

12/78

= UNIVERSITE D'ALGER =

lex

= ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE =

= DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL =

المدرسة لوطنية للعلوم الهندسية

— المكتبة —

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

= PROJET DE BIBLIOTHEQUE D'ETUDE =

= BATIMENT ADMINISTRATIF =

= PROPOSE PAR =

BEJINARIU

= ETUDIE PAR =

HAMZA Rabah

PROMOTION JANVIER 1978

Je dedie cette these a ma mere
qui n'a reculé devant aucun sacrifice
ainsi qu'à mes oncles, mon frere, mes cousins
mes cousines, mes amis et a tous ceux qui
ont contribué à l'élaboration de la presente these

Que tous les Professeurs qui ont contribues
à ma formation d'Ingenieur.
Que tous ceux qui m'ont ete d'un poutient
moral ou autre dans mes etudes.
Trouve ici, l'expression de ma profonde gratitude

Rabah

l'ouvrage étudié est un pavillon administratif situé à TIZI-OUZOU,

Batiment à un seul niveau d'une hauteur constante de 3,52 m.

les surcharges sur les planchers sont de:

400 kg/m² pour l'étage courant.

100 kg/m² pour le plancher terrasse.

Le bâtiment est contreventé par une ossature en portiques dissymétriques transversaux.

SOMMAIRE

Propriétés des matériaux utilisés

I/ Etudes des planchers

* plancher terrasse

*  courant

II / Escalier

III / Calcul des portiques

IV / Seisme

V / Etude du vent

VI / Ferrailage du portique

VII / Calculs des fondations

PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX UTILISÉS

Béton.

Dosage à 350 kg/m³ de ciment CPA 325

Contrôle atténué

Grossueur des granulats comprise entre 5 et 25 mm.

Contrainte nominale de compression

$$\sigma'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte nominale de traction

$$\sigma_{28} = 23,6 \text{ kg/cm}^2$$

a) Contrainte admissible de compression $\bar{\sigma}'_b$

(C.C.B.A 68 art. 9.4)

$$\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \sigma'_n$$

σ'_n = contrainte nominale de compression.

$$= \alpha \beta \gamma \varepsilon \sigma'_n$$

ρ'_b = facteur < 1

* α fonction de la classe de ciment

$$\text{CPA 325} \Rightarrow \alpha = 1$$

* β : fonction du contrôle

$$\text{contrôle atténué} \Rightarrow \beta = \frac{5}{6}$$

* γ : fonction du rapport $\frac{e_m}{D}$

e_m = épaisseur minimale de la pièce à exécuter.

D : grosseur du plus gros granulats utilisés.

$$e_m \geq 4D \Rightarrow \gamma = 1$$

* S : fonction de la nature de la sollicitation

- sollicitations totales pondérées du 1^{er} genre

Compression simple $S = 0,30$

Flexion simple $S = 0,60$

Flexion composée

$N < 0$ effort normal de traction $S = 0,60$

$N > 0$ effort normal de compression

$$S = 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \quad \text{si } S \leq 0,60$$

$$S = 0,6 \quad \text{ailleurs}$$

- sollicitations totales pondérées du 2^{eme} genre.

les valeurs ci dessus sont multipliées par $\frac{3}{2}$.

* ϵ : fonction de la forme des sections et de la position de l'axe neutre.

Compression simple $\epsilon = 1$

Flexion simple $0,5 < \epsilon < 1$.

b) Contrainte de traction de référence

(C.C.B.A. 68 art. 95)

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma_n$$

* α, β, γ identique que pour le facteur ρ'_b

* θ : fonction de la nature de la sollicitation.

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{en}} \quad \text{pour sollicitations du 1^{er} genre.}$$

$$\theta = 1,5 \cdot \left(0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{en}}\right) \quad \text{pour sollicitations du 2^{eme} genre.}$$

Contraintes attribuables au béton utilisé

Compression simple $\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$.

flexion simple $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$.

traction (contrainte de référence) $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$.

I Acier.

a) Contraintes admissibles.

$$\bar{\sigma}_a = \rho_a \cdot \sigma_{en}$$

$$\rho_a = \frac{2}{3} \quad \text{pour sollicitations du 1^{er} genre.}$$

$$\rho_a = 1 \quad \text{pour sollicitations du 2^{eme} genre.}$$

acier doux Fe E22

$$\sigma_{en} = 2200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 1470 \text{ kg/cm}^2 \quad (1^{er} genre)$$

$$\sigma_a = 2200 \text{ kg/cm}^2 \quad (2^e genre)$$

acier haute adhérence Fe E40

$$- \phi \leq 20 \quad \left| \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad (1^{er} genre) \\ \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad (2^{eme} genre) \end{array} \right.$$

$$- \phi > 20 \quad \left| \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2 \quad (1^{er} genre) \\ \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad (2^{eme} genre) \end{array} \right.$$

III Compatibilité de l'acier avec le béton

L'utilisation des aciers en barres doit être compatible avec le béton
 Les aciers ne sont utilisés que si la condition suivante est respectée: (BA 68. art. 18)

$$\bar{\sigma}_{b0} > 20 (1 + 1,25 \psi_d)$$

$$\psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{s}} \eta_d$$

η_d : coefficient de scellement = \sqrt{s}

d'où $\psi_d = 1,5$

$$\bar{\sigma}_{b0} > 20 (1 + 1,25 \times 1,5) = 57,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

Il faut noter en outre que les contraintes admissibles de l'acier déterminées précédemment ne sont à retenir que si elles sont compatibles avec les conditions de fissuration qui limitent l'ouverture des fissures à une valeur minimale (CCBA. 68. art. 49.22)
 Si des ouvertures inacceptables ont eu lieu pour une raison quelconque de déformation imposées à la pièce et non prise en compte dans le calcul (retrait, tassements), la valeur maximale de la contrainte de traction des armatures à prendre en compte sera le minimum entre $\frac{2}{3} \sigma_{en}$ et la plus forte des 2 valeurs σ_1 et σ_2

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f}$$

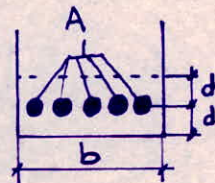
$$\sigma_2 = 2,9 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

ϕ : diamètre nominal exprimé en mm de la plus grosse des barres tendues

η : coefficient de fissuration = 1 (rond lisses)
 = 1,6 (H.A.)

\bar{w}_f = pourcentage de fissuration

$$\bar{w}_f = \frac{A}{s b d}$$



K: coefficient qui caractérise la fissuration

$$= 0,5 \cdot 10^6$$

$$= 1,0 \cdot 10^6$$

$$= 1,6 \cdot 10^6$$

ouvertures des fissures très préjudiciables

fissuration peu nuisible

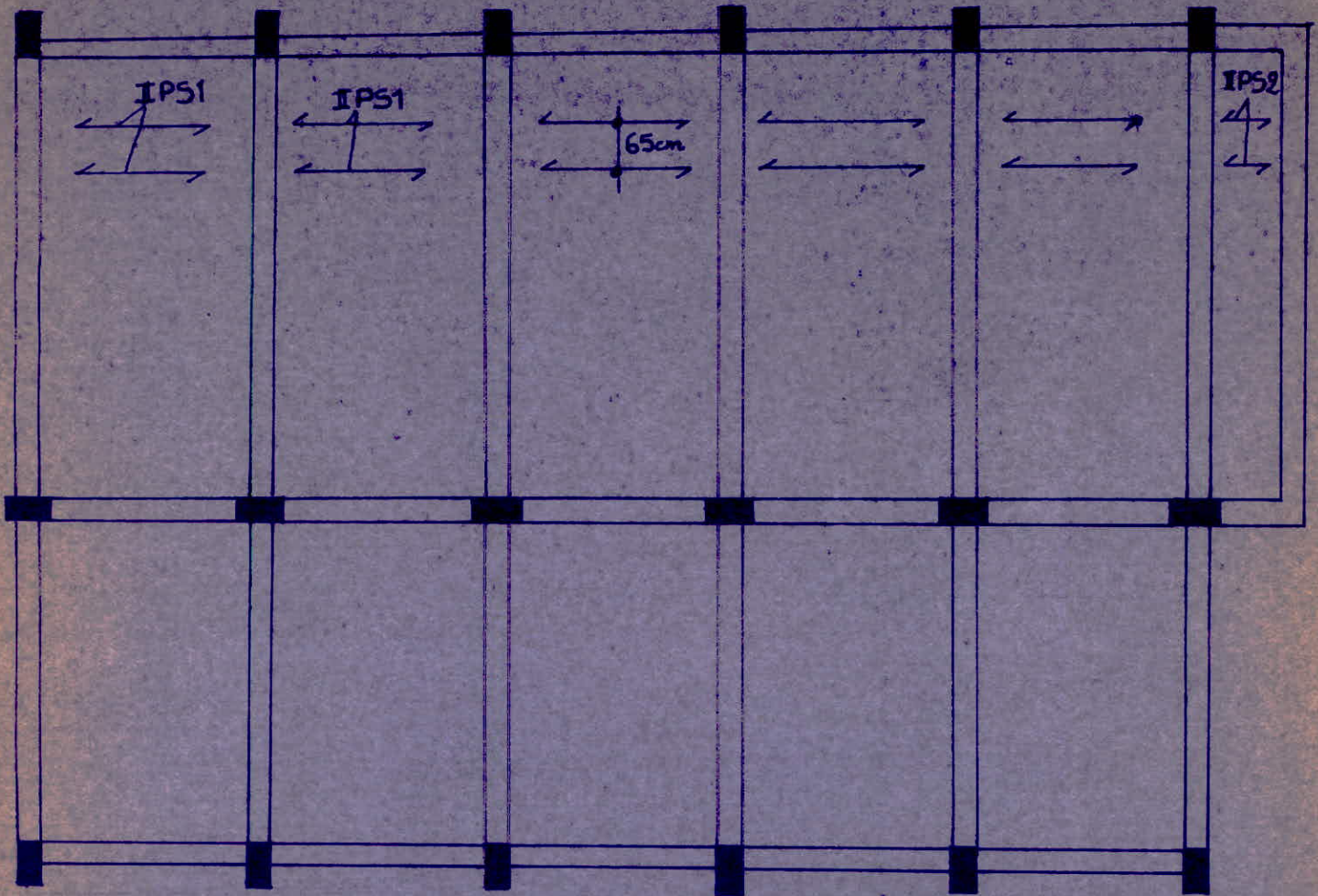
fissuration préjudiciable

Dans notre cas $K = 1,6 \cdot 10^6$

ETUDE DES PLANCHERS

PLANCHER TERRASSE

1. Presentation en Plan



plancher à corps creux reposant sur des poutrelles prefabriquées ISBA Simplex. (hauteur 20/24)
 on aura deux portées de poutrelles IPSI et IPSE différentes.

le calcul se fera en flexion simple avec section en T en travée et section rectangulaire au appuis vu que la continuité est assurée par des chapeaux.

dimensions de la section en T:

$b_0 = 8\text{cm}$ (on ôte 2cm de chaque côté pour ne pas faire intervenir dans les calcul les corps creux $b_0 = 12 - 4 = 8\text{cm}$)

$R_0 = 4\text{cm}$

$h_f = 24\text{cm}$.

pour la longueur de la table de compression les articles CCBA 23,32 et 23,33 limite cette longueur à:

$\frac{b-b_0}{2}$ doit être inférieur au dixième de la distance entre points

de moment nul d'une travée. (dixième de la portée pour une poutre hyperstatique)

$$\frac{b-b_0}{2} < \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{b-b_0}{2} < \frac{430}{10} = 43\text{cm} \Rightarrow b < 2 \times 43 - 4 = 79\text{cm}$$

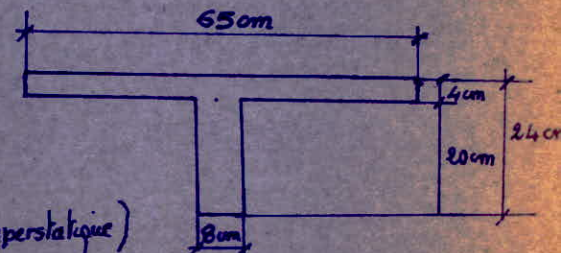
$\frac{b-b_0}{2}$ doit être inférieur au deux tiers de la distance de la section considérée au point de moment nul

le plus voisin

$$\frac{b-b_0}{2} < \frac{l}{2} \times \frac{2}{3} = \frac{l}{3} = \frac{430}{3} = 143,3\text{cm} \Rightarrow b < 2 \times 143,3 - 4 = 282,3\text{cm}$$

on prendra donc pour b la distance entre axes des deux poutrelles voisines c'est à dire 65cm

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



2. charges sollicitant la poutrelle IP51

charges	Etanchéité multicouche (3 couches)	$3 \times 6 = 18 \text{ kg/ml}$
	forme de pente 12 cm	$0,12 \times 2000 \times 0,65 = 46,8 \text{ kg/ml}$
	Isolation thermique	$= 10 \text{ kg/ml}$
	graviillons calibrés épaisseur 4 cm	$0,04 \times 1800 \times 0,65 = 156 \text{ kg/ml}$
	Plancher ISBA 20/24	$300 \times 0,65 = 195 \text{ kg/ml}$
		$P = 444,32 \text{ kg/ml}$

Surcharges $S = 100 \times 0,65 = 65 \text{ kg/ml}$.
 donc $q = P + 1,25S = 444,32 + 1,25 \times 65 = 523 \text{ kg/ml}$.

Calculons le moment isostatique maximum $M_0 = \frac{q l^2}{8}$.
 $M_0 = \frac{523 \times 4,30^2}{8} = 1208,7837 \text{ kgm}$.

étant donné que l'on ne trouve dans un cas à 5 travées on peut prendre un Encastrement en rive de $-0,20 M_0$, un moment en travée $M_t = 0,81 M_0$ et $M_c = 0,5 M_0$ pour les appuis intermédiaires conformément à l'article 55,3 du CCBA68.

Ferailage en travée:

$M_t = 0,81 \times 1208,78 = 979,11 \text{ kgm}$.

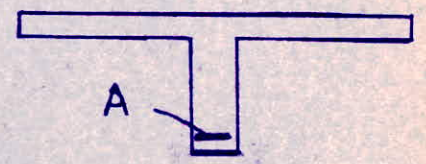
$\theta = \frac{h_0}{h} = \frac{4}{21} = 0,1904$

$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 979,11 \cdot 10^2}{2800 \times 65 \times 21^2} = 0,0182 \Rightarrow \alpha = 0,1786 \quad \epsilon = 0,9405 \quad R = 69,0$

$\alpha < \theta$ l'axe neutre tombe dans la table.

$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{979,11}{2800 \times 0,9405 \times 21} = 1,77 \text{ cm}^2$.

on prendra 2T10 + T12 $A = 2,70 \text{ cm}^2$.



Calcul de la contrainte de Béton.

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{R} = \frac{2800}{69,0} = 40,58 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma}_b$

Aux appuis intermédiaire.

$M = 0,5 \times 1208,7837 = 604,39 \text{ kgm}$.

le calcul se fera pour une section rectangulaire de 10x24 (on ajoute 1 cm de chaque côté de la largeur vu que les jusques pour que l'hourde travaille est limitée).

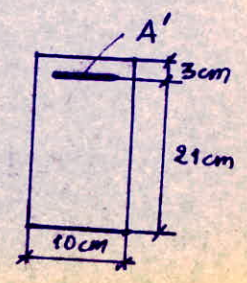
$\mu = \frac{15 \times 604,39 \cdot 10^2}{2800 \times 10 \times 21^2} = 0,0734 \Rightarrow \epsilon = 0,8913 \quad R = 31$

$A' = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{604,39}{2800 \times 0,8913 \times 21} = 1,15 \text{ cm}^2$.

on prendra 2T10 $A = 1,57 \text{ cm}^2$.

Contrainte de béton

$\sigma'_b = \frac{2800}{31} = 90,32 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma}_b$



Au puits

$$M = 0,2 \times M = 0,2 \times 1208,7873 = 241,75 \text{ kgcm}$$

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 241,75 \times 10^2}{2800 \times 10 \times 21^2} = 0,0298 \Rightarrow \epsilon = 0,9259 \quad k = 52,5$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{241,75}{2800 \times 0,9259 \times 21} = 0,444 \text{ cm}^2 \quad \text{on prendra 2TB} \quad A = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{52,5} = 53,333 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b$$

4° Verification de la contrainte de fissuration.

$$\sigma_1 = k \eta \frac{1}{\phi} \frac{\omega f}{1 + 10 \omega f} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \cdot \sigma_b}{\phi}}$$

$$k = 1,5 \cdot \omega^6$$

$$\eta = 1,6$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$\omega f = \frac{2,70}{8 \times 6} = 0,0562$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot \omega^6 \cdot 1,6 \cdot \frac{1}{12} \cdot \frac{0,0562}{1 + 10 \times 0,0562} = 7193,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \sqrt{1,6} \times 2043 = 2584,21 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Tableau 4 charbon})$$

$$\sigma_{adm} = \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max \begin{cases} \sigma_1 = 7193,6 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2584,21 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \end{cases} = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ verifiée.}$$

5° Etude de l'effort tranchant.

$$T = \frac{q l}{2} = \frac{523 \times 4,30}{2} = 1124,45 \text{ kg}$$

ou qu'aux appuis il existe un certain encastrement on majorera l'effort tranchant de 10%

$$T_{max} = 1,1 \times 1124,45 = 1236,89 \text{ kg}$$

Verification des armatures inferieures au appuis. $A = 2,70 \text{ cm}^2$

$$A \bar{\sigma}_a > T_{max} \Rightarrow A > \frac{T_{max}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1236,89}{2800} = 0,44 \text{ cm}^2 \text{ verifiée.}$$

$$\sigma_b = \frac{T_{max}}{b_0 z} = \frac{1236,89}{8 \times \frac{7}{8} \times 21} = 8,41 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \times 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

on mettra donc des armatures transversales droite (acier doux FE22)

Calcul de σ_{at} . $\sigma_{at} = \bar{\sigma}_{at} \text{ ven}$

$$\bar{\sigma}_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \\ 1 - \frac{\sigma_b}{3 \bar{\sigma}_b} \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \\ 1 - \frac{8,41}{3 \times 5,9} \end{array} \right\} = 0,8416$$

$$\sigma_{at} = 0,8416 \times 2200 = 1851,56 \text{ kg/cm}^2$$

en prenant des epingles $\phi 8$ (voir plan de poutrelles) on a l'espacement t .

$$t = \frac{A t_3 \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{1851,56 \times 0,5 \times 21}{8 \times 1236,89} = 13,7 \text{ cm}$$

$$E = \max \left\{ \begin{array}{l} h \left(1 - \frac{0,3 \sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 21 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 8,41}{5,9} \right) = 12,01 \text{ cm} \\ 0,2h = 0,2 \times 21 = 4,2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

on prendra $t = 11 \text{ cm}$ et on utilisera pour la repartition la suite de saquet (voir detail dans plan de poutrelles)

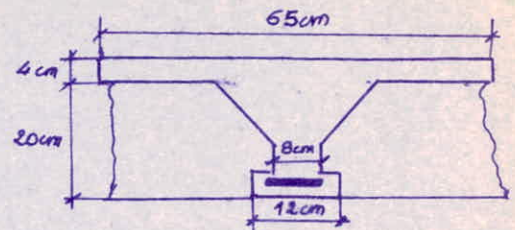
6°) Verification de la fleche

CCBA art. 58.4 si les conditions suivantes sont realisees la verification de la fleche n'est pas necessaire.

$$\frac{Rt}{e} > \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{15} \times 0,81 = 0,054$$

$$w_0 = \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{5 \times 4120} = \frac{36}{4120} = 0,008$$

$$\frac{Rt}{e} > \frac{1}{22,5} = 0,0444$$



$$\frac{Rt}{e} = \frac{24}{430} = 0,0558 \quad (\text{1}^{\text{er}} \text{ et } 3^{\text{eme}} \text{ condition verifie})$$

$$w_0 = \frac{2,70}{10 \times 21} = 0,0128 \quad \text{La deuxieme condition n'est pas verifie}$$

il a ete pris $b_0 = 70 \text{ cm}$ au lieu de 8. (ou que la largeur nette de la nervure est de 12 cm)

La verification de la fleche est necessaire

CCBA art 61.21.

on doit verifier la condition $f_a > \Delta f_t = f_{g2} - f_{j0} + f_{g0} - f_{q0}$
 f_{g2} et f_{g0} fleches dues a l'ensemble des charges permanentes
 f_{j0} " " aux charges appliquees au moment de la mise en oeuvre des courbes
 f_{q0} " " a l'ensemble des charges et des surcharges supporte par l'element considere

$$f_a = \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm}$$

$$f_0 = \frac{M P^2}{4 E_v I_v} \quad P_0 = \frac{M P^2}{4 E_v I_v}$$

$$I_p = \frac{I_t}{1 + \mu}$$

I_t moment d'inertie de la section rendue homogene

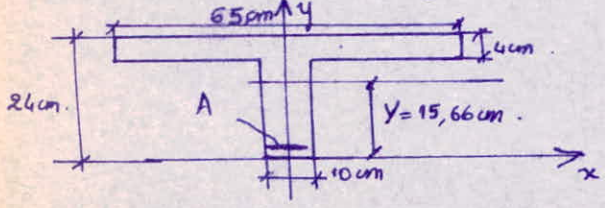
$$d = d_i = \frac{72(2 + 3 \frac{b_0}{b}) w}{\sqrt{b}}$$

pour les charges de faible duree d'application

$$d = d_v = \frac{180(2 + 3 \frac{b_0}{b}) w}{\sqrt{b}}$$

pour les charges permanentes

$$\mu = 1 - \frac{5 \sqrt{b}}{4 w \sqrt{a} + 3 \sqrt{b}}$$



Calcul du moment d'inertie de la section rendue homogene

Calculon $Y = \frac{\text{Moment Statique}/x}{\text{Section}} = \frac{St}{\Omega}$

$$Y = \frac{4 \times 65 \times (20 + 2) + 10 \times 20 \times 10 + 15 \times 2,70 \times 3}{4 \times 65 + 10 \times 20 + 2,70 \times 15} = 15,66 \text{ cm}$$

Calcul de J_t :

$$J_t = \frac{65 \times 4^3}{12} + 65 \times 4 \times (2 + 20 - 15,66)^2 + \frac{10 \times 20^3}{12} + 5,66^2 \times 10 \times 20 + 15 \times 2,70 \times 12,66 = 24.384,038 \text{ cm}^4$$

Calcul des moments dues au charges et surcharges

charge $g = 444,32 \text{ kg/ml} = j$

Surcharge non pondere $p = 65 \text{ kg/ml}$

$$q = g + p = 444,32 + 65 = 509,32 \text{ kg/ml}$$

$$M_j = M_g = 0,81 \cdot \frac{q l^2}{8} = 0,81 \cdot \frac{444,32 \times 4,30^2}{8} = 821,81 \text{ kgm}$$

$$M_q = 0,81 \cdot \frac{q l^2}{8} = 0,81 \cdot \frac{509,32 \times 4,30^2}{8} = 953,50 \text{ kgm}$$

Pour q.

$$M = 35350 \text{ kgcm} \Rightarrow \mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 35350}{2800 \times 66 \times 21^2} = 0,0178 \Rightarrow \epsilon = 0,9412$$

$$\sigma_a = \frac{M}{AER} = \frac{35350}{2,70 \times 0,9412 \times 21} = 1786,71 \text{ kg/cm}^2 = 1751,68 \text{ bars.}$$

Pour q. et j

$$M = 82181 \text{ kgcm} \Rightarrow \mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 82181}{2800 \times 65 \times 21^2} = 0,0153 \Rightarrow \epsilon = 0,9453$$

$$\sigma_a = \frac{M}{AER} = \frac{82181}{2,70 \times 0,9453 \times 21} = 1533,27 \text{ kg/cm}^2 = 1503,20 \text{ bars.}$$

$$\lambda_i = \frac{5,8}{72(2 + \frac{3 \times 10}{65}) \cdot 0,0128} = 2,556$$

$$\lambda_v = \frac{5,8}{180(2 + \frac{3 \times 10}{65}) \cdot 0,0128} = 1,022$$

Calcul des fleches

$$J_{fv,1} = \frac{Jf}{1 + \lambda_v \mu_1} \quad \mu_1 = 1 - \frac{5 \times 5,8}{4 \times 0,0128 \times 1503,20 + 3 \times 5,8} = 0,692$$

$$J_{fv,1} = \frac{24384,038}{1 + 1,022 \times 0,692} = 14282,857 \Rightarrow f_{q0} = \frac{Mq l^2}{10 E_v J_{fv,1}} = \frac{82181 \cdot 430^2}{10 \times 1,26 \cdot 10^5 \times 14282,857} = 0,84 \text{ cm.}$$

$$J_{fi,1} = \frac{Jf}{1 + \lambda_i \mu_1} = \frac{24384,038}{1 + 2,556 \times 0,692} = 8806,86 \Rightarrow f_{j0} = f_{i0} = \frac{M_j l^2}{10 E_s J_{fi,1}} = \frac{82181 \times 430^2 \cdot 10^2}{10 \times 3,78 \times 10^5 \times 8806,86} = 0,456 \text{ cm.}$$

$$J_{fi,2} = \frac{Jf}{1 + \lambda_i \mu_2} \quad \mu_2 = 1 - \frac{5 \times 5,8}{4 \times 0,0128 \times 1751,68 + 3 \times 5,8} = 0,729$$

$$J_{fi,2} = \frac{24384,038}{1 + 2,556 \times 0,729} = 8515,98 \Rightarrow f_{q0} = \frac{Mq l^2}{10 E_s J_{fi,2}} = \frac{35350 \times 430^2}{10 \times 3,78 \cdot 10^5 \times 8515,98} = 0,529 \text{ cm.}$$

$$\Delta f = f_{q0} - f_{j0} + f_{q0} - f_{j0} = 0,840 - 0,456 + 0,529 - 0,456 = 0,457 \text{ cm} < f_a$$

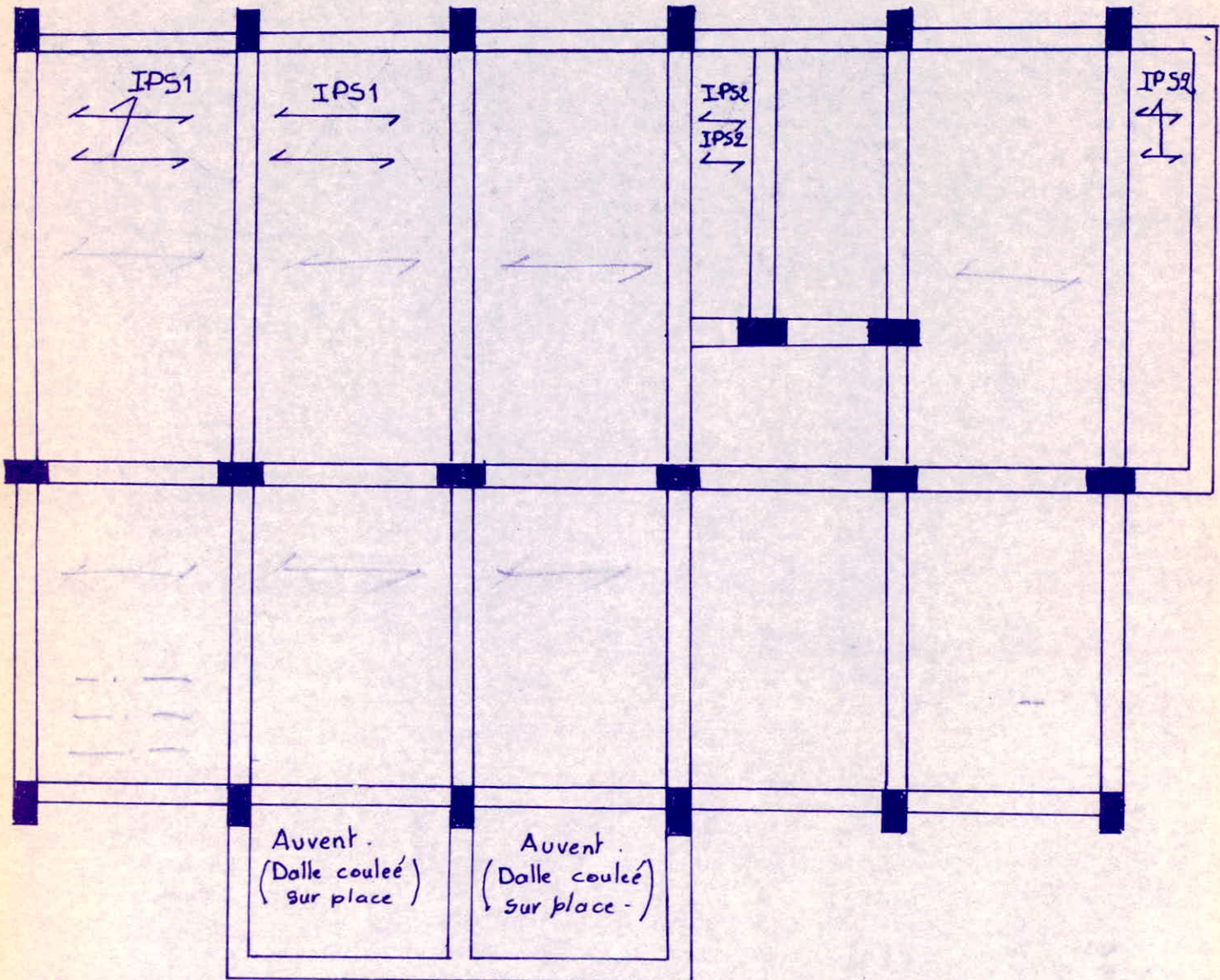
la condition de fleche est verifiee.

Calcul de la poutrelle IPS2.

Etant donne que cette poutrelle a les memes dimensions que la poutrelle IPS2 et vu que la portee est faible 1,46 m on fera un seul calcul pour les 2 poutrelles IPS1 et IPS2 (voir calcul de la poutrelle IPS1).

PLANCHER COURANT

1°) Présentation en Plan.



2. charges sollicitant la poutrelle IPS1

charge	Poutrelle prefabrique ISBA Simplex	300 kg/m ²
	Clouonnement	75 kg/m ²
	finition (carrelage...) 5cm	0,05 x 2200 = 110 kg/m ²
	Enduit 1,5cm	0,015 x 1900 = 28,5 kg/m ²
		P = 513,5 kg/m²

d'où la charge par metre lineaire revenant à une poutrelle.

$$P = 513,5 \times 0,65 = 333,775 \text{ kg/ml}$$

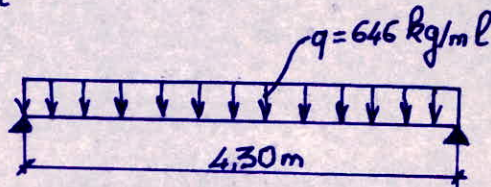
Surcharge

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

$$S = 400 \times 0,65 = 260 \text{ kg/ml}$$

$$\text{d'où } q = P + 1,2S = 333,775 + 1,2 \times 260 = 645,775 \text{ kg/ml}$$

$$\text{soit } q = 646 \text{ kg/ml}$$



3. Ferailage : vu la presence d'une poutrelle IPS1 isolée (hyperstatique) on prendra en travée $M = M_0 = \frac{q l^2}{8}$

En travée $M = \frac{q l^2}{8} = \frac{646 \times 4,3^2}{8} = 1493,06 \text{ kg/cm}^2$

$$\theta = \frac{h_0}{R} = \frac{4}{21} = 0,1904$$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b R^2} = \frac{15 \times 149306}{2800 \times 65 \times 21^2} = 0,0279 \Rightarrow \alpha = 0,2174$$

$\alpha > \theta$ l'axe neutre tombe dans la nervure
Calculons alors les valeurs ρ et β et tirons la valeur m

$$\rho = \frac{\alpha}{\theta} = \frac{0,2174}{0,1904} = 1,141$$

$$\beta = \frac{b_0}{b} = \frac{8}{65} = 0,123$$

abaque $\rightarrow m = 0,362$

$$z = R - m h_0 = 21 - 0,362 \times 4 = 19,552$$

$$\text{d'où } A = \frac{M}{\sigma_a z} = \frac{149306}{2800 \times 19,552} = 2,727 \text{ cm}^2$$

on prendra 2T12 + T10

$$A = 2,726 + 1,157 = 3,883 \text{ cm}^2$$

Calcul de la contrainte de Beton.

$$B' = b h_0 + b_0 (y_1 - h_0) = 65 \times 4 + 8 (0,2174 \times 21 - 4) = 264,523 \text{ cm}^2$$

$$F' = \frac{M}{z} = \frac{149306}{19,552} = 7636,35 \text{ kg}$$

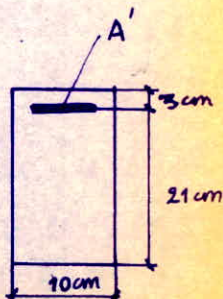
$$\sigma'_b = \frac{F'}{B'} = \frac{7636,35}{264,523} = 28,86 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

Aux appuis

on prévoit des chapeaux capable de reprendre un moment égal à 0,5M.

$$M = 0,5 \times 1493,06 = 746,53 \text{ kgm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 746,53}{2800 \times 10 \times 21^2} = 0,0906 \Rightarrow \begin{matrix} E = 0,8792 \\ R = 26,4 \end{matrix}$$



$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{746,53 \cdot 10^2}{2800 \times 0,8702 \times 21} = 1,44 \text{ cm}^2 \quad \text{on prendra } 2T.10 \quad A = 1,57 \text{ cm}^2$$

Calcul de la contrainte de beton.

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{R} = \frac{2800}{26,4} = 106,06 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{verifié.}$$

Au appuis de rive on prendra des acier capable de reprendre un moment de 0,3M

$$M = 0,3 \times 1493,06 = 447,91 \text{ kg cm.}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 447,91 \cdot 10^2}{2800 \times 21^2 \times 10} = 0,0544 \Rightarrow \begin{matrix} E = 0,9027 \\ R = 36,4 \end{matrix}$$

$$A = \frac{447,91}{2800 \times 0,9027 \times 21} = 0,84 \text{ cm}^2 \quad \text{on prendra } 2T8. \quad A = 1,00 \text{ cm}^2.$$

Verification de la contrainte de fissuration.

$$\sigma_1 = K \eta \frac{1}{\phi} \frac{\omega f}{1 + 10 \omega f} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6$$

$$\eta = 1,6$$

$$\phi = 12 \text{ mm.}$$

$$\omega f = \frac{A}{B \phi} = \frac{3,83}{8 \times 6} = 0,07979$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1}{12} \cdot \frac{0,07979}{1 + 10 \times 0,07979} = 8875,6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = \sqrt{1,6} \times 2043 = 2584,21 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Tableau 4. Charron})$$

$$\sigma_{adm} = \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 8875,6 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2584,21 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \quad \text{verifiée}$$

Etude de l'effort tranchant.

$$T = \frac{q l}{2} = \frac{646 \times 4,30}{2} = 1388,9 \text{ kg}$$

ou qu'aux appuis il existe un certain encastrement on majorera l'effort tranchant de 10%

$$T_{max} = 1,1 T = 1527,79 \text{ kg.}$$

Verification des armatures inferieures au appui

$$\bar{\sigma}_a \cdot A > T_{max} \Rightarrow A > \frac{T_{max}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1527,79}{2800} = 0,546 \text{ cm}^2. \quad \text{Verifié.} \quad A = 3,83 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b_0 z} = \frac{1527,79}{8 \times \frac{7}{8} \times 21} = 10,39 \text{ kg/cm}^2. < 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \times 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

on mettra des armatures transversales droites (Acier doux FE22)

Calcul de τ_{at}

$$\tau_{at} = \tau_{at} \cdot \tau_{en.}$$

$$\tau_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \\ 1 - \frac{\tau_b}{3 \bar{\sigma}_b} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \\ 1 - \frac{10,39}{3 \times 5,9} \end{array} \right. = 0,8043$$

$$\tau_{at} = 0,8043 \times 2200 = 1769,53 \text{ kg/cm}^2.$$

en prenant des epingles $\phi 8$ (voir plan de poutrelle) on a l'espacement l .

$$l = \frac{A \tau_{at}}{T_{max}} = \frac{0,5 \times 7 \times 1769,53 \times 21}{8 \times 1527,79} = 10,64 \text{ cm.}$$

$$\bar{l} = \max \left\{ \begin{array}{l} R \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 21 \left(1 - \frac{0,3 \times 10,39}{5,9} \right) = 9,90 \text{ cm.} \\ 0,2 R = 4,2 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{d'ou } \bar{l} = 9,90 \text{ cm.}$$

on prendra $t = 8 \mu m$

pour la repartition on emploiera la suite de caquot (voir detail dans plan de poutrelles)

verification de la fleche.

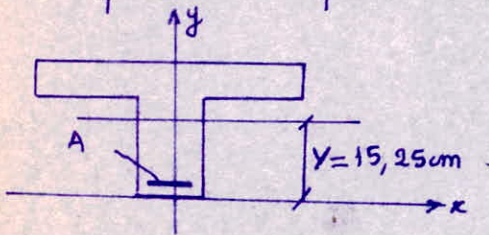
$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{15} \times 0,8 = 0,0533 ?$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{430}{430} = 0,0558 \text{ verifiee.}$$

$$\frac{A}{b_0 h} \leq \frac{36}{\sigma_{en}} = \frac{36}{4120} = 0,008$$

$$\frac{A}{b_0 h} = \frac{3,83}{10 \times 20} = 0,0182 \text{ non verifiee}$$

une verification de la fleche est necessaire.



Calcul du moment d'inertie de la section rendue homogene

Calculon y .

$$y = \frac{\text{Moment Statique}/x}{\text{Section}} = \frac{St}{\Omega}$$

$$y = \frac{4 \times 65 \times (20+2) + 10 \times 20 \times 10 + 15 \times 3,83 \times 3}{4 \times 65 + 10 \times 20 + 3,83 \times 15} = 15,25 \text{ cm}$$

$$J_t = \frac{65 \times 4^3}{12} + 65 \times 4 \times (2+20-15,25)^2 + \frac{10 \times 20^3}{12} + 10 \times 20 \times 5,25^2 + 15 \times 3,83 \times 11,25^2 = 25.075,83 \text{ cm}^4$$

Calcul des moment dues aux charges et aux surcharges

charge $q = 333,775 \text{ kg/ml}$

$j = 285,02 \text{ kg}$ avant la mise en oeuvre de l'oisin

Surcharge non ponderee: $p = 260 \text{ kg/ml}$

$q = q + p = 593,3 \text{ kg/ml}$

$M_g = 0,81 \times \frac{q \times 4,30^2}{8} = 617,14 \text{ kgm}$

$M_j = 0,81 \times \frac{j \times 4,30^2}{8} = 0,81 \times \frac{285,02 \times 4,30^2}{8} = 533,58 \text{ kgm}$

$M_q = 0,81 \times \frac{q \times 4,30^2}{8} = 1097,06 \text{ kgm}$

$\bar{w} = \frac{A}{b_0 h} = 0,0182$

$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72(2+3\frac{b_0}{b})\bar{w}} = \frac{5,8}{72(2+3\frac{10}{65})0,0182} = 1,798$

$\lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180(2+3\frac{b_0}{b})\bar{w}} = \frac{5,8}{180(2+3\frac{10}{65})0,0182} = 0,719$

valuation des contraintes effectives de l'armature

pour q : $M = 1371,37 \text{ kgm} \Rightarrow \mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1097,06}{2800 \times 21^2 \times 65} = 0,0205 \Rightarrow \epsilon = 0,9371$

$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon R} = \frac{1097,06 \cdot 10^2}{3,83 \times 0,9371 \times 21} = 1455,54 \text{ kg/cm}^2 = 1427 \text{ bars}$

pour g : $M = 617,14 \text{ kgm} \Rightarrow \mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 617,14}{2800 \times 65 \times 21^2} = 0,0115 \Rightarrow \epsilon = 0,9519$

$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon R} = \frac{617,14}{3,83 \times 0,9519 \times 21} = 806,07 \text{ kg/cm}^2 = 790,26 \text{ bars}$

pour j : $M = 533,58 \text{ kgm} \Rightarrow \mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 533,58 \cdot 10^2}{2800 \times 65 \times 21^2} = 0,00997 \Rightarrow \epsilon = 0,9554$

$\Rightarrow \sigma_a = \frac{M}{A \times \epsilon R} = \frac{533,58}{3,83 \times 0,9554 \times 21} = 694,37 \text{ kg/cm}^2 = 680,76 \text{ bars}$

$$u_1 = 1 - \frac{5\sqrt{b}}{4\sqrt{\sigma_a + 3\sigma_b}} = 1 - \frac{5 \times 5,8}{4 \times 0,0182 \times 790 + 3 \times 5,8} = 0,6129$$

$$u_2 = 1 - \frac{5 \times 5,8}{4 \times 0,0182 \times 1427 + 3 \times 5,8} = 0,7608$$

$$u_3 = 1 - \frac{5 \times 5,8}{4 \times 0,0182 \times 680,76 + 3 \times 5,8} = 0,5669$$

Calcul des fleches

$$J_{f_{i,1}} = \frac{Jt}{1 + \alpha_v u_1} = \frac{25075,83}{1 + 0,719 \times 0,6129} = 17405,61 \text{ cm}^4$$

$$f_{g_{a,1}} = \frac{M_g l^2}{10 E_v J_{f_{i,1}}} = \frac{61714 \times 430^2}{10 \times 1,26 \times 10^5 \times 17405,61} = 0,520 \text{ cm}$$

$$J_{f_{i,1}} = \frac{Jt}{1 + \alpha_x u_1} = \frac{25075,83}{1 + 1,798 \times 0,6129} = 11929,542 \text{ cm}^4$$

$$f_{g_{o,1}} = \frac{M_g l^2}{10 E_x J_{f_{i,1}}} = \frac{61714 \times 430^2}{10 \times 3,78 \times 10^5 \times 11929,542} = 0,254 \text{ cm}$$

$$J_{f_{i,2}} = \frac{Jt}{1 + \alpha_x u_2} = \frac{25075,83}{1 + 1,798 \times 0,7608} = 10589,818 \text{ cm}^4$$

$$f_{g_{o,2}} = \frac{M_g l^2}{10 E_x J_{f_{i,2}}} = \frac{109706 \times 430^2}{10 \times 3,78 \times 10^5 \times 10589,818} = 0,506 \text{ cm}$$

$$J_{f_{i,3}} = \frac{Jt}{1 + \alpha_x u_3} = \frac{25075,83}{1 + 1,798 \times 0,5669} = 12418,165 \text{ cm}^4$$

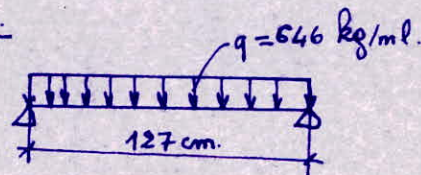
$$f_{j_{o,3}} = \frac{M_j l^2}{10 E_x J_{f_{i,3}}} = \frac{53358 \times 430^2}{10 \times 3,78 \times 10^5 \times 12418,165} = 0,210 \text{ cm}$$

d'où la fleche totale $\Delta f_t = f_{g_{a,1}} - f_{j_{o,3}} + f_{g_{o,2}} - f_{g_{o,1}} = 0,520 - 0,210 + 0,506 - 0,254 = 0,562 \text{ cm}$

$$f_a = \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm}$$

$\Delta f_t < f_a$ la condition de fleche est verifiée.

7) Calcul de la poutrelle IPE2.



$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{646 \times 1,27^2}{8} = 130,24 \text{ kgm}$$

$$\frac{b-b_0}{2} < \frac{l}{10} = \frac{127}{10} = 12,7 \text{ cm} \quad \text{on prendra } \frac{b-b_0}{2} = 11 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = 22 + 8 = 30 \text{ cm}$$

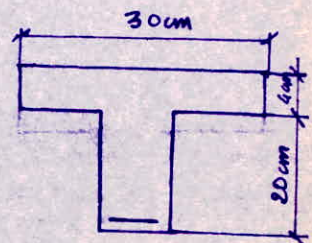
$$\text{ferraillage: } \mu = \frac{15 M_0}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 130,24}{2800 \times 30 \times 21^2} = 0,005 \Rightarrow \alpha = 0,0968$$

$$\epsilon = 0,9677$$

$$R = 140$$

$$\frac{b_0}{R} = \frac{4}{21} = 0,190 \quad \alpha < h \text{ l'axe neutre tombe dans la table.}$$

$$A = \frac{M_0}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{130,24}{2800 \times 0,9677 \times 21} = 0,22 \text{ cm} \quad \text{on prendra 3T8} \quad A = 1,50 \text{ cm}^2$$



vu que les efforts aux appuis sont relativement faibles il ne sera pas fait de calcul pour l'espacement des cadres on prendra pour $t = 11 \text{ cm}$ (comme la poutrelle IPE1) et des epingles $\phi 8$ voir plan

8°) fleche

$$\frac{R_t}{l} > 0,0533.$$

$$\frac{R_t}{l} = \frac{24}{127} = 0,188 \text{ vérifiée}$$

$$\frac{R_t}{l} > 0,0444 \text{ vérifiée}$$

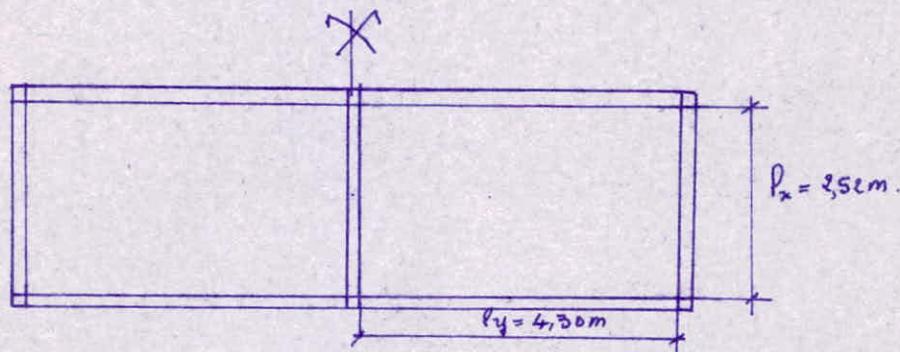
$$w_0 = \frac{A}{b_0 h} = \frac{150}{10 \times 21} = 0,007 < \frac{36}{\Delta \sigma_n} = 0,008 \text{ vérifiée}$$

il ne sera donc pas fait de vérification de fleche.

9°) Calcul du Haut Vent.

dalle coulé sur place

représentation en plan.



épaisseur 10 cm.

dalle appuie sur 2 cotés.

a) détermination des armatures principales.

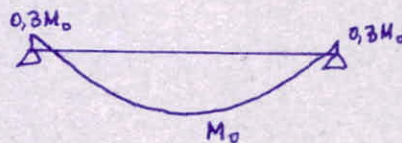
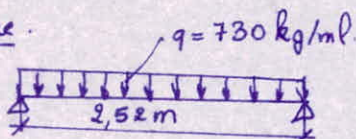
poide propre	$0,10 \times 2500 \times 1 = 250 \text{ kg/ml}$
Étanchéité multicouche	$3 \times 6 = 18 \text{ kg/ml}$
gravillons calibrés ep 4cm	$0,04 \times 1800 \times 1 = 72 \text{ kg/ml}$
Enduit 1,5cm	$0,015 \times 1300 \times 1 = 28,5 \text{ kg/ml}$
forme de pente 12cm	$0,12 \times 2000 \times 1 = 240 \text{ kg/ml}$
	$P = 608,5 \text{ kg/ml}$

Surcharges $S = 100 \text{ kg/ml}$

$$q = P + 1,25 = 608,5 + 120 = 728,5 \text{ kg/ml}$$

on retiendra $q = 730 \text{ kg/ml}$.

Schema statique.



$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{730 \times 2,52^2}{8} = 579,47 \text{ kgm}$$

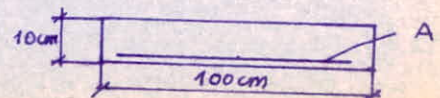
Ferailage.

$$u = \frac{15 M}{\Delta \sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 579,47}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,0485 \Rightarrow 0,9074 = \epsilon$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{30} = 71,79 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b$$

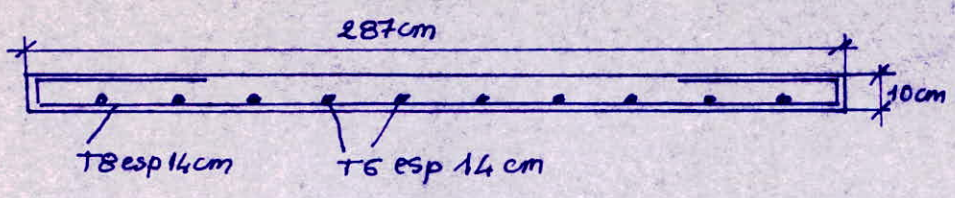
$$A = \frac{M}{\Delta \sigma_a \epsilon h} = 2,85 \text{ cm}^2 \text{ on prendra 6T8 } A = 3,01 \text{ cm}^2$$

T8 espacement 14 cm.



pour les armatures secondaires on prendra le quart des armatures principales

$$A_s = \frac{1}{4} A_p = \frac{3,01}{4} = 0,75 \text{ cm}^2 \text{ on prendra } 5 \text{ T6 } A = 1,17 \text{ cm}^2 \text{ T6 espacement } 14 \text{ cm}$$



CALCUL DES ESCALIERS

ESCALIERS

alier:
dalle. epaisseur. 15cm.
scaler.
dalle. de meme epaisseur.
alcul de la pente de l'escalier.

$\cos \alpha = \frac{3}{x}$
avec $x^2 = 1,6^2 + 3^2 = 11,56 \text{ m}^2$
 $x = 3,4 \text{ m}$
 $\sin \alpha = \frac{3}{3,4} = 0,882$ $\alpha =$

on fera le calcul pour une bande de 1m de largeur puis on le Schema Statique ci dessous.

Evaluation des charges et surcharges

charge q_1 (palier)

poide propre $0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/ml}$
Enduit 2cm $0,02 \times 1900 = 38 \text{ kg/ml}$
finition 5cm $0,05 \times 2200 = 110 \text{ kg/ml}$
 $P = 523 \text{ kg/ml}$
Surcharge. $q_1 = 350 \text{ kg/ml}$

$q_1 = P_1 + 1,2q_1 = 523 + 1,2 \times 350 = 943 \text{ kg/ml}$

charge q_2 (escalier)

dalle 15cm $0,15 \times 2500 \times 0,882 = 425,1 \text{ kg/ml}$
finition 5cm $0,05 \times 2200 + 0,05 \times 0,16 \times 2200 \times \frac{100}{30} = 172,33 \text{ kg/ml}$
Marche $0,5 \times 0,16 \times 1 \times 2200 = 176 \text{ kg/ml}$
Enduit 1,5cm. $0,015 \times 1900 \times 1 \times 0,882 = 32,31 \text{ kg/ml}$
Surcharge $q_2 = 350 \text{ kg/ml}$ $P_2 = 805,81 \text{ kg/ml}$

$q_2 = P_2 + 1,2q_2 = 805,81 + 1,2 \times 350 = 1226 \text{ kg/ml}$

Ferailage

Determination du moment flechissant maximum en travée.

$R_A \times 4,60 - q_2 \times 3 \left(1,60 + \frac{3}{2}\right) - q_1 \times \frac{1,60^2}{2} = 0 \Rightarrow R_A = \frac{1140,18 - 1207,04}{4,60} = 2741,05 \text{ kg}$

$T_x = R_A - q_2 x = 2741,05 - 1226x$

$T = 0 \Rightarrow x = \frac{2741,05}{1226} = 2,235 \text{ m}$

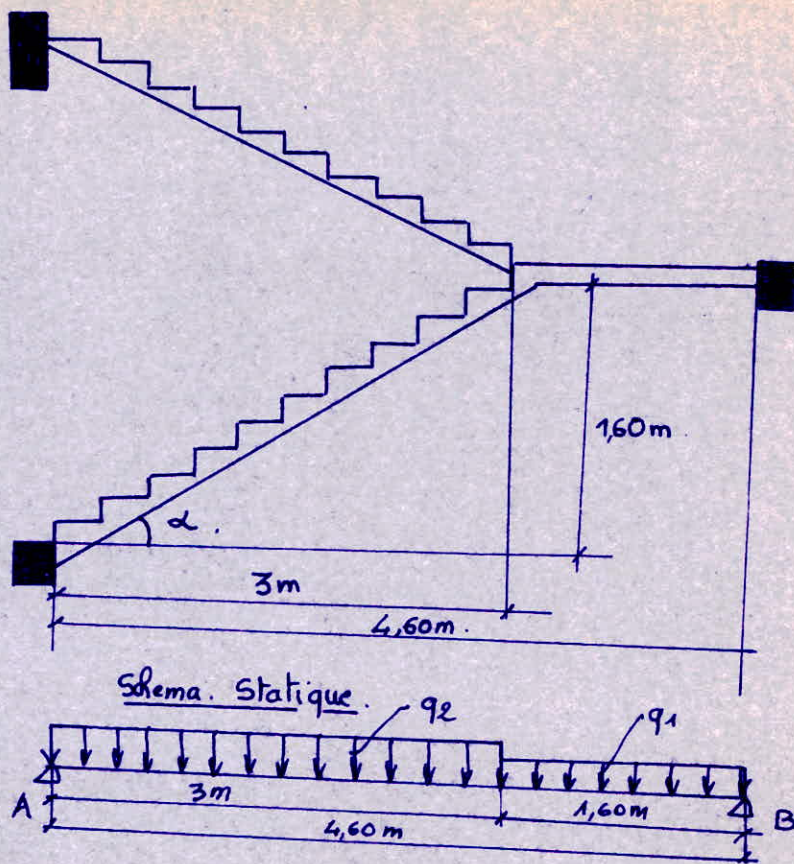
$M_{max} = 2741,05x - \frac{q_2 x^2}{2} = 6128,17 - 3064,17 = 3064,00 \text{ kgm}$

$M = 3064,00 \text{ kgm}$

$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \delta R^2} = \frac{15 \times 3064,00}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0971$ $\begin{matrix} E = 0,875 \\ R = 25,2 \end{matrix}$

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\beta} = \frac{2800}{25,2} = 112 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b = 137$

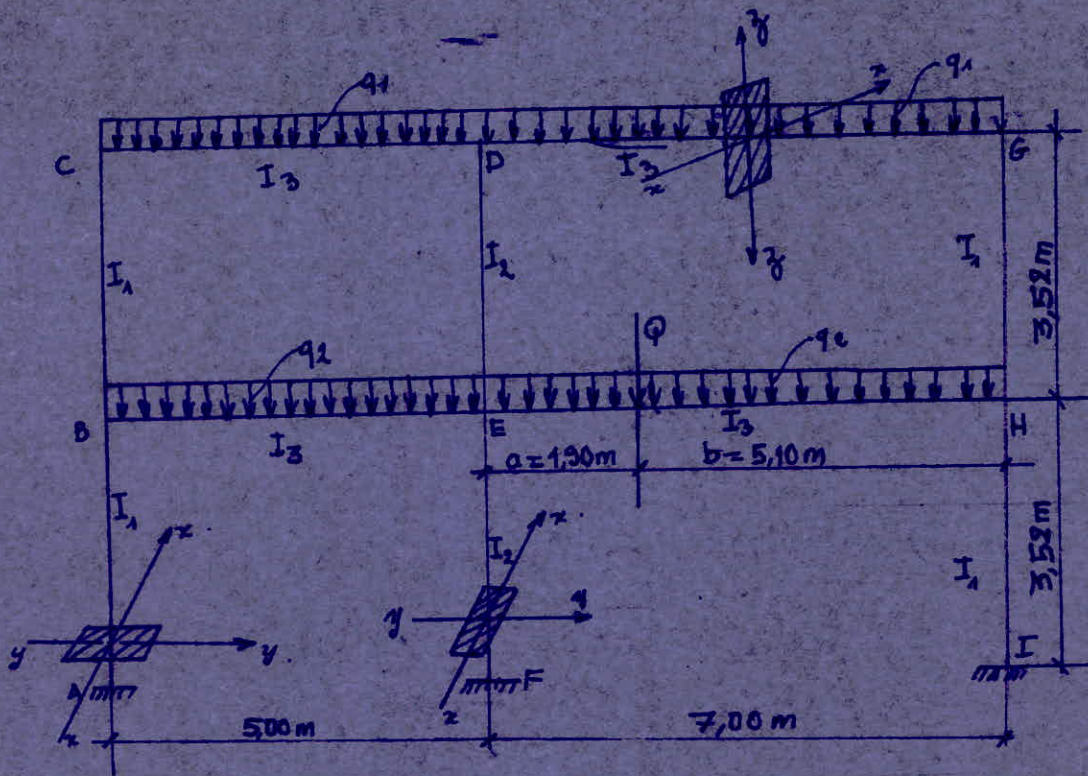
$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon R} = \frac{306400}{2800 \times 0,875 \times 13} = 9,51 \text{ cm}^2$ on prendra 9T12. $A = 10,18 \text{ cm}^2$ T12 espacement 10cm



CALCUL DES PORTIQUES

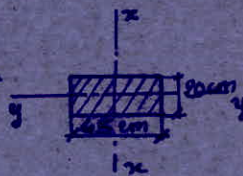
La methode de calcul utilisee est la methode de CROSS classique.

on fera le calcul pour deux portiques differents de par la position des cloisons, dans un premier cas on etudiera le portique en passant la charge uniformement repartie dans les deux travées



1° Calcul des moments d'Inerties

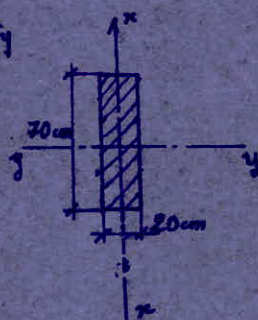
$$I_1 = I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{20 \times 45^3}{12} = 151875 \text{ cm}^4$$



$$I_2 = I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{45 \times 20^3}{12} = 30000 \text{ cm}^4$$



$$I_3 = I_{zz} = \frac{bh^3}{12} = \frac{20 \times 70^3}{12} = 571.666,66 \text{ cm}^4$$



2° Calcul des charges

Uniformement reparties

charge q_1 : plancher $523 \times 4,50 \times 1 : 0,65 = 3620 \text{ kg/ml}$
 poutre $0,2 \times 0,7 \times 2500 = 350 \text{ kg/ml}$
 $q_1 = 3970 \text{ kg/ml}$

charge q_2 : plancher non compris le cloisonnement $500 \times 4,50 \times 1 : 0,65 = 4154$
 cloison $0,1 \times 1400 \times 3,52 + 0,03 \times 352 \times 1300 = 694$
 poutre $0,2 \times 0,7 \times 2500 = 350$
 $q_2 = 5198 \text{ kg/ml}$

Charge concentree:

cloison Q . $(0,1 \times 1400 \times 3,52 + 0,03 \times 3,52 \times 1300) 4,40 = 3052 \text{ kg}$

3) Raideurs des barres

$$R = \frac{I}{R}$$

barres AB, BC, GH, HI

$$R = \frac{I_0}{R} = \frac{151875}{352} = 431,46 \text{ cm}^3$$

barres DE, EF

$$R = \frac{I_2}{R} = \frac{30.000}{3500} = 85,22 \text{ cm}^3$$

barres CD, BE

$$R = \frac{I_3}{R_{31}} = \frac{571.666,66}{500} = 1143,33 \text{ cm}^3$$

barres DG, EH.

$$R = \frac{I_3}{R_{3.3}} = \frac{571.666,66}{700} = 816,66$$

4) Calcul des coefficients de répartition

Le coefficient de répartition d'une barre AX est le rapport de la raideur de cette barre par la somme des raideurs des barres aboutissant en A.

$$C_{BA} = \frac{R_{BA}}{R_{BA} + R_{BE} + R_{BC}} = \frac{431,46}{431,46 + 1143,33 + 431,66} = 0,215$$

$$C_{BE} = \frac{R_{BE}}{R_{BA} + R_{BE} + R_{BC}} = \frac{1143,33}{431,46 + 1143,33 + 431,66} = 0,570$$

$$C_{BC} = C_{BA} = 0,215$$

$$C_{ED} = \frac{R_{ED}}{R_{ED} + R_{EF} + R_{EB} + R_{EH}} = \frac{85,22}{85,22 + 85,22 + 1143,33 + 816,66} = 0,040$$

$$C_{EF} = C_{ED} = 0,040$$

$$C_{EB} = \frac{R_{EB}}{R_{ED} + R_{EF} + R_{EB} + R_{EH}} = \frac{1143,33}{85,22 + 85,22 + 1143,33 + 816,66} = 0,537$$

$$C_{EH} = \frac{R_{EH}}{R_{ED} + R_{EF} + R_{EB} + R_{EH}} = \frac{816,66}{85,22 + 85,22 + 1143,33 + 816,66} = 0,383$$

$$C_{CD} = \frac{R_{CD}}{R_{CD} + R_{CB}} = \frac{1143,33}{1143,33 + 431,46} = 0,726$$

$$C_{CB} = \frac{R_{CB}}{R_{CD} + R_{CB}} = \frac{431,46}{1143,33 + 431,46} = 0,274$$

$$C_{DC} = \frac{R_{DC}}{R_{DC} + R_{DE} + R_{DG}} = \frac{1143,33}{1143,33 + 85,22 + 816,66} = 0,559$$

$$C_{DE} = \frac{R_{DE}}{R_{DC} + R_{DE} + R_{DG}} = \frac{85,22}{1143,33 + 85,22 + 816,66} = 0,042$$

$$C_{DC} = \frac{816,66}{1143,33 + 85,22 + 816,66} = 0,399$$

$$C_{GD} = \frac{R_{GD}}{R_{GD} + R_{GH}} = \frac{816,66}{816,66 + 431,46} = 0,654$$

$$C_{HG} = \frac{R_{HG}}{R_{HG} + R_{HE} + R_{HI}} = \frac{431,46}{816,66 + 431,46 + 431,46} = 0,257$$

$$C_{HI} = C_{HE} = 0,257$$

$$C_{HE} = \frac{R_{HE}}{R_{HG} + R_{HE} + R_{HI}} = \frac{816,66}{431,46 + 816,66 + 431,46} = 0,486$$

5) Calcul des Moments d'encastrement Parfaits

$$M_{DC} = -M_{CD} = \frac{q_1 l_1^2}{12} = \frac{3370 \times 5^2}{12} = 8271 \text{ kgm}$$

$$M_{GD} = -M_{DG} = \frac{q_2 l_2^2}{12} = \frac{3270 \times 7^2}{12} = 16211 \text{ kgm}$$

$$M_{BE} = -M_{EB} = \frac{q_3 l_3^2}{12} = \frac{5198 \times 5^2}{12} = 10829,2 \text{ kgm}$$

$$M_{HN} = \frac{q_4 l_4^2}{12} + \frac{Q_1 l_1^2}{12} = \frac{5198 \times 7^2}{12} + \frac{3052 \times 1,3 \times 5,1^2}{12} = 24.303,3 \text{ kgm}$$

$$M_{NE} = -\frac{q_4 l_4^2}{12} - \frac{Q_1 l_1^2}{12} = -\frac{5198 \times 7^2}{12} - \frac{3052 \times 5,1 \times 1,3^2}{12} = -22372 \text{ kgm}$$

6) Tableau.

- Sur la 1^{ère} ligne nous indiquons les nœuds, y compris les appuis et nous les repérons par des colonnes verticales
- Sur la 2^{ème} ligne nous indiquons les barres aboutissant à chaque nœuds que nous repèrerons par un trait vertical
- Sur la 3^{ème} ligne nous porterons les coefficients de répartition correspondant à chaque barre
- Sur la 4^{ème} ligne sont portés les moments d'encastrement parfait correspondant à chaque barre. S'il n'y a pas de charge on a évidemment $M=0$
- Sur les lignes suivantes nous porterons les corrections

Etablissement du Tableau:

Libérons le nœud B: la somme des moments d'encastrement en B est égale à: 10.829,2 kgm (correspondant au moment d'encastrement de la barre BE). le nœud B libéré le moment d'encastrement en B se répartit dans les barres BA, BC, BE proportionnellement à leur coefficients de répartition. d'où on a:

$$\text{dans la barre BA: } -(10.829,2 \times 0,215) = -2328,27 \text{ kgm}$$

$$\text{dans la barre BC: } -(10829,2 \times 0,215) = -2328,27 \text{ kgm}$$

$$\text{dans la barre BE: } -(10829,2 \times 0,570) = -6161,81 \text{ kgm}$$

de ces barres les moments seront transmis dans les barres AB, CB, EB de moitié: d'où on a:
 dans la barre AB: $-2328,27 : 2 = -1164,13 \text{ kgm}$; dans la barre CB $-2328,27 : 2 = -1164,13 \text{ kgm}$
 dans la barre EB: $-6161,81 : 2 = -3080,90 \text{ kgm}$.

faisons de nouveau le nœuds B et libérons le nœuds C: la somme des moments d'encastrement en C est égale à $+8271 \text{ kgm}$ (correspondant au moment d'encastrement de la barre CD) $-1164,13$ (correspondant au moment transmis à CB par le nœuds B) $\Sigma M_C = 8271 - 1164,13 = 7106,87 \text{ kgm}$. on opérant de la même manière que pour le nœuds B on a: moments répartis: dans la barre CB: $-(7106,87 \times 0,276) = -1967,28 \text{ kgm}$
 dans la barre CD $-(7106,87 \times 0,726) = -5159,58 \text{ kgm}$

moments transmis: dans la barre BC $-1967,28 : 2 = -973,64 \text{ kgm}$ dans la barre DC $-5159,58 : 2 = -2579,79 \text{ kgm}$
 on fixera alors le nœud C et on passera au nœud D et ainsi de suite jusqu'à ce que les corrections deviennent négligeables et en faisant la somme des moments inscrits dans chaque colonne on obtient les moments cherchés.

	A		B		C		D			E			F	G		H			I	
	AB	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	DG	ED	EB	EH	EF	FE	GD	GH	HG	HE	HI	IH
		0,215	0,215	0,570	0,274	0,726	0,559	0,042	0,399	0,040	0,537	0,383	0,040		0,654	0,346	0,257	0,486	0,257	
				+10823,2		+8271	-8271		+16211		-10823,2	+24303,3			-16211			-22372		
B	-1164,13	-2328,27	-2328,27	-6161,81	-1164,13						-3080,90									
C			-573,64		-1947,28	-5159,58	-2579,71													
D						-1498,17	-2594,35	-219,76	-2138,72	-109,88				-1069,36						
E				-2155,31				-200,52		-404,04	-5511,85	-3938,61	-401,04	-200,52				-1569,25		
G									+5650,67						+11301,35	+5947,72	+2980,84			
H												+5100,51				+2734,12	+5468,25	+10380,24	+5168,25	+2734,13
B	+400,32	+801,85	+801,85	+2122,12	+400,32						+1061,06									
C			+150,32		+300,64	+796,60	+398,30													
D						-1634,64	-3269,28	-239,78	-2333,53	-119,89								-1166,76		
E				-1643,30				-119,56		-239,13	-3286,61	-2368,45	-239,13	-119,56					-1174,22	
G									-512,52						-105,05	-540,75	-270,37			
H												+251,035				+184,90	+360,81	+702,07	+363,81	+184,90
B	+160,49	+320,99	+320,99	+849,50	+160,49						+424,75									
C			+201,95		+403,91	+1070,23	+535,11													
D						+27,10	+54,20	+3,97	+38,69	+1,98								+19,34		
E				-208,44				-19,16		-30,33	-416,88	-297,88	-30,33	-15,16					-168,96	
G									-66,78						-139,57	-70,46	-35,23			
H												+447,25				+235,57	+47,14	+89,50	+47,14	+23,57
B	+0,69	+1,39	+1,39	+3,69	+0,69						+1,84									
C			-3,80		-7,61	-20,17	-10,08													
D						+25,71	+51,43	+3,77	+36,71	+1,89								+18,35		
E				-12,99				-99,45		-189	-25,98	-18,56	-1,89	-0,945					-9,28	
G									-13,70						-27,41	-14,46	-7,23			
H												+4,01				+2,11	+4,22	+8,02	+4,22	+1,11

TABLEAU I (charges verticales dans le portique ①) voir. suite

	A		B			C		D			E			F	G		H			I
	AB	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	DG	ED	EB	EH	EF	FE	GD	GH	HG	HE	HI	IH
		0,215	0,215	0,569	0,274	0,726	0,559	0,041	0,399	0,039	0,536	0,383	0,039		0,654	0,345	0,256	0,486	0,256	
B	1,80	+3,61	+3,61	+3,55	+1,80						+4,77									
C			-3,76		-7,53	-19,97	-9,98													
D						+6,88	+13,76	+1,00	+9,82	+9,50					+4,91					
E				-2,48				-9,18		-9,36	-4,97	-3,55	-9,36	-0,18					-1,77	
G															-4,59	-2,42	-1,21			
H																+0,38	+0,76	+1,44	+0,76	+0,38
B	+0,67	+1,34	+1,34	+3,55	+0,67						+1,77									
C			-1,03		-2,06	-5,48	-2,74													
D						+1,45	+2,91	+0,21	+2,07	+0,10					+1,04					
E				-0,69				-0,05		-0,10	-1,38	-0,99	-0,10	-0,05					-0,49	
G									-0,46						-0,32	-0,49	-0,24			
H																+0,09	+0,18	+0,35	+0,18	+0,09
B	+0,18	+0,36	+0,36	+0,97	+0,18						+0,48									
C			-0,22		-0,44	-1,18	-0,59													
D						+0,30	+0,61	+0,04	+0,43	+0,02					+0,22					
E				-0,17				-0,04		-0,02	-0,35	-0,25	-0,02	-0,01					-0,12	
Moments	-600	-1128,7	-1028,9	+309,27	-1853,7	+1860,0	-16083,5	-787	+16881,4	-898,16	-21663,5	+23284,1	-672,9	-336,4	-829,4	+8278,3	+8556,9	-14493,5	+5890,3	+2945,1

TABLEAU T (Suite)

7°) Calcul de l'effort tranchant aux 2 niveaux

a) au niveau BEH.

$$T = \frac{M_{BC} + M_{CB}}{l_{BC}} + \frac{M_{ED} + M_{DE}}{l_{ED}} + \frac{M_{HG} + M_{GH}}{l_{HG}} \quad (\text{les valeurs des moments sont lues dans le tableau})$$

$$T = \frac{-1828,9 + 1853,7}{3,52} + \frac{-898,16 - 787}{3,52} + \frac{8556,9 + 8178,3}{3,52} = 3256,09 \text{ kg}$$

b) au niveau AFI.

$$T = \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l_{AB}} + \frac{M_{EF} + M_{FE}}{l_{EF}} + \frac{M_{IH} + M_{HI}}{l_{IH}}$$

$$T = \frac{-600 - 1198,7}{3,52} + \frac{-672,9 - 336,4}{3,52} + \frac{5898,3 + 2945,1}{3,52} = 1712,33 \text{ kg}$$

c) Forces horizontales dans chaque niveau.

Comme il n'existe pas de forces horizontales autres que les efforts tranchants, donc on a :

au Niveau BEH $F = 3256,09 \text{ kg}$

au Niveau AFI $F = 1712,33 \text{ kg}$

Le système étant en déséquilibre (somme des forces dans chaque niveau différente de zéro), donc il y a déplacement des Noeuds.

le nombre de déplacements est donné par : $N = m - c$

ou m : nombre de noeuds successibles de se déplacer $n = 6$ (B, C, D, E, G, H)

c : nombre de contours fermés $c = 4$ (ABEF, FEHI, BCDE, EDGH)

$$N = 6 - 4 = 2$$

on est donc en présence de deux déplacements.

1er déplacement.

$$M_{BC} = M_{CB} = M_{GH} = M_{HG} = \frac{6EI_1 \Delta_1}{R}$$

comme Δ_1 est arbitraire. prenons $\frac{6EI_1 \Delta_1}{R} = 1000$

$$\Rightarrow M_{BC} = M_{CB} = M_{GH} = M_{HG} = \frac{6EI_1 \Delta_1}{R} = 1000$$

$$M_{EF} = M_{FE} = \frac{6EI_2 \Delta_1}{R} = \frac{1000 \times I_2}{I_1} = 197,53$$

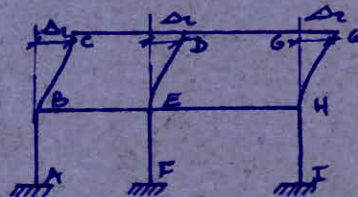
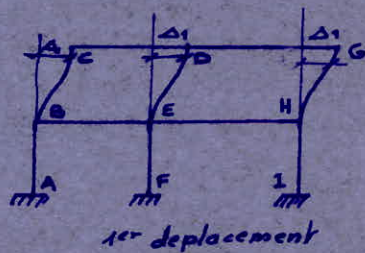
2e déplacement.

$$M_{AB} = M_{BA} = M_{HI} = M_{IH} = \frac{6EI_2 \Delta_2}{R}$$

pour la même raison nous prendrons $\frac{6EI_2 \Delta_2}{R} = 1000$

$$\Rightarrow M_{AB} = M_{BA} = M_{HI} = M_{IH} = 1000$$

$$M_{EF} = M_{FE} = \frac{6EI_2 \Delta_2}{R} = 1000 \times \frac{I_2}{I_1} = 197,53$$



	A		B		C		D			E			F	G		H			I		
	AB	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	DG	ED	EB	EH	EF	FE	GD	GH	HG	HE	HI	IH	
		0,215	0,215	0,570	0,274	0,726	0,559	0,042	0,399	0,040	0,537	0,383	0,040	0,054	0,654	0,346	0,257	0,486	0,257		
			1000		1000			197,53		197,53						1000	1000				
B	-107,5	-215	-215	-569	-107,5						-284,5										
C			-122,22		-244,51	-647,95	-323,97								+25,22						
D						+353,34	+70,68	+5,18	+50,45	+2,59											
E				+22,61				+1,64		+3,29	+45,22	+32,31	+3,29	+1,64					+16,15		
G									-335,24							-670,49	-352,70	-17,88			
H																	-107,43	-214,86	-407,30	-214,86	-107,43
B	+10,71	+21,42	+21,42	+56,71	+10,71						+28,35										
C			-6,30		-12,61	-33,43	-16,71									+69,08					
D					+10,71	+197,92	+105,01	+120,58	139,77	17,18											
E				+45,13				+3,28		+6,57	+30,27	+64,50	+6,57	+3,28					+32,25		
G									+12,27						+24,55	+12,25	+64,8				
H																	-4,97	-9,91	-18,82	-9,91	-4,96
B	-4,17	-8,35	-8,35	-22,10	-4,17																
C			-12,84		-25,68	-68,05	-34,02									+3,68					
D						+5,16	+10,32	+0,74	+7,37	+9,38											
E								+0,39		+0,78	+10,76	+7,63	+0,78	+0,39					+3,84		
G									+0,42						+0,84	+0,44	+0,22				
H																	-0,52	-1,04	-1,97	-1,04	-0,52
B	+0,80	+1,60	+1,60	+4,24	+0,80						+2,12										
C			-0,81		-1,63	-4,32	-2,16														
D						+0,37	+0,75	+0,06	+0,54	+0,03						+0,27					
E				-0,31				-0,02		-0,04	-0,62	-0,44	-0,04	-0,02					-0,22		
G									+0,08						+0,16	+0,09	+0,04				
H-B	+0,12	+0,24	+0,24	+0,64	+0,12						+0,32										
Moments	-100,04	-200,09	+657,69	-456,70	+615,50	-614,97	-99,29	+223,18	-124,34	+218,31	-119,13	-110,29	+10,60	+5,29	-545,89	+546,86	+606,08	-376,67	-225,81	-112,31	

TABLEAU II (déplacement) a. partique 1)

	A		B		C		D			E			F	G		H			I	
	AB	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	DG	ED	EB	EH	EF	FE	GD	GH	HG	HE	HI	IH
		0,215	0,215	0,570	0,274	0,726	0,559	0,042	0,399	0,020	0,537	0,383	0,040		0,654	0,346	0,257	0,486	0,257	
	+1000	+1000											+197,57	+197,57					+1000	+1000
B	-107,5	-215	-215	-570	-107,5						-285									
C			+14,72		+29,45	+78,04	+39,02													
D						-10,90	-21,81	-1,59	-15,56	-0,79				-7,78						
E-G				+23,51				+1,71	+2,54	+3,42	+47,03	+33,61	+3,42	+1,71	+5,08	+2,68	+1,34	+16,80		
H												-217,40			-130,32	-210,64	-424,81	-260,64	-130,32	-130,32
B	-4,10	-8,21	-8,21	-21,75	-4,10						-1487									
C			+2,06		+4,11	+10,89	+5,44													
D						-2,70	-5,41	-0,39	-3,86	-0,19				-1,93				+49,49		
E-G				+69,26				+5,03	+43,24	+10,08	+128,53	+98,99	+10,08	+5,03	+84,43	+45,62	+22,81			
H													-17,56			-9,25	-18,50	-35,13	-18,50	-9,25
B	-7,66	-15,33	-15,33	-40,57	-7,66						-20,28									
C			+1,41		+2,83	+7,52	+3,76													
D						-12,54	-25,08	-2,13	-20,76	-1,06				-10,38				+7,44		
E-G				+10,42				+0,75	+6,41	+1,51	+20,85	+14,89	+1,51	+0,75	+12,83	+6,77	+3,38			
H													-2,62			-1,38	-2,76	-5,25	-2,76	-1,38
B	-1,27	-2,54	-2,54	-6,73	-1,27						-3,36									
C			+2,16		+4,33	+11,47	+5,73													
D						-3,60	-7,20	-0,52	-5,14	-0,26				-2,57				+1,19		
E-G				+1,67				+0,12	+1,29	+0,24	+3,34	+2,39	+0,24	+0,12	+2,58	+1,36	+0,68			
H													-0,45			-0,23	-0,47	-0,30	-0,47	-0,23
B	-0,41	-0,82	-0,82	-2,17	-0,41						-1,08									
C			+0,54		+1,09	+2,91	+1,45													
D						-0,79	-1,59	-0,11	-1,14	-0,05				-0,57						
E				+0,42				+0,03		+0,06	+0,84	+0,60	+0,06	+0,03				+0,30		
Moments	+879,06	+758,10	-221,56	-534,94	-79,13	+78,30	-9,60	+2,9	+7,02	+129,6	-109,50	-113,95	+212,84	+205,17	+81,75	-84,75	-254,16	-460,87	+717,63	+858,82

TABLEAU III (charges verticales, 2^e déplacement)

8. Calcul de l'effort tranchant dans les deux niveaux au cours de chaque déplacement

a) 1^{er} déplacement.

au niveau BEH

$$T = \frac{M_{BC} + M_{CB}}{l_{BC}} + \frac{M_{ED} + M_{DE}}{l_{ED}} + \frac{M_{HG} + M_{GH}}{l_{HG}} \quad (\text{les valeurs des moments sont lues dans le tableau relatif au 1^{er} déplacement.})$$

$$T = \frac{657,69 + 615,50}{3,52} + \frac{212,18 + 218,31}{3,52} + \frac{546,86 + 604,08}{3,52} = 814,09 \text{ kg}$$

au niveau AFI

$$T = \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l_{AB}} + \frac{M_{FE} + M_{EF}}{l_{FE}} + \frac{M_{HI} + M_{IH}}{l_{HI}} \quad (\text{idem}).$$

$$T = \frac{-100,04 - 200,03}{3,52} + \frac{10,6 + 5,29}{3,52} + \frac{-225,81 - 112,91}{3,52} = -176,97 \text{ kg}$$

b) 2^{ème} déplacement.

au niveau BEH.

$$T = \frac{M_{BC} + M_{CB}}{l_{BC}} + \frac{M_{ED} + M_{DE}}{l_{ED}} + \frac{M_{HG} + M_{GH}}{l_{HG}} \quad (\text{les valeurs des moments sont lues dans le tableau relatif au 2^{ème} déplacement})$$

$$T = \frac{-221,56 - 79,13}{3,52} + \frac{2,9 + 12,96}{3,52} + \frac{-26,75 - 254,16}{3,52} = -177,20 \text{ kg}$$

au niveau AFI.

$$T = \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l_{AB}} + \frac{M_{FE} + M_{EF}}{l_{FE}} + \frac{M_{HI} + M_{IH}}{l_{HI}}$$

$$T = \frac{879,06 + 758,10}{3,52} + \frac{212,84 + 205,17}{3,52} + \frac{717,63 + 858,82}{3,52} = +1031,71 \text{ kg}$$

9. Calcul des coefficients k_1 et k_2 .

$$\begin{array}{l} \text{Niveau BEH.} \quad 3256,09 + 814,09 k_1 - 177,20 k_2 = 0 \\ \text{Niveau AFI} \quad 1712,33 - 176,97 k_1 + 1031,71 k_2 = 0 \end{array}$$

$$\Delta = 808545,71$$

$$k_1 = \frac{\begin{vmatrix} -3256,09 & -177,20 \\ -1712,33 & 1031,71 \end{vmatrix}}{\Delta} = \frac{-3359340,6 - 303424,87}{808545,71} = -4,530$$

$$k_2 = \frac{\begin{vmatrix} 814,09 & -3256,09 \\ -176,97 & -1712,33 \end{vmatrix}}{\Delta} = \frac{-1393930,7 - 576230,24}{808545,71} = -2,436$$

10. Moments reels dans le portique 1

Voir Tableau.

	A		B		C		D		
	AB	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	DG
Nœuds fixes	-600	-1138,7	-1828,9	+3011,7	-1853,7	+1860,00	-16083,5	-787	+16881,4
Tableau I x -4,53 (1 ^{er} déplacement)	+453,3	+906,63	-2479,97	+1069,25	-2783,75	+2787,53	+441,63	-1010,00	+570,50
Tableau III x -2,436 (2 ^{ème} déplacement)	-241,33	-1816,73	+539,72	+1303,11	+192,76	-130,73	+23,60	-7,06	-17,10
Moments resultants	-2288,03	-2138,8	-4268,95	+6385,06	-4456,69	+4456,8	-15618,8	-1804,06	+17434,8

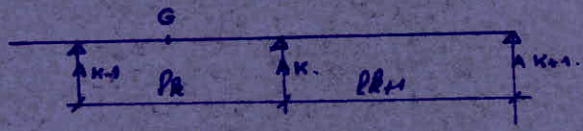
	E				F	G		H			I
	ED	EB	EH	EF	FE	GD	GH	HG	HE	HI	IH
Nœuds fixes	-838,16	-21663,5	+23286,4	-672,9	-336,4	-8292,4	+8278,3	+8556,9	-14493,5	+5839,3	+2245,1
Tableau II x -4,53	-988,40	+539,47	+497,38	-48,01	-23,96	+2474,37	-2478,2	-2796,98	+1706,43	+1029,10	+511,52
Tableau III x -2,436	-31,57	+126,74	+286,35	-518,47	-493,79	+799,14	+206,45	+619,13	+1122,68	-1768,14	-2092,08
Moment resultants	-1918,13	-20857,23	+24070,13	-1233,38	-860,15	-6018,17	+6006,09	+6433,05	-11664,33	+5165,26	+1364,54

efforts horizontaux dans chaque niveau.
 au niveau BEH. $\frac{-4268,95 - 4456,69 - 1804,06 - 1918,13 + 6016,03 + 4433,05}{3,52} = -0,78$
 au niveau AFI $\frac{-22288,03 - 2138,8 - 1233,38 - 860,15 + 5165,26 + 1364,54}{3,52} = +0,96$

Les efforts étant relativement nuls le système est en équilibre.

11 - Calcul des moments maximums en travée.

$M_G = m + \frac{M_R - M_{R-1}}{P_R} x + M_{R-1}$
 m moment isostatique.



$T = t + \frac{M_R - M_{R-1}}{P_R}$ t effort tranchant dans la poutre isostatique
 les moments P_R sont affectés du signe de la résistance des matériaux.
 = poutre CDG. (dans la travée CD on a: $M_R = M_{DC} = -15618,27 \text{ kgm}$ $M_{R-1} = M_{CD} = +4456,8$, $q_1 = 3370 \text{ kg/ml}$, $P_R = 5 \text{ m}$)

$T = \frac{q_1 x^2}{2} - q_1 x + \frac{M_{DC} - M_{CD}}{P_R} \Rightarrow T=0 \Rightarrow x = \frac{P_R}{2} + \frac{M_{DC} - M_{CD}}{q_1 P_R} = \frac{5}{2} + \frac{-15618,27 + 4456,8}{5 \times 3370} = 1,937 \text{ m}$

$M_{max} = \frac{q_1 P_R}{2} x - \frac{q_1 x^2}{2} + \frac{M_R - M_{R-1}}{P_R} x + M_{R-1} = \frac{3370 \times 5}{2} \times 1,937 - \frac{3370 \times 1,937^2}{2} + \frac{-15618,27 + 4456,8}{5} \times 1,937 - 4456,8 = 2996,25 \text{ kg}$

dans la travée GD $M_R = -17434,8 \text{ kgm}$, $M_{R-1} = -6018,17 \text{ kgm}$, $P_R = 7 \text{ m}$, $q_1 = 3370 \text{ kg/ml}$
 $x = \frac{7}{2} + \frac{-17434,8 + 6018,17}{3370 \times 7} = 3,089 \text{ m}$

$M_{max} = \frac{3370 \times 7}{2} \times 3,089 - \frac{3370 \times 3,089^2}{2} + \frac{-17434,8 + 6018,17}{7} \times 3,089 - 6018,17 = 12524,791 \text{ kgm}$

poutre BEH travée BE: $M_R = -20857,23 \text{ kgm}$, $M_{R-1} = +6385,05 \text{ kgm}$, $P_R = 5 \text{ m}$, $q_2 = 5198 \text{ kg/ml}$
 $x = \frac{5}{2} + \frac{-20857,23 + 6385,05}{5 \times 5198} = 1,943 \text{ m}$

$M_{max} = \frac{5198 \times 5}{2} \times 1,943 - \frac{5198 \times 1,943^2}{2} + \frac{-20857,23 + 6385,05}{5} \times 1,943 - 6385 = 3426,14 \text{ kgm}$

Travec HE

$$M_R = -M_{EH} = -24072,13 \text{ kgm} \quad M_{R-1} = M_{HE} = -11666,05 \text{ kgm} \quad q = 5198 \text{ kg/m} \quad l_R = 7 \text{ m} \quad Q = 3052 \text{ kg}$$
$$a = 1,9 \text{ m} \quad b = 5,1 \text{ m}$$

$$T = t + \frac{M_R - M_{R-1}}{l_R} \quad M = m + \frac{M_R - M_{R-1}}{l_R} x + M_{R-1}$$

$$t = \frac{q l_R}{2} + \frac{Q a}{l_R} - q x$$

$$T = 0 \Rightarrow \frac{q l_R}{2} + \frac{Q a}{l_R} - q x + \frac{M_R - M_{R-1}}{l_R} = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{l_R}{2} + \frac{Q a}{l_R q} + \frac{M_R - M_{R-1}}{l_R q}$$

$$x = \frac{7}{2} + \frac{3052 \times 1,9}{7 \times 5198} + \frac{-24072,13 + 11666,05}{7 \times 5198} = 3,181 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \left(\frac{q l_R}{2} + \frac{Q a}{l_R} \right) x - \frac{q x^2}{2} + \frac{M_R - M_{R-1}}{l_R} x + M_{R-1}$$

$$M_{\max} = \left(\frac{5198 \times 7}{2} + \frac{3052 \times 1,9}{7} \right) 3,181 - \frac{5198 \times 3,181^2}{2} + \frac{-24072,13 + 11666,05}{7} \times 3,181 - 11666,05 = 16946,767 \text{ kgm}$$

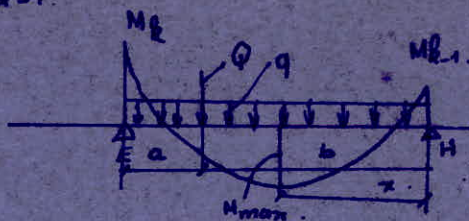


DIAGRAMME DES MOMENTS

(PORTIQUE. 1)

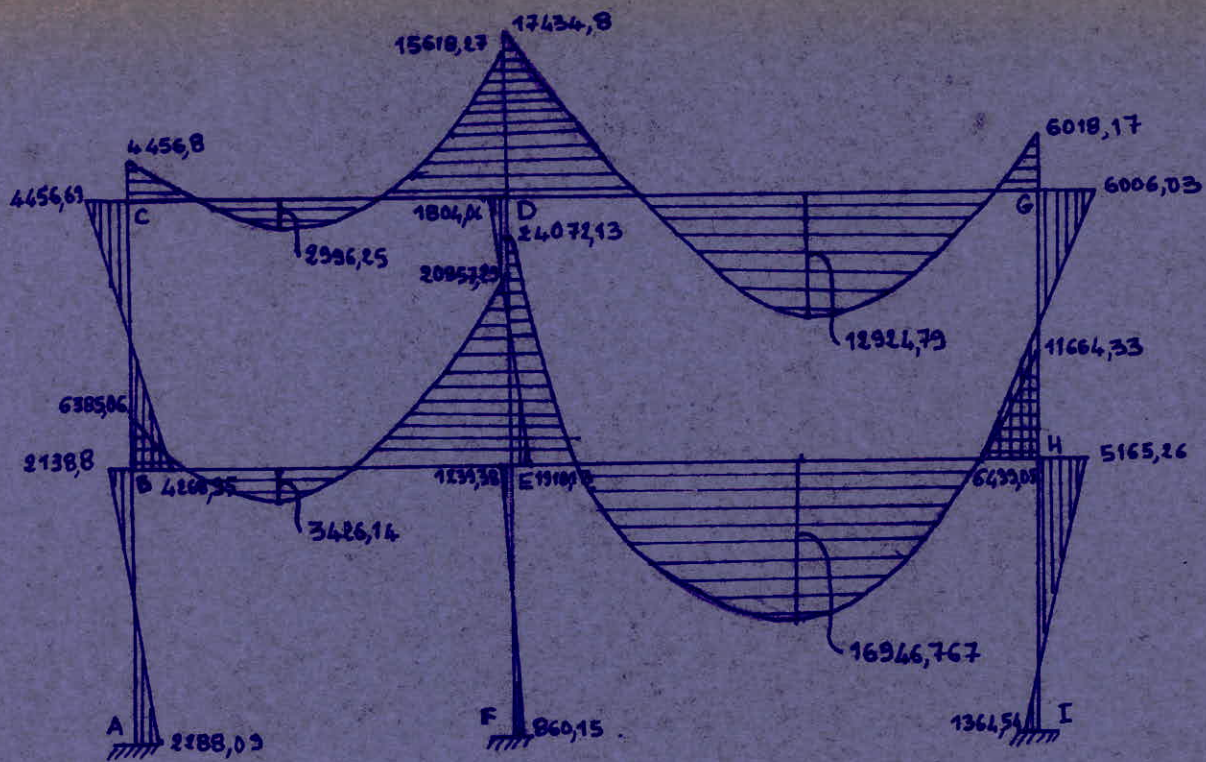
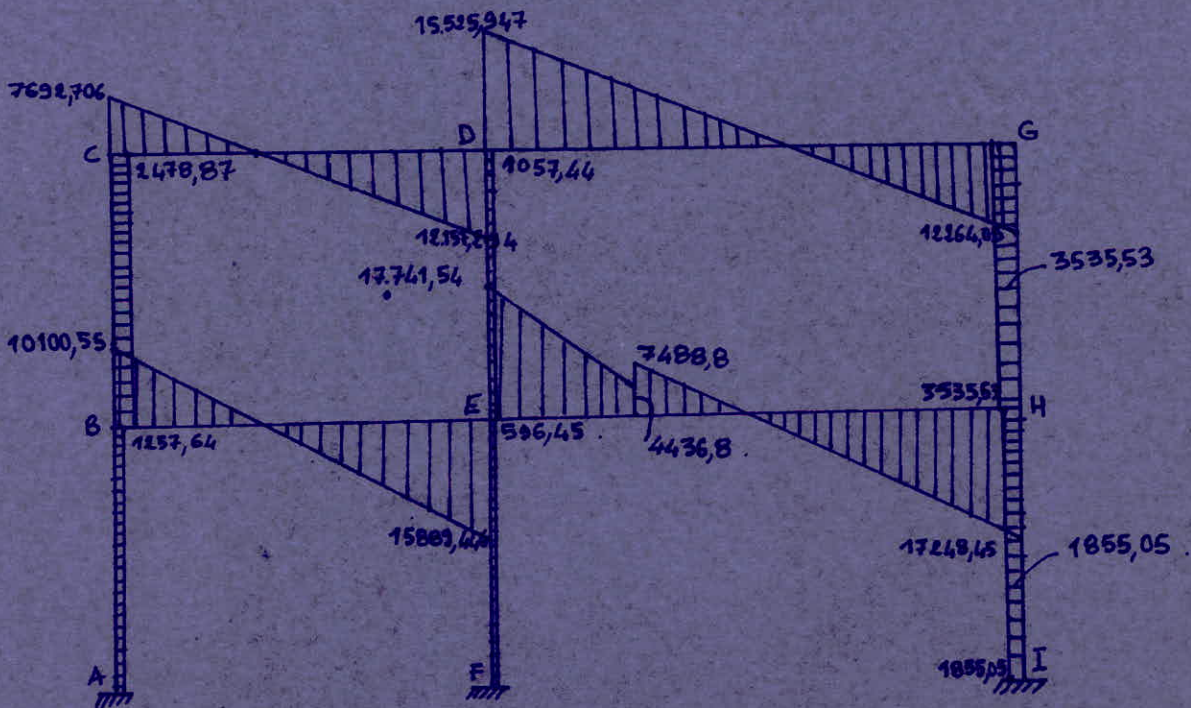
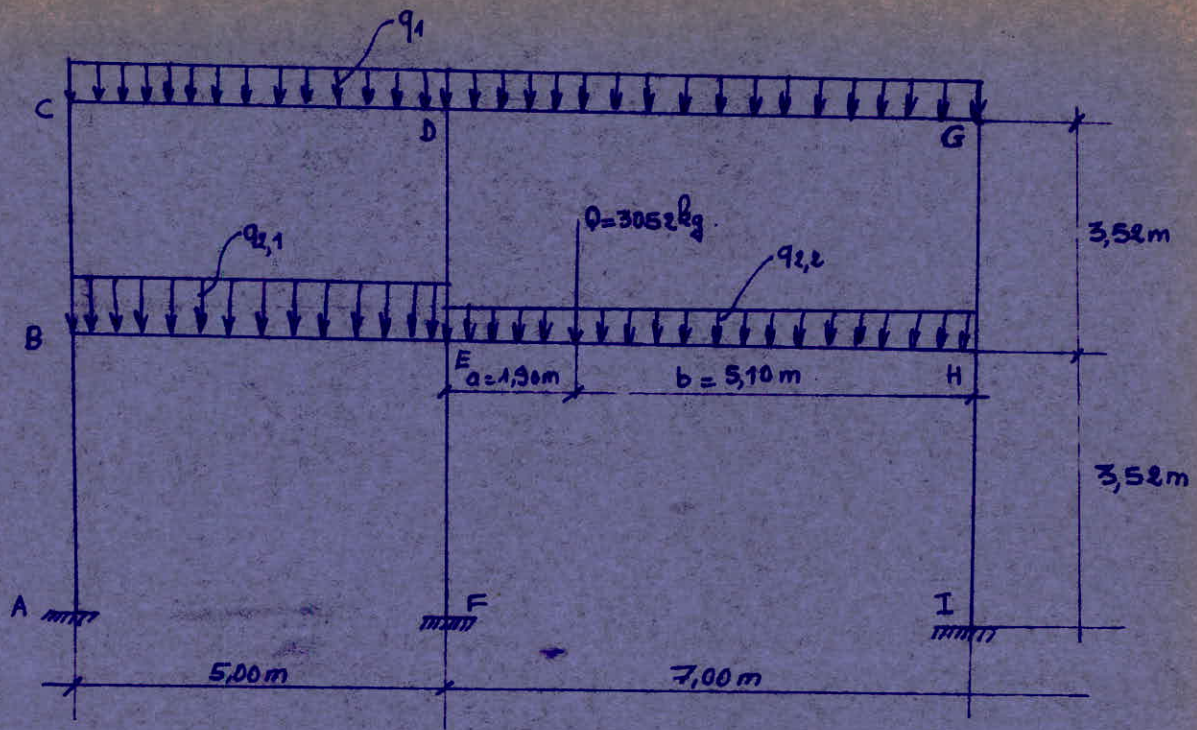


DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS





1°) charges et surcharge.

$q_1 = 3370 \text{ kg/ml}$ (idem portique 1)

charge $q_{2,1}$: plancher non comprises cloisons : $600 \times 4,50 \times 12 \times 0,65 = 4154$
 poutre $0,2 \times 0,7 \times 2500 = 350$
 deux cloisons perçés à 2,30 m de l'axe du portique : $2 \times \frac{3,98}{4,50} [0,1 \times 3,52 \times 1400 + 3,52 \times 0,03 \times 1300] = 919$

charge $q_{2,2}$: plancher non comprises cloisons $600 \times 4,50 \times 12 \times 0,65 = 4154 \text{ kg/ml}$
 poutre $0,2 \times 0,7 \times 2500 = 350$

$Q = 3052 \text{ kg}$ (idem portique 1)
 $q_{2,1} = 5423 \text{ kg}$
 $q_{2,2} = 4504 \text{ kg/ml}$

2°) Moments d'encastrement parfait.

$\overline{M}_{CD} = -\overline{M}_{DC} = \frac{q_1 l_{21}^2}{12} = \frac{3370 \times 5^2}{12} = 8271 \text{ kgm}$

$\overline{M}_{DG} = -\overline{M}_{GD} = \frac{q_1 l_{22}^2}{12} = \frac{3370 \times 7^2}{12} = 16211 \text{ kgm}$

$\overline{M}_{BE} = -\overline{M}_{EB} = \frac{q_{2,1} l_{21}^2}{12} = \frac{5423 \times 5^2}{12} = 11298 \text{ kgm}$

$\overline{M}_{EH} = \frac{q_{2,2} l_{22}^2}{12} + \frac{Q a b^2}{l_{2,2}^2} = \frac{4504 \times 7^2}{12} + \frac{3052 \times 1,90 \times 5,1^2}{7^2} = 21470 \text{ kgm}$

$\overline{M}_{HE} = -\frac{q_{2,2} l_{2,2}^2}{12} - \frac{Q b a^2}{l_{2,2}^2} = -\frac{4504 \times 7^2}{12} - \frac{3052 \times 5,1 \times 1,9^2}{7^2} = -19538 \text{ kgm}$

3°) Tableau.

	A		B		C		D			E				F	G		H			I
	AB	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	DG	ED	EB	EH	EF	FE	GD	GH	HG	HE	HI	IH
		0,215	0,215	0,570	0,274	0,726	0,559	0,042	0,395	0,040	0,537	0,583	0,040		0,654	0,346	0,257	0,486	0,257	
				+11298		+8271	-8271		+16211		-11298	+21470			-16211			-13238		
B	-1214,53	-2429,07	-2429,07	-6459,86	-1214,53						-3219,93									
C			-366,73		-1333,47	-5122,33	-2561,49													
D						-1503,29	-3006,58	-215,89	-2146,02	-112,34					-1073,01					
E				-1836,30				-136,78		-273,56	-367,461	-2613,38	-273,56	-136,78					-1380,69	
G									+5451,87						+11382,74	+5288,26	4200,13			
H												+4320,78				+2234,69	14583,33	8678,77	4583,39	2294,69
B	+301,32	+602,65	+602,65	+1837,72	+301,32						+788,86									
C			+164,67		+329,34	+873,63	+436,31													
D						-1668,41	-3326,83	-212,36	-2374,68	-121,38					-1187,30					
E				-1344,06				-100,16		-200,53	-2631,12	-1380,07	-200,53	-100,26					-360,03	
G									-362,11						-724,23	-383,15	-191,68			
H												+220,86			+117,79	+142,38	+205,96	+583,48	+295,96	+177,98
B	+127	+254,00	+254,00	+673,39	+127						+334,69									
C			+210,48		+420,97	+1115,43	+557,71													
D						-24,66	-53,23	-4,00	-38,04	-2,00					-19,02					
E				-165				-12,29		-24,58	-330,00	-255,36	-24,58	-12,29					-117,48	
G									-42,17						-84,34	-44,62	-21,31			
H												+227,77				+17,86	+35,72	+67,55	+26,72	+17,86
B	-4,89	-3,78	-9,78	-35,92	-4,89						-12,96									
C			+4,32		+8,64	+22,89	+11,44													
D						+12,02	+14,05	+4,80	+17,16	+0,9					+8,58					
E				-583				-0,43		-0,87	-11,66	-8,31	-0,87	-0,43					-4,15	
G									-8,64						-17,29	-9,15	-4,57			
H												+2,12				+1,12	+2,24	+4,24	+2,24	+1,12
B	+0,16	+0,324	+0,324	+0,86	+0,16						+0,43									

TABLEAU IV (charges verticales dans le portique ②) voir. suite.

	A		B		C		D			E			F	G		H			I	
	AB	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	DG	ED	EB	EH	EF	FE	GD	GH	HG	HE	HI	IH
		0,215	0,215	0,570	0,274	0,726	0,559	0,042	0,399	0,040	0,537	0,383	0,040		0,654	0,346	0,257	0,486	0,257	
C			-1,67		-3,34	-8,84	-4,42													
D						+8,77	+7,54	+0,56	+5,38	+0,28					+2,69					
E				-0,76				-0,05		-0,11	-1,52	-1,08	-0,11	-0,05	-			-0,54		
G									-1,24						-2,49	-1,32	-0,66			
H												+0,29			+0,15	+0,31	+0,58	+0,31	+0,15	
B	+0,26	+0,52	+0,52	+1,38	+0,26						+0,69									
C			-0,55		-1,10	-2,92	-1,46													
Moments	-790,68	-1581,36	-2170,85	+3751,61	-1369,69	+1962,65	-16188,00	-7273	+16910,52	-73839	-20182,19	+21344,2	-439,65	-249,81	-8003,67	+8003,81	+7695,63	-12679,87	+4323,62	+2461,8

TABLEAU IV (Suite)

4°) Calcul des efforts tranchants dans les deux niveaux

au niveau BEH.

$$T = \frac{M_{BC} + M_{CB}}{L_{CB}} + \frac{M_{ED} + M_{DE}}{L_{ED}} + \frac{M_{NG} + M_{GN}}{L_{NG}} \quad (\text{les valeurs des moments sont lues dans le Tableau II})$$

$$T = \frac{-2170,85 - 1369,69}{3,52} + \frac{-738 - 723,3}{3,52} + \frac{7695,63 + 8003,82}{3,52} = +2867,39 \text{ kg.}$$

au niveau AFI.

$$T = \frac{M_{AB} + M_{BA}}{L_{AB}} + \frac{M_{FE} + M_{EF}}{L_{FE}} + \frac{M_{NI} + M_{IN}}{L_{NI}} \quad (\text{idem})$$

$$T = \frac{-790,68 - 1581,36}{3,52} + \frac{-249,82 - 499,65}{3,52} + \frac{4923,62 + 2461,8}{3,52} = 1211,338 \text{ kg.}$$

de même que pour le portique 1 la somme des forces horizontales dans chaque niveau n'est pas nulle donc on est en présence de déplacements des nœuds.

comme du point de vue statique les portiques sont identiques on se permettra des mêmes Tableaux de déplacement que celui du portique 1 qui donne :

1^{er} déplacement.

au niveau BEH.

$$T = 814,09 \text{ kg.} \quad (\text{idem portique 1})$$

au niveau AFI

$$T = -176,97 \text{ kg.}$$

2^{eme} déplacement.

au niveau BEH.

$$T = -177,20 \text{ kg} \quad (\text{idem portique 1})$$

au niveau AFI

$$T = +1031,71 \text{ kg.}$$

ce qui donne le système d'équation

$$+2867,39 + 814,09 R_1 - 177,20 R_2 = 0$$

$$+1211,338 - 176,97 R_1 + 1031,71 R_2 = 0$$

$$R_1 = \frac{\begin{vmatrix} \Delta = 808545,71 \\ -2867,39 & -177,20 \\ -1211,338 & +1031,71 \end{vmatrix}}{\Delta} = \frac{-2958314,9 - 214649,09}{808545,71} = -3,924$$

$$R_2 = \frac{\begin{vmatrix} 814,09 & -2867,39 \\ -176,97 & -1211,338 \end{vmatrix}}{\Delta} = \frac{-986138,15 - 507.442}{808545,71} = -1,847$$

5°) Moments reels dans le portique 2

Voir Tableau.

	A		B		C		D		
	AB	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	DG
Nœuds fixés	-790,68	-1581,36	-2170,85	+3751,62	-1959,0	+1969,65	-1618,98	-723,3	+1631,52
1 ^{er} déplacement x = -3,924	+332,55	+785,15	-2580,77	+1782,09	-2415,22	+2413,14	+383,61	-825,74	+487,91
2 ^e déplacement x = -1,847	-1613,62	-1400,21	+403,22	+988,03	+146,15	-144,62	+17,89	-5,35	-12,36
Moments résultants	-2071,75	-2196,42	-4343,4	+6531,74	-4238,76	+4238,17	-15780,52	-1608,41	+17387,47

	E			F	G	H			I		
	ED	EB	EH	EF	FE	GD	GH	HG	HE	HI	IH
Nœuds fixés	-738,39	-20102,13	+21341,2	-433,65	-243,82	-8003,67	+8003,82	+7695,63	-12613,27	+4323,62	+2461,8
1 ^{er} déplacement x = -3,924	-856,65	+467,47	+432,78	-41,59	-20,76	+2142,87	-2145,88	-2370,41	+1478,05	+986,08	+443,06
2 ^e déplacement x = -1,847	-23,94	+202,24	+217,11	-333,11	-378,95	-158,59	+156,53	+469,45	+851,22	-1325,46	-1586,24
Moments résultants	-1618,98	-19432,42	+21991,09	-934,35	-649,53	-6012,93	+6014,67	+5794,65	-10290	+4484,24	+17318,62

effort horizontale dans chaque niveau.

au niveau BEH.
$$\frac{-4343,4 - 4238,76 - 1608,41 - 1618,98 + 6014,17 + 5794,65}{3,52} = 0,07$$

au niveau AFI
$$\frac{-2071,75 - 2196,42 - 934,35 - 649,53 + 4484,24 + 1318,62}{3,52} = 0,23$$

les efforts sont relativement nuls le pontique est bien en équilibre.

11 - Calcul des moments maximums en travée.

a) poutre CDG (2^e niveau)

travée CD $M_R = M_{DC} = -15780,52 \text{ kgm}$ $M_{R-1} = M_{C0} = -4238,17$ $q = 3370 \text{ kg/ml}$ $l_R = l_{CD} = 5 \text{ m}$

$x = \frac{l_R}{2} + \frac{M_R - M_{R-1}}{q l_R} = \frac{5}{2} + \frac{-15780,52 + 4238,17}{5 \times 3370} = 1,918 \text{ cm}$

$M_{max} = \frac{q l_R}{2} x - \frac{q x^2}{2} + \frac{M_R - M_{R-1}}{l_R} x + M_{R-1} = \frac{3370 \times 5}{2} \times 1,918 - \frac{3370 \times 1,918^2}{2} + \frac{-15780,52 + 4238,17}{5} \times 1,918 - 4238,17 = 3068,22 \text{ kgm}$

travée GD $M_R = -M_{DG} = -17387,47 \text{ kgm}$ $M_{R-1} = M_{G0} = -6012,59 \text{ kgm}$ $q = 3370 \text{ kg/ml}$ $l_R = l_{DG} = 7 \text{ m}$

$x = \frac{l}{2} + \frac{-17387,47 + 6012,59}{7 \times 3370} = 3,090 \text{ cm}$

$M_{max} = \frac{3370 \times 7}{2} \times 3,090 - \frac{3370 \times 3,090^2}{2} + \frac{-17387,47 + 6012,59}{7} \times 3,090 - 6012,59 = 12.948,786 \text{ kgm}$

b) poutre BEH (1^{er} niveau)

Travée BE $M_R = +M_{EB} = 19432,42 \text{ kgm}$ $M_{R-1} = M_{BE} = -6531,74 \text{ kgm}$ $q = 5423 \text{ kg/ml}$ $l_R = l_{BE} = 5 \text{ m}$

$x = \frac{5}{2} + \frac{19432,42 + 6531,74}{5 \times 5423} = 2,024 \text{ cm}$

$M_{max} = \frac{5423 \times 5}{2} \times 2,024 - \frac{5423 \times 2,024^2}{2} + \frac{19432,42 + 6531,74}{5} \times 2,024 - 6531,74 = 4578,58 \text{ kgm}$

Travce HE.

$$M_B = -M_{EH} = -21991,09 \text{ kgm} \quad M_{B-1} = M_{HE} = -10290 \text{ kgm} \quad q = 4504 \text{ kg/m} \quad l_k = 7 \text{ m} \quad Q = 3052 \text{ kg} \quad a = 1,90 \text{ m} \quad b = 5,10 \text{ m}$$

$$T = t + \frac{M_B - M_{B-1}}{l_k} \quad M = m + \frac{M_B - M_{B-1}}{l_k} x + M_{B-1}$$

$$t = \frac{q l_k}{2} + \frac{Q a}{l_k} - q x$$

$$T=0 \Rightarrow \frac{q l_k}{2} + \frac{Q a}{l_k} - q x + \frac{M_B - M_{B-1}}{l_k} = 0 \Rightarrow x = \frac{l_k}{2} + \frac{Q a}{l_k q} + \frac{M_{B-1} - M_B}{l_k q}$$

$$M = \left(\frac{q l_k}{2} + \frac{Q a}{l_k} \right) x - \frac{q x^2}{2} + \frac{M_{B-1} - M_B}{l_k} x + M_{B-1}$$

$$x = \frac{7}{2} + \frac{3052 \times 1,9}{7 \times 4504} + \frac{-21991,09 + 10290}{7 \times 4504} = \underline{3,312 \text{ m}}$$

$$M_{\max} = \left(\frac{4504 \times 7}{2} + \frac{3052 \times 1,9}{7} \right) 3,312 - \frac{4504 \times 3,312^2}{2} + \frac{-21991,09 + 10290,00}{7} \times 3,312 - 10290 = \underline{14484,78 \text{ kgm}}$$

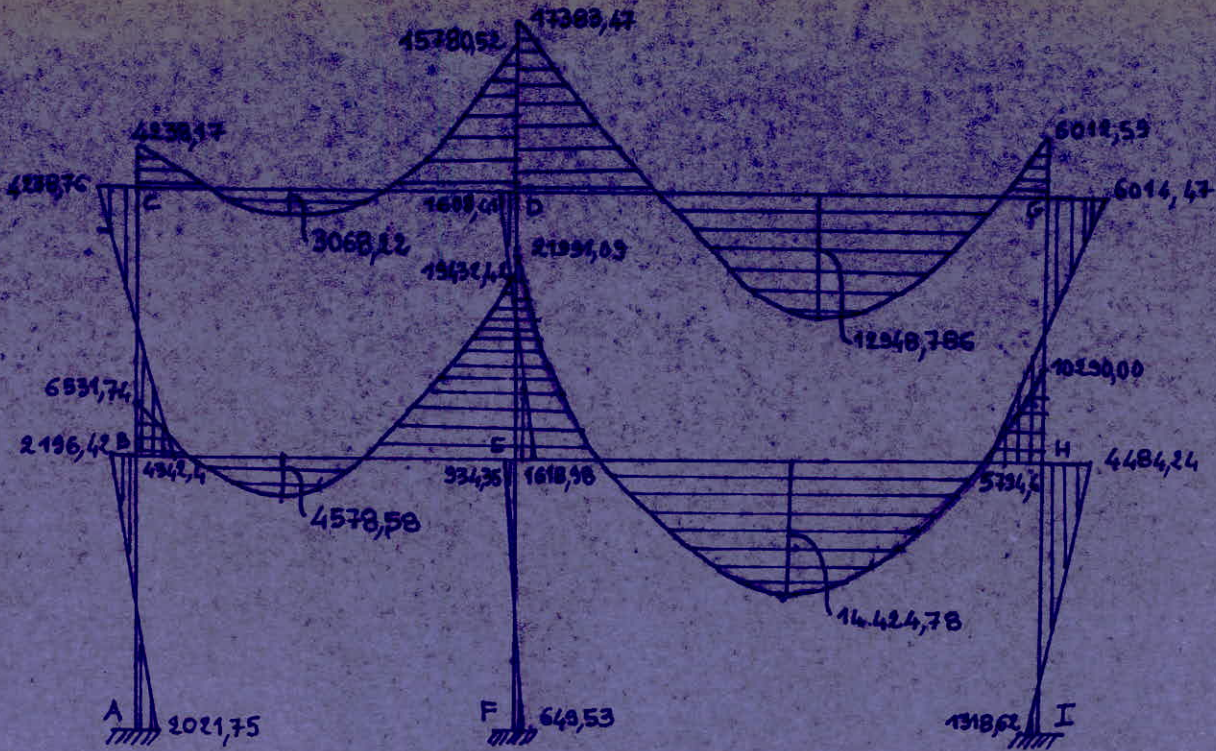
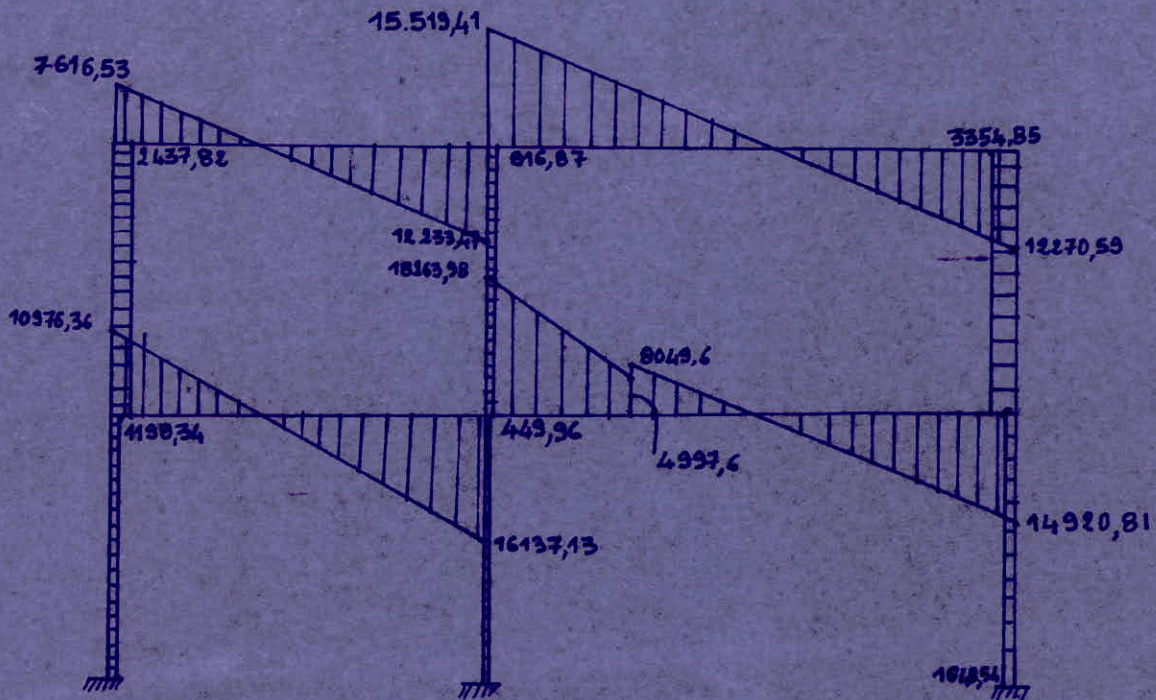
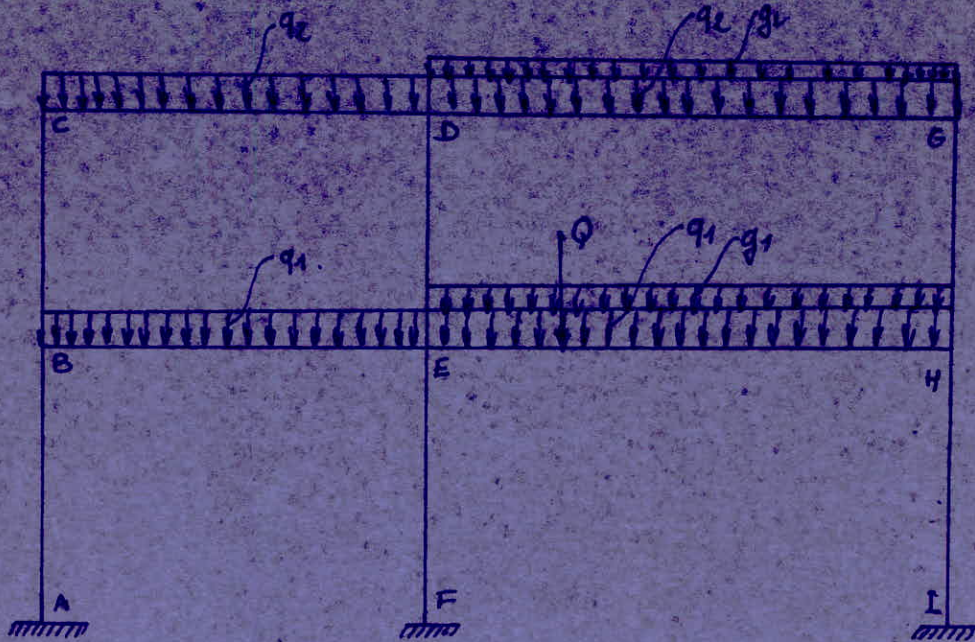


DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS



CALCUL DU PORTIQUE 1 (surcharges à droite)



$$q_1 = 438,5 \times 4,50 + 0,2 \times 0,7 \times 2500 + 0,1 \times 1600 \times 2,82 + 0,03 \times 2,82 \times 1900 = 2878,79 \text{ kg/ml}$$

$$g_1 = 1,2 \times 400 \times 4,50 = 2160 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = 444,32 \times 4,50 + 0,65 + 0,2 \times 0,7 \times 2500 = 3426 \text{ kg/ml}$$

$$g_2 = 1,2 \times 100 \times 4,50 = 540 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 3052 \text{ kg}$$

1° Calcul des moments d'encastrement parfaits.

$$\Delta \Pi_{DG} = -\Delta \Pi_{GD} = \frac{q_2 l^3}{12} + \frac{g_2 l^3}{12} = \frac{3426 \times 7^3}{12} + \frac{540 \times 7^3}{12} = 16194,5 \text{ kgm}$$

$$\Delta \Pi_{CD} = -\Delta \Pi_{DC} = \frac{q_2 l^3}{12} = \frac{3426 \times 5^3}{12} = 7137,5 \text{ kgm}$$

$$\Delta \Pi_{BE} = -\Delta \Pi_{EB} = \frac{q_1 l^3}{12} = \frac{2878,79 \times 5^3}{12} = 5997,479 \text{ kgm}$$

$$\Delta \Pi_{EH} = +\frac{q_1 l^3}{12} + \frac{g_1 l^3}{12} + \frac{Q b a^2}{l^2} = \frac{2878,79 \times 7^3}{12} + \frac{2160 \times 7^3}{12} + \frac{3052 \times 1,3 \times 5,1^2}{7^2} = 23654 \text{ kgm}$$

$$\Delta \Pi_{HE} = -\frac{q_1 l^3}{12} - \frac{g_1 l^3}{12} - \frac{Q b a^2}{l^2} = -\frac{2878,79 \times 7^3}{12} - \frac{2160 \times 7^3}{12} - \frac{3052 \times 1,3 \times 5,1^2}{7^2} = -21721,74 \text{ kgm}$$

2° Tableau.

ce tableau nous donne pour les efforts horizontaux dans chaque niveau:

au niveau BEH: $T = \frac{-349,4 - 249,7 - 119,2 - 384,5 + 8427,5 + 8760,2}{3,52} = 3889,80 \text{ kg}$

au niveau AFI: $T = \frac{+83,7 + 167,5 - 933,9 - 466,4 + 6035,2 + 3017,6}{3,52} = 2245,65 \text{ kg}$

on envisagera donc deux déplacements relatif comme dans le 1^{er} cas on aura:

1^{er} déplacement: au niveau BEH: $T = 814,09 \text{ kg}$
 au niveau AFI: $T = -176,97 \text{ kg}$

2^e déplacement: au niveau BEH: $T = -177,20 \text{ kg}$
 au niveau AFI: $T = +1031,71 \text{ kg}$

ce qui nous donne le système d'équation

au niveau BEH: $1667,00 + 816,03 h_1 - 177,20 h_2 = 0$
 au niveau AFI: $136,14 - 176,97 h_1 + 1031,71 h_2 = 0$

$\Delta = 808545,71$

$h_1 = \frac{\begin{vmatrix} -3889,8 & -177,20 \\ -2245,65 & 1031,71 \end{vmatrix}}{808545,71} = -5,455$

$h_2 = \frac{\begin{vmatrix} 816,03 & -3889,8 \\ -176,97 & -2245,65 \end{vmatrix}}{808545,71} = -3,112$

3°) moments reels dans le portique. (Tableau)

	A		B		C		D		
	AB	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	DG
Noeuds Fixes	+83,7	+167,5	-349,4	+179,2	-949,7	+951,2	-1540,1	-984,5	+1638,9
1 ^{er} déplacement $x = -5,455$	+545,7	+1091,5	-3587,6	+1793,3	-3357,5	+3354,6	+541,6	-1217,4	+678,3
2 ^e déplacement $x = -3,112$	-2735,6	-2359,2	+689,4	+1664,7	+246,2	-243,6	+39,2	-9,0	-21,8
Moments Resultants	-2106,2	-1100,2	-3247,6	+4335,2	-4861,0	+4062,2	-14830,3	-2210,9	+1706,4

	E			F	G		H			I	
	ED	EB	EH	EF	FE	GD	GH	HG	HE	HI	IH
Noeuds fixes	-119,2	-18301,3	+26426,5	-932,9	-466,4	-8430,2	+8427,5	+8740,2	-14776,2	+6035,2	-13017,6
1 ^{er} déplacement $x = -5,455$	-1491,5	+649,8	+601,6	-57,8	-28,9	+2977,8	-2983,1	-3235,3	+2054,8	+1231,8	+615,9
2 ^e déplacement $x = -3,112$	-40,3	+340,9	+365,8	-661,3	-638,6	-251,6	+263,9	-1790,9	+1434,3	-2233,2	-2671,7
Moments Resultants.	-2423,8	-17310,6	+21399,9	-1653,0	-1133,9	-5707,0	5708,3	+6235,8	-11287,1	+5073,8	+960,8

Effort horizontal dans chaque niveau.

au niveau BEH: $\frac{-3247,6 - 4061,0 - 2210,9 - 2423,8 + 5708,3 + 6235,8}{3,52} = 0,22$

au niveau AFI: $\frac{-2106,2 - 1100,2 - 1653,0 - 1133,9 + 5033,8 + 960,8}{3,52} = 0,36$

Les efforts étant relativement nuls le portique est en équilibre.

4°) Calcul des moments maximums en travée.

a) poutre CDG (2^{ème} Niveau)

travée CD $M_B = +M_{DC} = -14830,3 \text{ kgm}$ $M_{L1} = -M_{CD} = +4062,20 \text{ kgm}$ $l_2 = 5m$ $q_2 = 3426 \text{ kg/ml}$

$x = \frac{5}{2} + \frac{-14830,3 + 4062,20}{5 \times 3426} = 1,871 \text{ m}$

$M_{max} = \frac{3426 \times 5}{2} \times 1,871 - \frac{3426 \times 1,871^2}{2} + \frac{-14830,3 + 4062,20}{5} \times 1,871 - 4062,20 = 1936,894 \text{ kgm}$

	A	B		C		D			E				F	G		H			I	
	AB	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	DG	ED	EB	EH	EF	FE	GD	GH	HG	HE	HI	IH
		0,215	0,215	0,570	0,274	0,726	0,559	0,042	0,399	0,040	0,537	0,383	0,040		0,654	0,346	0,257	0,486	0,257	
				+5997,5		7137,5	-7137,5		+16195		-5997,5	+23654			-16195				-21722	
B	-644,8	-1189,6	-1289,6	-3418,5	-644,8						-1703,3									
C			-889,5		-1779	-4713,7	-2356,8													
D						-1872,9	-3745,7	-281,42	-2673,6	-140,7					-1336,8					
E-G				4244,1				-316,1	+5732,9	-632,26	-8488,1	-6053,9	-632,26	-316,1	+11465,8	+6066,0	+3033,00	-3026,9		
H-B	551,8	+1103,7	+1103,7	+2926,1	+551,8						+11463,1	+5276,9				+2790,5	+5581	10553,9	5581	+2790,5
C			+181		+362	+959,1	+479,5													
D						-1648	-3296,0	-247,6	-2352,6	-12,38					-1176,3					
E-G				-1776,4				-132,3	-527,8	-264,6	-3552,9	-2534,0	-264,6	-132,3	-1055,7	-558,5	-279,2	-12,67		
H-B	+171,5	+343,0	+343,0	+909,4	+171,5						+454,7	+3758				+198,7	+397,4	+751,5	+397,4	+198,7
C		+	+202,2		+404,5	+1071,9	+536													
D						+34,7	+69,4	+5,2	+49,5	+2,6					+24,8					
E-G				-223,7				-16,6	-73,9	-33,3	-447,4	-319,1	-33,3	-16,6	-147,3	-78,3	-39,1	-159,5		
H-B	+2,3	+4,6	+4,6	+12,2	+2,3						+6,1	+48,2				+25,5	+51,0	+96,5	+51,0	+25,5
C			-5,1		-10,1	-26,9	-13,4													
D						+29,0	+58,1	+4,3	+41,4	+2,1					20,7					
E-G				-151				-1,1	-15,1	-2,2	-30,3	-21,6	-2,2	-1,1	-30,2	-16	-80	-10,8		
H-B	+2,1	+4,3	+4,3	+11,5	+2,1						+5,7	+4,5				+2,4	+4,8	+9,1	+4,8	+2,4
C			-4,3		-8,5	-22,6	-11,3													
D						+7,7	+15,4	+1,2	+11,0	+0,6					+5,5					
E-G				-29				-0,2	-2,6	-0,4	-5,8	-4,1	-0,4	-0,2	-5,2	-2,7	-1,4	-2,1		
H-B	+0,8	+1,5	+1,5	+4,1	+0,8						+2,0	+0,9				+0,5	+1,0	+1,7	+1,0	+0,5
C			-1,2		-2,3	-6,2	-3,1													
D						+1,6	+3,3	+0,2	+2,3	+0,1										
E-G				-0,8				-0,1	-0,6	-0,1	-1,6	-1,1	-0,1	-0,1	-1,1	-0,6	-0,3	-0,6		
Moments	+83,7	+167,5	-349,4	+179,2	-949,7	+951,2	-15402,1	-984,5	+16385,9	-1192	-18301,3	20426,5	-9329	-466,4	+8430,2	+8427,5	+8740,2	+14769	+60352	+3017,6

TABLEAU V (charges verticales surcharges à droites)

travée DG

$$M_R = -M_{OG} = -17.042,40 \text{ kgm} \quad M_{R-1} = +M_{GO} = -5707,00 \text{ kgm} \quad l_B = 7 \text{ m} \quad q = 3970 \text{ kg/ml}$$

$$x = \frac{7}{2} + \frac{-17.042,40 + 5707,00}{7 \times 3970} = 3,092 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \frac{3970 \times 7}{2} \times 3,092 - \frac{3970 \times 3,092^2}{2} + \frac{-17.042,40 + 5707,00}{7} \times 3,092 = 5707,00 = +13.271,81 \text{ kg/ml}$$

b) potre BEH (1^{er} niveau)

travée BE

$$M_R = +M_{EB} = -17.310,60 \text{ kgm} \quad M_{R-1} = -M_{BE} = -4335,20 \text{ kgm} \quad l = 5 \text{ m} \quad q = 2878,79$$

$$x = \frac{5}{2} - \frac{17.310,60 + 4335,20}{5 \times 2878,79} = 1,598 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \frac{2878,79 \times 5}{2} \times 1,598 - \frac{2878,79 \times 1,598^2}{2} + \frac{-17.310,60 + 4335,20}{5} \times 1,598 - 4335,20 = -657 \text{ kgm}$$

travée HE

$$M_R = -M_{EH} = -21.393,90 \text{ kgm} \quad M_{R-1} = +M_{HE} = -11287,10 \text{ kgm} \quad l = 7 \text{ m} \quad q = 5038,79 \text{ kg/ml} \quad Q = 3052 \text{ kg}$$

$$a = 1,30 \text{ m} \quad b = 5,70 \text{ m}$$

$$x = \frac{7}{2} + \frac{3052 \times 1,3}{7 \times 5038,79} + \frac{-21.393,90 + 11287,10}{7 \times 5038,79} = 3,377 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \frac{5038,79 \times 3,377 \times 7}{2} - \frac{5038,79 \times 3,377^2}{2} + \frac{-21.393,90 + 11.287,10}{7} \times 3,377 - 11287,10 + \frac{3052 \times 1,3}{7} \times 3,377 = 17.459,07 \text{ kgm}$$

DIAGRAMME DES MOMENTS (Surcharges à droite)

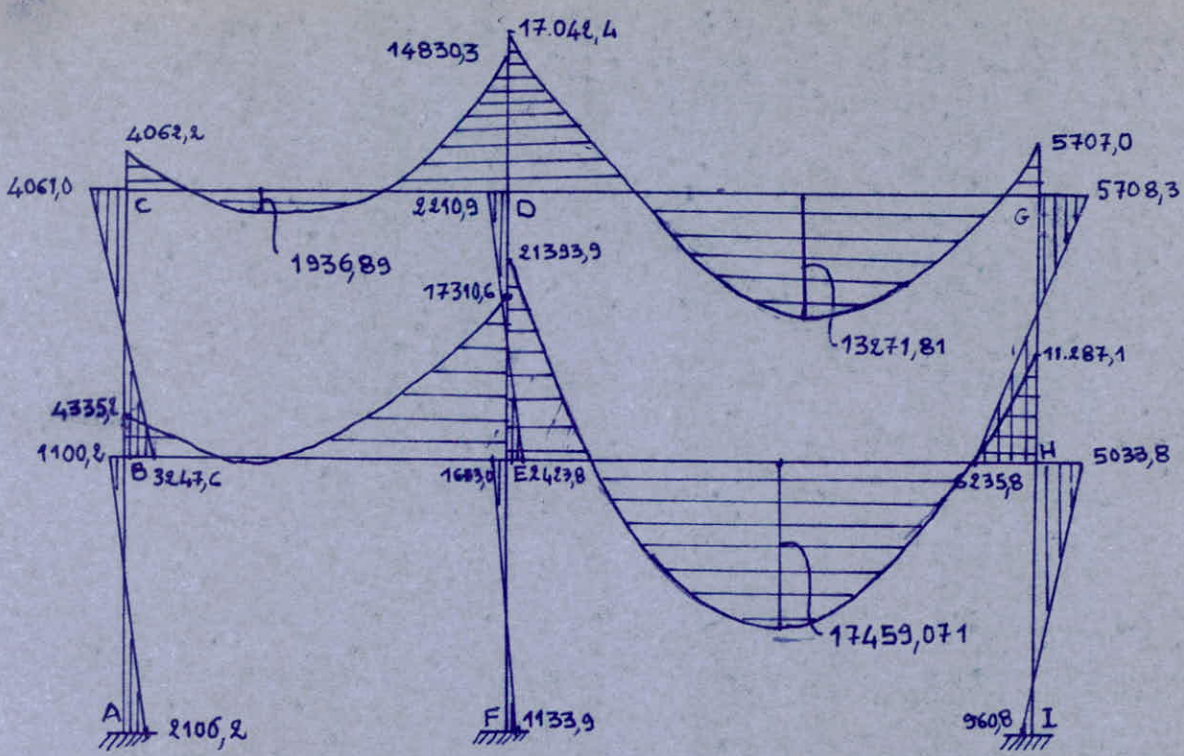
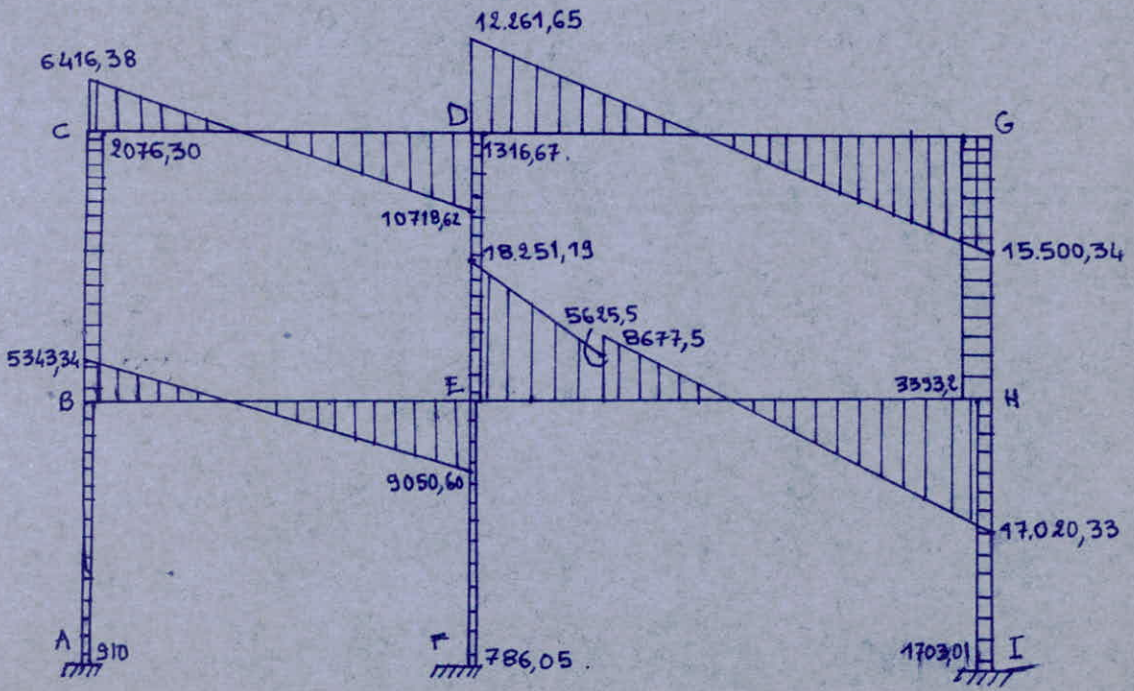
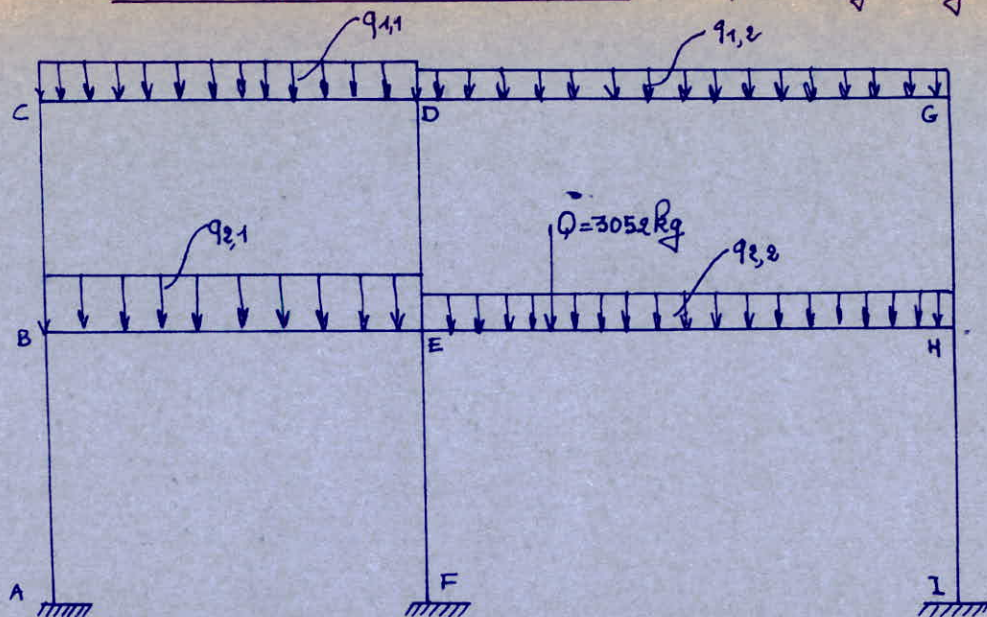


DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS





1°) charges et surcharge

$$q_{1,1} = 3970 \text{ kg/ml}$$

$$q_{2,1} = 5423 \text{ kg/ml}$$

$$q_{2,2} = 438,5 \cdot 0,65 \times 4,50 + 0,2 \times 0,7 \times 2500 = 3386 \text{ kg/ml}$$

$$q_{1,2} = 3426 \text{ kg/ml}$$

2°) Moments d'encastrement Parfait.

$$M_{CD} = -M_{DC} = \frac{q_{1,1} l_{1,1}^2}{12} = \frac{3970 \times 5^2}{12} = 8271 \text{ kgm}$$

$$M_{DG} = -M_{GD} = \frac{q_{1,2} l_{1,2}^2}{12} = \frac{3426 \times 7^2}{12} = 13989,5 \text{ kgm}$$

$$M_{BE} = -M_{EB} = \frac{q_{2,1} l_{2,1}^2}{12} = \frac{5423 \times 5^2}{12} = 11.298 \text{ kgm}$$

$$M_{EH} = \frac{q_{2,2} l_{2,2}^2}{12} + \frac{Qab^2}{l_{2,2}^2} = 16904,59 \text{ kgm}$$

$$M_{HE} = -\frac{q_{2,2} l_{2,2}^2}{12} - \frac{Qba^2}{l_{2,2}^2} = -14.973 \text{ kgm}$$

3°) Tableau.

ce tableau nous donne pour les efforts tranchants dans chaque niveau.

Niveau BEH. $T = \frac{-2604,75 - 2322,26 - 474,25 - 424,04 + 6572,85 + 5942,01}{3,52} = +1899,30 \text{ kg}$

Niveau AFI. $T = \frac{-961,32 - 1922,66 - 249,22 - 124,61 + 3540,78 + 1770,38}{3,52} = +583,33 \text{ kg}$

on a donc de la même manière deux déplacements relatifs Δ_1 et Δ_2

1^{er} déplacement. au niveau BEH. $T = 814,09 \text{ kg}$ 2^{eme} déplacement au niveau BEH. $T = -177,20 \text{ kg}$
 au niveau AFI $T = -176,97 \text{ kg}$ au niveau AFI $T = +1031,71 \text{ kg}$

	A		B		C		D			E			F	G		H			I	
	AB	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	DG	ED	EB	EH	EF	FE	GD	GH	HG	HE	HI	IH
		0,215	0,215	0,570	0,274	0,720	0,559	0,042	0,399	0,040	0,537	0,387	0,040		0,654	0,346	0,257	0,486	0,257	
				+112,98		+182,71	-82,71		+1398,5		-112,98	+1690,13			-1398,5			-149,73		
B	-1214,53	-2429,07	-2429,07	6439,86	-1214,53															
C			-966,73		-1933,47	-5122,93	-2561,50													
D						-882,38	-1764,76	-132,59	-1259,64	-66,29					-629,82					
E-G				-622,91				-46,40	+4780,51	-92,80	-1215,82	-897,82	-92,80	-46,40	+9561,05	+5058,28	+2529,14	-448,91		
H-B	+170,88	+341,77	+341,77	+906,09	+170,88						+453,04	+3132,94				+1656,72	+3313,44	+6265,88	+3313,44	+1656,72
C			+97,47		+194,951	+516,55	+258,27													
D						-1395,37	-2790,74	-209,68	-1991,95	-104,84					-995,98					
E-G				-934,68				-69,62	-216,06	-139,24	-1869,37	-1347,20	-139,24	-69,62	-432,12	-228,61	-114,31	-673,60		
H-B	90,00	+180,00	+180,00	+477,20	90,00						+238,60	+191,46				+1101,24	+202,49	+382,92	+202,49	+1101,24
C			+178,83		+357,67	+947,70	+473,85													
D						-52,59	-105,18	-7,90	-75,08	-3,95					-37,54					
E-G				-114,41				-8,52	-20,83	-17,04	-228,82	-164,90	-17,04	-8,52	-41,66	-22,04	-11,02	-82,45		
H-B	-6,92	-13,85	-13,85	-36,71	-6,92						-18,36	+22,71				+12,02	+24,02	+45,42	+24,02	+12,01
C			+8,15		+16,30	+43,20	+21,60													
D						+2,16	+4,33	+0,32	+3,09	+0,16					+1,54					
E-G				-1,21				-0,09	-4,43	-0,18	-2,42	-1,74	-0,18	-0,09	-8,87	-4,69	-2,34	-0,87		
H-B	-0,74	-1,49	-1,49	-3,96	-0,74						-1,98	+0,78				+0,41	+0,82	+1,56	+0,82	+0,41
C			-0,19		-0,39	-1,03	-0,51													
D						+1,40	+2,81	+0,21	+2,00	+0,10					+1,00					
E				+0,29				+0,02		+0,04	+0,59	+0,42	+0,04	+0,02				+0,21		
G									-0,46						-0,92	-0,48	-0,24			
H											-0,03	+0,01				+0,00	+0,01	+0,014	+0,01	+0,00
B	-0,01	-0,02	-0,02	-0,06	-0,01															
Moments	-961,32	-1922,64	-2604,75	+4527,78	-2326,26	+2327,65	-14.732,84	-474,25	+15.206,65	-424,04	-17.192,5	+17.840,85	-249,22	-124,61	-6572,84	+6572,85	+5942,01	-9487,83	+3540,78	1770,38

TABLEAU

(portique 2. Surcharges à gauche)

4°) Détermination des coefficients k_1 et k_2

au niveau BEH. $1899,30 + 814,03 k_1 - 177,20 k_2 = 0$

au niveau AFI $+583,33 - 176,97 k_1 + 1031,71 k_2 = 0$

$$\Delta = 808545,71$$

$$k_1 = \frac{\begin{vmatrix} -1899,30 & -177,20 \\ -583,33 & +1031,71 \end{vmatrix}}{808545,71} = -2,551$$

$$k_2 = \frac{\begin{vmatrix} 814,03 & -1899,30 \\ -176,97 & -583,33 \end{vmatrix}}{808545,71} = -1,003$$

5°) moments reels dans le portique. (Tableau).

	A		B		C		D		
	AB	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	DG
Noeuds Fixes	-961,32	-1922,66	-2604,75	+4527,78	-2326,26	+2327,65	-14732,84	-476,25	+15206,65
1 ^{er} déplacement $\times -2,551$	+255,20	+510,42	-1677,76	+1165,04	-1570,14	+1568,79	+253,29	-569,33	+317,19
2 ^e déplacement $\times -1,003$	-881,69	-760,37	+223,22	+536,54	+79,37	-7853	+9,71	-2,91	-7,04
Moments resultants	-1587,81	-2172,61	-4060,29	+6229,36	-3817,03	+3817,91	-14469,84	-1046,49	+15516,80

	E				F	G		H			I
	ED	EB	EH	EF	FE	GD	GH	HG	HE	HI	IH
Noeuds Fixes	-424,04	-17192,50	+17040,85	-249,22	-124,61	-6572,84	+6572,85	+5942,01	-9482,83	+3540,78	+1779,38
1 ^{er} déplacement $\times -2,551$	-556,91	+303,90	+281,35	-27,04	-13,49	+1392,56	-1395,03	-1521,01	+960,88	+576,04	+288,03
2 ^e déplacement $\times -1,003$	-12,99	+109,83	+117,90	-213,48	-205,78	-81,79	+85,00	+254,92	+462,25	-719,78	-861,39
Moments resultants	-993,94	-16778,77	+18240,10	-489,74	-343,88	-5262,07	+5262,82	+4655,92	-8059,70	+3397,04	+1197,02

effort horizontal dans chaque niveau.

au niveau BEH.
$$\frac{-4060,29 - 3817,03 - 1046,49 - 993,94 + 5262,82 + 4655,92}{3,52} = 0,281$$

au niveau AFI
$$\frac{-1587,81 - 2172,61 - 489,74 - 343,88 + 3397,04 + 1197,02}{3,52} = 0,0056$$

les efforts étant nuls le système est en équilibre.

6°) Calcul des moments maximums en travée.

1°) poutre CDG

a) Travée CD

$M_{R-1} = -3817,91 \text{ kgm}$ $M_R = -14469,84 \text{ kgm}$ $l_R = 5 \text{ m}$ $q_1 = 3970 \text{ kg/ml}$

$$x = \frac{5}{2} + \frac{-14469,84 + 3817,91}{5 \times 3970} = 1,963 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \frac{3970 \times 5}{2} \times 1,963 - \frac{3970 \times 1,963^2}{2} + \frac{-14469,84 + 3817,91}{5} \times 1,963 - 3817,91 = 3563,94 \text{ kgm}$$

b) Travée DG

$M_{R-1} = -5262,07 \text{ kgm}$ $M_R = -15516,80 \text{ kgm}$ $l_R = 7 \text{ m}$ $q_2 = 3426 \text{ kg/ml}$

$$x = \frac{7}{2} + \frac{-15516,80 + 5262,07}{7 \times 3426} = 3,072 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \frac{3426 \times 7}{2} \times 3,072 - \frac{3426 \times 3,072^2}{2} + \frac{-15516,80 + 5262,07}{7} \times 3,072 - 5262,07 = +10908,02 \text{ kgm}$$

2° poutre . BEH.

a) travée BE

$$M_{B-1} = -6229,36 \text{ kgm} \quad M_B = -16778,7 \text{ kgm} \quad q_{21} = 5423 \text{ kg/ml} \quad l_B = 5 \text{ m}$$

$$x = \frac{5}{2} + \frac{-16778,70 + 6229,36}{5 \times 5423} = \underline{\underline{2,110 \text{ m}}}$$

$$M_{\max} = \frac{5423 \times 5}{2} \times 2,110 - \frac{5423 \times 2,110^2}{2} + \frac{-16778,70 + 6229,36}{5} \times 2,110 - 6229,36 = \underline{\underline{5853,27 \text{ kgm}}}$$

b) travée EH.

$$M_{B-1} = -8059,70 \text{ kgm} \quad M_B = -18240,10 \text{ kgm} \quad l_B = 7 \text{ m} \quad q_{22} = 3386 \text{ kg/ml} \quad Q = 3052 \text{ kg}$$

$$a = 1,9 \text{ m} \quad b = 5,10 \text{ m}$$

$$x = \frac{7}{2} + \frac{3052 \times 1,9}{7 \times 3386} - \frac{18240,10 + 8059,70}{7 \times 3386} = \underline{\underline{3,315 \text{ m}}}$$

$$M_{\max} = \left(\frac{3386 \times 7}{2} + \frac{3052 \times 1,9}{7} \right) 3,315 - \frac{3386 \times 3,315^2}{2} + \frac{-18240,10 + 8059,70}{7} \times 3,315 - 8059,70 = \underline{\underline{10546,608 \text{ kgm}}}$$

DIAGRAMME DES MOMENTS

(PORTIQUE 2 : surcharge à gauche)

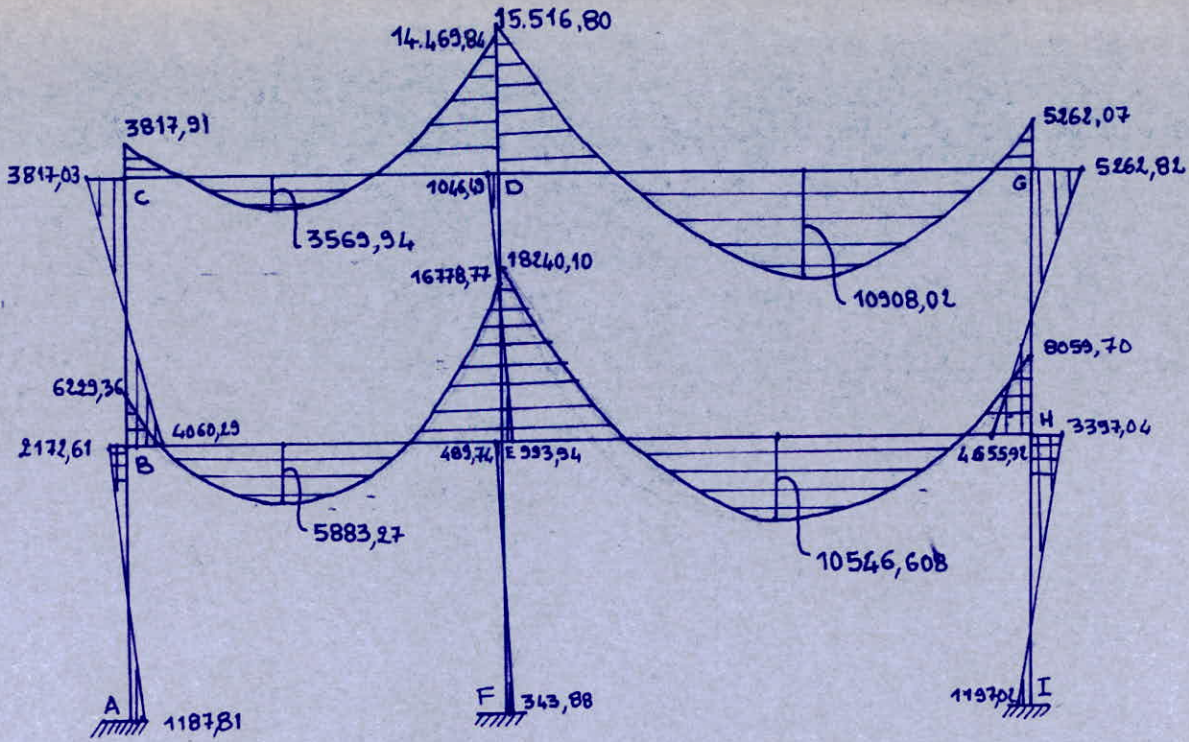
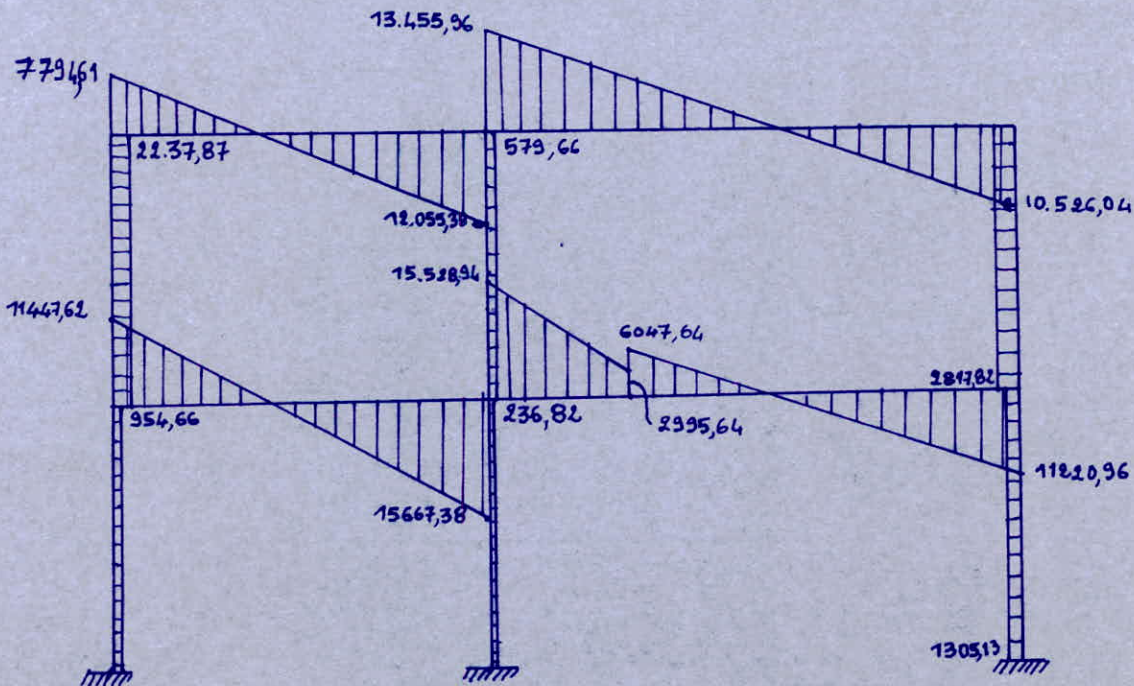


DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS



SEISME

I Description Generale.

Batiment sans vide sanitaire, Rez de chaussée, 1er étage situé dans une zone de faible sismicité.

Le Batiment est contreventé dans le sens transversal par 6 portiques de 3 poteaux chacun et dans le sens longitudinal par 3 portique de 6 poteaux chacun

II Calculs préliminaire.

1° Descente des charges

a) Plancher Terrasse.

charges permanentes: $444,32 \times 0,65 [12,70 \times 22,70 + 1,46 \times 7,4] = 20450 \text{ kg}$
 Acrotère: $150 [12,70 + 22,70] \times 2 = 10620 \text{ kg}$.

Surcharges $100 \times [12,70 \times 22,70 + 1,46 \times 7,4] = 29916 \text{ kg}$.

d'où le poids total soumis à l'action sismique.

$$W_T = P + \frac{S}{5} = 20450 + 10620 + \frac{29916}{5} = 221104,69 \text{ kg}$$

$W_T = 221105 \text{ kg}$

b) Plancher courant.

charges permanentes $\left[\frac{285,025 + 75}{0,65} \right] [12,70 \times 22,70 + 6,8 \times 1,46] = 153630 \text{ kg}$.

murs extérieurs $0,7 \times 1400 \left[(4,30 \times 10 + 1,46 \times 2) \times 0,20 \times 2,82 + 6,60 \times 0,20 \times 2,82 \right] = 29030 \text{ kg}$
ouverture

haut vent. $730 \times 9,20 \times 2,33 = 15650 \text{ kg}$.

Poteaux: $0,2 \times 0,7 \times 2500 \times 2,82 \times 18 = 11430 \text{ kg}$.

poutres: $0,2 \times 0,7 \times 2500 [24,23 \times 2 + 22,70 + 12,70 \times 6] = 51580 \text{ kg}$.

Surcharges $400 \times [12 \times 22 + 1,46 \times 6,8] + 100 \times 9,20 \times 2,33 = 111800 \text{ kg}$.

d'où le poids total soumis à l'action sismique.

$$W_c = P + \frac{S}{5} = 261320 + \frac{111800}{5} = 284.000 \text{ kg}$$

$W_c = 284.000 \text{ kg}$

2°/ Stabilité. d'ensemble.

Calcul des coefficients sismique.

- coefficient α : coefficient d'intensité. La construction est située dans une zone de faible sismicité

$\alpha = 0,5$

- coefficient S: coefficient de fondation:

pour le cas de petites superficies sur terrain de consistance moyen on a:

$S = 1,15$

- δ : coefficient de distribution

La répartition de ce coefficient suivant la hauteur à été supposée triangulaire. Cette supposition se justifie par le fait que la rigidité des portiques est constante par la hauteur et que la distribution des charges n'est marquée par aucune anomalie.

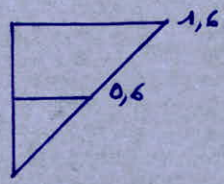
$\delta_r = \frac{3r}{2n+1} = \frac{3r}{5}$

n: nombre de plancher = 2

r: rang du plancher compte à partir de la base

$\delta_1 = \frac{3}{5} = 0,6$

$\delta_2 = \frac{6}{5} = 1,2$



= β : coefficient de réponse.

pour un amortissement normal. $\beta = \frac{0,065}{\sqrt{T}}$

T période du mode fondamental.

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

H hauteur de la construction

L dimension en plan de la construction dans la direction considérée)

Sens longitudinal.

$T_L = 0,09 \times \frac{7,59}{\sqrt{22,70}} = 0,143$

$L = 22,70 \text{ m}$

$H = 7,59 \text{ m}$

$T_T = 0,09 \times \frac{7,59}{\sqrt{12,70}} = 0,192$

$L = l = 12,70 \text{ m}$

$\beta_L = \frac{0,065}{\sqrt{0,143}} = 0,1243$

$\beta_T = \frac{0,065}{\sqrt{0,192}} = 0,1127$

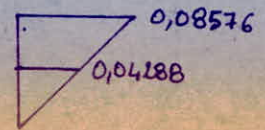
3°/ Coefficient sismiques

Sens longitudinal

$\sigma_L(r) = \alpha \beta_L \delta(r) S = 0,5 \times 1,15 \times \frac{3}{5} r \times 0,1243 = 0,04288r$

$\sigma_L(1) = 0,04288$

$\sigma_L(2) = 0,08576$

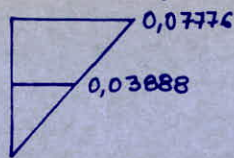


Sens transversal.

$$\sigma_T(r) = \alpha \beta_T \gamma(r) \delta = 0,5 \times 0,1127 \times 1,15 \times \frac{3}{5} r = 0,03888 r$$

$$\sigma_T(1) = 0,03888$$

$$\sigma_T(2) = 0,07776$$

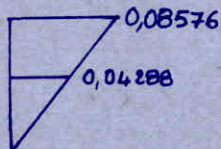


Sens vertical.

$$\sigma_V(r) = \max(\sigma_L(r); \sigma_T(r)) = \sigma_L(r)$$

$$\sigma_V(1) = 0,04288$$

$$\sigma_V(2) = 0,08576$$



III Efforts dans les portiques

a) Efforts horizontal pour chaque niveau.

• dans le sens longitudinal.

$$F_L(r) = \sigma_L(r) \cdot W(r)$$

$$F_L(1) = 0,04288 \times 284.000 = 12178 \text{ kg.}$$

$$F_L(2) = 0,08576 \times 221.105 = 18962 \text{ kg.}$$

• dans le sens transversal.

$$F_T(r) = \sigma_T(r) \cdot W(r)$$

$$F_T(1) = 0,03888 \times 284.000 = 11.042 \text{ kg.}$$

$$F_T(2) = 0,07776 \times 221.105 = 17194 \text{ kg.}$$

b) Efforts verticaux.

$$F_{T1} = F_{L1} = 12178 \text{ kg}$$

$$F_{T2} = F_{L2} = 18962 \text{ kg.}$$

IV Torsion.

les sollicitations en torsion, peut à considérer si le bâtiment présente une forme trop allongé

c'est à dire si $\frac{l_x}{l_y} > 2,5$.

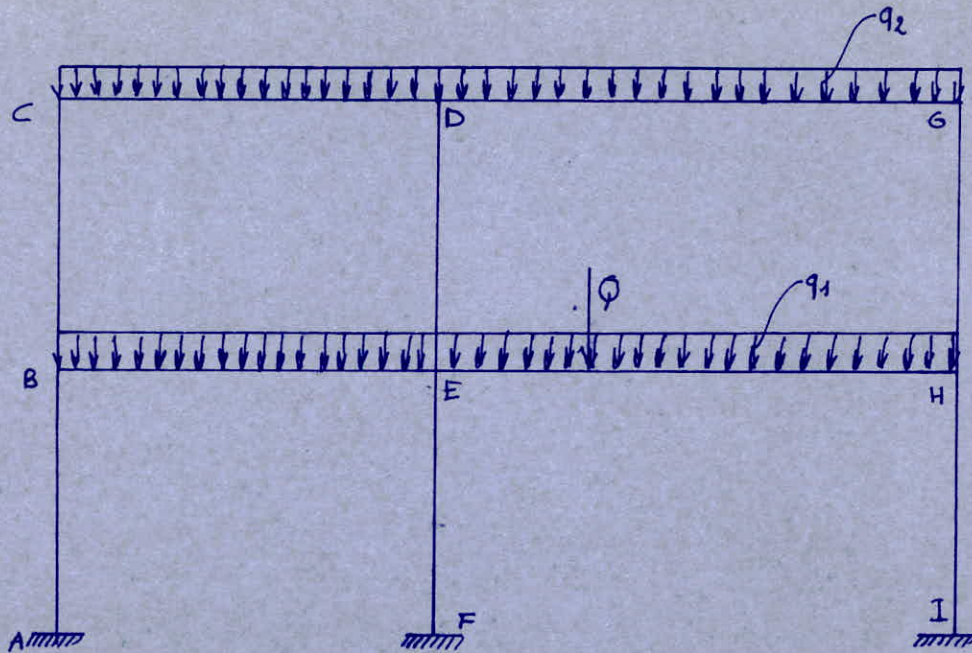
dans notre cas $l_x = 22,70 \text{ m.}$ $l_y = 12,70 \text{ m.}$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{22,70}{12,70} = 1,78 < 2,5$$

on ne tiendra donc pas compte de la torsion.

CALCUL DU PORTIQUE 1

(pour l'effet du seisme descendant)



Effort verticaux dus au seisme $F_{v1} = 12178 \text{ kg}$ $F_{v2} = 18962 \text{ kg}$.
 comme nous avons 6 portique identiques l'effort vertical revenant à chaque portique est de

$$F_{v1p} = \frac{12178}{6} = 2030 \text{ kg} \quad F_{v2p} = \frac{18962}{6} = 3160 \text{ kg}$$

en repartissant par formes par une longueur de 12m (dimension du portique)

$$F_{v1p} = \frac{2030}{12} = 170 \text{ kg/ml} \quad F_{v2p} = \frac{3160}{12} = 264 \text{ kg/ml}$$

ce qui donne pour les charge \$q_1\$ et \$q_2\$.

$$q_1 = P_1 + S_1 + F_{v1p} \quad (S_1 \text{ surcharge non ponderée})$$

$$q_1 = (438,5 \times 4,50 + 0,2 \times 0,7 \times 2500 + 0,1 \times 2,82 \times 1400 + 0,03 \times 2,82 \times 1900) + 400 \times 4,50 + 170 = 4848,44 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = P_2 + S_2 + F_{v2p} \quad (S_2 \text{ surcharge non ponderée})$$

$$q_2 = (444,32 + 0,65 \times 4,50 + 0,2 \times 0,7 \times 2500) + (100 \times 4,50) + 264 = 4139,42 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 0,1 \times 1400 \times 4,40 \times 3,28 + 0,03 \times 4,40 \times 3,28 \times 1900 = 2843,10 \text{ kg}$$

1°) Moments d'encastrement Parfait

$$\overline{M}_{CD} = -\overline{M}_{DC} = \frac{q_2 l^3}{12} = \frac{4139,42 \times 5^3}{12} = 8623,79 \text{ kgm}$$

$$\overline{M}_{DG} = -\overline{M}_{GD} = \frac{q_2 l^3}{12} = \frac{4139,42 \times 7^3}{12} = 16902,63 \text{ kgm}$$

$$\overline{M}_{BE} = -\overline{M}_{EB} = \frac{q_1 l^3}{12} = \frac{4848,44 \times 5^3}{12} = 10.100,91 \text{ kgm}$$

$$\overline{M}_{EH} = \frac{q_1 l^3}{12} + \frac{Q a b^2}{l^2} = \frac{4848,44 \times 7^3}{12} + \frac{2843,10 \times 5,1 \times 1,90^2}{7^2} = 22265,21 \text{ kgm}$$

$$\overline{M}_{HE} = -\frac{q_1 l^3}{12} - \frac{Q b a^2}{l^2} = -\frac{4848,44 \times 7^3}{12} - \frac{2843,10 \times 1,9 \times 5,1^2}{7^2} = -20866,04 \text{ kgm}$$

2°) Tableau

A	B			C		D			E			F	G		H			I	
AB	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	DG	ED	EB	EH	EF	FE	GD	GH	HG	HE	HI	IH
	0,215	0,215	0,570	0,274	0,726	0,559	0,042	0,399	0,040	0,537	0,383	0,040		0,654	0,346	0,257	0,486	0,257	
			10.100,91		+823,79	-8623,79		+16902,63		-10100,91	+22665,21			-16902,63			-20866,04		
B	-1085,84	-2171,69	-2171,69	-5757,50	-1085,84					-2878,75									
C			-1032,69		-2065,39	-5472,55	-2736,27												
D					-1549,14	-3098,29	-231,78	-2211,48	-116,36					-1105,74					
E			-2569,32				-191,38		-382,76	-5138,64	-3664,98	-382,76	-191,38				-1832,43		
G								+5888,73						+11777,47	+6230,89	+3115,15			
H											+4750,68				+2516,42	+5032,85	+9573,37	+5032,85	+2516,42
B	+387,21	+774,43	+774,43	+2053,14	+387,21					+1026,57									
C			+159,189		+318,37	+843,56	+421,78												
D					-1710,235	-3420,53	-257,00	-2441,53	-128,5					-1220,76					
E			-1518,83				-113,13		-226,27	-3034,67	-2166,53	-226,27	-113,13				-1083,26		
G								-423,68						-847,36	-448,30	-224,15			
H											+3177,0			+168,00	+336,00	+635,40	+336,00	+168,00	
B	+146,16	+292,32	+292,32	+774,99	+146,16					+387,50									
C			+214,28		+428,57	+1135,56	+567,78												
D					-8,65	-17,31	-1,30	-12,36	-0,65					-6,18					
E							-14,09		-28,18	-378,34	-269,84	-28,18	-14,09				-134,92		
G								-52,91						-105,83	-55,99	-27,99			
H											+33,58			+20,93	+41,87	+79,17	+41,87	+20,93	
B	-2,7	-5,40	-5,40	-14,31	-2,7					-7,16									
C			-1,55		+3,11	+8,24	+4,12												
D					+17,57	+35,15	+2,64	+25,09	+1,32					+12,54					
E			-9,06				-0,67		-1,35	-18,12	-12,92	-1,35	-0,67				-6,46		
G								-10,94						-21,89	-11,58	-5,79			
H											+2,97				+1,57	+3,15	+5,95	+3,15	+1,57
B	+0,80	+1,61	+1,61	+4,28	+0,80					+2,14									

TABLEAU VI (seisme verticale descendant)

	A		B			C		D			E				F	G		H			I
	AB	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	DG	ED	EB	EH	EF	FE	GD	GH	HG	HE	HI	IH	
		0,215	0,215	0,570	0,274	0,726	0,559	0,042	0,399	0,040	0,537	0,383	0,040		0,654	0,346	0,257	0,486	0,257		
C			-2,29		-4,59	-12,17	-6,08														
D						+4,94	+9,89	+0,74	+7,06	+0,37					+3,53						
E				-1,47				-0,11		-0,22	-2,94	-2,10	-0,22	-0,11						-1,05	
G									-1,66						-3,33	-1,76	-0,88				
H												+0,47			+0,25	+0,49	+0,94	+0,49	+0,25	+0,25	
B	+0,40	+0,81	+0,81	+2,14	+0,40						+1,07										
C			-0,73		-1,46	-3,88	-1,94														
D						+1,03	+2,07	+0,16	+1,48	+0,08					+0,74						
E				-0,43				-0,03		-0,06	-0,87	-0,62	-0,06	-0,03						-0,31	
G									-0,32						-0,65	-0,34	+0,17				
H												+0,11			+0,06	+0,12	+0,23	+0,12	+0,12	+0,06	
B	+0,12	+0,25	+0,25	+0,66	+0,12																
C			-0,15		-0,31	-0,83	-0,42														
D						+0,21	+0,43	+0,03	+0,31	+0,01					+0,15						
E				-0,12				-0,01		-0,02	-0,24	-0,17	-0,02	-0,01						-0,08	
G									-0,07						-0,14	-0,07	-0,03				
H												+0,03			+0,01	+0,03	+0,05	+0,03	+0,01	+0,01	
Moments	-553,83	-1107,67	-1768,51	+2875,81	-1875,55	+1877,38	-16863,47	-806,94	+17670,35	-882,62	-20146,03	+21667,51	-638,86	-319,42	-8420,08	+8420,08	+8270,35	-13685,5	+5414,51	+2707,24	

TABLEAU VI suite

le tableau nous donne pour l'effort tranchant dans chaque niveau

au niveau BEH. $T = \frac{-1768,51 - 1875,55}{3,52} + \frac{-806,94 - 882,62}{3,52} + \frac{8420,08 + 8270,95}{3,52} = 3226,536 \text{ kg}$

au niveau AFI : $T = \frac{-553,85 - 1107,67}{3,52} + \frac{-638,86 - 319,42}{3,52} + \frac{5414,51 + 2707,27}{3,52} = 1563,0625 \text{ kg}$

nous somme donc en presence de déplacements des nœuds de la même manière que dans le cas des sollicitations du 1^{er} genre on aura 2 déplacements relatifs qui donnerai de la même manière des effort horizontal pour chaque niveau de :

1^{er} déplacement.

au Niveau BEH $T = 814,09 \text{ kg}$
 au Niveau AFI $T = -176,97 \text{ kg}$

2^{em}e déplacement

au niveau BEH $T = -177,20 \text{ kg}$
 au niveau AFI $T = +1031,71 \text{ kg}$

d'où le système d'équations

$$\begin{cases} 3226,536 + 814,09 R_1 - 177,20 R_2 = 0 \\ 1563,0625 - 176,97 R_1 + 1031,71 R_2 = 0 \end{cases}$$

$$R_1 = \frac{\begin{vmatrix} -3226,536 & -177,20 \\ -1563,0625 & +1031,71 \end{vmatrix}}{808545,71} = -4,459$$

$$R_2 = \frac{\begin{vmatrix} 814,09 & -3226,536 \\ -176,97 & -1563,0625 \end{vmatrix}}{808545,71} = -2,280$$

ce qui donne les tableaux ci dessous pour les moments joints dans le portique.

	A		B		C		D		
	AB	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	DG
Nœuds fixés	-553,83	-1107,67	-1768,51	+2875,55	-1875,55	+1877,38	-16863,47	-806,94	+17670,75
1 ^{er} déplacement $\times -4,459$	+446,07	+892,20	-2932,64	+2036,42	-2744,51	+2742,15	+442,73	-995,16	+554,43
2 ^{em} e déplacement $\times -2,280$	-2004,25	-1728,47	+505,15	+1219,66	+180,41	-178,52	+22,05	-6,61	-16,00
Moments Resultants	-2112,01	-1943,94	-4196	+6131,63	-4439,65	+4441,01	-16398,65	-1808,74	+18209,18

	E				F	G		H			I
	ED	EB	EH	EF	FE	GD	GH	HG	HE	HI	IH
Nœuds fixés	-882,62	-20146,03	+21667,59	-638,86	-319,42	-8420,08	+8420,08	+8270,95	-13685,5	+5414,51	+2707,24
1 ^{er} déplacement $\times -4,459$	-373,44	+531,20	+491,78	-47,26	-23,59	+2434,12	-2438,44	-2693,59	+1679,57	+1006,88	+503,46
2 ^{em} e déplacement $\times -2,280$	-29,55	+249,66	+268,01	-485,27	-467,78	-186,39	+193,23	+579,48	+1050,78	-1636,19	-1958,11
Moments Resultants	-1885,61	-19365,17	+22427,8	-1171,39	-810,79	-6472,35	+6174,87	+6156,84	-10955,15	+4785,2	+1252,59

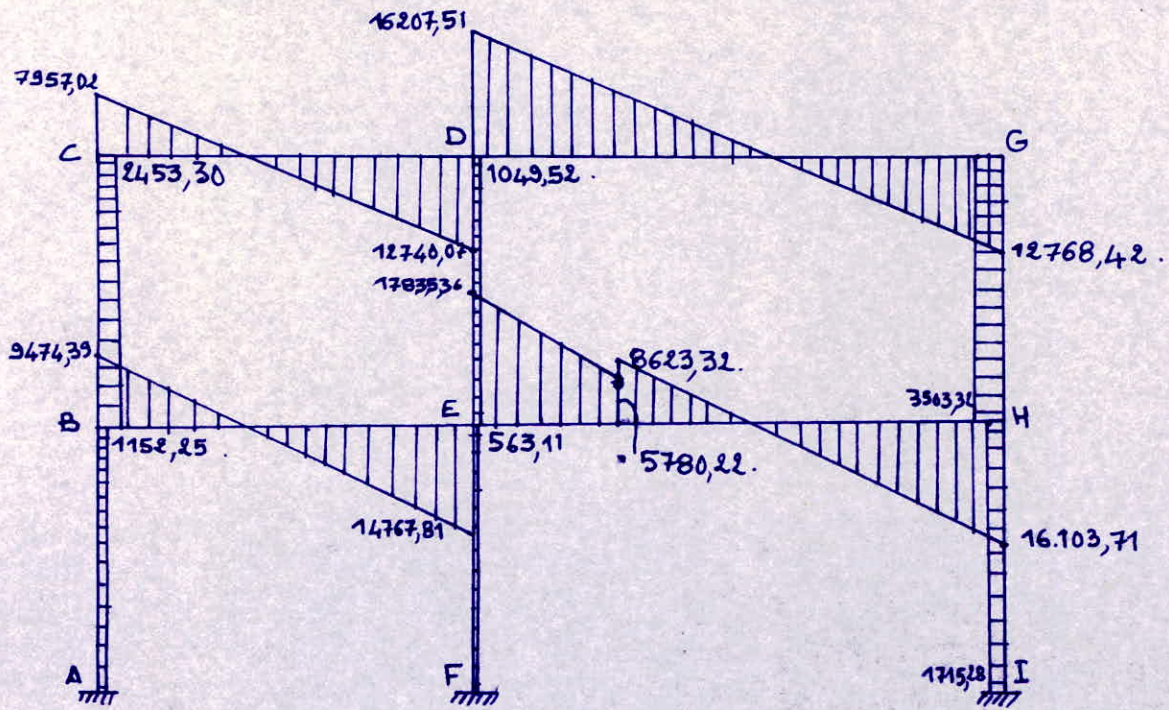
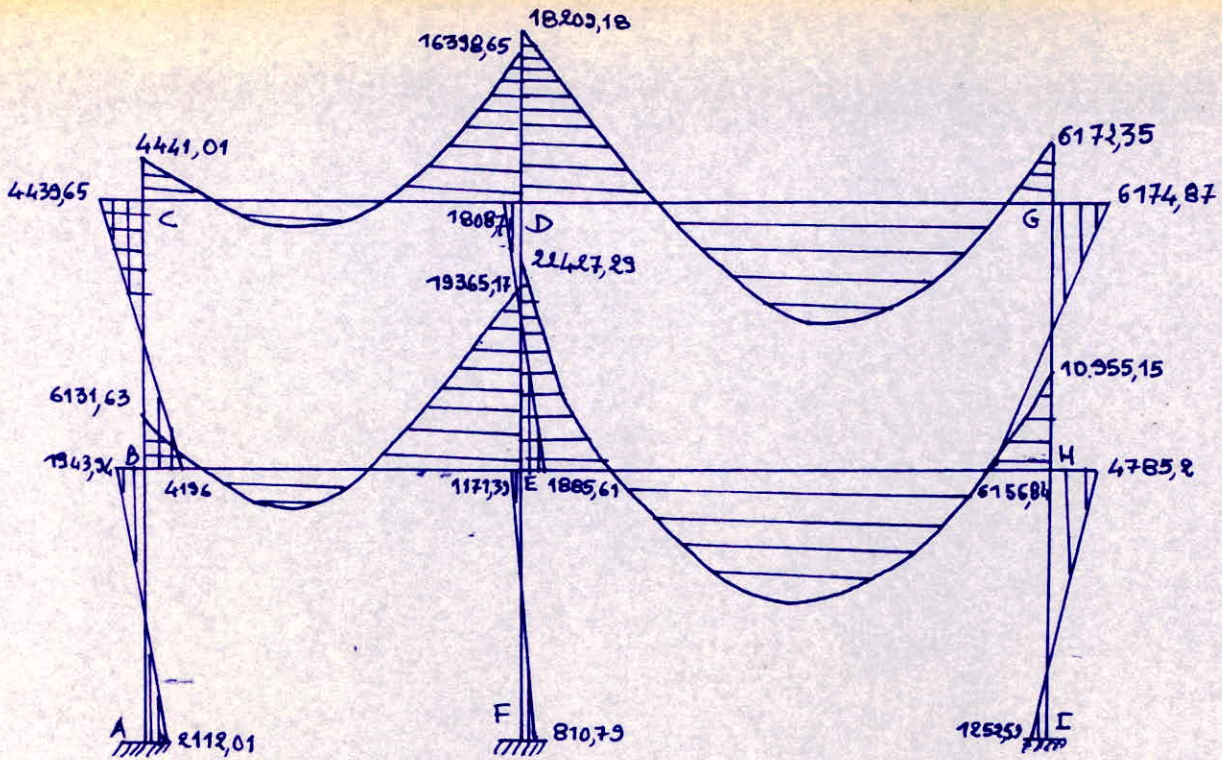
Effort horizontal dans chaque niveau.

au niveau BEH. $\frac{-4196 - 4439,65 - 1808,71 - 1885,61 + 6174,87 + 6156,84}{3,52} = 0,49$

au niveau AFI $\frac{-2112,01 - 1943,94 - 1171,39 - 810,79 + 4785,2 + 1252,59}{3,52} = -0,09$

les efforts étant relativement nuls le système est en équilibre.

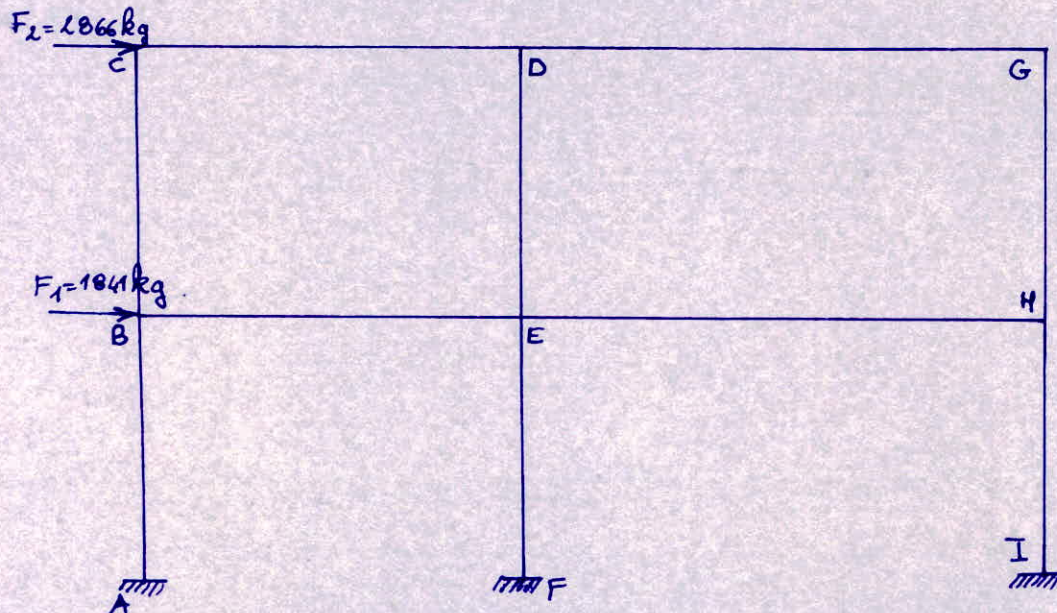
DIAGRAMME DES MOMENTS (P+S+SI ↓)



CALCUL DU PORTIQUE - 1

sous l'effet du Seisme horizontal.

on a: dans le sens transversal des effort horizontaux prismiques $F_{T,1} = 11042 \text{ kg}$ et $F_{T,2} = 17194 \text{ kg}$.
 comme les 6 portiques composant le bâtiment sont identiques. les forces effectives dues au
 seisme horizontal sont $F_1 = \frac{F_{T,1}}{6} = \frac{11042}{6} = 1840,33 \text{ kg}$ et $F_2 = \frac{F_{T,2}}{6} = \frac{17194}{6} = 2865,66 \text{ kg}$
 on retiendra: $F_1 = 1841 \text{ kg}$ et $F_2 = 2866 \text{ kg}$.



Comme les forces sont appliquées aux noeuds les moments d'encastrement parfaits sont nuls et donc les moments agissant dans le portiques sont dus uniquement au déplacement des noeuds. il nous suffit de calculer simplement les coefficients de proportionnalité R_1 et R_2 , en se servant des deux déplacements déjà étudié (TABLEAU), et tirer les moments réels dans le portique.

1er déplacement.

au niveau BEH. $T = +814,03 \text{ kg}$
 au niveau AFI $T = -176,97 \text{ kg}$.

2e déplacement.

au niveau BEH. $T = -177,20 \text{ kg}$
 au niveau AFI $T = +1031,71 \text{ kg}$

d'où le système d'équation

au niveau BEH $-2866 + 814,03 R_1 - 177,20 R_2 = 0$
 au niveau AFI $-2866 - 1841 - 176,97 R_1 + 1031,71 R_2 = 0 \Rightarrow \begin{cases} 814,03 R_1 - 177,20 R_2 = +2866 \\ -176,97 R_1 + 1031,71 R_2 = +4707 \end{cases}$

$\Delta = 88545,71$
 $R_1 = \frac{\begin{vmatrix} 2866 & -177,20 \\ 4707 & +1031,71 \end{vmatrix}}{88545,71} = +4,688$

$R_2 = \frac{\begin{vmatrix} 814,03 & 2866 \\ -176,97 & 4707 \end{vmatrix}}{88545,71} = +5,366$

ce qui nous donne pour les moments réels dans le portique. (voir Tableau)

	A		B		C		D		
	AB	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	DG
1 ^{er} déplacement x 4,688	-468,98	-938,02	+3083,25	-2141,00	+2885,44	-2882,98	-465,47	+1046,26	-583,90
2 ^{em} e déplacement x 5,366	+4317,03	+4067,96	-1188,89	-2870,49	-424,61	+420,16	-51,99	+15,56	+37,66
Moments resultants	+4248,05	+3129,94	+1894,36	-5011,49	+2460,85	-2462,82	-517,46	+1061,82	-545,24

	E				F	G		H			I
	ED	EB	EH	EF	FE	GD	GH	HG	HE	HI	IH
1 ^{er} déplacement x 4,688	+1023,33	-558,48	-517,04	+49,69	+24,80	-2550,14	+2563,68	+2831,93	-1745,83	-1058,60	-529,32
2 ^{em} e déplacement x 5,366	+69,54	-587,60	-630,77	+1142,10	+1100,94	+438,67	-454,77	-1363,82	-2473,02	+3850,8	+4608,43
Moments resultants	+1092,87	-1146,08	-1147,81	+1191,79	+1125,74	-2120,47	+2108,91	+1468,11	-4238,85	+2792,20	+4079,11

d'où la somme des forces horizontales dans chaque niveau.

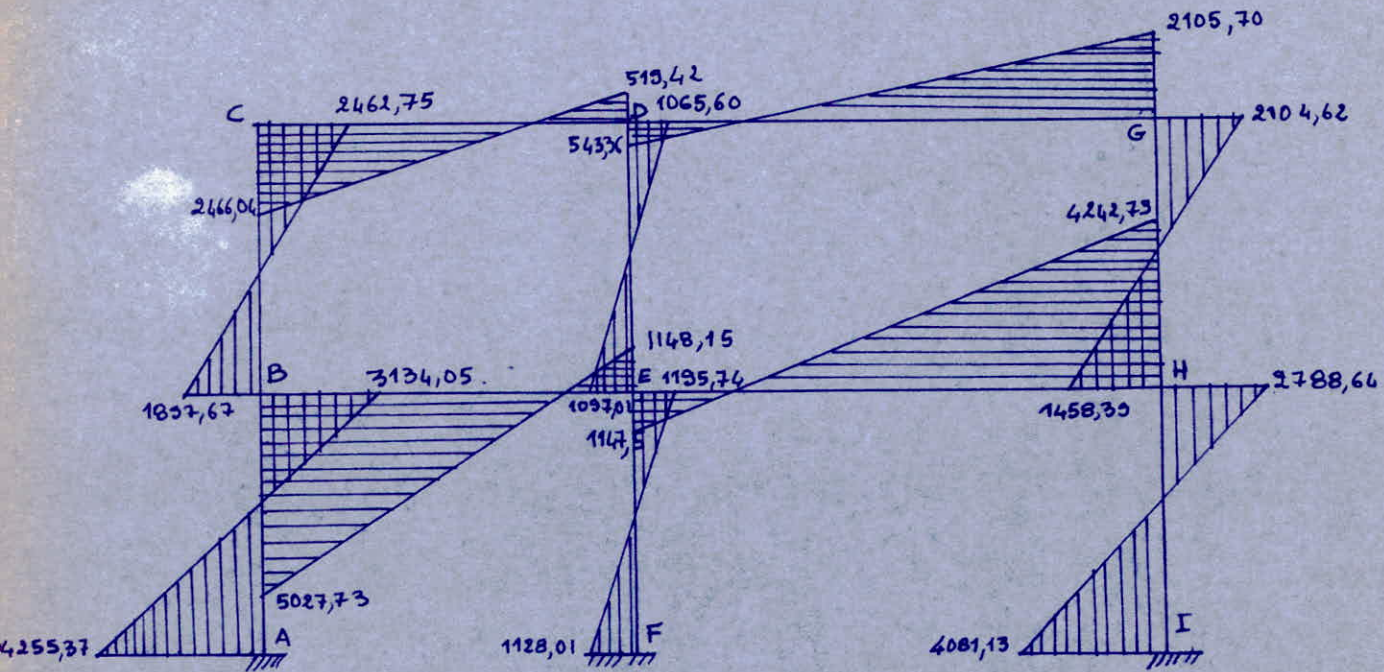
$$\text{Niveau BEH} \quad -2866 + \frac{1894,36 + 2460,85 + 1061,82 + 1092,87 + 2108,91 + 1468,11}{3,52} = 0,3978$$

$$\text{Niveau AFI} \quad -4707 + \frac{4248,05 + 3129,94 + 1191,79 + 1125,74 + 2792,20 + 4079,11}{3,52} = 0,5143$$

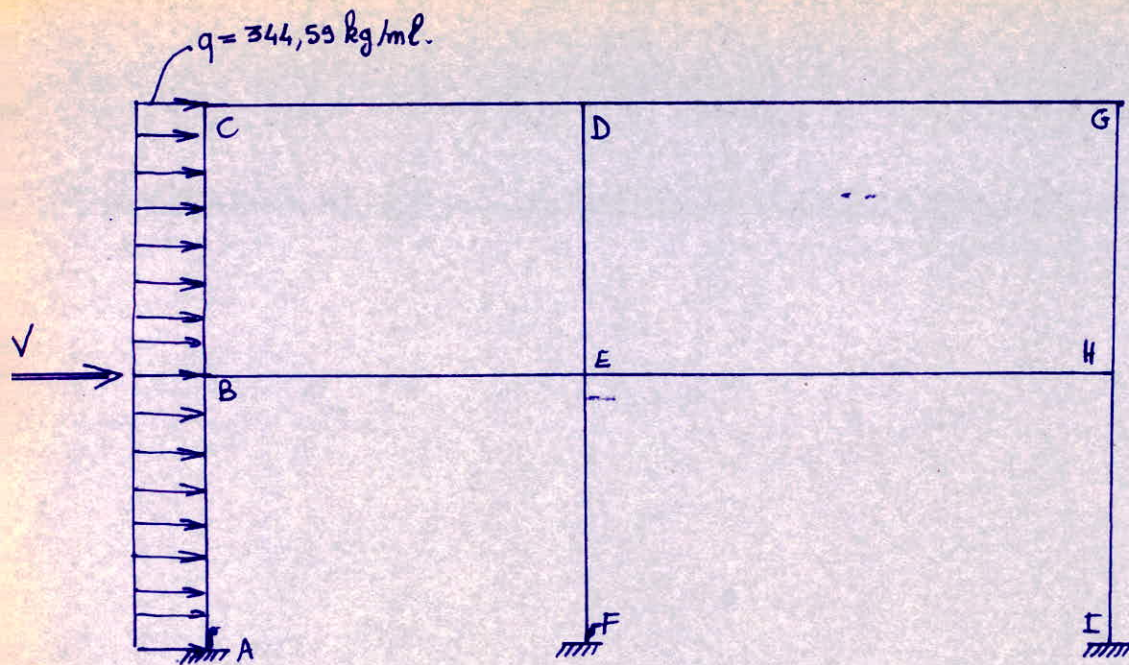
les efforts étant relativement nuls le portique est bien en équilibre.

DIAGRAMME DES MOMENTS

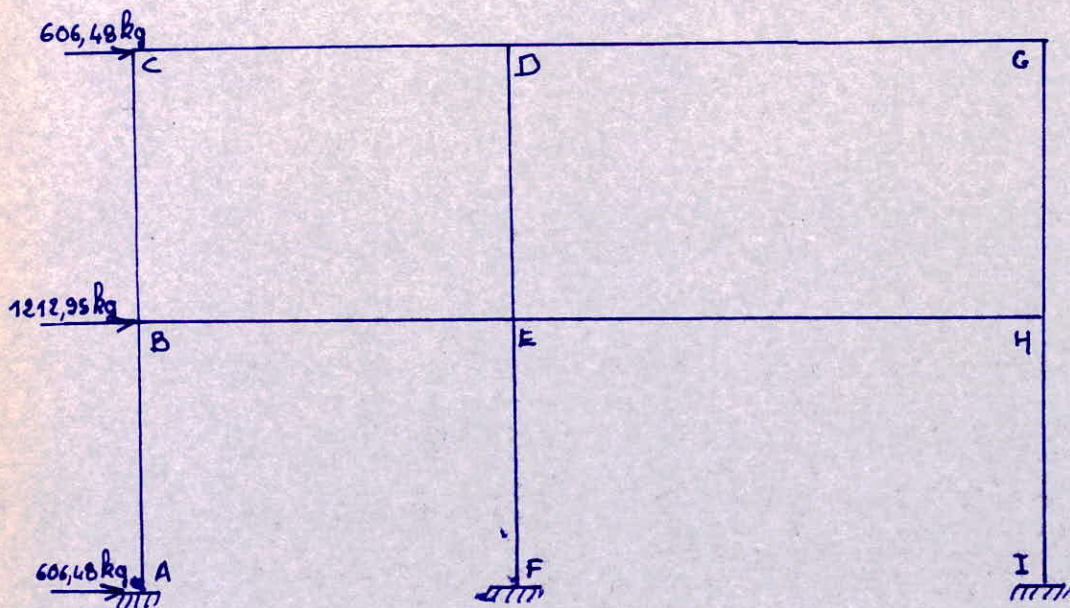
(sisme horizontale)



— ETUDE AU VENT —



si on concentre les forces au nœuds on aura:



les efforts dus au vent sont nettement inférieurs à ceux dus au séisme horizontal.
 pour les sollicitations du second genre nous ne prenons pas en considération l'effet du vent.

_____ FERRAILLAGE DU PORTIQUE _____

ET DES POUTRES LONGITUDINALES _____

4°) Ancrage des barres

on prendra un ancrage droit pour les barres inférieures. Les barres sont ancrées totalement.

$$c \gg \frac{2T}{b_0 \sigma'_{b_0}} = \frac{2 \times 7692,706}{20 \times 68,5} = 5,61 \text{ cm}$$

c: distance de l'appui à l'ancrage: on prendra $c = 10 \text{ cm}$.

5°) Armatures transversales

$$T_{\max} = 12.233,47 \text{ kg}$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b_0} = \frac{12.233,47}{20 \times \frac{7}{8} \times 66} = 10,59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 1 - \frac{\sigma_b}{9\sqrt{\sigma_b}} = 1 - \frac{10,59}{9 \times 3,3} = 0,8005 > \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_a = \rho \sigma_{en} = 0,8005 \times 2200 = 1761,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{e} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 0,2 \times 66 = 13,2 \text{ cm} \\ k \left(1 - \frac{0,3 \sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 66 \left(1 - \frac{0,3 \times 10,59}{5,9} \right) = 30,46 \text{ cm} \end{array} \right. = 30,46 \text{ cm}$$

$$t = \frac{A t_3 \bar{\sigma}_a}{T}$$

en prenant un cadre et deux épingle de diamètre 8 on a: $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{2,01 \times 7/8 \cdot 66 \times 1761,7}{12.233,47} = 14,36 \text{ cm}$$

on prendra $t = 13 \text{ cm}$. pour la repartition des cadres on se servira de la suite de caquot: $3 \times 13, 3 \times$

6°) Verification de la fleche

CCBA art 61,21

il n'est pas utile de faire la verification de la fleche si les conditions suivantes sont verifiees.

$$\frac{R_f}{e} > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \quad \sigma_{en} \text{ exprimer en bars} \quad \sigma_{en} = 4120 \text{ bars} \quad \frac{43}{\sigma_{en}} = 0,010$$

$$\frac{R_f}{e} > \frac{1}{16}$$

$$M_t = 3569 \text{ kgm} \quad M_0 = \frac{3970 \times 5^2}{8} = 12.406,25 \text{ kgm} \quad \frac{M_t}{M_0} = 0,3$$

$$\frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = 0,028$$

$$\frac{R_f}{e} = \frac{70}{500} = 0,14 > 0,028 \quad \text{verifiee.}$$

$$\frac{1}{10} = 0,062$$

$$\frac{R_f}{e} = 0,14 > \frac{1}{16} = 0,062 \quad \text{verifiee.}$$

$$\frac{A}{b_0 h} = \frac{4,52}{20 \times 66} = 0,003 < \frac{43}{\sigma_{en}} = 0,010 \quad \text{verifiee.}$$

les 3 conditions etant verifiee la verification de la fleche n'est pas necessaire.

B. 2^{ème} travée.

M_D = 17434,8 kgm. M_E = 6018,17 kgm en travée M_{max} = 13271,81 kg/ml.

1) Ferrure Plage

- en chapeau. c'est à dire en D. on a: M_D = 17434,8 kgm.

μ = (15 M) / (σ_a b h²) = (15 x 17434,80) / (2800 x 20 x 66²) = 0,1072. E = 0,8705. R = 23,6 = k

σ'_b = (σ_a) / R = 2800 / 23,6 = 118,64 kg/cm² < σ_b = 137 kg/cm²

A = (M) / (σ_a E R) = (1743480) / (2800 x 0,8705 x 66) = 10,83 cm²

on prendra: 6T16 A = 12,06 cm².

- en poutre M_E = 6018,17 kgm.

μ = (15 M) / (σ_a b h²) = (15 x 6018,17) / (2800 x 20 x 66²) = 0,0370. E = 0,9178. R = 45,8

σ'_b = (2800) / R = 2800 / 45,8 = 61,13 kg/cm² < σ_b

A = (M) / (σ_a E R) = (601817) / (2800 x 0,9178 x 66) = 3,548 cm² on prendra: 4T12 A = 4,52 cm².

- en travée.

M_{max} = 13.271,81 kgm.

μ = (15 M) / (σ_a b h²) = (15 x 13271,81) / (2800 x 20 x 66²) = 0,0816. E = 0,8843. R = 28,2

σ'_b = (σ_a) / R = 2800 / 28,2 = 99,29 kg/cm² < σ_b

A = (M) / (σ_a E R) = (13271,81) / (2800 x 0,8843 x 66) = 8,12 cm² on prendra: 4T16 + 2T8 A = 9,04 cm².

2) verification de la contrainte de fissuration

k = 1,5 . 10⁶. ϕ = 16 mm.

γ = 1,6.

ω_f = (9,04) / (20 x 10) = 0,0452.

σ₁ = 1,5 . 10⁶ x 1,6 x (1/16) x (0,0452) / (1 + 0,452) = 4669,2 kg/cm²

σ₂ = √1,6 x 1770 = 2238,89 kg/cm².

σ₀ = 2800 kg/cm² max (σ₁, σ₂) = σ₁ = 4669,2 kg/cm² la condition est verifiée.

3) condition aux appuis

armatures inferieurs: on a 4T16 à l'appui => A = 8,04 cm²

A σ_a = 8,04 x 2800 = 22512 kg T + (M) / (z) = (155259) / (7/8 x 66) = 5118,48 kg

$$A\bar{\sigma}_a = 22.512 \text{ kg} \quad T + \frac{M}{Z} = 5118,48 \text{ kg}$$

la condition à l'affai est vérifiée.

4°) ancrage.

les barres sont ancrées totalement. $T_{\max} = 15.525,9 \text{ kg}$

$$c \geq \frac{2T}{b_0 \sigma_{Tb_0}} = \frac{2 \times 15.525,9}{20 \times 68,5} = 22,66 \text{ cm}$$

soit $c = 25 \text{ cm}$.

5°) Armatures transversales

$$T = 15525,9 \text{ kg}$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b_0} = \frac{15525,9}{20 \times \frac{7}{8} \times 66} = 13,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 1 - \frac{\sigma_b}{\sigma_{cb}} = 1 - \frac{13,44}{9 \times 5,9} = 0,747 > \frac{2}{3}$$

$$\sigma_{at} = \rho \sigma_{en} = 0,747 \times 2200 = 1643,55 \text{ kg/cm}^2$$

en prenant pour les armatures transversales 1 cadre et 2 étriers de diamètre 8 mm :

$$E = h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sigma_{cb}}\right) = 20,89 \text{ cm}$$

$$t = \frac{A_t \sigma_{at}}{T} = \frac{3 \times 7 \times 1643,55 \times 66}{8 \times 15525,9} = 18,33 \text{ cm}$$

on prendra $t = 16 \text{ cm}$ pour le premier espacement et on se servira par la suite de la répartition de caquot 3×16 .

6°) fleche

$$\frac{R_f}{e} > \frac{1}{10} \frac{M_f}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} = 0,010$$

$$\frac{R_f}{e} > \frac{1}{16} = 0,062$$

$$\frac{R_f}{e} = \frac{70}{700} = 0,10 > \frac{1}{16} = 0,062 \text{ vérifiée}$$

$$M_f = 13271,81 \text{ kgm} \quad M_0 = \frac{3570 \times 7^2}{8} = 24.316,25$$

$$\frac{M_f}{M_0} \approx 0,6$$

$$\frac{1}{10} \frac{M_f}{M_0} = 0,06$$

$$\frac{R_f}{e} = 0,10 > \frac{1}{10} \frac{M_f}{M_0} = 0,06 \text{ vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 h} = \frac{9,04}{20 \times 66} = 0,0068 \leq 0,010 \text{ vérifiée} \quad \text{les conditions de fleche sont vérifiées il est inutile de faire}$$

un calcul de fleche

Calcul de la poutre BEH appellation. IP1 (1^{er} niveau)

les moments maximums au appuis de cette poutre pont: respectivement.

$$M_B = 6531,74 \text{ kgm} \quad M_E = 24.072,13 \text{ kgm} \quad M_H = 11664,33 \text{ kgm}.$$

A- 1^{er} travée. (travée. BE)

ei $M_B = 6531,74 \text{ kgm}$ en travée. $M_{max} = 5883,27 \text{ kgm}$.

1^o) fermeture.

en travée: on fera le calcul pour $M = M_B = 6531,74 \text{ kgm}$ et on adoptera le meme fermetage en B aussi bien qu'en travée.

$$M = 6531,74 \text{ kgm} \quad \mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a b R^2} = \frac{15 \cdot 6531,74 \cdot 10^2}{2800 \times 20 \times 66^2} = 0,0401 \quad \begin{matrix} \nearrow E = 0,3150 \\ \searrow R = 44,4 \end{matrix}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{44,4} = 63,06 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E R} = \frac{6531,74}{2800 \times 0,3150 \times 66} = 3,86 \text{ cm}^2. \quad \text{on prendra } 4T12. \quad A = 4,52 \text{ cm}^2.$$

2^o) condition au appuis

$$A = 4,52 \text{ cm}^2 \quad A \bar{\sigma}_a = 4,52 \times 2800 = 12656 \text{ kg/cm}^2.$$

$$T + \frac{M}{z} = 11447,62 - \frac{5229,26}{7/8 \times 66} = 660,85 \text{ kg}. \quad A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z} \quad \text{verifier.}$$

3^o) Armatures transversales

$$T_{max} = 16.137,13 \text{ kg}.$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b z} = \frac{16137,13}{20 \times \frac{7}{8} \times 66} = 13,97 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\rho = 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{fb}} = 1 - \frac{13,97}{2 \times 5,9} = 0,737. > \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho \sigma_{ten} = 0,737 \times 2200 = 1621,20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{e} = h \left(1 - \frac{0,3 \bar{\sigma}_b}{\sigma_b}\right) = 66 \left(1 - \frac{0,3 \times 13,97}{5,9}\right) = 19,11 \text{ cm}$$

en prenant 1 cadre et deux epingles $\phi 8$.

$$t = \frac{A t_3 \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{301 \times 7/8 \times 66 \times 1621,20}{16.137,13} = 11,66 \text{ cm}.$$

on prendra $t = 11 \text{ cm}$ pour le premier espacement
 $3 \times 11. 3 \times 12$ etc...

les verifications à la fissuration et de fleches ne sont pas necessaire puisque elles ont ete faites dans le cas de la poutre IP1 premiere travée. qui est pensiblement identique à la poutre IP1 1^{er} travée.

B. 2^{ème} travée.

M_E = 24.072,13 kgm M_H = 11664,33 kgm en travée M_{max} = 17459,071 kgm

1^{er} Ferailage.

en chapeau.

M_E = 24072,13 kgm.

$\mu = \frac{15M}{\sigma_{ab} b h^2} = \frac{15 \times 24.072,13}{2800 \times 20 \times 66^2} = 0,1480$ $\begin{matrix} E = 0,8532 \\ R = 19,0 \end{matrix}$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{R} = \frac{2800}{19,0} = 146,36 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

les armatures comprimées sont nécessaires

pour $R = \frac{2800}{137} = 20,437$ $\xrightarrow{\text{Tableau 5 (charbon) Annexe}}$ $\mu' = 0,1819$ $\alpha = 0,4237$ $\bar{w} = 1,038$

$M_0 = \mu' b h^2 \bar{\sigma}'_b = 0,1819 \times 20 \times 66^2 \times 137 = 21.71056,5360 \text{ kgcm}$
 $\Delta M = M - M_0 = 24072,13 - 2171056,5360 = 23.6156,6 \text{ kgcm}$

$\sigma'_a = \frac{15(d - d')}{\alpha R} \frac{M}{b} = \frac{15(0,4237 - \frac{4}{66})}{0,4237} \times 137 = 1761,082 \text{ kg/cm}^2$

$A' = \frac{\Delta M}{(R - d') \sigma'_a} = \frac{236.156,6}{(66 - 4) 1761,082} = 2,16 \text{ cm}^2$ soit 2T16

$A = \frac{\bar{w} b h}{100} - \frac{\Delta M}{(R - d') \bar{\sigma}_a} = \frac{1,038 \times 20 \times 66}{100} - \frac{236.156,6}{(66 - 4) \times 2800} = 13,7016 - 1,3603 = 12,34 \text{ cm}^2$

on prendra : 6T16 + 2T10 A = 12,63 cm²

en tige

M_H = 11.664,33 kgm.

$\mu = \frac{15M}{\sigma_{ab} b h^2} = \frac{15 \times 11664,33 \text{ kg}^2}{2800 \times 20 \times 66^2} = 0,0717$ $\begin{matrix} E = 0,8904 \\ R = 30,6 \end{matrix}$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{R} = \frac{2800}{30,6} = 91,50 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E R} = \frac{11.664,33 \text{ kg}^2}{2800 \times 0,8904 \times 66} = 7,088 \text{ cm}^2$

on prendra : 4T16 A = 804 cm²

en travée.

M = 17459,071 kgm.

$\mu = \frac{15M}{\sigma_{ab} b h^2} = \frac{15 \times 17459,071 \text{ kg}^2}{2800 \times 20 \times 66^2} = 0,1073$ $\begin{matrix} E = 0,8705 \\ R = 23,6 \end{matrix}$

$\sigma'_b = \frac{2800}{23,6} = 118,64 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E R} = \frac{17459,071}{2800 \times 0,8705 \times 66} = 10,85 \text{ cm}^2$

on prendra 4T16 A = 12,06 cm²

2) verification de la contrainte de fissuration

66

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \quad A = 12,06$$

$$\eta = 1,6$$

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

$$\omega_f = \frac{12,06}{20 \times 10} = 0,0603$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times \frac{1}{16} \times \frac{0,0603}{1+0,0603} = 5642,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \sqrt{1,6} \times 1770 = 2238,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 5642,4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{La condition de fissuration est vérifiée.}$$

3) condition aux appuis

a l'appui E : on a : $T = 17.248,45 \text{ kg}$ $M = 11.664,33 \text{ kgm}$.
 Armatures inférieures $A = 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$

$$A \bar{\sigma}_a = 8,04 \times 2800 = 22512 \text{ kg}$$

$$T + \frac{M}{z} = 17.248,45 - \frac{11.664,33}{\frac{7}{8} \times 66} = -2543,97$$

$$A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z} \quad \text{condition vérifiée.}$$

4) ancrage. $T = 17248,45 \text{ kg}$.

$$c \geq \frac{2T}{b_0 \sigma'_{b_0}} = \frac{2 \times 17.248,45}{20 \times 68,5} = 25,18 \text{ cm}$$

$$c = 26 \text{ cm}$$

5) Armatures transversales

$$T_{\max} = 18263,98 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b_z} = \frac{18.263,98}{20 \times \frac{7}{8} \times 66} = 15,81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 1 - \frac{\tau_b}{9 \sigma_b} = 1 - \frac{15,81}{9 \times 5,9} = 0,702 > \frac{2}{3}$$

$$\sigma_{at} = 0,702 \times 2200 = 1544,97 \text{ kg/cm}$$

$$\bar{E} = \max \left[h \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\sigma_b} \right) = 12,94 \text{ cm}; 0,2h = 0,2 \times 66 = 13,2 \text{ cm} \right] = 13,2 \text{ cm}$$

en prenant un cadre et deux étriers $\phi 8$.

$$\bar{E} = \frac{A_t \sigma_{at}}{\tau} = \frac{3 \times \frac{7}{8} \times 1544,97 \times 66}{18263,98} = 14,65 \text{ cm}$$

on prendra $t = 11 \text{ cm}$ pour le 1^{er} espacement et on fera la repartition de caquot

6) Verification de la fleche

$$\frac{h_t}{e} > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\text{avec } \frac{h_t}{e} = \frac{70}{700} = 0,1$$

$$\frac{A}{b_0 h} < \frac{43}{\sigma_{cn}} = 0,010$$

$$\frac{h_t}{e} > \frac{1}{16} = 0,062$$

$$M_t = 17.549,07 \text{ kgm}$$

$$M_0 = \frac{5038,79 \times 7^2}{8} \rightarrow \frac{3052 \times 1,9}{7} \times \frac{7}{2} = 33671,88 \text{ kgm}$$

$$\frac{M_t}{M_0} = 0,51$$

$$\frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = 0,051$$

$$\frac{R_t}{e} = 0,1 > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = 0,051 \text{ vérifiée.}$$

$$\frac{R_t}{e} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,062 \text{ vérifié.}$$

$$\frac{A}{b_0 h} = \frac{12,06}{20 \times 66} = 0,009 < \frac{43}{\sigma_{en}} \text{ vérifiée.}$$

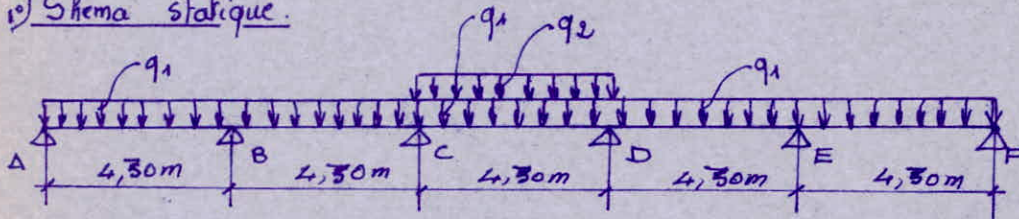
il est donc inutile de faire un calcul de flèche vu que les conditions de l'article CCBA art 61.2 sont vérifiées.

II. Calcul des poutres longitudinales

A - 1er niveau.

tant donné que ces poutres supportent uniquement les murs extérieurs à l'exception d'une poutre dont une travée supporte la moitié des charges du auvent on fera donc le calcul pour cette poutre en considérant cette dite travée et on adoptera le même ferrailage pour les autres travées de la poutre de même qu'on utilisera le même ferrailage pour les 2 autres poutres longitudinales on y ajoutant la console:

1) Schéma statique.



évaluation des charges

charge q_1 :

mur extérieurs : $0,2 \times 2,82 \times 1400 + 0,015 \times 2,82 \times 1900 = 869,97 \text{ kg/ml}$
 poutre : $0,2 \times 0,7 \times 2500 = 350$

charge q_2 :

$$q_1 = 869,97 + 350 \approx 1220 \text{ kg/ml.}$$

charge q_2 :

auvent : $730 \times 4,30 \times 2,52 \div 2 = 3955,14 \text{ kg.}$

2) Moment maximum en travée et ferrailage.

$$M_{max} = M_{CD} = \frac{q_1 l^2}{8} + \frac{q_2 l^2}{8} = \frac{1220 \times 4,30^2}{8} + \frac{3955 \times 4,30^2}{8} = 11.963,03 \text{ kgm.}$$

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_{ab} b^2} = \frac{15 \times 11963,03 \text{ kg}^2}{2800 \times 20 \times 66^2} = 0,0735 \quad \begin{matrix} \leftarrow \epsilon = 0,8891 \\ \rightarrow \beta = 30,1 \end{matrix}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{30,1} = 93,02 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\sigma_{a\epsilon} h} = \frac{11963,03}{2800 \times 0,8891 \times 66} = 7,28 \text{ cm}^2 \text{ on prendra } \boxed{4T.16} \quad A = 8,04 \text{ cm}^2$$

en chapeau on prévoit des armatures susceptibles de reprendre un moment de $0,5 M_0$

$$M_A = 0,5 \times 11963,03 = 5981,51 \text{ kgm}$$

adopté: $\boxed{2T2 + 2T10}$

en rive.

on prévoit des armatures puccéptible de reprendre un moment de $0,3 M_0$

$$\text{avec } M_0 = \frac{q_1 l^2}{8} = \frac{1220 \times 4,30^2}{8} = 2819,72 \text{ kgm.}$$

$$\mu = \frac{15 \times M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 2819,72}{2800 \times 20 \times 66^2} = 0,0173 \quad \begin{matrix} \epsilon = 0,9419 \\ \rightarrow R = 71 \end{matrix}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{71} = 39,43 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{2819,72}{2800 \times 0,9419 \times 66} = 1,61 \text{ cm}^2 \quad \text{adopté!} \quad \boxed{3T10} \quad A = 2,35 \text{ cm}^2.$$

3°) Armatures transversales

$$T = \frac{q_1 l}{2} = \frac{(1220 + 3355) \times 4,30}{2} = 3179,54 \text{ kg.}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_3} = \frac{3179,54 \times 8}{20 \times 7 \times 66} = 2,75 \text{ kg.}$$

$$\rho = 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_b} = 1 - \frac{2,75}{9 \times 5,9} = 0,948 > \frac{2}{3} \quad \sigma_{at} = 0,948 \times 2200 = 2086 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\epsilon} = R \left(1 - \frac{0,3 \bar{\sigma}_b}{\sigma_b}\right) = 56 \text{ cm.}$$

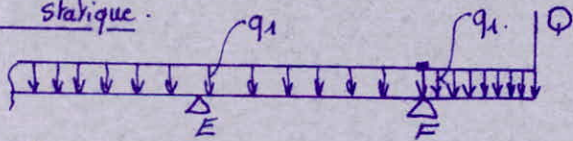
on prendra un castré $\phi 8$

$$t = \frac{A t_3 \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1 \times 7 \times 2086 \times 66}{8 \times 3179,54} = 37,88 \text{ cm}$$

on prendra $t = 25 \text{ cm}$ et on conservera le meme intervalle.

4°) Console.

a) Schema statique.



$$q_1 = 1220 \text{ kg/cm}^2.$$

charge Q = moitié murs extérieurs de 7m. $1220 \times 7 \div 2 = 4270 \text{ kg.}$

quart. plancher correspondant à IP52 : $646 \times 7 \times 1,27 \div 4 = 1435,73 \text{ kg.}$

$$Q = 5705,7 \text{ kg.}$$

d'où le moment d'encastrement en F

$$M_F = 5705,7 \times 1,27 + 1220 \times 1,27 \times \frac{1,27}{2} = 8230 \text{ kgm}$$

$$M = 8230 \text{ kgm} \quad \text{adopté!} \quad \boxed{4T14}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 823000}{2800 \times 20 \times 66^2} = 0,0506 \Rightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,9057 \\ \rightarrow R = 38,0 \end{matrix}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{38} = 73,68 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{8230,00}{2800 \times 0,9057 \times 66} = 4,91 \text{ cm}^2.$$

$$A = 4T14 = 6,15 \text{ cm}^2.$$

b) espacement des armatures transversales

$$T = 5705 + 1220 \times 1,27 = 7255 \text{ kg}$$

$$T = \frac{T}{b_3} = 6,28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_b} = 0,8816 > \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,8816 \times 2200 = 1939,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = h(1 - \frac{0,3 \tau b}{\tau b}) = 45,0m$$

on prendra un cadre $\phi 8$.

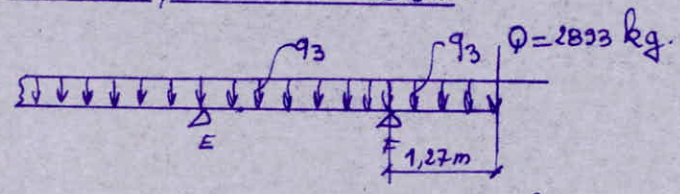
$$t = \frac{At_3 \sigma_{at}}{\tau} = \frac{1 \times 7 \times 66 \times 1939,72}{8 \times 7256} = 15,43cm.$$

on prendra $t = 15cm$ et on conservera l'intervale constant.

B. 2^{eme} niveau.

les poutres longitudinales de ce niveau ne pervent que pour la liaison des portiques elle ne supporte que leurs poids propre et l'acrotère pour les poutres de rives on ne fera pas de calcul de ferrailage on prendra: 3T10 en travée. et 2T10 au appuis pour la console on prendra: 4T10.

Schema statique de la console.



charge: q_3 :

- acrotère: 170 kg/ml.
- poutre: 350 kg/ml.
- $q_1 = 520 \text{ kg/ml.}$

$$Q: \frac{1}{2} \times 7 \times q_1 = 520 \times 7 \times \frac{1}{2} = 1820 \text{ kg.}$$

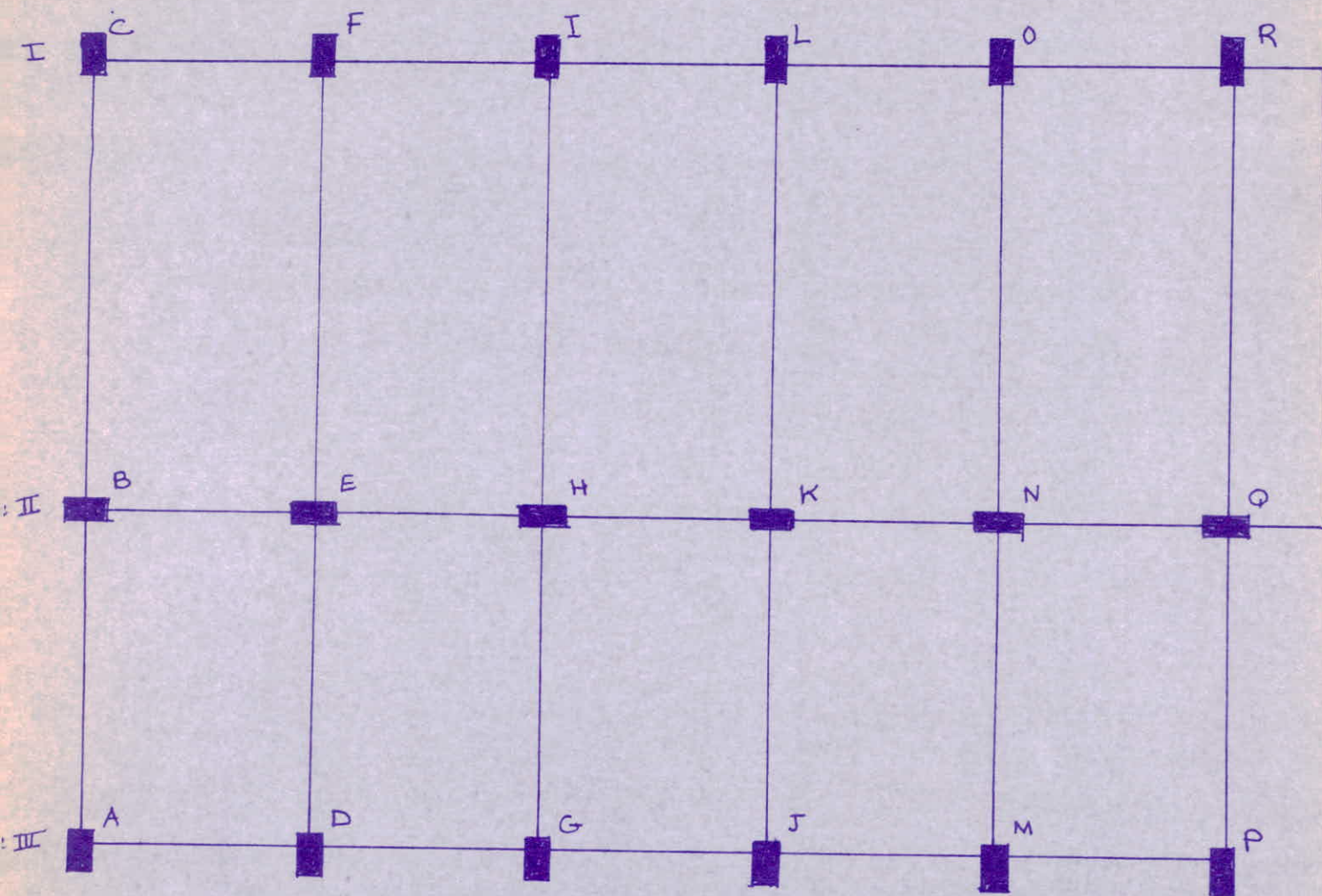
$$\text{quart du plancher terrasse correspondant à II PS2: } 523 \times 1,27 \times 7 \times \frac{1}{4} = 1162,36 \text{ kg}$$

$$Q = 2983 \text{ kg.}$$

$$M_F = 2983 \times 1,27 + 520 \times \frac{1,27^2}{2} = 4208 \text{ kgm. adopte. 4T10.}$$

pour l'espacement on prendra le meme que pour les poutres du 1^{er} niveau:

1° présentation en plan.



Les poteaux sont soumis dans les différents cas de charge à une flexion déviée. Pour notre cas les poteaux seront calculés en flexion composée dans un seul sens (sens transversal) vu que les moments longitudinaux sont relativement faibles.

2° Etude au flambement. (CCBA art 33.11)

La longueur de flambement est prise égale à $0,7l_0$

l_0 étant la longueur comptée entre faces supérieures de 2 planchers consécutifs $l_0 = 3,52m$

$$\Rightarrow l_c = 0,7 \times 3,52 = 246,4 \text{ cm}$$

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

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B' = 20 \times 45 = 900 \text{ cm}^2$$

poteaux de rives $I = \frac{20 \times 45^3}{12} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{20 \times 45^3}{12 \times 20 \times 45}} = \frac{45}{\sqrt{12}} = 12,99 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{246,4}{12,99} = 18,96 < 50$$

poteaux centraux $I = \frac{45 \times 20^3}{12} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{45 \times 20^3}{12 \times 20 \times 45}} = \frac{20}{\sqrt{12}} = 5,77 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{246,4}{5,77} = 42,67 < 50$$

Et étant inférieur à 50 on ne tient donc pas compte du flambement de la pièce.

3° Descente de charges

a) plancher terrasse

		C H A R G E S				SURCHARGES	1 ^{er} GENRE	2 ^{eme} GENRE		
type de poteaux	Poteaux	Reaction des poutres	charges concentrees	poids d'un demi poteau	CHARGES TRANSMISES	Surcharges Transmises	P + 1,25	P+S	Seisme ↓ T _{2v} × (P+S)	P+S + S1 ↓
Poteaux d'Angles	A	3138,49	1170	320	4628,49	503,88	5233,14	5132,37	440,152	5572,52
	C	5769,68	1170	320	7259,68	672,63	8066,83	7932,31	680,274	8612,58
	P	2879,00	1170	320	4369	503,88	4973,65	4872,88	417,898	5290,78
	R	6854,56	5562,02	320	12736,58	905,81	13.823,55	13642,39	1169,971	14.812,36
Poteaux des rives transversales	D,G,J,M	5224,74	2340	320	7884,74	1007,77	9094,06	8892,51	762,62	9655,13
	F,I,L,O	9604,96	2340	320	12264,96	1345,27	13878,99	13610,23	1167,210	14777,44
Poteaux des rives longitudinaux	B	15788,17	787,5	320	16835,67	1726,08	18966,96	18621,75	1597,00	20.218,75
	Q	17504,21	5179,52	320	23.003,73	2094,63	25.517,28	25.098,36	2152,435	27.250,79
Poteaux interieurs	E,H,K,N	26.283,03	1575	320	28178,03	3452,175	32.320,63	31.630,205	2712,605	34.342,81

b) plancher Courant.

type de poteaux	Poteaux	C H A R G E S				SURCHARGES	1 ^{er} GENRE	2 ^{eme} GENRE		
		Reaction des poutres	charges concentrees	poids d'un poteau	CHARGES TRANSMISES	Surcharges Transmises	P + 1,25	P+S	Seisme ↓ $G_{IV} \times (P+S)$	P+S + SI ↓
Poteaux d'Angles	A	3622,40	2157,70	640	6420,1	2015,55	8838,36	8435,65	361,72	8797,36
	C	6659,28	2157,70	640	9456,98	2690,55	12.685,64	12.147,53	520,88	12.668,41
	P	3770,69	2157,70	640	6568,39	3171,132	10.373,74	9739,52	417,63	10.157,15
	R	6038,79	9550,88	640	16.229,67	4233,13	21.309,42	20.462,80	877,44	21.340,24
Poteaux des rives transversales	DG, JM	4057,64	4315,40	640	9013,04	4031,10	13.850,36	13.044,14	559,33	13.603,47
	F, I, L, O	7459,41	4315,40	640	12414,81	5381,10	18.872,13	17.795,91	763,09	18.559
Poteaux des rives longitudinales	B	18222,46	787,5	640	19649,96	6904,35	27.935,18	26.554,31	1138,65	27.692,95
	Q	17241,76	7593,45	640	25.475,21	10.862,84	38.510,618	36.338,05	1558,17	37.896,22
Poteaux Interieurs	E, H, K, N	20.411,94	1575,75	640	22627,69	13.808,7	39.198,130	36.436,39	1562,39	37.998,78

9 Ferrailage des poteaux

on fera le calcul pour les poteaux les plus sollicités de chacune des trois files

	Poteaux	1 ^{er} genre		2 ^{eme} genre	
		2 ^e niveau	1 ^{er} niveau	2 ^e niveau	1 ^{er} niveau
file I	F, I, L, O	$M_1 = 6235,8 \text{ kgm}$ $N_1 = 13879 \text{ kg}$	$M_2 = 5033,8 \text{ kgm}$ $N_2 = 32751 \text{ kg}$	$M_1 = 8279,49 \text{ kgm}$ $N_1 = 1477,44 \text{ kg}$	$M_2 = 7573,84 \text{ kgm}$ $N_2 = 33336 \text{ kg}$
file II	E, H, K, N	$M_1 = 1918,3 \text{ kgm}$ $N_2 = 32320 \text{ kg}$	$M_2 = 1239,38 \text{ kgm}$ $N_2 = 71510 \text{ kg}$	$M_1 = 2367,13 \text{ kgm}$ $N_2 = 34342,81 \text{ kg}$	$M_2 = 2951,21 \text{ kgm}$ $N_2 = 72341,59 \text{ kg}$
file III	D, G, J, M	$M_1 = 4068,29 \text{ kgm}$ $N_1 = 9094,06 \text{ kg}$	$M_2 = 2172,61 \text{ kgm}$ $N_2 = 22944,42 \text{ kg}$	$M_1 = 6902,4 \text{ kgm}$ $N_1 = 9655,13 \text{ kg}$	$M_2 = 6367,38 \text{ kgm}$ $N_2 = 23258,6 \text{ kg}$

a) application aux poteaux de la file I

1^{er} genre

$$M_1 = 6235,8 \text{ kgm}$$

$$N_1 = 13879 \text{ kg}$$

$$M_2 = 5033,8 \text{ kgm}$$

$$N_2 = 32751 \text{ kg}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{623580}{13879} = 44,92 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = \frac{45}{6} = 7,5 \text{ cm}$$

la section est donc partiellement comprimée
comme $e_0 = 44,92 \text{ cm} > \frac{h_t}{2} = 22,5 \text{ cm}$ $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

Calcul du moment fictif par rapport au centre
de gravité des armatures tendues

$$M'_0 = M_1 + 18,5 N_1 = 623580 + 18,5 \times 13879 = 880.119,5 \text{ kgcm}$$

$$\mu = \frac{15 M'_0}{\bar{\sigma}_a b R^2} = \frac{15 \times 880.119,5}{2800 \times 20 \times 41^2} = 0,1402 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8561 \\ R = 19,8 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{19,8} = 141,4 > \bar{\sigma}'_b \text{ les armatures comprimées sont donc nécessaires}$$

en supposant que les armatures tendues travaillent à leur contrainte maximum $\bar{\sigma}_a$ on a:

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \max \begin{cases} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{2800}{137} = 20,43 \\ \frac{15(R-d')}{\frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\sigma}_a} R + d'} = \frac{15(41-4)}{\frac{2800}{2800} 41 + 4} = \frac{15 \times 37}{45} = 12,33 \end{cases}$$

$$k = 20,43 \Rightarrow \alpha = 0,4237 \quad \mu' = 0,1819 \quad \bar{\omega} = 1,038$$

$$y_1 = \alpha R = 0,4237 \times 41 = 17,37 \text{ cm}$$

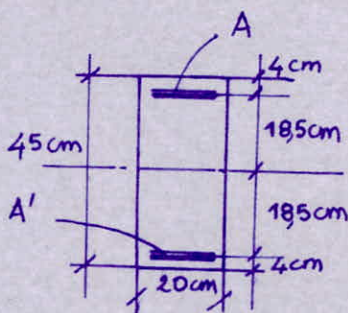
$$\bar{\sigma}'_a = \frac{15(y_1 - d')}{y_1} \bar{\sigma}'_b = \frac{15(17,37 - 4)}{17,37} \times 137 = 1581,77 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_0 = \mu' \bar{\sigma}'_b b R^2 = 0,1819 \times 137 \times 20 \times 41^2 = 837.820,48 \text{ kgcm}$$

$$\Delta M = M'_0 - M_0 = 880.119,5 - 837.820,5 = 42.299 \text{ kgcm}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}'_a (R-d')}$$

$$A = \frac{\bar{\omega} b h}{100} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (R-d')} - \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a}$$



$$A' = \frac{42.299}{1581,77 \times 37} = 0,72 \text{ cm}$$

$$A = \frac{1,038 \times 20 \times 41}{100} + \frac{42.299}{2800 \times 37} - \frac{13879}{2800} = 3,96 \text{ cm}$$

$$* M_2 = 5033,8 \text{ kgm} \quad N_2 = 32751 \text{ kg}$$

$$e_0 = \frac{M_2}{N_2} = 15,37 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = 7,5 \text{ cm} = e_1$$

la section est donc partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{s}{0,6} \times 137 \quad s = \min\left(0,6; 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right)\right) = \min\left(0,6; 0,3 \left(1 + \frac{15,37}{3 \times 7,5}\right)\right) = \min(0,6; 0,50) = 0,50$$

$$\bar{\sigma}_b = 115,29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{M}_2 = 503380 + 18,5 \times 32751 = 1.109.773,5 \text{ kgcm} > \bar{M}_1$$

les armatures de compressions sont nécessaires

en prenant $\sigma_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$ on a:

$$k = \max\left(12,33; \frac{1600}{115,29} = 17,34\right) = 17,34 \Rightarrow \alpha = 0,4644 \quad \mu' = 0,1962 \quad \bar{\omega} = 1,342$$

$$y_1 = 0,4644 \times 41 = 19,04 \text{ cm}$$

$$\sigma'_a = \frac{15(19,04 - 4)}{19,04} = 1266,07 \text{ kg/cm} < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

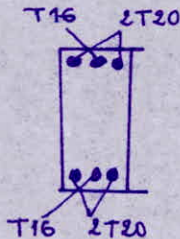
$$M_0 = 0,1962 \times 115,29 \times 20 \times 41^2 = 760.480,95 \text{ kgcm}$$

$$\Delta M = 349.292,6 \text{ kgcm}$$

$$A' = \frac{349.292,6}{1366,07 \times 37} = 6,91 \text{ cm}^2 \quad \text{adopté: } 2T20 + T12$$

$$A = \frac{1,342 \times 20 \times 41}{100} + \frac{349.292,6}{2000 \times 37} - \frac{32751}{2000} = -0,6 \text{ cm}^2$$

en raison des sollicitations prismique on prendra un ferrailage symétrique.



Verification au 2eme genre.

$$M_1 = 8279,49 \text{ kgm}$$

$$N_1 = 14777,44 \text{ kg}$$

$$M_2 = 7573,84 \text{ kgcm}$$

$$N_2 = 33336 \text{ kg}$$

$$* M_1 = 8279,49 \quad N_1 = 14777,44 \quad e_0 = \frac{M_1}{N_1} = 56,02 \text{ cm} > \frac{h_t}{6}$$

section partiellement comprimée $e_0 > \frac{h_t}{2} = 22,5 \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 137 \times 1,5 = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{M}_1 = 827949 + 18,5 \times 14777,44 = 1.101.331,6 \text{ kgcm}$$

$$\mu = \frac{15 \bar{M}_1}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 1.101.331,6}{4200 \times 20 \times 41^2} = 0,117 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,866 \\ R = 22,3 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{29,3} = 118,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

armatures comprimées non nécessaires

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{1.101.331,6}{4200 \times 0,8660 \times 41} = 7,38 \text{ cm}^2$$

$$A = 2T20 + T12 = 7,41 \text{ cm}^2 \text{ est vérifié}$$

$$* M_2 = 7573,84 \text{ kgcm} \quad e_0 = \frac{M_2}{N_2} = 22,72 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = 7,5 \text{ cm}$$

$$N_2 = 33.336 \text{ kg}$$

$$e_0 > \frac{h_t}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{M}_2 = 7573,84 + 18,5 \times 33.336 = 1.370.100 \text{ kgcm} \Rightarrow \mu = 0,1485 \quad \begin{cases} k = 18,4 \\ \epsilon = 0,8503 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{18,4} = 228,26 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

armatures de compression nécessaire

$$\sigma_a = 4000 \Rightarrow k = \frac{4000}{205,5} = 19,46 \Rightarrow \alpha = 0,4373 \quad \epsilon = 0,8542 \quad \mu' = 0,1867 \quad \bar{\omega} = 1,133$$

$$y = \alpha h = 17,92 \quad \sigma'_a = \frac{15(y_1 - d)}{y_1} \bar{\sigma}'_b = 2396,04 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_0 = \mu' \bar{\sigma}'_b b h^2 = 1.289.893,4 \text{ kgcm}$$

$$\Delta M = \bar{M}_2 - M_0 = 80.206,6 \text{ kgcm}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}'_a (b - h)} = \frac{80.206,6}{2396 \times 37} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A' = \frac{\omega b h}{100} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h - d')} = \frac{N'_c}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1,133 \times 20 \times 41}{100} + \frac{80206,6}{4000 \times 37} - \frac{33336}{4000} = 2,403 \text{ cm}^2$$

$$A = A' = 2T20 + T12 = 7,41 \text{ cm}^2 \text{ est vérifié'}$$

on adoptera donc pour l'ensemble des poteaux de la file I un ferrailage symétrique $A = A' = 2T20 + T12$ pour les 2 niveaux

b) application. aux poteaux de la file II

1^{er} genre: $M_1 = 1918,3 \text{ kgm}$
 $N_1 = 32.320 \text{ kg}$

$$M_2 = 1239,38 \text{ kgm}$$

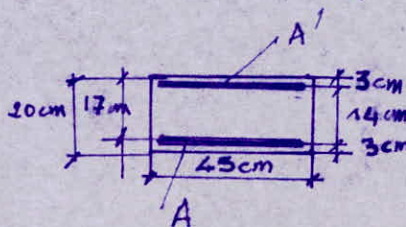
$$N_2 = 71510 \text{ kg}$$

$$* M_1 = 1918,3 \text{ kgm}$$

$$N_1 = 32.320 \text{ kg}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = 5,936 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = \frac{20}{6} = 3,33 \text{ cm}$$

la section est partiellement comprimée.



$$\bar{M}_1 = 191830 + 7 \times 32.320 = 418.060 \text{ kgm}$$

$$\mu = \frac{15 \bar{M}_1}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 418.060}{2800 \times 25 \times 17^2} = 0,1722 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8645 \\ k = 17,2 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{5}{0,6} \times 137 \quad S = \min(0,6; 0,3(1 + \frac{3 \times 5,936}{3 \times 3,33})) = 0,478 = 0,478$$

$$\bar{\sigma}'_b = 109,19 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma'_b = \frac{2800}{17,2} = 162 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b \text{ les armatures comprimées sont nécessaires}$$

en prenant $\sigma_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$

$$k = \frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{1600}{109,19} = 14,65 \rightarrow \alpha = 0,5059 \quad \mu' = 0,2106 \quad \bar{w} = 1,745$$

$$y_1 = \alpha h = 0,5059 \times 17 = 9,61 \text{ cm}$$

$$\sigma'_a = \frac{15(y_1 - d)}{y_1} \times \sigma_b = \frac{15(9,61 - 3)}{9,61} \times 109,19 = 1126,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_0 = 0,2106 \times 109,19 \times 45 \times 17^2 = 299.055,34 \text{ kgcm}$$

$$\Delta M = 418.060 - 299.055,34 = 119.004,66 \text{ kgcm}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{\sigma_a d (h - d')} = \frac{119.004,66}{1126,55 \times 14} = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{w b h}{100} + \frac{\Delta M}{\sigma_a (h - d')} - \frac{\sigma'_a}{\sigma_a} = \frac{17,45 \times 45 \times 17}{100} + \frac{119.004,66}{1600 \times 17} - \frac{32.320}{1600} = 13,34 + 4,37 - 20,20 = -2,49 \text{ cm}^2$$

la quantité d'acier tendue étant négative prenons $\sigma_a = 850 \text{ kg/cm}^2$.

$$k = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{15(h - d')}{\sigma_a} = \frac{15 \times 14}{850} = 2,47 \\ \frac{2800 \times 17 + 3}{1600} = 2,97 \\ \frac{850}{109,19} = 7,784 \end{array} \right.$$

$$k = 7,784 \Rightarrow \alpha = 0,857$$

$$\mu' = 0,2570$$

$$\bar{w} = 4,231$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma'_a = 1138,10 \text{ kg/cm}^2 \\ M_0 = 364967,43 \text{ kgcm} \\ \Delta M = 53092,51 \text{ kgcm} \end{cases} \quad y_1 = 11,17 \text{ cm}$$

$$A' = \frac{53092,51}{850 \times 14} = 2,606 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{4,231 \times 45 \times 17}{100} + \frac{53.092,51}{850 \times 17} - \frac{32.320}{850} = 32,36 + 3,67 - 38,02 = -1,99 \text{ cm}^2$$

bien que $e_0 > \frac{h}{6}$ la section présente une très faible section d'armatures tendues pour $\sigma_a = 850 \text{ kg/cm}^2$ on trouve encore une quantité négative d'acier tendu. on pourrait prendre $\sigma_a = 400 \text{ kg/cm}^2$ et poursuivre les calculs mais cela est inutile vu qu'on trouverait une section d'armatures comprimées plus faible. et donc on a :

$$\boxed{A = A' = 2,606 \text{ cm}^2} \quad (\text{Armatures symétriques})$$

$$* M_2 = 1239,38 \text{ kgmm}$$

$$N_2 = 71510 \text{ kg}$$

$$e_0 = \frac{M_2}{N_2} = 1,733 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 3,33 \text{ cm}$$

la section est entièrement comprimée

on fera le calcul en compression simple et on fera la vérification en flexion composée

$$A'_m = \frac{1,25}{1000} \times \theta_1 \times \theta_2 \times \theta_3 \times \frac{N'}{\sigma'_{bo}}$$

$$\theta_1 = 1,0 \text{ poteau de facad}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} \quad l_c = 0,7 \times 3,52 = 2,464 \text{ m}$$

$$\theta_2 = 4,24$$

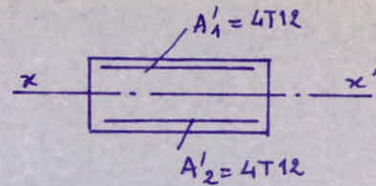
a = plus petite dimension de la section = 20 cm
 c = enrobage = 2 cm

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{bn}} = 1 + \frac{2160}{4120} = 1,52$$

$$A'_m = \frac{1,25}{1000} \times 1 \times 4,24 \times 1,52 \times \frac{71510}{63,5} = 8,43 \text{ cm}^2$$

en prenant 8 T12 on a: $A_m = 9,05 \text{ cm}^2$.

$$A'_1 = A'_2 = 4 \text{ T12}$$



Verification à la flexion composée.

$$B' + 15 A_m = 20 \times 45 + 15 \times 9,05 = 1035,75 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = \frac{45 \times 20^3}{12} + 9,05 \times 15 \times 7^2 = 3.0.000 + 6651,75 = 36.651,75 \text{ cm}^4$$

$$M_G = 123938 \text{ kgcm}$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{N'}{B' + 15 A'_1} + \frac{M_G v'_1}{I_{xx'}} = \frac{71510}{1033,75} + \frac{123938 \times 10}{36.651,75} = 69,17 + 33,81 = 102,98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{N'}{B' + 15 A'_2} - \frac{M_G v'_2}{I_{xx'}} = \frac{71510}{1033,75} - \frac{123938 \times 10}{36.651,75} = 69,17 - 33,81 = 35,36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{S}{0,6} \times 137$$

$$S = \left(\min \left(0,6 ; 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right) \right) = \min \left(0,6 ; 0,3 \left(\frac{1 + 1,733}{3 \times 3,33} \right) \right) = 0,35$$

$$\bar{\sigma}'_b = 80,38 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma'_{b1} > \bar{\sigma}'_b$ La section d'acier est insuffisante.

en prenant $A'_m = 8 \text{ T14}$ on a: $A'_1 = A'_2 = 4 \text{ T14} = 6,15 \text{ cm}^2$

$$B' + 15 A_m = 1084,65 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = 39.047,85 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{71510}{1084,65} + \frac{123938 \times 10}{39.047,85} = 65,92 + 31,74 = 97,66 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b$$

prenons alors $A'_1 = A'_2 = 2 \text{ T16} + 2 \text{ T14}$

$$A_m = 4 \text{ T14} + 4 \text{ T16} = 14,19 \text{ cm}^2$$

$$B' + 15 A_m = 1112,85$$

$$I_{xx} = 40.429,65 \text{ cm}^4$$

$$M_G = 123938 \text{ kgcm}$$

$$\sigma'_{b1} = 64,25 + 30,65 = 94,9 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b$$

avec 10 T16 on a: $A_m = 20,10 \text{ cm}^2$

$$B' + 15 A_m = 1207,5 \text{ cm}^2$$

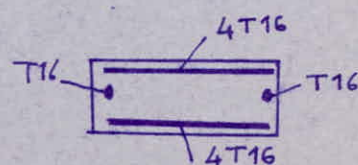
$$I_{xx} = \frac{45 \times 20^3}{12} + 16,08 \times 15 \times 7^2 = 41.818,8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_{b1} = 59,51 + 29,63 = 89,14$$

prenons $A_m = 12 \text{ T16}$ $A_m = 24,12 \text{ cm}^2$.

$$B' + 15 A_m = 1261,8 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = 30.000 + 20,10 \times 15 \times 7^2 = 44.773,5 \text{ cm}^4$$

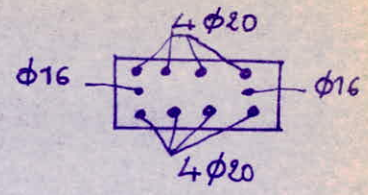


$$\bar{\sigma}'_{b1} = \frac{71510}{1201,8} + \frac{123938 \times 10}{44.773,50} = 56,67 + 27,68 = 84,35 \text{ cm}^2 > \bar{\sigma}'_b$$

prenons alors $A_m = 8T20 + 2T16 = 29,15 \text{ cm}^2$

$$B' + 15 A_m = 1337,25 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = 30.000 + 25,13 \times 15 \times 7^2 = 48.470,5 \text{ cm}^4$$



$$\sigma'_{b1} = \frac{71510}{1337,25} + \frac{123938 \times 10}{48.470,5} = 53,47 + \frac{123938 \times 10}{48.470,5} = 76,97 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{71510}{1337,25} - \frac{123938 \times 10}{48.470,5} = 29,97 \text{ kg/cm}^2$$

pour l'acier nous avons $\sigma'_a < 15 \times \sigma'_{b1} = 15 \times 76,97 = 1154,55 \text{ kg/cm}^2$.

comme la contrainte dans l'acier est faible nous prendrons de l'acier doux $F_0 E22 \bar{\sigma}_a = 1470 \text{ kg/cm}^2$.

$$A_m = 8\phi 20 + 2\phi 16$$

2^e genre.

$$M_1 = 2367,13 \text{ kgm}$$

$$N_1 = 34.342,81 \text{ kg}$$

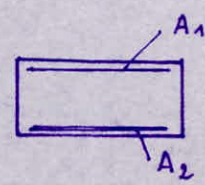
$$M_2 = 2951,21 \text{ kgm}$$

$$N_2 = 72.341,59 \text{ kg}$$

* $M_1 = 2367,13 \text{ kgm}$
 $N_1 = 34.342,81 \text{ kg}$

$e_0 = 6,89 \text{ cm}$ section partiellement comprimée

$$S = \min \left(0,6 ; 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3 \times e_1} \right) = 0,3 \left(1 + \frac{6,89}{3 \times 3,33} \right) \right) = 0,506$$



$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times \frac{0,506}{0,6} \times 137 = 173,61 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mathcal{M}_1 = 2367,13 \cdot \omega^2 + 34.342,81 \times 7 = 477.112,67 \text{ kgcm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 477.112,67}{2200 \times 45 \times 17^2} = 0,2501 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,8224 \\ k = 13,1 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2200}{13,1} = 167,93 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ la armature de compression ne peut pas necessaire.}$$

$$A = \frac{477.112,67}{2200 \times 0,8224 \times 17} = 15,51 \text{ cm}^2 \quad A_1 = A_2 = 5\phi 20 = A_2$$

* $M_2 = 2951,21 \text{ kgm}$
 $N_2 = 72.341,59$

$e_0 = 4,079 \quad S = 0,42 \quad \bar{\sigma}'_b = 144,70 \text{ kg/cm}^2$ (section entierement comprimée)

$$\mathcal{M}_2 = 2951,21 + 7 \times 72.341,59 = 801.512,13 \text{ kgcm}$$

$$\mu = \frac{15 \mathcal{M}_2}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 801.512,13}{2200 \times 45 \times 17^2} = 0,420 \Rightarrow E = 0,7902 \quad k = 8,9$$

$$\sigma'_b = \frac{2200}{8,9} = 247 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b \text{ les armatures comprimées sont nécessaires}$$

en faisant travailler les aciers tendus à $\sigma_a = 1000 \text{ kg/cm}^2$ on a:

$$k = \frac{1000}{144,70} = 6,91 \Rightarrow \alpha = 0,6849 \quad \mu' = 0,2642 \quad \bar{\omega} = 4,963$$

$$y_1 = 11,64 \text{ cm}$$

$$\sigma'_a = 1611,70 \text{ kg/cm}^2 \quad M_0 = 497.177,76 \text{ kgcm}$$

$$\Delta M = 304.334,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$A' = \frac{304.334,37}{1611,70 \times 14} = 13,48 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{4,963 \times 45 \times 17}{100} + \frac{304.334,37}{1000 \times 14} - \frac{72.341,53}{1000} = 37,96 + 21,73 - 72,34 = -12,6 \text{ cm}^2 < 0$$

la section d'armature $A_1 = A_2 = 5\phi 20$ est convenable.

on adoptera donc pour l'ensemble des poteaux de la file II un ferrailage symétrique, pour les 2 niveaux.

$$A_1 = A_2 = 5\phi 20$$

c) application aux poteaux de la file III

1^{er} genre

$$M_1 = 4060,23 \text{ kgm}$$

$$N_1 = 9094,06 \text{ kg}$$

$$M_2 = 2172,61 \text{ kgm}$$

$$N_2 = 22.944,42 \text{ kg}$$

$$* \quad M_1 = 4060,23 \text{ kgm}$$

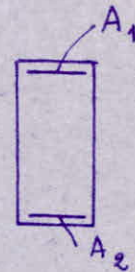
$$N_1 = 9094,06 \text{ kg}$$

$$e_0 = 44,64 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 7,5 \text{ cm} \quad \delta =$$

section entièrement comprimée

$$\sigma'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_0 > \frac{h}{2}$$



$$\overline{M}_1 = 4060,23 + 18,5 \times 9094,06 = 574.269,11 \text{ kgcm}$$

$$\mu = \frac{15 \overline{M}_1}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 574.269,11}{2800 \times 20 \times 16^2} = 0,0915 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8786 \\ k = 26,2 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{26,2} = 106,8 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma'_b}$$

armatures comprimées non nécessaires

$$A = \frac{574.269,11}{2800 \times 0,8786 \times 17} = 5,69 \text{ cm}^2$$

adopte' $A_1 = A_2 = 3T16$

$$* \quad M_2 = 2172,61 \text{ kgm}$$

$$N_2 = 22.944,42 \text{ kg}$$

$$e_0 = 9,46 \text{ cm}$$

$$\overline{\sigma'_b} = 97,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\overline{M}_2 = 2172,61 + 18,5 \times 22.944,42 = 641.732,77 \text{ kgcm}$$

$\overline{M}_2 > \overline{M}_1$ les armatures comprimées sont nécessaires

en faisant travailler les aciers tendus à $\sigma_a = 2000 \text{ kg/cm}^2$

$$\Rightarrow k = \frac{2000}{97,32} = 20,55 \quad \alpha = 0,4285 \quad \epsilon = 0,8592 \quad \mu' = 0,1815 \quad \bar{\omega} = 1,030$$

$$\Rightarrow y_1 = 17,32 \quad \sigma'_a = 1122,87 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_0 = 593.849,53 \text{ kgcm}$$

$$\Delta M = \overline{M}_2 - M_0 = 478.883,24 \text{ kgcm}$$

$$A' = \frac{47.883,24}{1122,87 \times 14} = 1,15 \text{ cm}^2$$

adopte' $3T16 = A_1 = A_2$

$$A = \frac{1030 \times 90 \times 41}{100} + \frac{478.883,24}{2000 \times 14} - \frac{22.944,42}{2800} = -2,3 < 0$$

2^e genre

$$M_1 = 6302,4 \text{ kgm}$$
$$N_1 = 9655,13 \text{ kg}$$

$$M_2 = 6367,38 \text{ kgm}$$
$$N_2 = 23.258,6 \text{ kg}$$

$$* M_1 = 6302,4 \text{ kgm}$$
$$N_1 = 9655,13 \text{ kg}$$
$$e_0 = 71,48 \text{ cm} > \frac{ht}{6} = 7,5 \text{ cm}$$

section partiellement comprimée.

$$\sigma'_b = 1,5 \times 137 = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \quad (e_0 > \frac{ht}{2})$$

$$\mathcal{M}_1 = 630240 + 18,5 \times 9655,13 = 868859,9 \text{ kg cm}$$

$$\mu = 0,0322 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8783 \\ R = 26,1 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{26,1} = 160,91 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{armatures comprimées non nécessaires}$$

$$A = \frac{868.859,9}{4200 \times 0,8783 \times 41} = 5,74 \text{ cm}^2 \quad \text{adopte 3T16}$$

$$* M_2 = 6367,38 \text{ kgm}$$
$$N_2 = 23.258,6 \text{ kg}$$
$$e_0 = 27,37 \text{ cm} > \frac{ht}{6} = 7,5 \text{ cm}$$

section partiellement comprimée $\bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \quad (e_0 > \frac{ht}{2})$

$$\mathcal{M}_2 = 636738 + 18,5 \times 23.258,6 = 1.067.022,1 \text{ kg cm}$$

$$\mu = \frac{15 \mathcal{M}_2}{\sigma_a b h^2} = 0,1133 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8677 \\ R = 22,8 \end{cases} \quad \sigma'_b = \frac{4200}{22,8} = 184,21 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{1.067.022,1}{4200 \times 0,8677 \times 41} = 7,14 \text{ cm}^2 \quad \text{adopte 2T20 + T12} \quad A = 7,41 \text{ cm}^2.$$

on adoptera pour l'ensemble des poteaux de la file III un ferrailage symétrique $A_1 = A_2 = 2T20 + T12$ au 1^{er} niveau et $3T16$ au 2^{em} niveau.

d. armatures transversales

on prendra des cadres $\phi 8$ et comme on a $\phi_t > 0,3 \phi_{l,max} = 0,3 \times 20 = 6 \text{ mm}$ l'épacement t doit être tel que :

$$t \leq 15 \phi_{l,min} = 15 \times 12 = 180 \text{ mm}.$$

on prendra $t = 10 \text{ cm}$ dans la zone des nœuds
 $t = 18 \text{ cm}$ en dehors de la zone des nœuds

FONDATIONS

CALCUL DES FONDATIONS

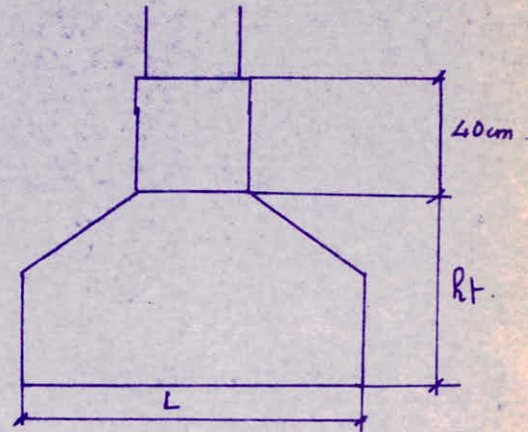
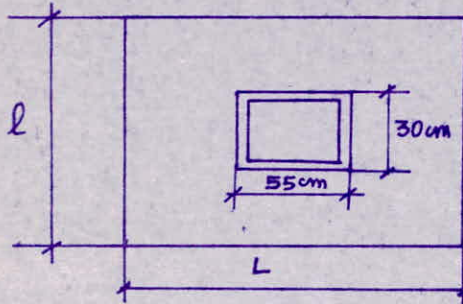
I Semelle pour poteaux de la file I : S1.

1°) Calcul aux sollicitations du 1^{er} genre.

$$M = 1,364 \text{ tm}$$

$$N = 32,75 \text{ t}$$

$$e_0 = 4,16 \text{ cm.}$$



Dimensionnement.

la hauteur h_t de la semelle est donnée par la condition de non poinçonnement (règle empirique proposée par Caquot)

$$h_t \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_{b0}}}$$

comme on prendra la même hauteur h_t pour les trois semelles, on prendra $N = 71,51 \text{ t}$ relatif à la semelle centrale S2

$$h_t \geq 1,44 \sqrt{\frac{71510}{68,5}} = 46 \text{ cm}$$

on prendra $h_t = 60 \text{ cm}$

$$\bar{\sigma}_a = 3 \text{ kg/cm}^2$$

$$A \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{32,750}{3} = 10,916,66 \text{ cm}^2$$

en prenant une semelle de 160×100 on a: (compte tenu du poids de la semelle $N = 34 \text{ t}$)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{34,000}{160 \times 100} \left(1 + \frac{6 \times 4,16}{160} \right) = 2,45 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{34,000}{160 \times 100} \left(1 - \frac{6 \times 4,16}{160} \right) = 1,79 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

Sections d'armatures

dans le sens L

on a par la méthode des bielles

$$A = \frac{\phi(L-55)}{8\bar{\sigma}_a(h_t-5)} = \frac{34,000(160-55)}{8 \times 2580 \times 55} = 3,21 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{3}{5} \bar{\sigma}_{en} \text{ (pour la méthode des bielles)}$$

on prendra: 6T10 $A = 4,71 \text{ cm}$ espacement: 14 cm .

dans le sens l.

$$A = \frac{\sigma (l - 30)}{8\bar{\sigma}_a (h_f - 5)} = \frac{36.000 (100 - 30)}{8 \times 2520 \times 55} = 2,14 \text{ cm}^2.$$

on prendra T 10 espacement 18 cm.

Vérification des efforts dans le béton.

D'après les recommandations du CEB, si h est supérieur ou égal à $\frac{L-a}{4}$, nous n'aurons pas à vérifier les conditions maximales du béton dans les bielles et de cisaillement maximal du béton

$$a = 55 \text{ cm} \quad L = 160 \text{ cm.}$$

$$h = h_f - 5 = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$$

$$\frac{L-a}{4} = \frac{160-55}{4} = 26,25 < h \quad \text{condition vérifiée.}$$

2°) Vérification au sollicitation du 2^{ème} genre.

$$N = 33,33 \text{ t.}$$

$$M = 5,331 \text{ tm.}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{533100}{33330} = 15,99 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} \left(1 + \frac{6xe}{L}\right) \quad \text{on prendra } N = 35 \text{ t (compte tenu du poids de la semelle)}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{35000}{160 \times 100} \left(1 + \frac{6 \times 15,99}{160}\right) = 3,499 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{35000}{160 \times 100} \left(1 - \frac{6 \times 15,99}{160}\right) = 0,87 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte de rupture du sol avec un coefficient de sécurité égal à 3

$$\sigma_r = 3 \times \bar{\sigma}_s = 3 \times 3 = 9 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte admissible du sol du second genre

$$\sigma'_p = 0,75 \sigma_r = 0,75 \times 9 = 6,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{on vérifie que } \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 3,499 + 0,87}{4} = 2,84 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_p = 6,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left(\sigma_{\max} = 3,499 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_p = 6,75 \text{ kg/cm}^2 \right)$$

il est inutile de faire une vérification des armatures étant donné que les efforts verticaux du second genre diffèrent très peu de ceux du 1^{er} genre.

II Semelles. S2: sous poteaux de la file 2

1° calcul au sollicitations du 1^{er} genre

$$M = 0,860 \text{ km}$$

$$e_0 = 1,202 \text{ cm}$$

$$N = 71,51 \text{ t}$$

$$A \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{71510}{3} = 23.836,66 \text{ cm}^2$$

on prendra une semelle 180×150 ($A = 27.000 \text{ cm}^2$)

compte tenu du poids propre. $N = 74 \text{ t}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{74.000}{27.000} \left(1 + \frac{6 \times 1,202}{180} \right) = 2,85 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{74.000}{27.000} \left(1 - \frac{6 \times 1,202}{180} \right) = 2,63 \text{ kg/cm}^2$$

Sections d'armatures

dans le sens L

$$A = \frac{Q(L-55)}{8\bar{\sigma}_a(h_t-5)} = \frac{74.000(180-55)}{8 \times 2520 \times 55} = 8,34 \text{ cm}^2$$

on prendra: 8T12 espacement 11cm.
 $A = 9,05 \text{ cm}^2$

dans le sens l.

$$A = \frac{Q(l-30)}{8\bar{\sigma}_a(h_t-5)} = \frac{74.000(150-30)}{8 \times 2520 \times 55} = 8,00 \text{ cm}^2$$

on prendra: 11T10 espacement: 15 cm.
 $A = 8,63 \text{ cm}^2$

2° Vérification au sollicitation du 2^{ème} genre.

$$M = 1,936 \text{ km}$$

$$e_0 = 2,68 \text{ cm}$$

$$N = 72,34 \text{ t}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{74.000}{27.000} \left(1 + \frac{6 \times 2,68}{180} \right) = 2,98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{74.000}{27.000} \left(1 - \frac{6 \times 2,68}{180} \right) = 2,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 2,90 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_p = 6,75 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

III Semelle S3 pour poteaux de la file 3.

1° Calcul aux sollicitations du 1^{er} genre.

$$M = 2288 \text{ km}$$

$$N = 2294 \text{ t}$$

$$e_0 = 9,973 \text{ cm}$$

$$A \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{22940}{3} = 7646,66 \text{ cm}^2$$

ou l'excentricité on prendra. Une semelle de 140×100

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{24.000}{140 \times 100} \left(1 + \frac{6 \times 9,973}{140} \right) = 2,44 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{24.000}{140 \times 100} \left(1 - \frac{6 \times 9,973}{140} \right) = 0,98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

Section d'armatures.

dans le sens L

$$A = \frac{24.000 (140 - 55)}{8 \times 2520 \times 55} = 1,83 \text{ cm}^2$$

on prendra T.10 espacement 14 cm (idem sedelle 1)

dans le sens l

on prendra comme pour la semelle si des T10 espacement 20 cm

verification au 2^{eme} genre.

$$M = 6,36 \text{ tm}$$

$$N = 23,25 \text{ t}$$

$$e_0 = 27,35 \text{ cm}$$

Calcul des contraintes en prenant pour $N = 25 \text{ t}$ (compte tenu du poids de la semelle)

$$\sigma_{\max} = \frac{25.000}{140 \times 100} \left(1 + \frac{6 \times 27,35}{140} \right) = 3,878 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{25.000}{140 \times 100} \left(1 - \frac{6 \times 27,35}{140} \right) = -0,307 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 2,83 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_d = 6,75 \text{ kg/cm}^2 \text{ okuficé.}$$

