	- 495064.813	27219 .566	- 3972147.00
3	5	443953.938	- 26918 .113	- 3398834.50
3	7	- 443953.938	26918 .113	- 4676599.01
4	7	387302.813	- 23646 .753	- 3523874.50
4	9	- 387302.813	23646 .753	- 3570151.00
5	9	358787.813	- 20445 .265	- 2870105.00
5	11	- 358787.813	20445 .265	- 3263474.50
6	11	314624.125	- 19993 .140	- 2769964.00
6	13	- 314624.125	19993 .140	- 3227977.00
7	13	268885.125	- 22523 .210	- 3067302.00
7	15	- 268885.125	22523 .210	- 3689660.00
8	15	219725.500	- 22291 .507	- 3154450.50
8	17	- 219725.500	22291 .507	- 3533001.50
9	17	170968.531	- 24554 .250	- 3169603.00
9	19	- 170968.531	24554 .250	- 4196672.01
10	19	116754.922	- 19868 .601	- 2895331.00
10	21	- 116754.922	19868 .601	- 3065250.00
11	21	74548.859	- 13154 .959	- 1733588.75
11	23	- 74548.859	13154 .959	- 2212868.50
12	23	33608.601	- 6304 .887	- 883914.00
12	25	- 33608.601	6304 .887	- 1006952.00

(G)+ (P)

Mambar	Joints	Axial-Force	Shear-Force	Momants
13	26	30817 . 375	6302 . 852	1008570 . 37
13	24	- 30817 . 375	- 6302 . 852	882285 . 00
14	24	66874 . 125	13154 . 878	2224911 . 00
14	22	- 66874 . 125	- 13154 . 878	1731552 . 50
15	22	104200 . 890	19868 . 316	3070326 . 00
15	20	- 104200 . 890	- 19868 . 316	2890168 . 50
16	20	153539 . 344	24554 . 777	4206759 . 01
16	18	- 153539 . 344	- 24554 . 777	3159673 . 50
17	18	197423 . 312	22292 . 359	3548903 . 00
17	16	- 197423 . 312	- 22292 . 359	3138804 . 00
18	16	241706 . 219	22524 . 062	3708764 . 00
18	14	- 241706 . 219	- 22524 . 062	3048454 . 00
19	14	282559 . 313	19994 . 054	3239982 . 00
19	12	- 282559 . 313	- 19994 . 054	2758233 . 50
20	12	321776 . 625	20446 . 187	3241774 . 00
20	10	- 321776 . 625	- 20446 . 187	2892082 . 50
21	10	363243 . 875	23647 . 632	3465787 . 50
21	8	- 363243 . 875	- 23647 . 632	3628502 . 00
22	8	414644 . 125	26919 . 031	4428523 . 01
22	6	- 414644 . 125	- 26919 . 031	3647185 . 50
23	6	461404 . 813	27220 . 535	3585229 . 50
23	4	- 461404 . 813	- 27220 . 535	4580930 . 01
24	4	520623 . 563	25936 . 371	4757863 . 01
24	2	- 520623 . 563	- 25936 . 371	3023048 . 00

(G)+(P)

Mamber	Joints	Axial-Force	Shear-Force	Moments
25	3	1284.298	52141.523	9244438.02
25	4	-1284.298	52359.218	-9361462.02
26	5	301.510	39901.109	7038171.01
26	6	-301.510	40304.640	-7255085.01
27	7	3271.416	44471.304	7791191.01
27	8	-3271.416	45022.437	-8087437.01
28	9	3201.451	34739.500	6030973.01
28	10	-3201.451	35404.242	-6388278.01
29	11	452.127	32758.953	5624155.01
29	12	-452.127	33514.781	-6030416.01
30	13	2529.959	34669.226	5885994.01
30	14	-2529.959	35474.515	-6318846.01
31	15	231.707	38529.640	6434825.01
31	16	-231.707	39354.093	-6877977.01
32	17	2262.450	38527.296	6293321.01
32	18	-2262.450	39356.437	-6738985.01
33	19	4686.270	44333.273	6682715.01
33	20	-4686.270	45160.461	-7127336.01
34	21	6713.611	32725.058	4389549.01
34	22	-6713.611	33548.679	-4832249.01
35	23	6851.881	31759.972	2687497.00
35	24	-6851.881	32578.761	-3127599.50
36	25	6302.828	28290.347	684791.00
36	26	-6302.828	28953.394	-1041182.50

(G) +(P) + (V)

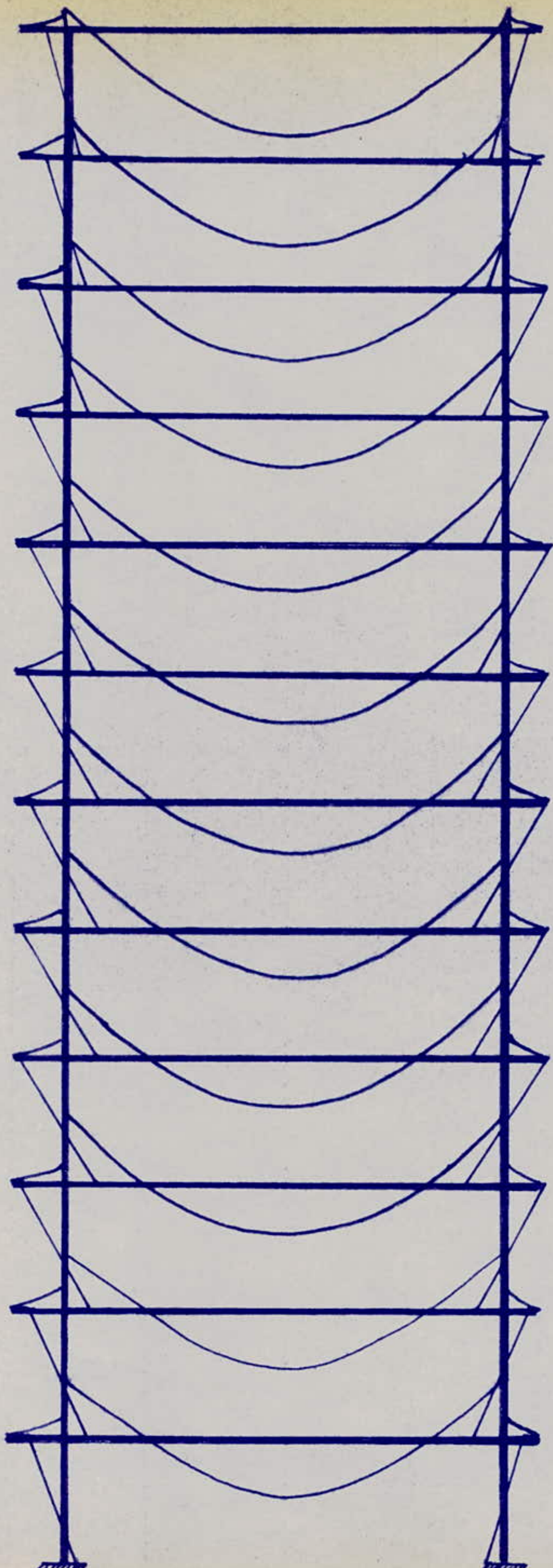
Mambar	Joints	Axial-Force	Shear-Force	Moments
1	1	532967.376	- 16138.052	4301590.01
1	3	- 532967.376	16138.052	- 9143006.02
2	3	470629.000	- 17409.503	327803.06
2	5	- 470629.000	17409.503	- 5550654.01
3	5	422027.813	- 17015.058	- 471087.06
3	7	- 422027.813	18185.054	- 4808929.01
4	7	368496.750	- 14732.443	- 1714395.25
4	9	- 368496.750	15902.443	- 2880837.50
5	9	343453.938	- 12505.476	- 1693137.50
5	11	- 343453.938	13675.474	- 2234005.50
6	11	302782.000	- 13033.578	- 1922656.00
6	13	- 302782.000	14203.578	- 2162916.50
7	13	260274.656	- 16544.726	- 2395345.50
7	15	- 260274.656	17714.726	- 2743571.00
8	15	213922.562	- 17293.566	- 2591514.50
8	17	- 213922.562	18463.566	- 2772055.50
9	17	167446.344	- 20537.175	- 2704640.00
9	19	- 167446.344	21707.175	- 3632013.00
10	19	114945.328	- 16831.941	- 2539481.50
10	21	- 114945.328	18001.941	- 2685602.00
11	21	73880.718	- 11099.408	- 1499682.00
11	23	- 73880.718	12269.408	- 2005640.00
12	23	33510.484	- 5224.656	- 784594.00
12	25	- 33510.484	6394.656	- 958302.50

(G) + (P) + (V)

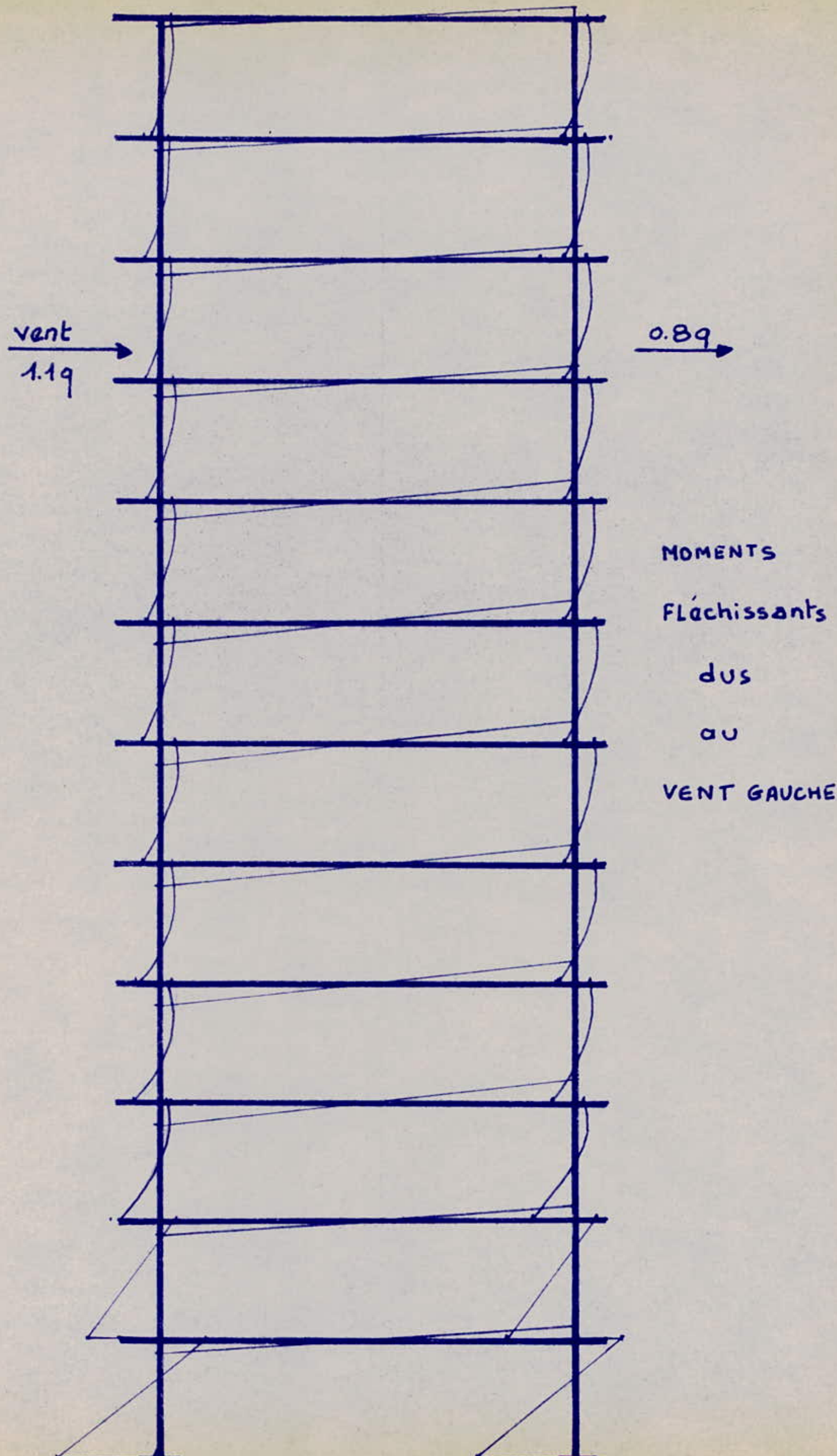
Member	Joints	Axial-FORCE	Shear-FORCE	Moments
13	26	30915.480	6393.983	1065378.50
13	24	-30915.480	-7185.983	971616.25
14	24	67542.218	14230.197	2431780.00
14	22	-67542.218	-15022.197	1956079.25
15	22	106010.500	21923.859	3459391.50
15	20	-106010.500	-22715.859	3236565.50
16	20	157061.531	27590.902	4780875.01
16	18	-157061.531	-38382.902	3616196.00
17	18	203226.281	26309.230	4319290.01
17	16	-203226.281	-27101.230	3692278.00
18	16	250316.687	27521.738	4664329.01
18	14	-250316.687	-28313.738	3710991.50
19	14	294401.500	25972.058	4314468.01
19	12	-294401.500	-26764.058	3595949.00
20	12	337110.563	27405.910	4280892.00
20	10	-337110.563	-28197.910	4059681.00
21	10	382050.000	31594.566	4164535.00
21	8	-382050.000	-32386.566	5432635.01
22	8	436570.250	35839.320	4301314.01
22	6	-436570.250	-36631.320	6569281.01
23	6	485840.688	37026.125	2011868.75
23	4	-485840.688	-37026.125	9095966.02
24	4	546477.001	35753.726	1004706.12
24	2	-546477.001	-35753.726	9721410.02

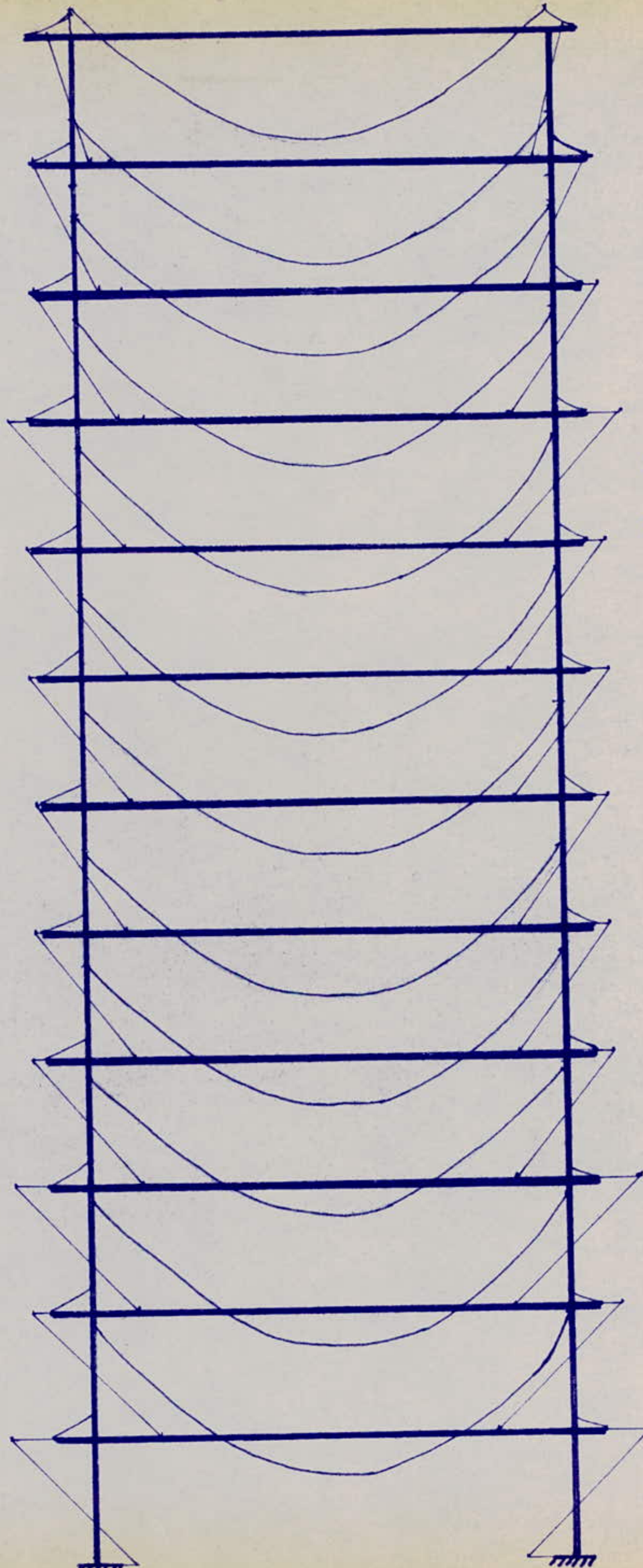
(G) + (P) + (V)

Mamber	Joints	Axial-Force	Shear-Force	Momants
25	3	1271.605	50723.890	8482378.02
25	4	-1271.605	53776.843	-10123356.02
26	5	395.012	37391.398	5688928.01
26	6	-395.012	42814.343	-8603780.02
27	7	3453.022	41351.265	6114053.01
27	8	-3453.022	48142.468	-9764338.02
28	9	3396.680	31267.328	4164696.00
28	10	-3396.680	38876.406	-8254582.01
29	11	641.593	29267.191	3747342.00
29	12	-641.593	37006.539	-7907244.01
30	13	2341.017	31417.546	4148968.00
30	14	-2341.017	38706.187	-8055869.01
31	15	420.545	35722.156	4925805.01
31	16	-420.545	42161.570	-8386997.01
32	17	2072.984	36246.531	5067412.01
32	18	-2072.984	41637.195	-7964892.01
33	19	4875.946	42620.695	5762206.01
33	20	-4875.946	46873.031	-8047843.01
34	21	6901.190	31583.531	3775996.00
34	22	-6901.190	34690.203	-5445836.01
35	23	7043.862	31189.972	2380949.50
35	24	-7043.862	33148.757	-3433798.00
36	25	6393.369	28192.246	636140.37
36	26	-6393.369	29051.492	-1097990.25



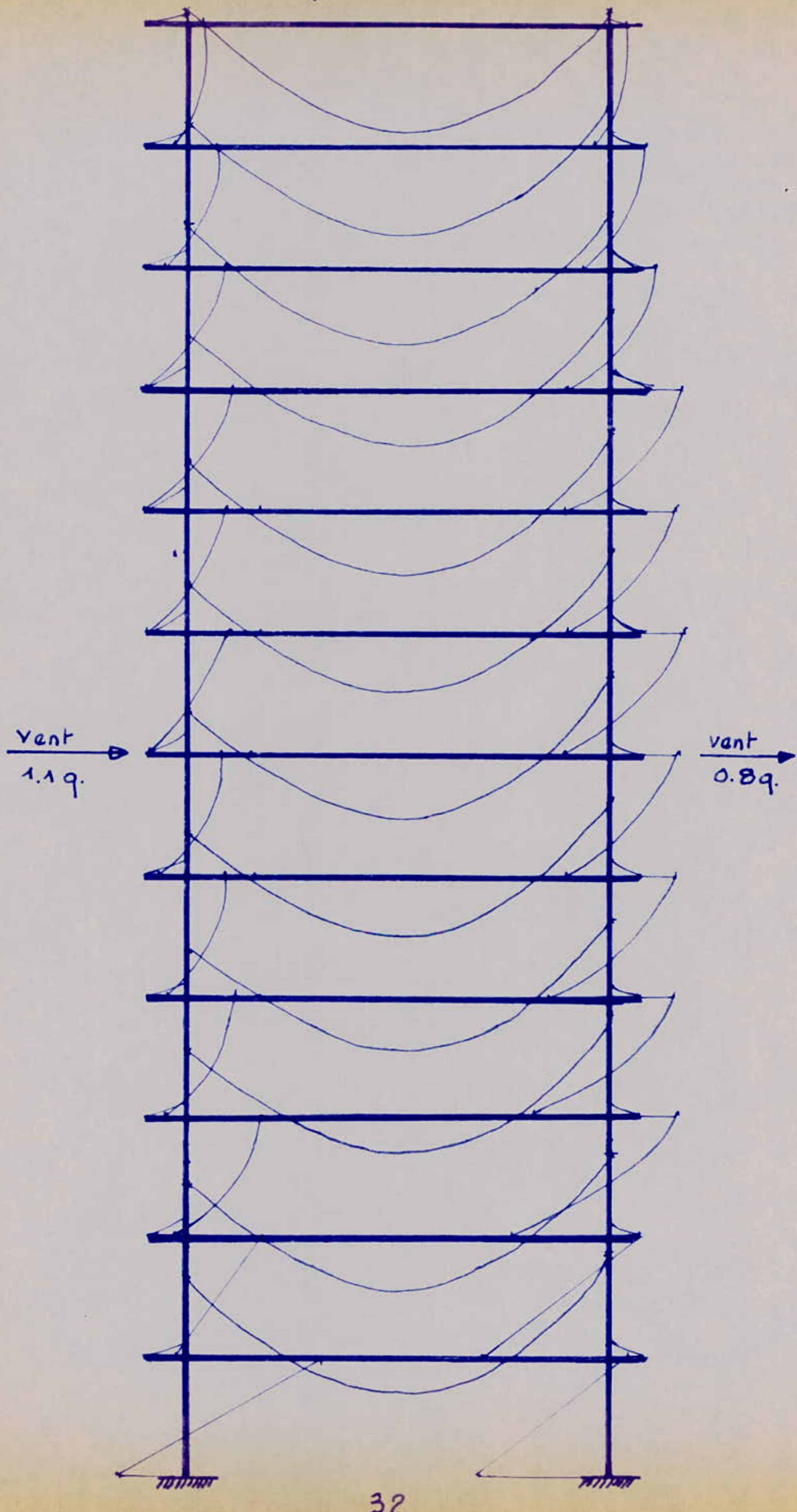
MOMENTS FLECHISSANTS dus aux CHARGES PERMANENTES


vent
1.1q
0.8q
MOMENTS
Fléchissants
dus
au
VENT GAUCHE

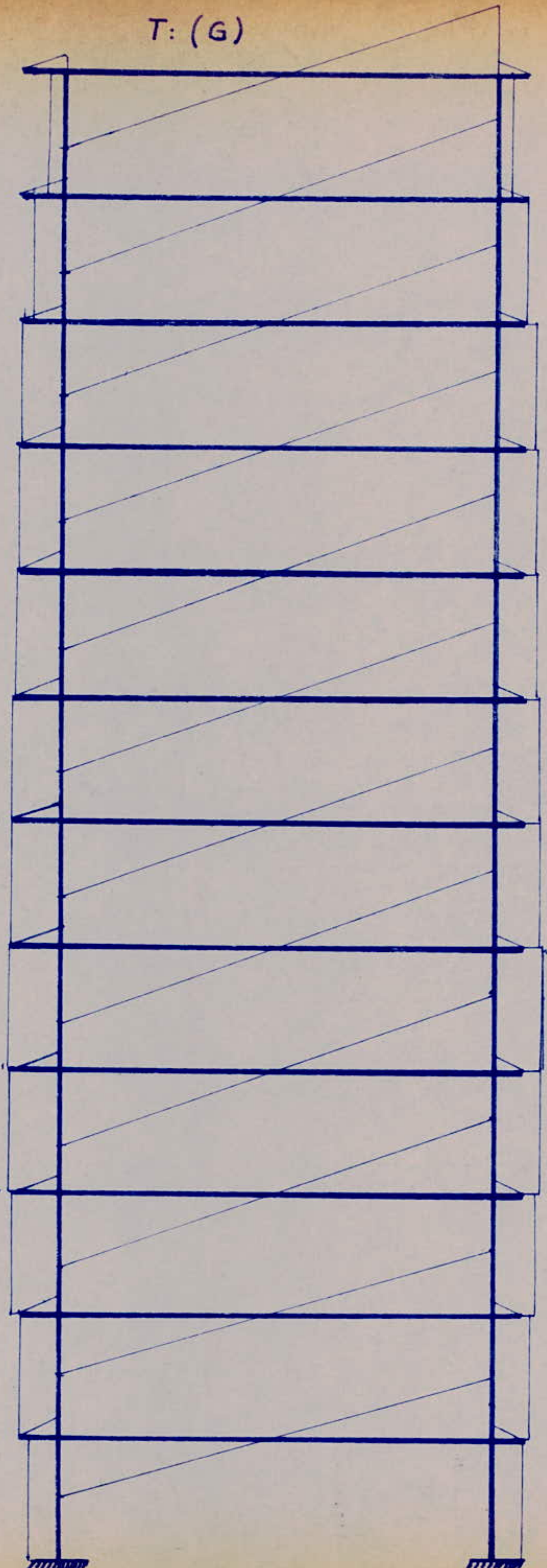


Momants
Fléchissants
dus
ā
(G) + (P)

M : (G + P + V)

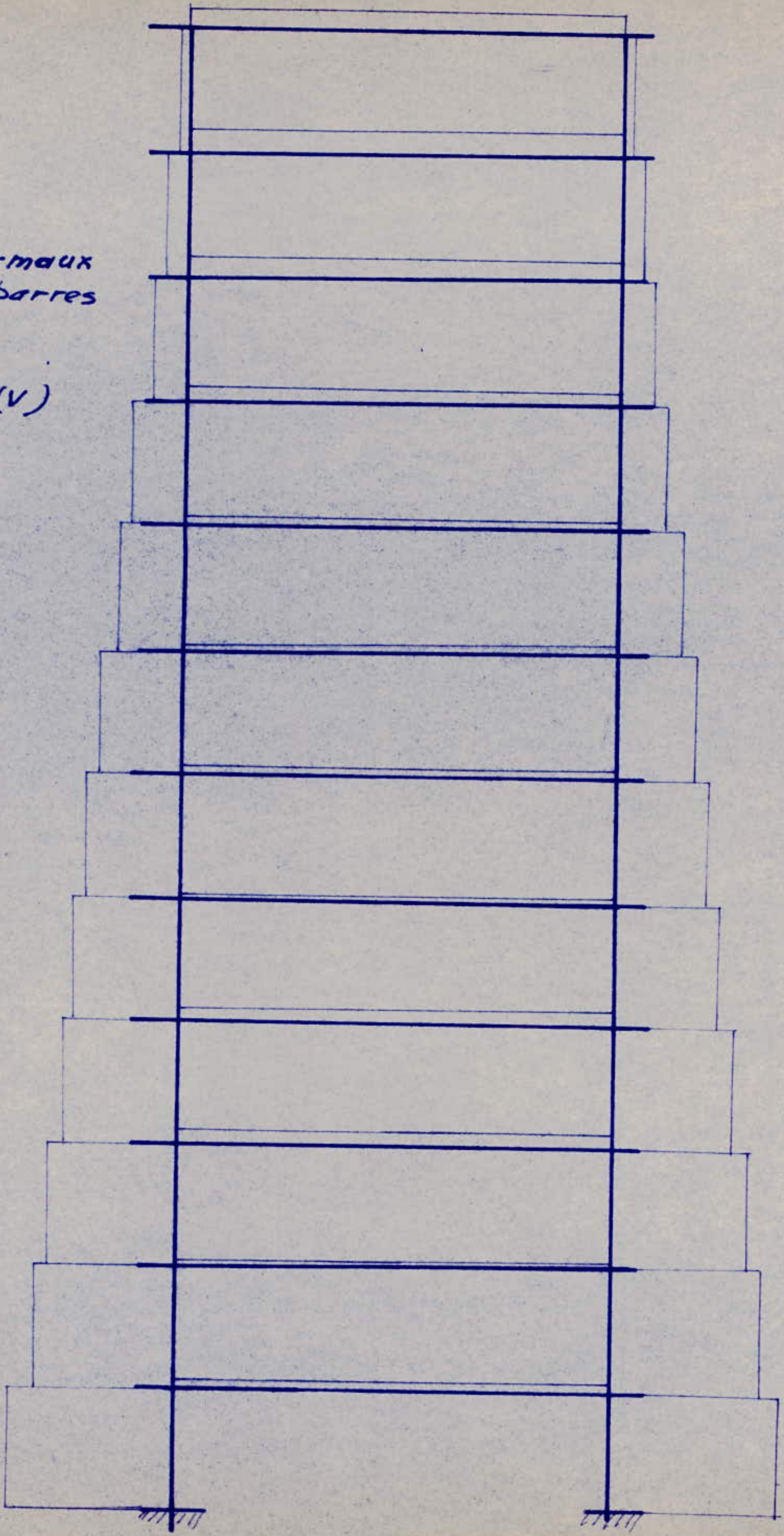


T: (G)



Efforts normaux
dans les barres
dûs à :

$(G)+(P)+(V)$



ÉTUDE de la NEIGE

I. Surcharges normales.

Elles doivent engendrer des sollicitations qui ne doivent pas poser des domages aux constructions. Elles ont la (propriété) probabilité d'être atteinte une ou deux fois au cours de l'année.

II Surcharges extrêmes.

Elles ne doivent pas mettre la construction ou une partie de celle-ci hors service. Ces surcharges extrêmes ont la probabilité d'être atteinte au moins une fois pendant la durée de la construction.

A/ EFFET de la NEIGE.

* versant plan, toiture terrasse $\Rightarrow$ $\alpha < 25° \Rightarrow S = 1$
  $\alpha = 0 \quad tg\alpha = 1$
* il n'y a pas de possibilité d'accumulation de neige $\Rightarrow R = 1$
* lieu de montage : Alger Région 1

$N'_e = 60\ kg/m^2$

$N'_n = 35\ kg/m^2$

* Altitude entre 0 et 200m $\Rightarrow M_n = 0 \quad M_e = 0$

$N_n = (N'_n + M_n) * S * R = 35 * 1 * 1 = 35\ kg/m^2$

$N'_e = (N'_e + M_e) * S * R = 60 * 1 * 1 = 60\ kg/m^2$

ETUDE du VENT.

Si les conditions suivantes sont vérifiées on peut appliquer les règles simplifiées.

* bloc unic oui

* base du batiment rectangulaire $a = 24.45\ m$
  $b = 12.10\ m$
* hauteur du batiment $h \leq 30m \Rightarrow h = 30\ m$.

* $\frac{h}{a} \geq 0.25 \Rightarrow \frac{30}{24.45} = 1.23$ vérifiée
* $\frac{h}{a} \leq 2.5$ vérifiée.

* La couverture est une toiture terrasse.

* les parois verticales doivent:

-reposer sur le sol

-être planes

- présenter une permeabilité $\mu \leq 5$ ou pour une d'entre-elles $\mu > 5$.

* La construction doit être située sur un terrain sensiblement horizontal

Comme ces conditions sont toutes verifiées, on peut appliquer les règles simplifiées.

a) pressions dynamiques de base

- carte des régions : zone II $K_{rn} = 1.4$ $K_{re} = 2.45$

- coefficient de site : région II site normal $K_s = 1$

- hauteur du batiment $h = 30m$.

$P_{vn} = (46 + 0.7h)\, K_{rn} * K_s = (46 + 0.7*30)*1.4 = 93.8\ kg/m^2$

$P_{va} = (46 + 0.7h)\, K_{ra} * K_s = (46 + 0.7*30)*2.45 = 164.15\ kg/m^2$

b Réduction

Ces pressions dynamiques doivent être affectées d'un coefficient de réduction δ donné en fonction de la plus grande dimension offerte au vent (horizontale ou verticale de l'élément considéré

$h = 30m \rightarrow \delta = 0.77.$

surface abritée $\Rightarrow m = 0.75$

vérification $(1-0.77)\delta < 0.33 \Rightarrow (1-0.77)\,0.75 = 0.17 < 0.33$ vérifiée

Autre vérification:

$30 < P_{vn} * \delta * m \Rightarrow 93.8 * 0.77 * 0.75 = 54.2 > 30$ vérifiée

$52.5 < P_{ve} * \delta * m \Rightarrow 164.15 * 0.77 * 0.75 = 94.8 > 52.5$ vérifiée

c/ Pression dynamique de base à prendre en compte.

$V_n = 0.77 * 0.75 * 93.8 = 55\ kg/m^2$

$V_e = 0.77 * 0.75 * 164.15 = 97\ kg/m^2$

D/ coefficient de pression

* Actions extérieures

$-$ parois verticales $\begin{cases} \text{au vent} & c_e = 0.8 \\ \text{sous vent} & c_e = -0.5 \end{cases}$

$-$ Toitures $\alpha = 0$ $\begin{cases} \text{au vent} & c_e = -0.5 \\ \text{sous vent} & c_e = -0.5 \end{cases}$

* Actions Intérieures

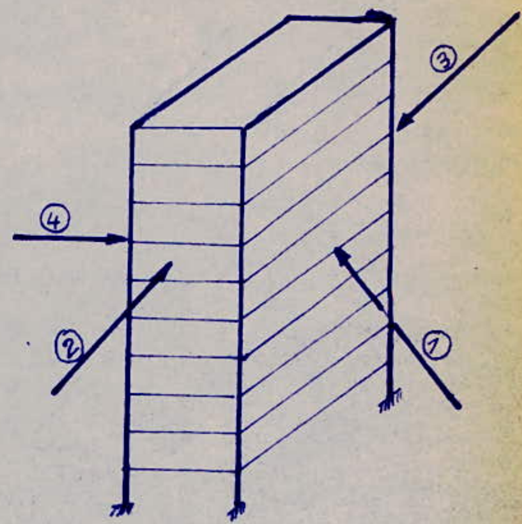
construction fermée $c_i = \pm 0.3$

construction ouverte $\begin{cases} \text{au vent}: & c_i = +0.8 \\ \text{sous vent}: & c_i = -0.5 \end{cases}$

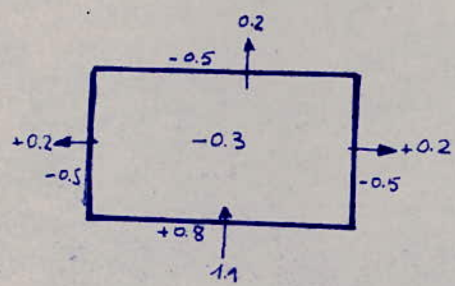
on distingue 4 vents ①, ②. ③, ④

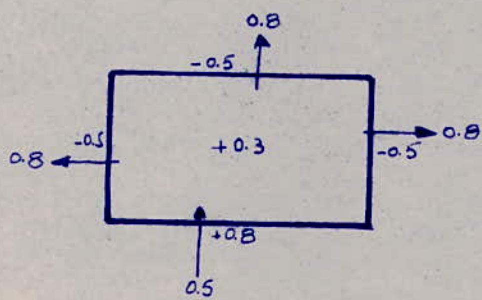
① et ④ identiques
② et ③ identiques

on etudiera 2 cas seulement

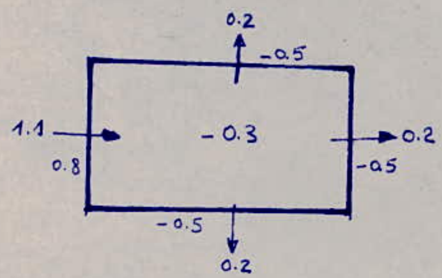


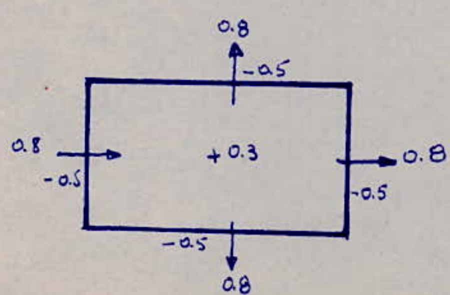
vent ②





vent ④





ansamble des actions:

vent ②. on prend le cas le plus défavorable à savoir:

le coefficient $\vec{C} = |Ca - ci| = 1.1$ au vent

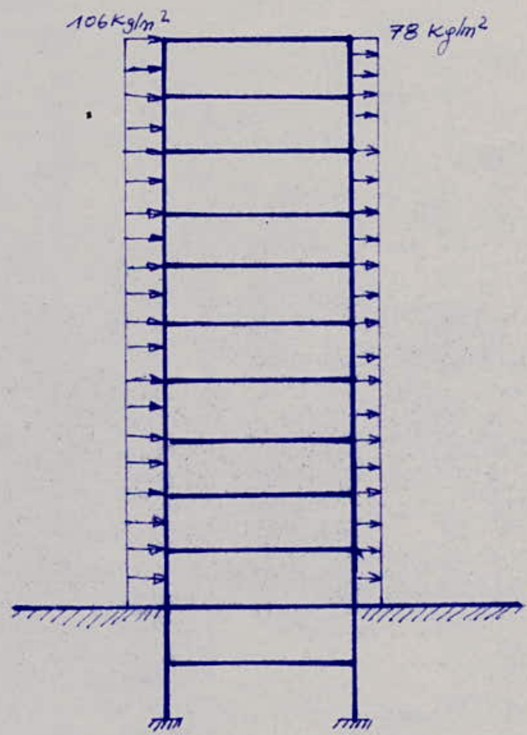
$\vec{C} = |Ca - ci| = -0.8$ sous vent

nous aurons donc:

$1.1\, Va = 1.1 * 97 = 106\ kg/m^2$

$0.8\, Va = 0.8 * 97 = 78\ kg/m^2$

il en est de même pour le vent ④



CALCUL des SOLLICITATIONS Parasîsmiques

1°/ SYSTEME de Forces horizontales

Elles sont appliquées au centre de gravité de chaque élément et égales à $\sigma_{xi}\, W_i$

$W_1 = G_1 + \frac{1}{5} P_1$

σ_x : coefficient dans la direction x

$\sigma_{xi} = \alpha * \beta_i * \gamma_i * \delta$

α : coefficient d'intensité

$\alpha = 2^{in-8}$

in : intensité nominale pour laquelle le maitre d'ouvrage demande la protection de l'ouvrage.

$in = 8$ en zone de moyenne saismicité $\Rightarrow \alpha = 1$

car on a des bureaux et ateliers (zone 2)

β : coefficient de réponse qui dépend

- de la période T du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée
- du degré d'amortissement de l'ouvrage
- accessoirement, de la nature du sol de fondation

on considère comme "normal" le degré d'amortissement obtenu dans les étages courants des batiments traditionnels à usages d'habitation ou de bureaux.

$\beta = \frac{0.065}{\sqrt[3]{T}}$ $\Leftrightarrow$ $0.05 < \beta < 0.085$ sols meubles

$0.05 < \beta < 0.1$ les autres sols.

Comme on assure notre contreventement par ossature de beton armé – il vient $T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{l_x}}$

H : hauteur du bloc étudié

l_x : dimension en plan du bloc du batiment dans la direction étudiée.

δ = coefficient de fondation $\delta = 1.10$

coefficient de distribution γ_r :

$$\gamma = h \frac{S}{I}$$

h : hauteur de l'élement

S : moment statique % à la base du batiment

I : moment d'inertie " " "

2°/ Calcul des sollicitations

a) calcul de β.

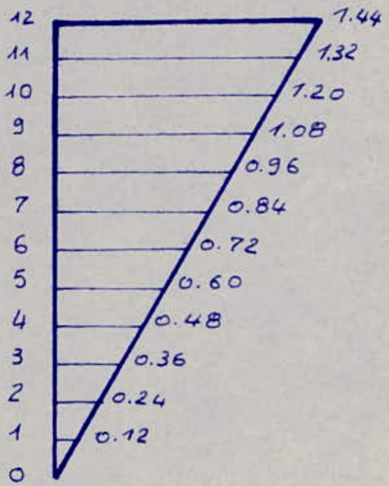
$\beta = \frac{0.065}{\sqrt[3]{T}}$ $T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{l_x}} = 0.09 \frac{36}{\sqrt{12.1}} = 0.93$ sec.

$\beta = \frac{0.065}{\sqrt[3]{0.93}} = 0.065$

b) calcul de $\gamma(h)$

Pour les batiments composés d'etages pouvant être considérés comme identiques, γ peut peut s'exprimer en fonction du rang r du plancher compté à partir de la base

Si on désigne par n le nombre de planchers, le coefficient applicable au plancher de rang r est : $\gamma_r = \frac{3r}{2n+1}$



$l_y = 24.45\,m$

$\beta = \frac{0.065}{\sqrt[3]{T}}$ $\qquad T = 0.09\,\frac{36}{\sqrt{24.45}} = 0.66$ sec.

$\beta = \frac{0.065}{\sqrt[3]{0.66}} = 0.074$

3°/ coefficients sismiques.

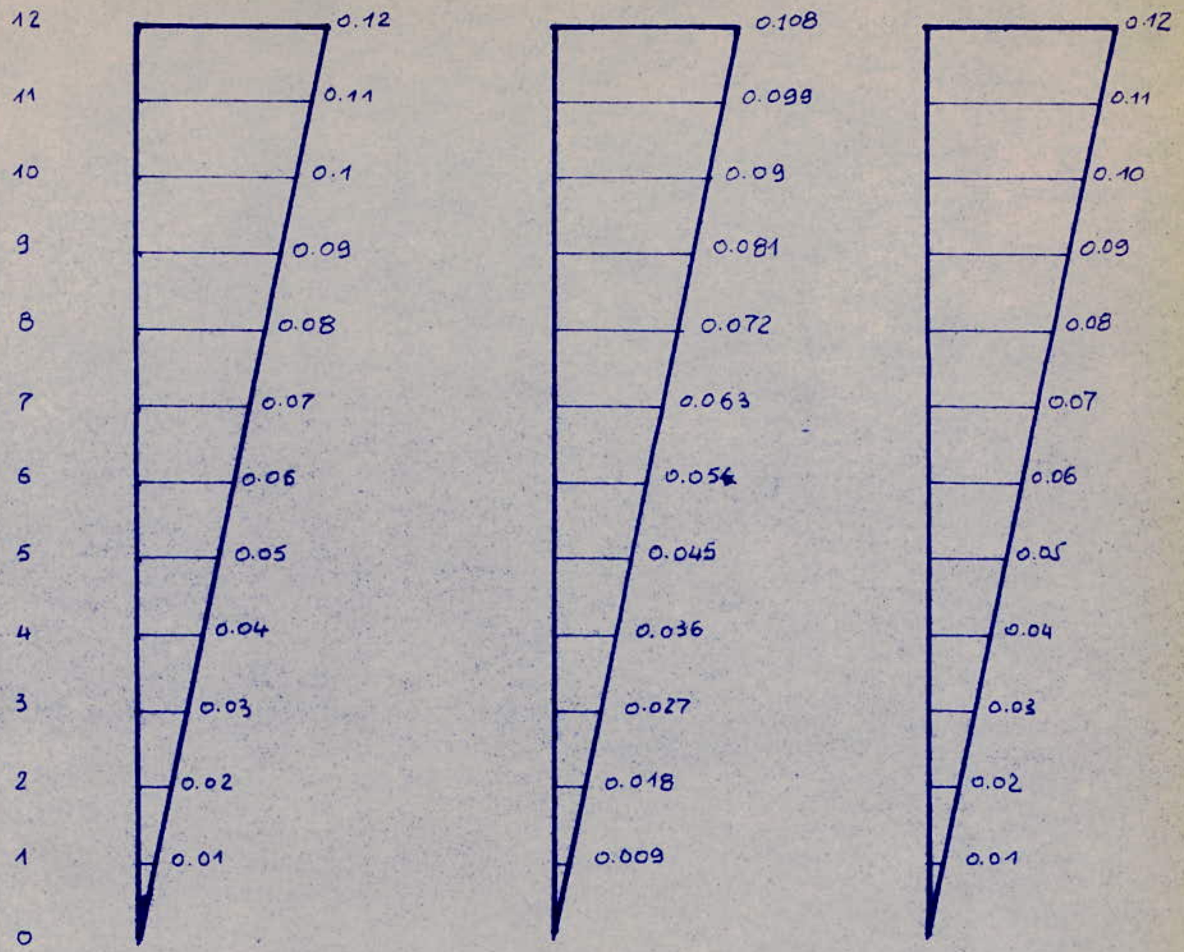
Dans le sens longitudinal $\sigma_u(r) = 1 * 1.1 * 0.074\,\cancel{\gamma_r} = 0.814\,\gamma_r$

Dans le sens transversal $\sigma_v(r) = 1 * 1.1 * 0.065\,\gamma_r = 0.715\,\gamma_r$

Dans le sens vertical $\sigma_V(r) = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}}\,\sigma_H$ avec σ_H le plus grand des coefficients sismiques trouvés pour cet élément dans les diverses directions horizontales et α le coefficient d'intensité

Dans notre cas $\sigma_V(r) = \pm\,\sigma_u(r)$.

Ces coefficients sont donnés par étage dans les figures suivantes :



Sens Longitudinal : $[\sigma_v(r)]$ Sens Transversal : $[\sigma_v(r)]$ Sens vertical : $[\sigma_v(r)]$

4°/ Torsion

Les sollicitations de torsion sont à considérer si :

dans le sens transversal : $* \; n = \frac{a}{b} > 2.5 \Rightarrow n = \frac{24.45}{12.10} = 2.02$ non vérifiée

$*$ Lorsque + des $\frac{2}{3}$ des efforts horizontaux sont équilibrés dans le même plan de contreventement : non vérifiée

dans le sens Longitudinal on ne tient pas compte de la torsion accidentelle.

5°/ EFFORTS DANS LES PORTIQUES

Les sollicitations transversales se répartissent sur les 5 portiques à raison de $\frac{1}{5}$ par portique.

Pour les batiments d'habitations ou assimilés (bureaux), il convient d'ajouter aux charges permanentes le $\frac{1}{5}$ des surcharges d'exploitations

Les sollicitations à considérer pour le calcul de chaque élément de la structure sont les sollicitations les plus défavorables résultants de la combinaison des systèmes (SH, SV, ST).

On peut admettre que les calculs de résistance sont effectués seulement pour 2 directions perpendiculaires considérés successivement

étage	(G)	(P)	$\frac{1}{5}$ (P)	(G)+ $\frac{1}{5}$(P)
12	22 6120	43 126	8 625	23 4745
11	27 0010	66 728	13 346	28 3356
10	27 3010	74 008	14 802	28 7812
9	27 6010	155 468	31 094	30 7104
8	28 0010	97 288	19 460	29 9470
7	28 3510	77 288	15 450	29 8960
6	28 7510	83 588	16 718	30 4228
5	29 2010	70 288	14060	30 6070
4	29 5260	108 688	21 740	31 7000
3	29 8860	180 133	36 027	33 4887
2	30 3060	165 600	33120	33 6180
1	31 1260	264 960	52992	36 4252.

Portique Intermediaire

Etage	$(G + \frac{1}{5}P)/5$	sans Longitudinal	sans Transversal
12	46949	5634	5070
11	56671	6234	5610
10	57562	5756	5180
9	61421	5528	4975
8	59894	4791	4302
7	59792	4186	3767
6	60846	3651	2285
5	61214	3067	2754
4	63400	2536	2282
3	66977	1349	1808
2	67236	1345	1210
1	72850	728	655

ETage	$(G+\frac{1}{5}P)/4$	sans vertical.	EFFORT normal minimum. (Kg)
12	58 686	6338	52348
11	70 839	7013	63826
10	71 953	6476	65477
9	76 778	6990	69 788
8	74 867	5989	74 278
7	74 740	5132	69 608
6	76 057	4563	71 494
5	76 517	3846	72 671
4	79 250	3170	76 080
3	83 722	2512	81 210
2	84 045	1681	82 364
1	91 063	911	90152

Séîsma

Member	Joints	Axial-Force	Shear-Force	Moments
1	1	-64888.429	. 20047.804	13892846.02
2	3	64888.429	-20047.804	-7878505.01
2	3	-61953.687	19629.097	9456726.02
2	5	61953.687	-19629.097	-3567997.00
3	5	-56697.132	19011.164	6394167.01
3	7	56697.132	-19011.164	-690818.87
4	7	-50008.281	18005.984	4286735.01
4	9	50008.281	-18005.984	1145060.00
5	9	-42270.000	16985.171	3014823.50
5	11	42270.000	-16985.171	2080727.00
6	11	-34105.648	15542.916	2307580.00
6	13	34105.648	-15542.916	2355295.00
7	13	-26056.832	14490.646	1971310.25
7	15	26056.832	-14490.646	2375883.50
8	15	-18566.824	12554.509	1651334.75
8	17	18566.824	-12554.509	2115018.00
9	17	-12048.662	10420.459	1389043.25
9	19	12048.662	-10420.459	1737094.25
10	19	-6797.255	7926.055	1086012.00
10	21	6797.255	-7926.055	1291804.50
11	21	-2984.568	5340.307	757871.12
11	23	2984.568	-5340.307	844220.87
12	23	-729.546	2533.085	367961.12
12	25	729.546	-2533.085	391964.37

Saîsma (SI)

Mambar	Joints	Axial- Force	Shaar- Force	Momants
13	26	729.531	2535.189	392255.31
13	24	-729.531	-2535.189	368301.43
14	24	2984.506	5336.383	843617.62
14	22	-2984.506	-5336.383	757297.37
15	22	6797.464	7929.339	1292021.75
15	20	-6797.464	-7929.339	1086780.25
16	20	12048.826	10408.548	1735300.25
16	18	-12048.826	-10408.548	1387264.25
17	18	18567.097	12575.500	2115764.50
17	16	-18567.097	-12575.500	1656885.25
18	16	26057.136	14405.232	2367640.00
18	14	-26057.136	-14405.232	1953929.75
19	14	34106.039	15636.285	2371959.00
19	12	-34106.039	-15636.285	2318926.00
20	12	42270.351	16948.589	2069486.75
20	10	-42270.351	-16948.589	3015089.00
21	10	50008.687	18108.484	1143784.25
21	8	-50008.687	-18108.484	4288761.01
22	8	56697.468	19011.847	-694087.12
22	6	-56697.468	-19011.847	6397641.01
23	6	61954.023	19604.289	-3572907.50
23	4	-61954.023	-19604.289	9454194.02
24	4	64888.757	19858.503	-7877563.01
24	2	-64888.757	-19838.503	13829114.02

Satsma (SI)

Membar	Joints	Axial-Force	Shaar-Force	Moments.
25	3	236.020	- 2934.769	- 1578240.50
25	4	- 236.020	2934.769	- 1576636.00
26	5	593.025	- 5256.549	- 2826158.00
26	6	- 593.025	5256.549	- 2824632.00
27	7	903.422	- 6688.816	- 3595872.50
27	8	- 903.422	6688.816	- 3594604.50
28	9	1160.061	- 7738.280	- 4159853.50
28	10	- 1160.061	7738.280	- 4158797.50
29	11	1311.173	- 8164.358	- 4388320.01
29	12	- 1311.173	8164.358	- 4388866.01
30	13	1232.788	- 8048.840	- 4326634.01
30	14	- 1232.788	8048.840	- 4325870.01
31	15	1829.690	- 7489.945	- 4027219.00
31	16	- 1829.690	7489.945	- 4024472.00
32	17	2167.963	- 6518.211	- 3504058.50
32	18	- 2167.963	6518.211	- 3503018.50
33	19	2481.924	- 5251.324	- 2823102.00
33	20	- 2481.924	5251.324	- 2822071.00
34	21	2592.166	- 3813.006	- 2049669.50
34	22	- 2592.166	3813.006	- 2049312.00
35	23	2800.496	- 2254.979	- 1212184.00
35	24	- 2800.496	2254.979	- 1211918.00
36	25	2534.320	- 729.508	- 391967.18
36	26	- 2534.320	729.508	- 392254.81.