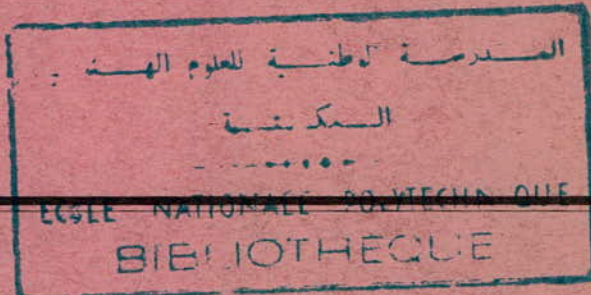


9/71

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

THESE DE FIN D'ETUDES



BATIMENT SCOLAIRE

14 plans

Proposé par

M^r SLAVKOV
ingenieur Diplomé

Etudié par

S. TOUATI & H. ZERROUG

sous la direction de :

M^r MOKDAD ingénieur Diplomé

II

Année Universitaire

1970-71

Chapitre F



VERIFICATION AU SEISME



La catastrophe d'ORLEANSVILLE et celles qui pourraient se produire en cas d'autres séismes ultérieurs en Algérie , et , éventuellement , dans d'autres régions de la Métropole ou de la France d'Outre - Mer ont conduit le MINISTRE DU LOGEMENT ET DE LA RECONSTRUCTION à préconiser , dès à présent , des recommandations techniques provisoires dans le but d'atténuer, dans toute la mesure du possible , les effets des tremblements de terre sur la stabilité des constructions

A cet effet , le MINISTRE DU LOGEMENT ET DE LA RECONSTRUCTION a institué une Commission technique qui s'est réunie en octobre et Novembre 1954 sous la Présidence de M. RAYROLE , Inspecteur Général , assisté de M. SALMON , Ingénieur en chef , avec

- LE BUREAU SECURITAS
- LA SOCIÉTÉ DE CONTRÔLE TECHNIQUE ET D'EXPERTISE DE LA CONSTRUCTION (SOCOTEC)
- LE BUREAU VERITAS

Les règlements sismiques ont été remaniés et mis au point à la suite des conférences tenues le 8 Octobre 1954 au gouvernement Général de l'Algérie et le 26 Novembre 1954 au Ministère du logement et de la reconstruction

outre les membres de la commission technique , assistaient à la conférence du 8 Novembre à Alger



Conception générale des bâtiments

. Réduire autant que possible la hauteur des bâtiments et surtout le rapport de cette hauteur à leur largeur (plus faible) distance entre nus extérieurs des façades

$$\frac{h}{a} \leq 2 \text{ pour la zone B } \rightarrow \frac{10,5}{12,4} = 0,846 < 2 \text{ (Vérfifié)}$$

. Eviter les ensembles mal équilibrés en hauteur ou en inertie
Dans le choix de la forme en plan des bâtiments, notamment de ceux en T ; L ou U

. Eviter les branches de trop grande longueur .

. Eviter les ouvertures de trop grandes dimensions .

- Efforts dus aux séismes

Les forces d'inertie développées dans la construction par suite des mouvements sismiques du sol peuvent avoir une direction quelconque . On se contentera d'envisager simultanément ou successivement les effets d'une composante horizontale et ceux d'une composante verticale.

- Composante horizontale

Pour un élément déterminé de la construction, cette composante de direction horizontale quelconque, appliquée au centre de gravité du dit élément, sera égale à $C \cdot P$

C est un " Coefficient sismique " égal au produit $1,5 \cdot 2,3$



σ_1 est un " coefficient de zone ", qui pour la zone B a

$$\sigma_1 = 0,070 \times (1 + 0,02 \times 0,5) = 0,0707$$

σ_2 est un " coefficient de terrain " dans les cas courants de fondation

$$\sigma_2 = 1$$

σ_3 est un " coefficient de profondeur de fondation "

$$\sigma_3 = 1,25 \text{ (dans notre cas)}$$

comme il s'agit d'une école , P est égal aux charges permanentes seules correspondant à l'élément , considéré

. traverse du portique

- poids propre de traverse

$$2500 \times 0,20 \times 0,7 \times 12 \quad 4200 \text{ kg}$$

- charges permanentes transmises

par les poutrelles

$$\frac{440 \times 2,80 \times 11}{0,65} \times 12 \quad 25000 \text{ kg}$$

- charges concentrées

$$3 \times 820 \quad 2460 \text{ kg}$$

$$p = 31660 \text{ kg}$$

d'où après tout calcul fait

$$H = \sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3 \cdot P = 2,800 \text{ t}$$

montants du portique

-poids propre du montant

$$2500 \times 0,20 \times 0,4 \times 10,5 \quad 2100 \text{ kg}$$

- charges permanentes transmises

par les poutres

3934 + 4600	8534 kg
- réaction provenant des charges permanentes de la traverse	19300 kg

$$p = 29934 \text{ kg}$$

d'où après tout calcul fait
 $H = 1,02,03 \cdot P = 2,65 \text{ t}$

- Composante verticale

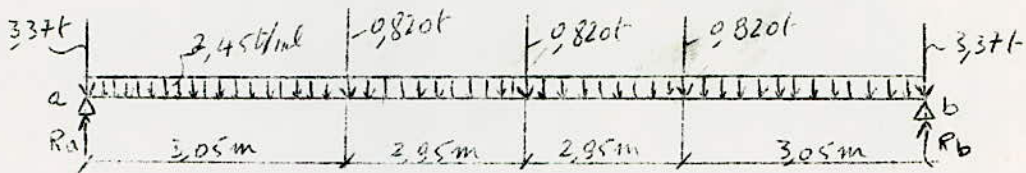
Elle sera égale à $+ 2 \sqrt{p}$
 σ et P sont définies comme précédemment.

Dans le cas de constructions comportant des planchers, on conduira les vérifications en appliquant les forces horizontales au niveau de chaque plancher, et dans l'évaluation de P , on mettra en compte les charges permanentes et, éventuellement, la fraction de surcharge correspondant au plancher considéré

remarque :

Pour σ on adopte la valeur précédemment fixée jusqu'à 10 mètres de hauteur au dessus du sol, sans majoration au delà ($\sigma = 0,070$)

I) Etude de la traverse du portique sur appuis simples:



$$\sum M_b = 0, \rightarrow R_a \times 12 - 3,37 \times 12 - 0,820(2,95 \times 2 + 3,05 + 2,95 + 3,05 + 3,05) - 2,45 \times \frac{12^2}{2} = 0$$

$$R_a \times 12 - 40,44 - 14,76 - 176,4 \rightarrow \underline{R_a = 19,3 \text{ t}}$$

$$\sum M_a = 0; \rightarrow -R_b \times 12 + 3,37 \times 12 + 0,820(2,95 \times 2 + 3,05 + 2,95 + 3,05 + 3,05) + 2,45 \times \frac{12^2}{2} = 0$$

$$-R_b \times 12 + 40,44 + 14,76 + 176,4 = 0 \rightarrow \underline{R_b = 19,3 \text{ t}}$$

Vérification

$$\sum y = 0 (\uparrow +)$$

$$19,3 \times 2 - 3,37 \times 2 - 0,820 \times 3 - 2,45 \times 12 = 0$$

$$38,6 - 6,74 - 2,46 - 29,4 = 0$$

$$38,6 - 38,6 = 0; 0 = 0$$

Calcul des moments

$$x = 0; M = 0$$

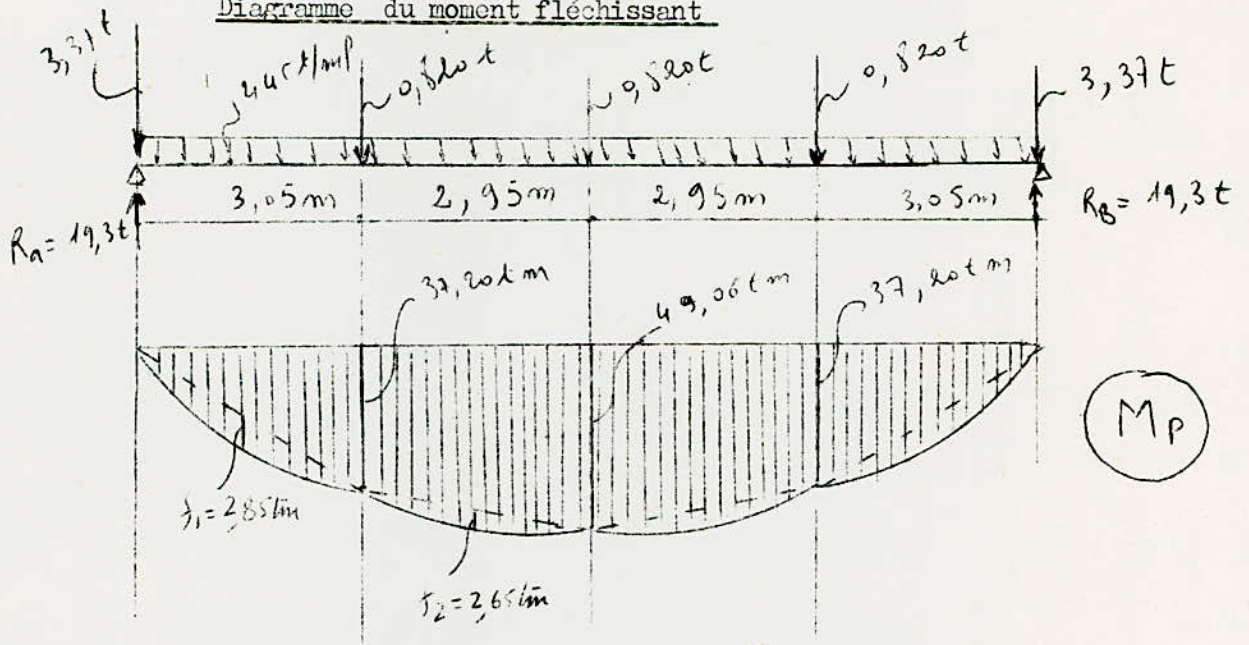
$$x = 3,05\text{m}; M = 19,3 \times 3,05 - 3,37 \times 3,05 - 2,45 \times \frac{3,05^2}{2}$$

$$\underline{M = 37,20 \text{ tm}}$$

$$x = (3,05 + 2,95)\text{m}; M = 19,3 \times 6 - 3,37 \times 6 - 0,820 \times 2,95 - 2,45 \times \frac{6^2}{2}$$

$$\underline{M = 49,06 \text{ tm}}$$

Diagramme du moment fléchissant



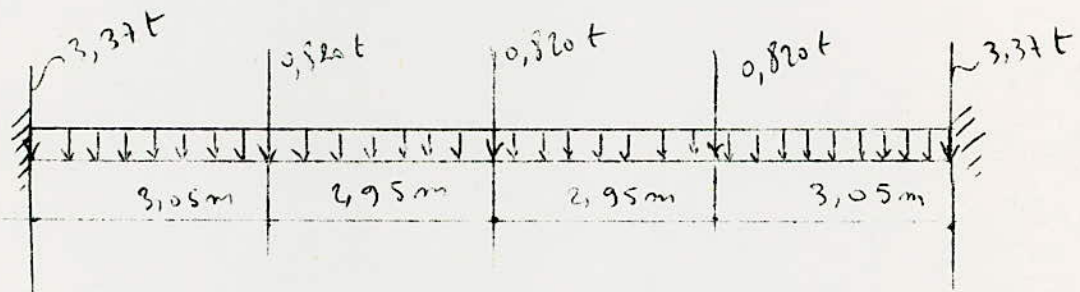
$$f_1 = \frac{2,45 \times 3,05^2}{8} = 2,85\text{ cm}$$

$$f_2 = \frac{2,45 \times 2,95^2}{8} = 2,65\text{ cm}$$

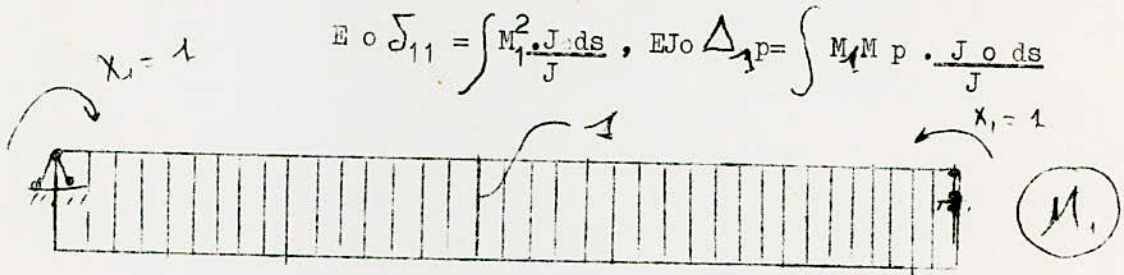
METHODE DES DEFORMATIONS

I Probleme auxiliaire

On se préoccupe d'abord d'étudier la traverse encastree en ses 2 cotés sous l'effet des charges permanentes



Comme cette poutre est 3 fois hyperstatique, on utilise la méthode des forces pour l'étudier, On choisit un système de base isostatique, et comme cette poutre est chargée symétriquement, seules les inconnues surabondantes sont à conserver.

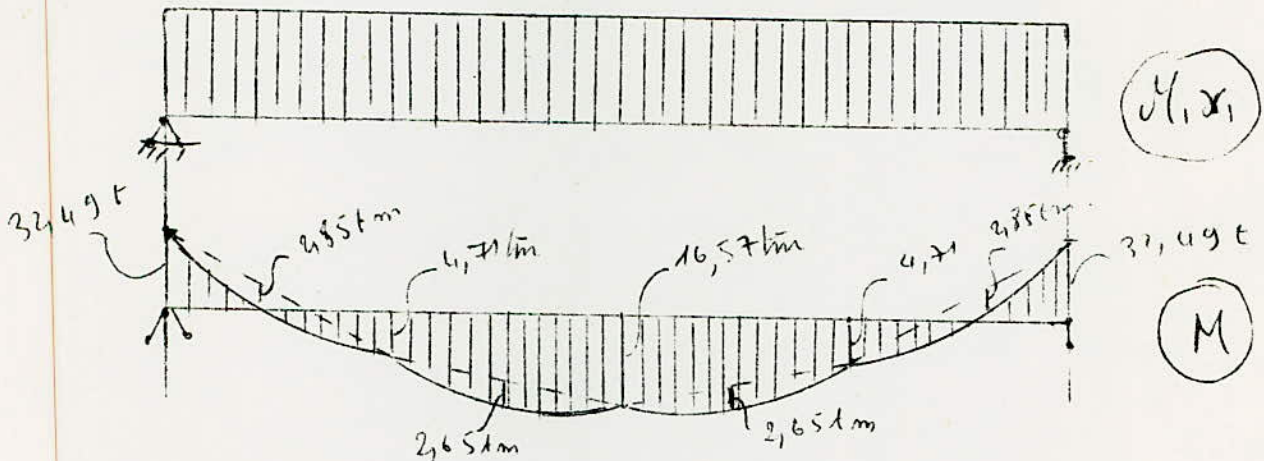


$$EJ \delta_{11} = \frac{1}{J_2} \cdot 1 \times 12 \times 1$$

$$EJ \delta_{1p} = \frac{2}{J_2} \left[\frac{1}{2} \times 37,20 \times 3,05 \times 1 + \frac{2}{3} \times 2,85 \times 3,05 \times 1 + \frac{1}{2} \times 2,95 \times (37,20 + 49,06) \times \frac{2}{3} \times 2,65 \times 2,95 \times 1 \right]$$

$$\Rightarrow EJ \delta_{1p} = \frac{1}{J_2} \cdot 389,92$$

$$\delta_{11} x_1 + \delta_{1p} = 0 \Rightarrow 12x_1 + 389,92 = 0 \Rightarrow x_1 = -32,49$$



Remarque: Le Diagramme final (\bar{M}) s'obtient par la somme des 2 diagrammes $M = M_1 x_1 + M_p$, C'est ce diagramme qui interesse la méthode des déformations

Vérification :

comme il ya **symétrie** , on vérifie uniquement la moitié du diagramme

$$\varepsilon \int M N_1 \frac{J_0 ds}{EJ} = \frac{1}{EJ} \cdot 2 \left[-\frac{1}{2} \times 32,49 \times 3,05 \times 1 + \frac{1}{2} \cdot 4,71 \times 3,05 \times 1 + \frac{2}{3} \cdot 2,85 \times 3,05 \right. \\ \left. + \frac{1}{2} \cdot 2,95 (4,71 + 16,57) \times 1 + \frac{2}{3} \cdot 2,65 \times 2,95 \right]$$

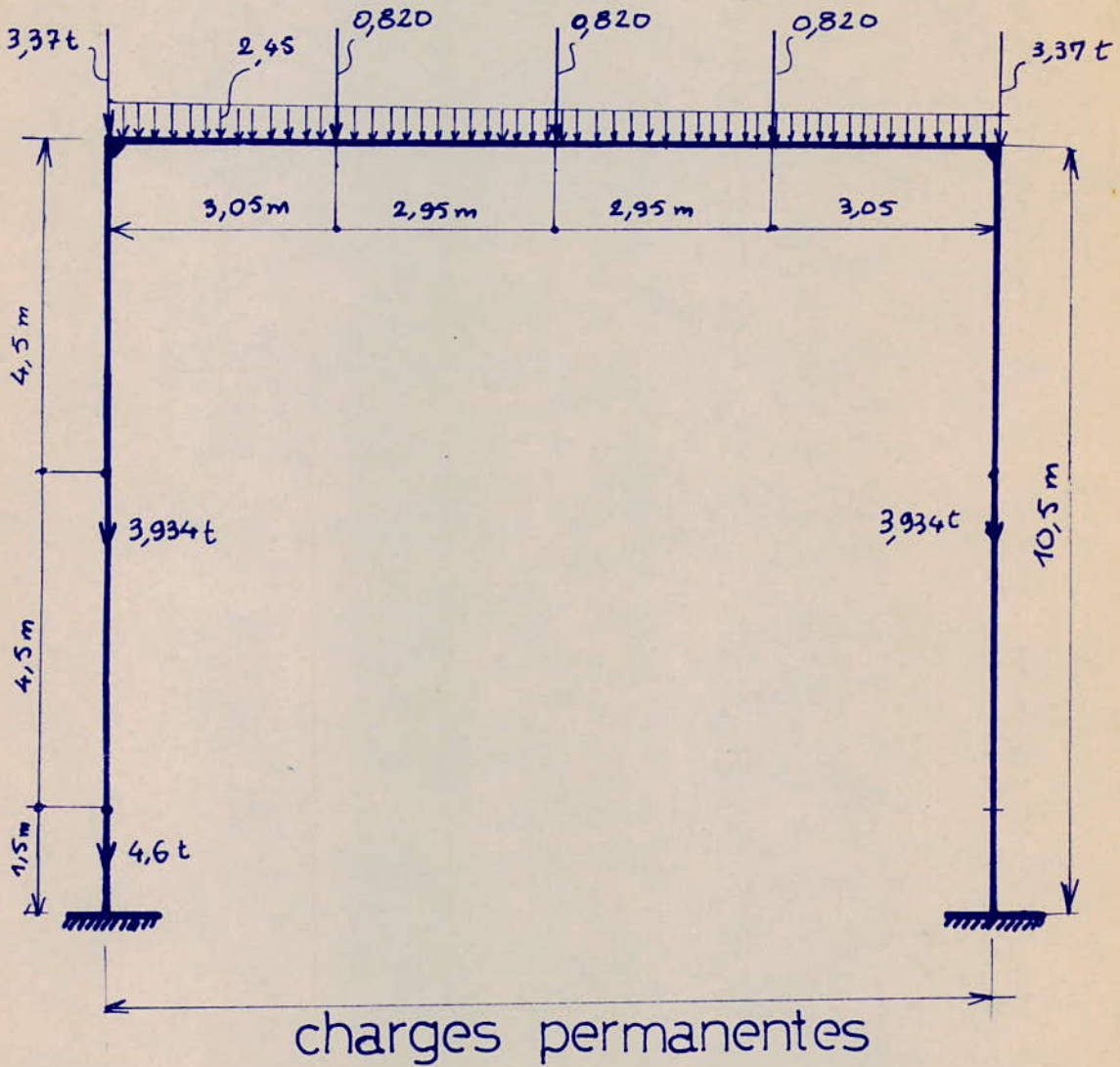
$$\frac{1}{EJ} \cdot 2 \left[-49,54 + 7,18 + 5,79 + 31,38 + 5,21 \right]$$

$$2 \cdot \frac{1}{EJ} \left[-49,54 + 49,56 \right] \neq 0$$

erreur.

$$\frac{(49,56 - 49,54)}{49,54} \times 100 = 0,04\% < 1\%$$

PORTIQUE TRANSVERSAL INTERMEDIAIRE

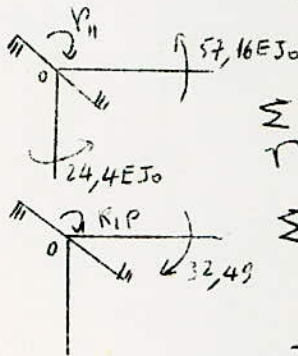


Méthode de déformation

$$J_0 : J_1 : J_2 = 1 : 64 : 343$$

traverse : $\frac{2 E J_2}{12} = \frac{2 E J_0}{12} \cdot \frac{J_2}{J_0} = 57,16 E J_0$

Montant : $\frac{4 E J_1}{10,5} = \frac{4 E J_0}{10,5} \cdot \frac{64}{1} = 24,4 E J_0$



$$\sum M_o = 0 \quad (\downarrow +)$$

$$\tau_{11} - (57,16 E J_0 + 24,4 E J_0) \times 2 = 0 \Rightarrow \tau_{11} = 81,556 \times 2 \cdot J_0$$

$$\sum M_o = 0 \quad (\downarrow -)$$

$$R_{1p} + 32,49 \times 2 \Rightarrow R_{1p} = 32,49 \times 2$$

$$\tau_{11} Z_1 + R_{1p} = 0 \Rightarrow 81,56 E J_0 \cdot Z_1 - 32,49 \times 2 = 0 \Rightarrow Z_1 = \frac{0,398}{E J_0}$$

d'où le diagramme corrigé $M_1 Z_1$

Le diagramme dû à la charge donnée est donc tracée

Le diagramme final sera donc la somme des 2 diagrammes $M_1 Z_1 + M_p$

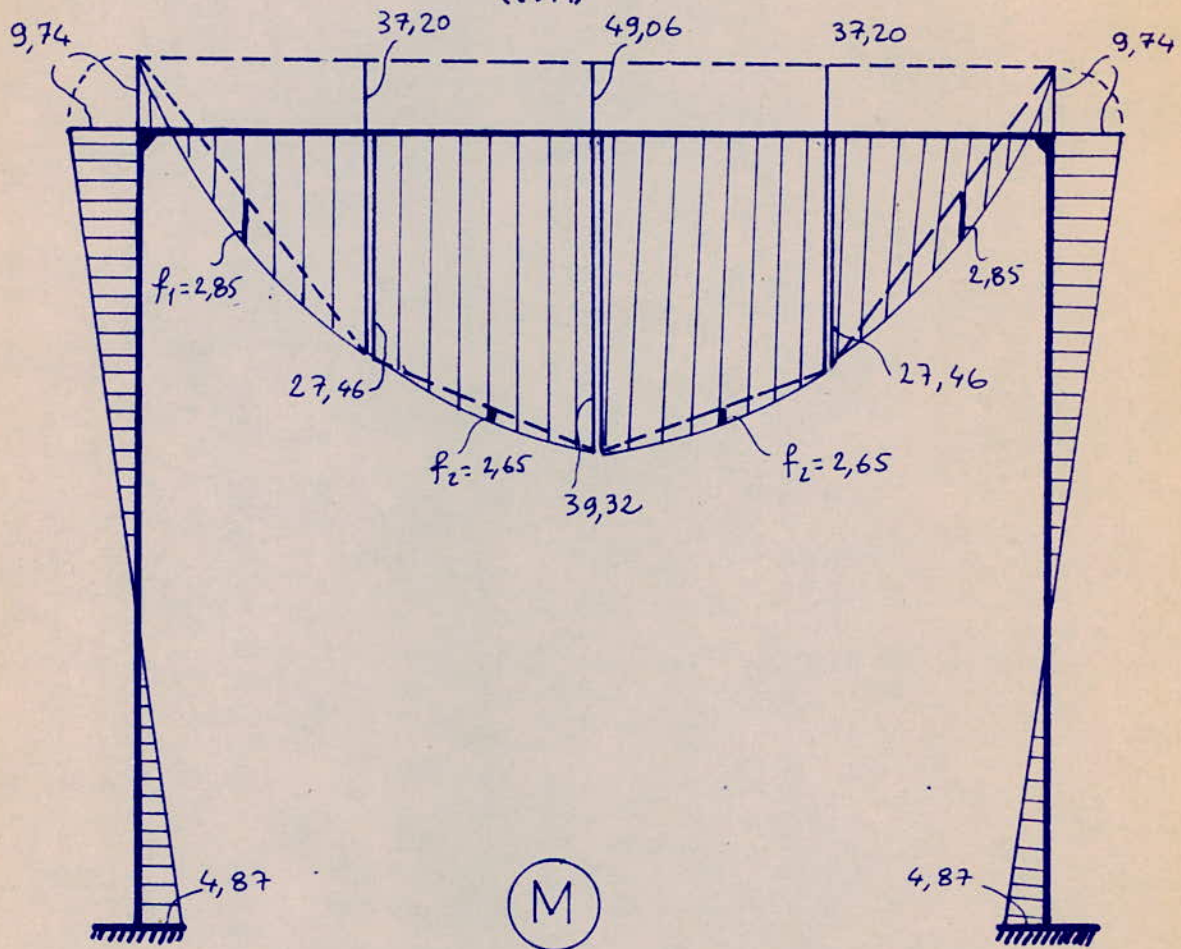
$$M = M_1 Z_1 + M_p$$

Ce diagramme final sera construit dans le système initial

Vérification

comme l'équilibre des nœuds est vérifié, le diagramme (\bar{M}) est justement construit, on passe donc à l'étude de l'effort tranchant.

MOMENT FLECHISSANT DU AUX CHARGES
PERMANENTES
(tm)



comme $T = \frac{dM}{dx}$, le diagramme de l'effort tranchant s'obtient en dérivant le diagramme du moment fléchissant

0 - 1

$$T = \frac{27,46 + 9,74 + 2,45 \times 3,05}{3,05} - 2,45 \cdot x$$

$$x = 0 ; \quad T = 15,92 \text{ t}$$

$$x = 3,05 \text{ m} ; \quad T = 8,45 \text{ t}$$

1 - 2

$$T = \frac{39,32 - 27,46 + 2,45 \times 2,95}{2,95} - 2,45 \cdot x$$

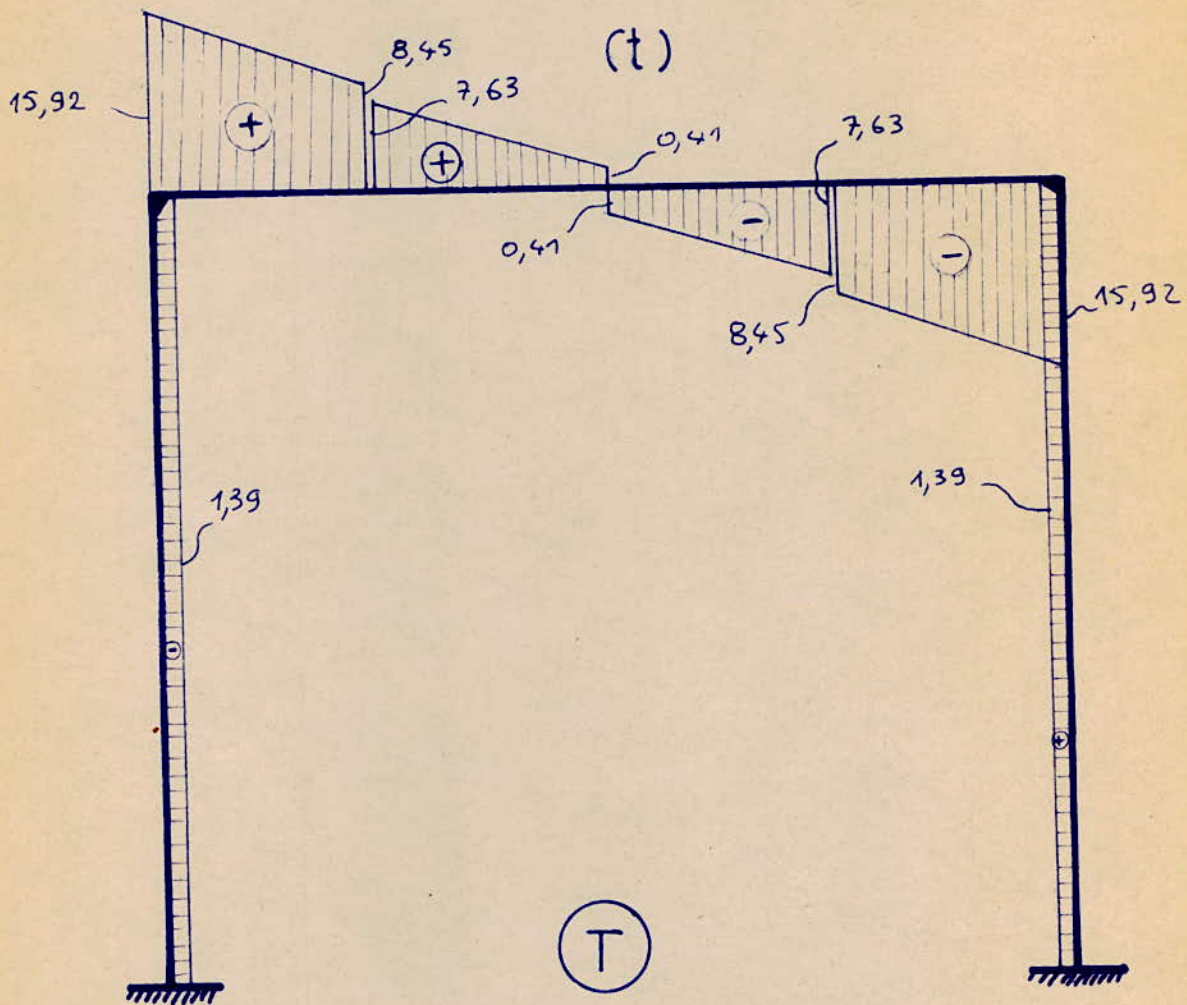
$$x = 0 ; \quad T = 7,63 \text{ t}$$

$$x = 2,95 \text{ m} ; \quad T = 0,41 \text{ t}$$

2 - 3

$$T = - \frac{9,74 + 4,87}{10,5} = - 1,39 \text{ t}$$

EFFORT TRANCHANT DU AUX CHARGES PERMANENTES

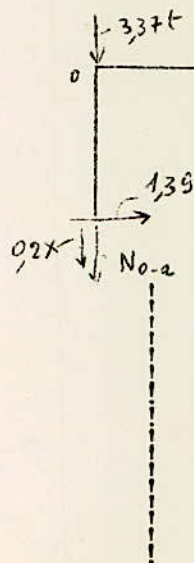


Vérification

$$\sum x = 0 \quad (\rightarrow)$$

$$1,39 - 1,39 = 0, \quad 0 \equiv 0$$

Le diagramme de l'effort normal est obtenu en considérant les nœuds
On ne néglige pas le poids propre des moments $0,2 \times 0,4 \times 2500 \times x = 0,2x$ (en t)



$$\sum x = 0 \quad (\rightarrow)$$

$$N_{o-1} + 1,39 = 0 \Rightarrow N_{o-1} = -1,39 \text{ t (compression)}$$

$$\sum y = 0 \quad (\downarrow^+)$$

$$N_{o-2} + 0,2x + 15,92 + 3,37 = 0$$

$$x = 0, \quad N_{o-2} = -19,29 \text{ t (compression)}$$

$$x = 4,5 \text{ m}, \quad N_{o-2} = -20,19 \text{ t (compression)}$$

$$x = 9 \text{ m}, \quad N_{o-2} = -25,034 \text{ t (compression)}$$

$$x = 10,5 \text{ m}, \quad N_{o-2} = -29,934 \text{ t (compression)}$$

Vérification

$$\sum y = 0 \quad (\uparrow^+)$$

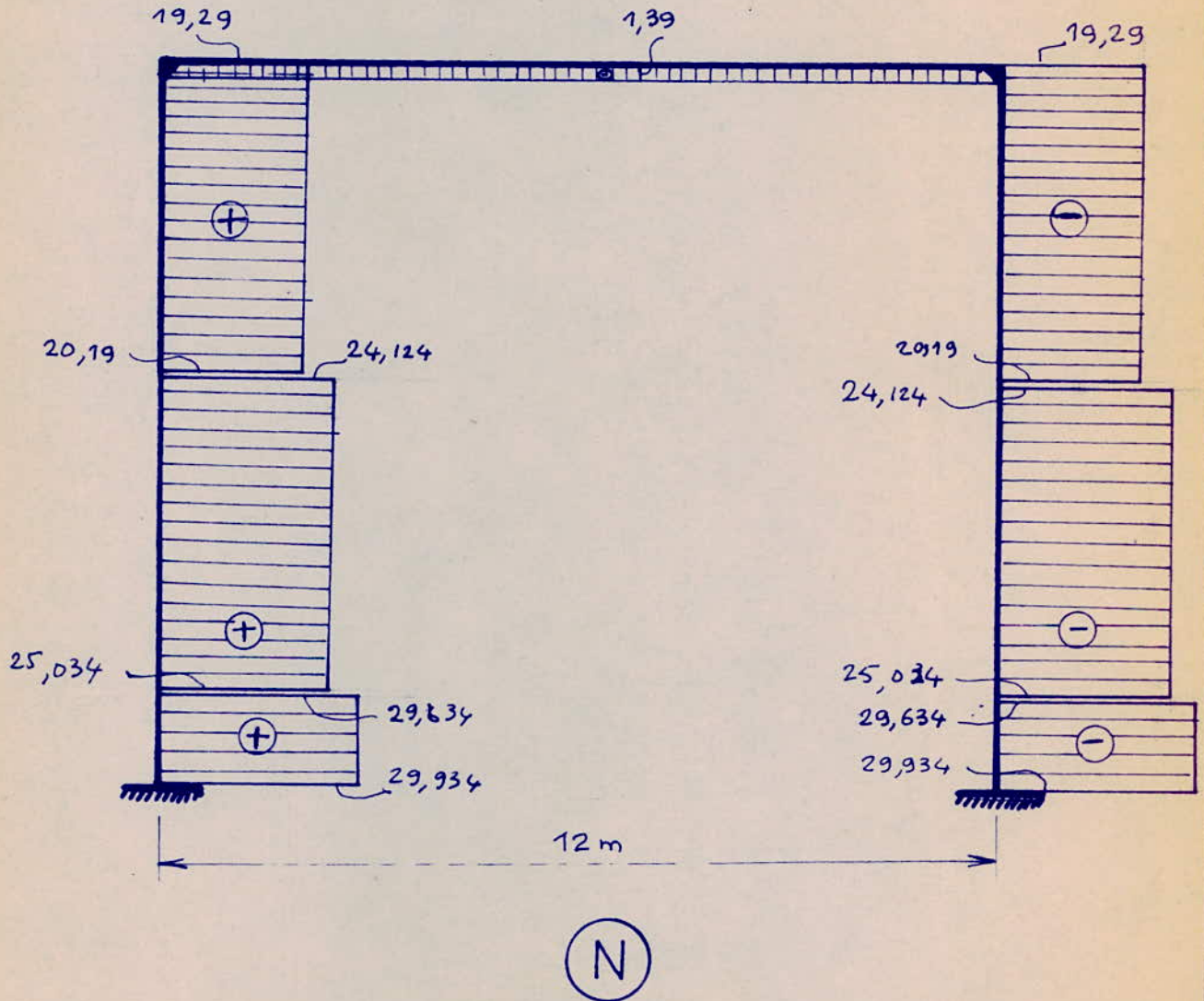
$$29,934 \times 2 - 3 \times 0,820 - 2 \times 3,37 - 2,45 \times 12 - (3,934 + 4,6) \times 2 - 0,2 \times 21 = 0$$

$$59,868 - 2,46 - 6,74 - 29,4 - 17,068 - 4,2 = 0$$

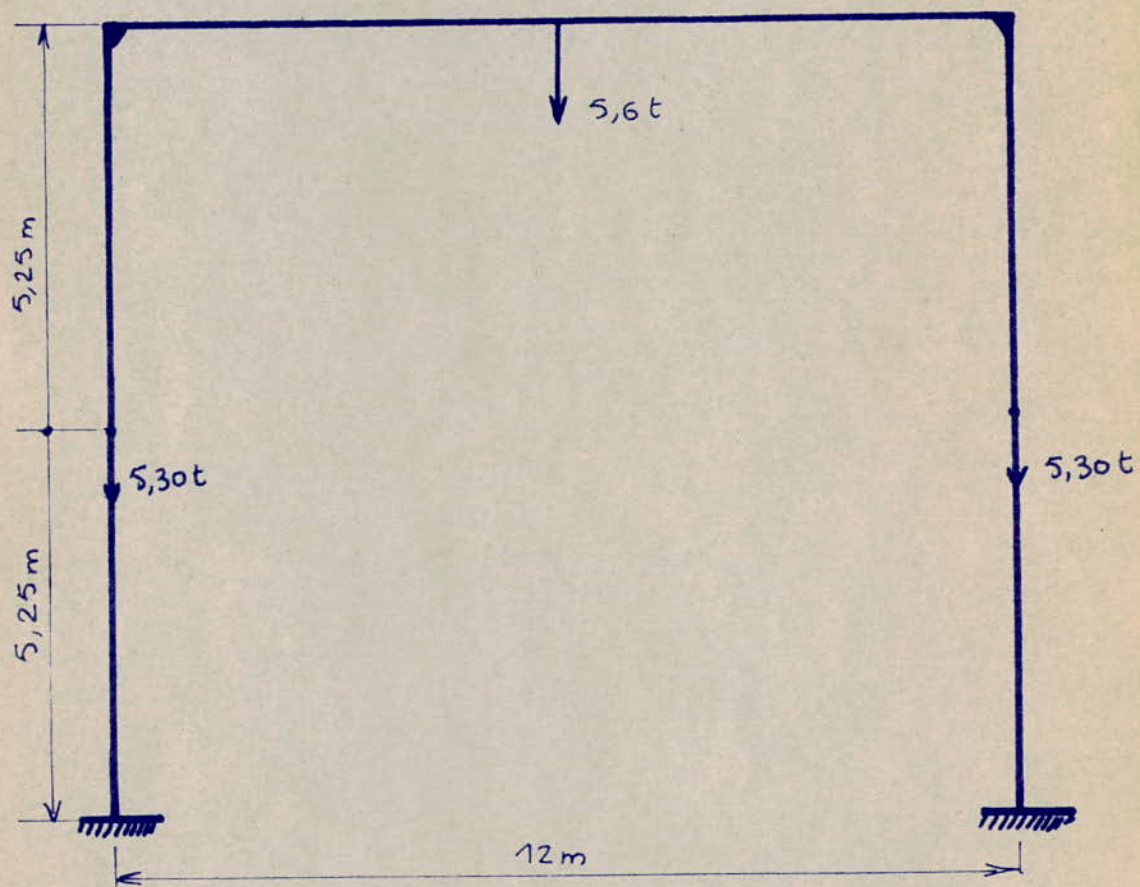
$$59,868 - 59,868 = 0 ; \quad 0 \equiv 0$$

EFFORT NORMAL DU AUX CHARGES PERMANENTES

(t)



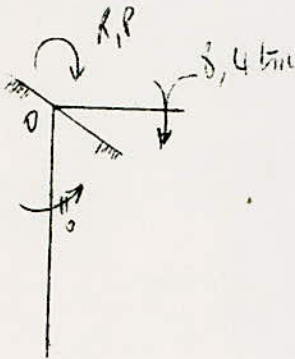
EFFORTS DUS AU SEISME



Le portique étant soumis à des charges symétriques, on utilise la méthode des déformations

$$J_0 : J_1 : J_2 = 1 : 64 : 343$$

Le diagramme unitaire M_1 est tracé ci dessus pour le diagramme M_D , on a



$$\frac{pl}{8} = \frac{5,6 \times 12}{8} = 8,4 \text{ tm}$$

$$M_0 = 0 \quad (\curvearrowright^+)$$

$$R_1 p + 8,4 \times 2 = 0 \rightarrow R_1 p = - 8,4 \times 2$$

$$\sum \uparrow Z_1 + R_1 p = 0 \rightarrow 81,56 \times Z_1 + R_1 p = 0 \rightarrow 81,56 Z_1 - 8,4 \times 2 = 0$$

$$\rightarrow Z_1 = \frac{8,4}{81,56} = \frac{1}{9,7} \approx 0,103$$

Diagramme de l'effort tranchant

0 - 1

$$T = \frac{14,28 + 2,52}{6} = 2,8 \text{ t}$$

0 - 2

$$T = \frac{2,52 + 1,26}{10,5} = - 0,36 \text{ t}$$

Vérification :

$$\sum x = 0 \quad (\rightarrow^+); \quad - 0,36 + 0,36 = 0; \quad 0 \equiv 0$$

Diagramme de l'effort normal

$$\sum x = 0 \quad (\rightarrow^+)$$

$$N_{01} + 0,36 = 0 \Rightarrow N_{01} = - 0,36 \text{ t (compression)}$$

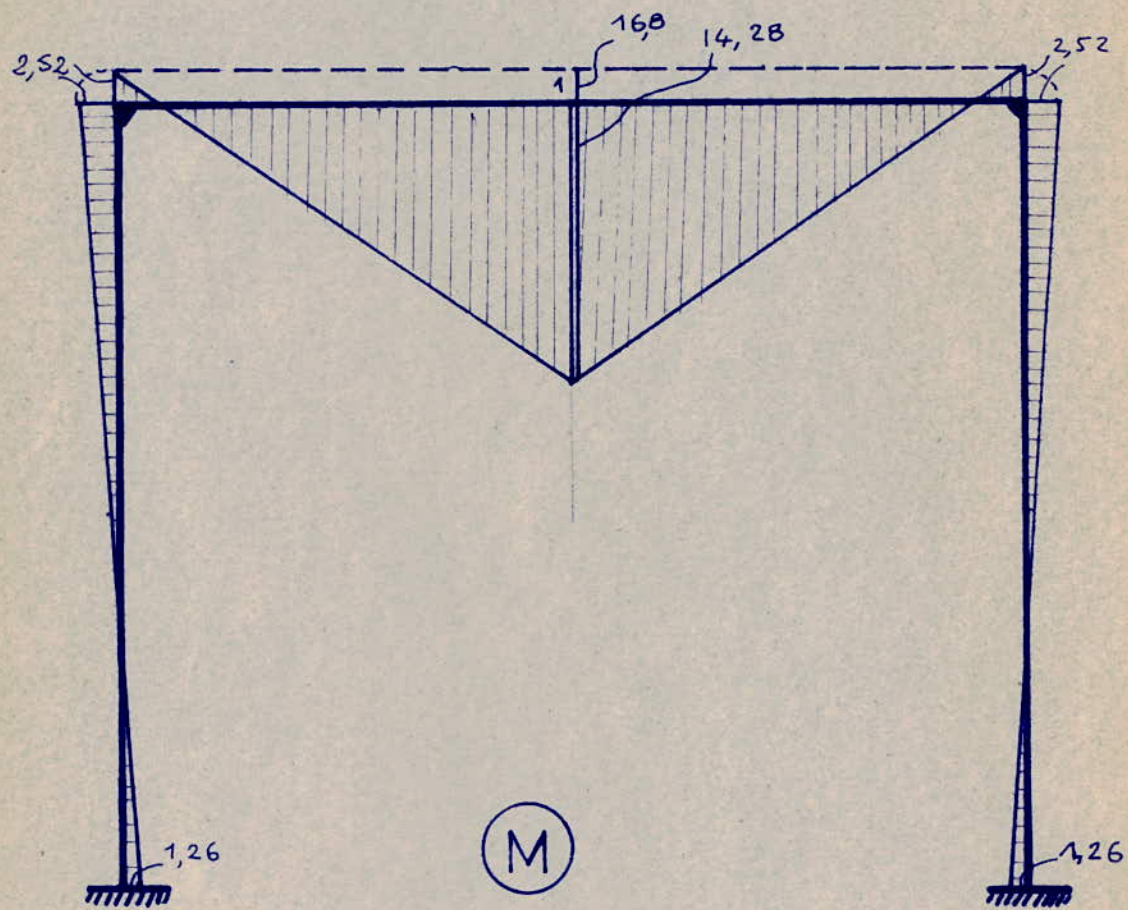
$$\sum y = 0 \quad (\uparrow^+)$$

$$N_{02} + 2,8 = 0 \Rightarrow N_{02} = - 2,8 \text{ t (compression)}$$

Vérification $\sum y = 0 \quad (\uparrow^+)$

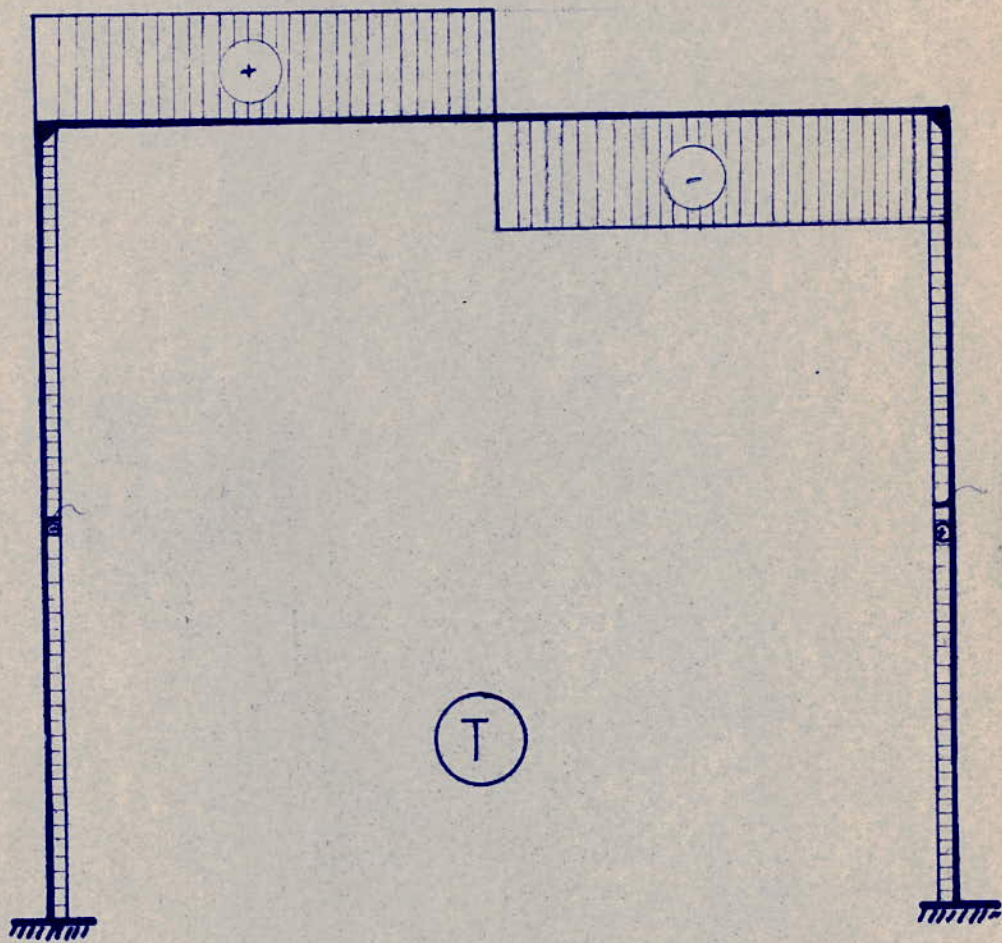
$$8,1 \times 2 - 5,6 - 5,30 \times 2 = 16,2 - 16,2 = 0; \quad 0 \equiv 0$$

MOMENT FLECHISSANT DU AU SEISME



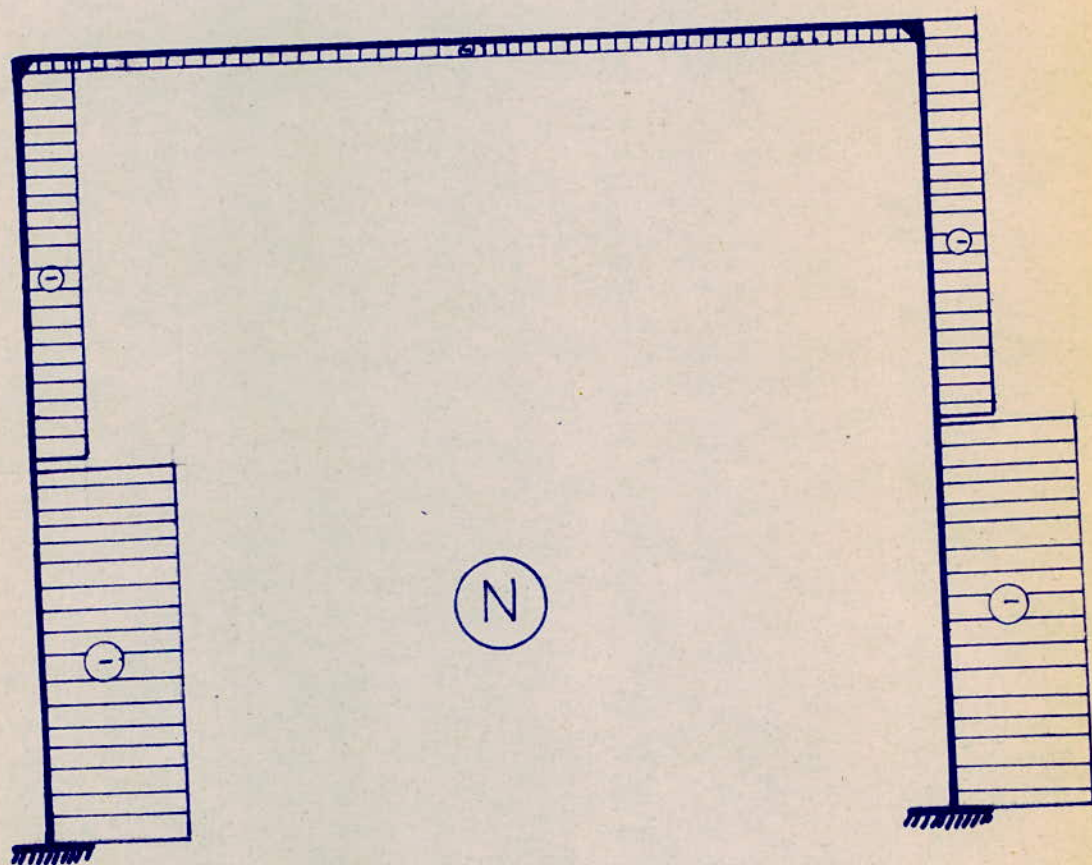
EFFORT TRANCHANT DU AU SEISME

(†)

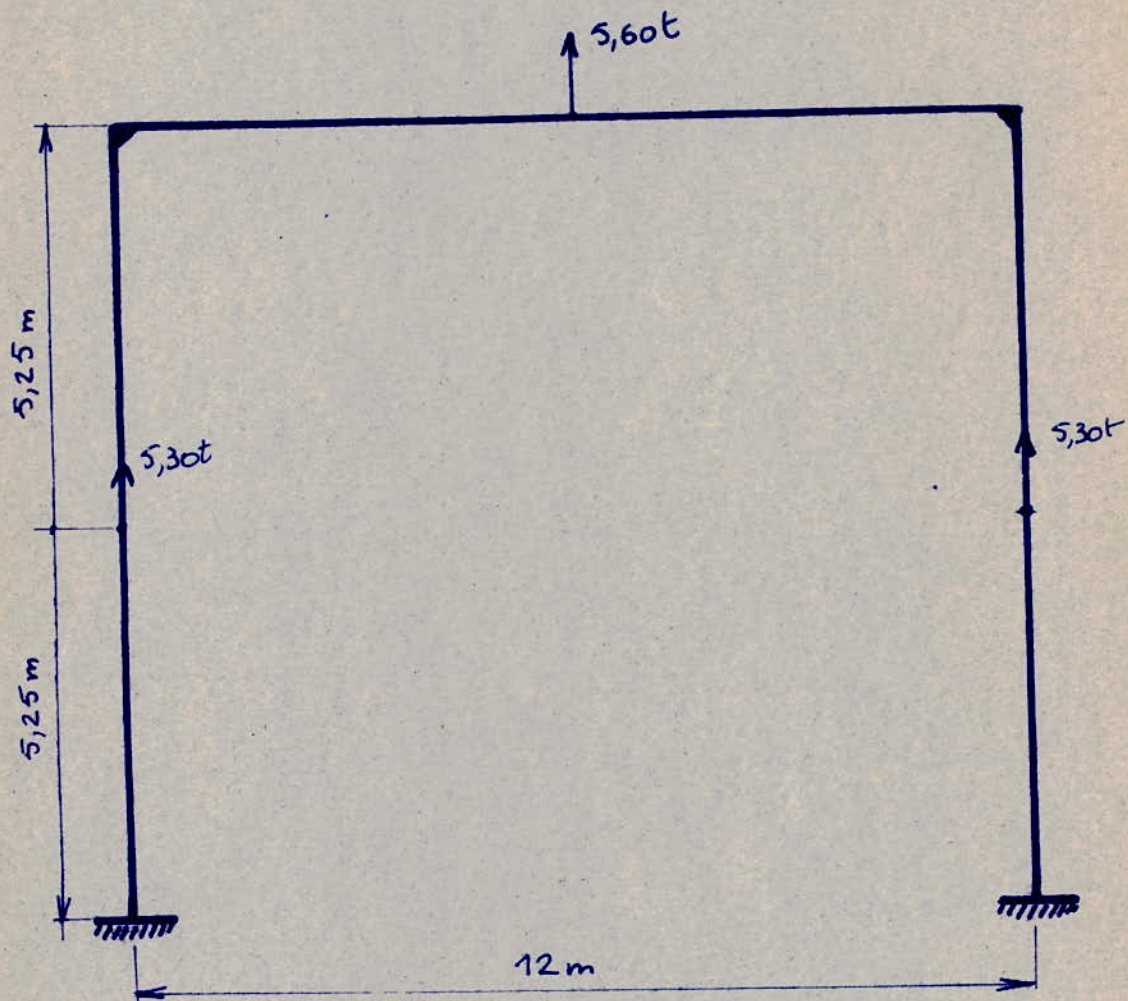


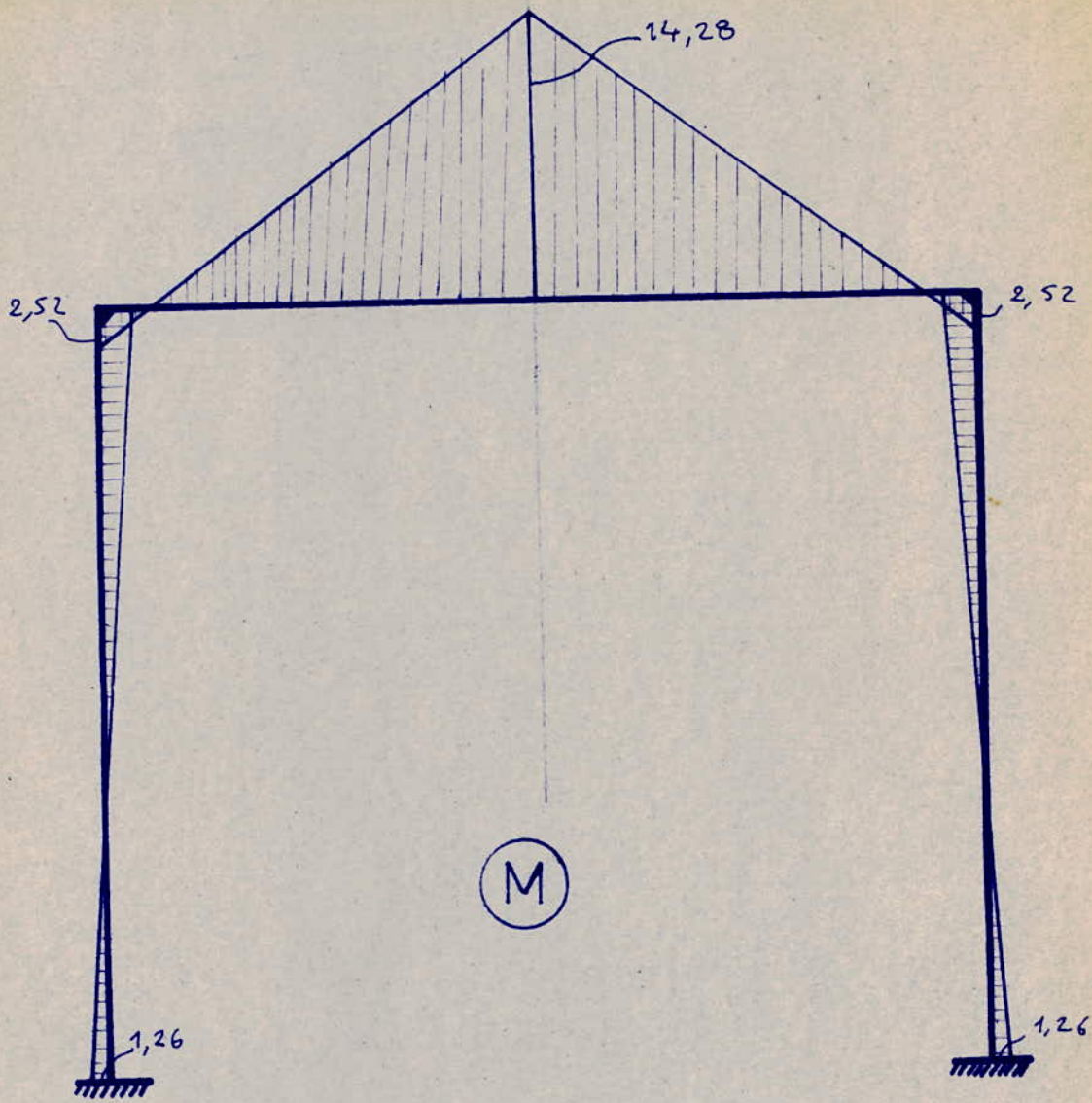
EFFORT NORMAL DU AU SEISME

(t)



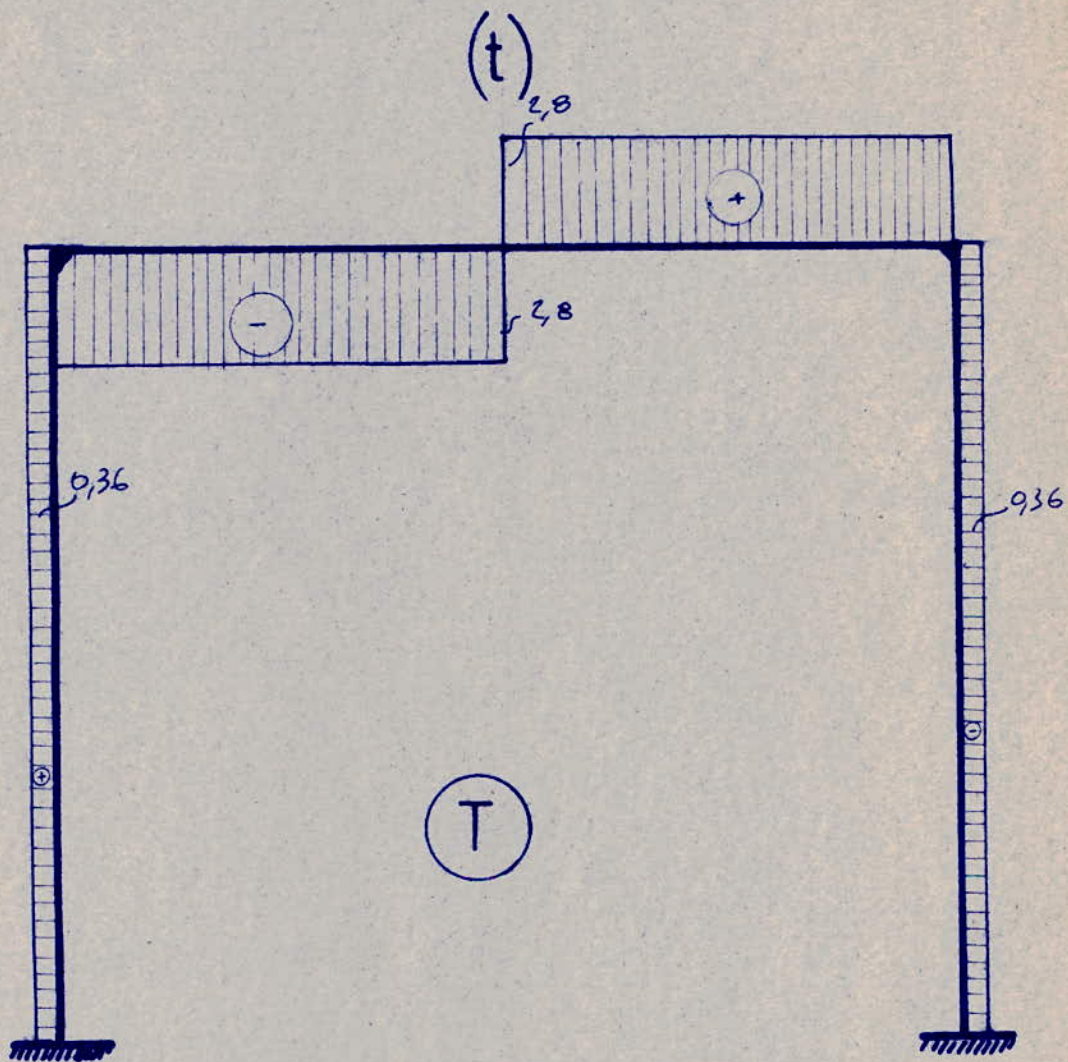
EFFORTS DUS AU SEISME





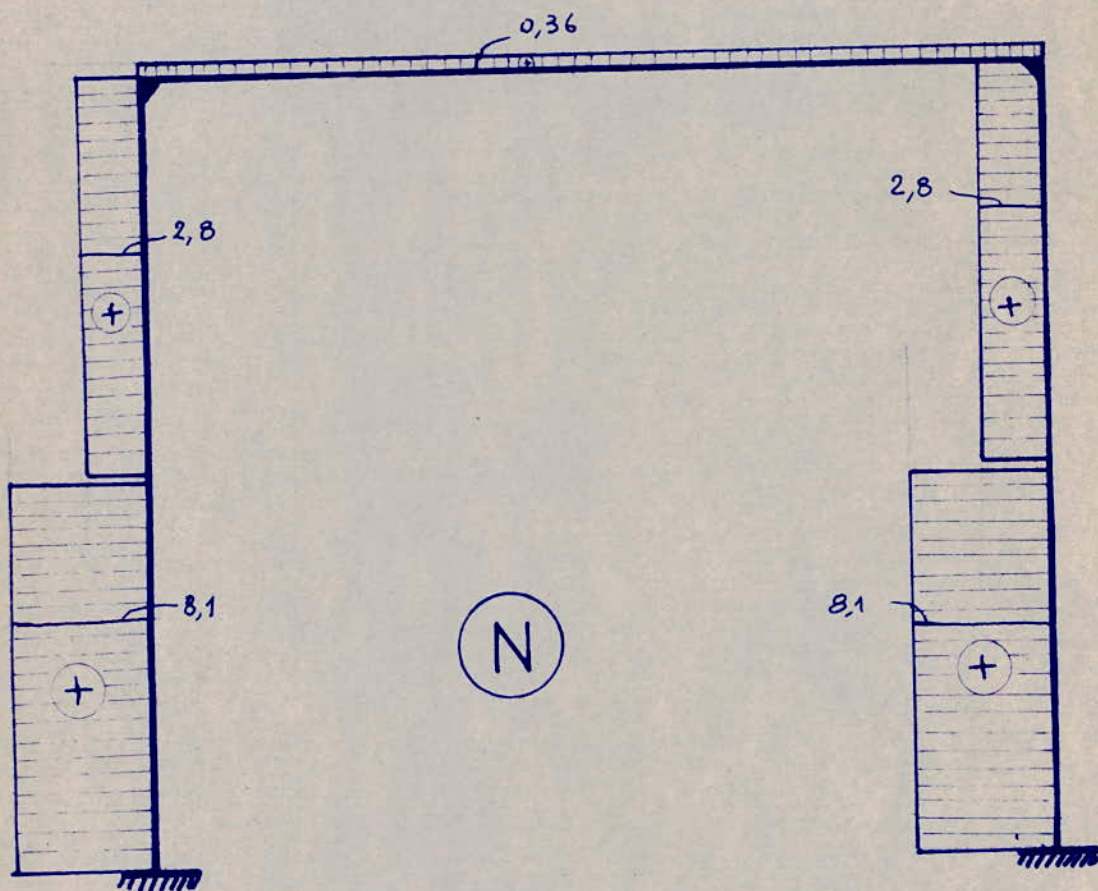
MOMENT FLECHISSANT DU AU SEISME
(tm)

EFFORT TRANCHANT DU AU SEISME

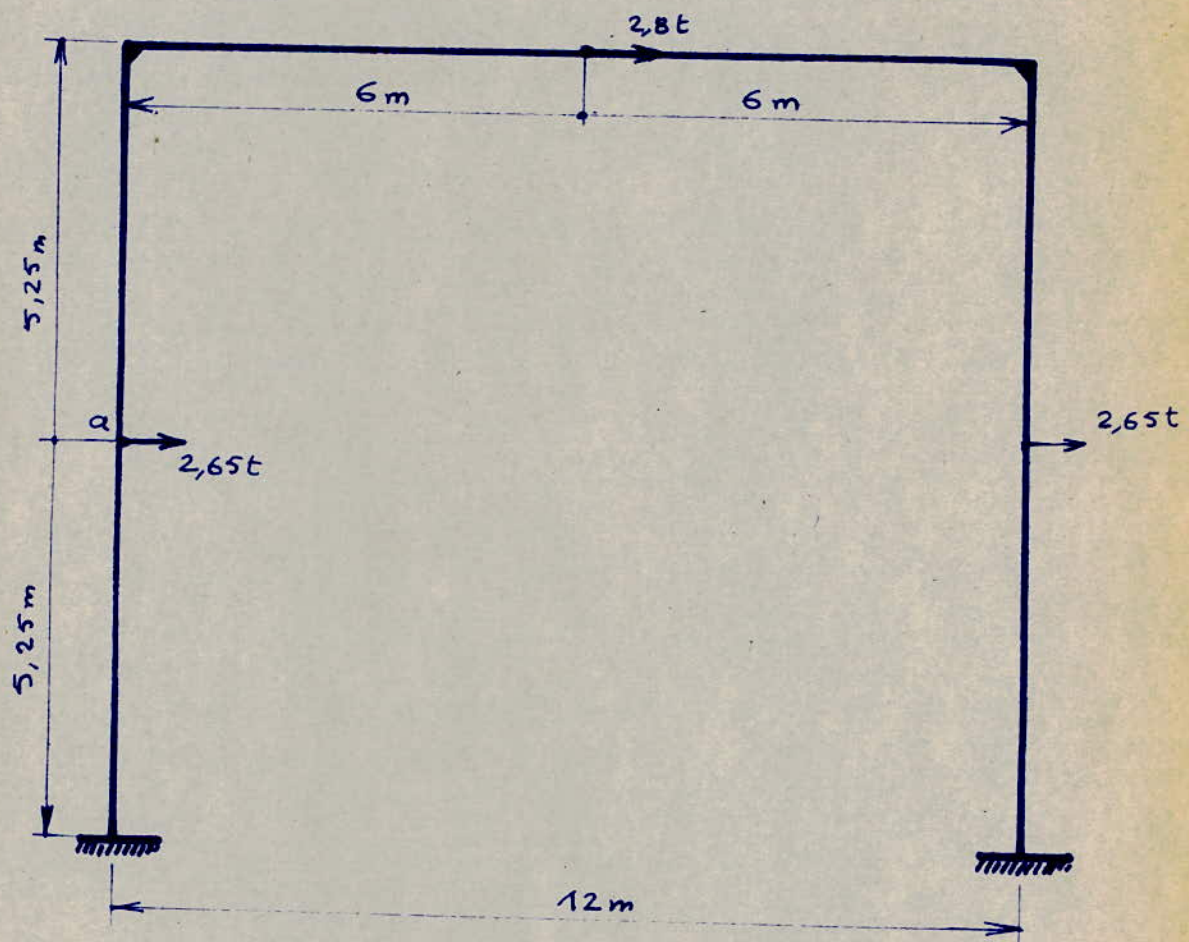


EFFORT NORMAL DU AU SEISME

(t)



EFFORTS DUS AU SEISME



Le portique étant soumis à des charges antisymétriques, on utilise la méthode des forces

$$J_0 : J_1 : J_2 = 1 : 64 : 343$$

Le diagramme unitaire (M_1) est tracé ci dessus

Pour le diagramme (M_p), on a

$$M_a = 1,4 \times 5,25 = 7,35 \text{ tm}$$

$$M_b = 1,4 \times 10,5 + 2,65 \times 5,25 = 28,6 \text{ tm}$$

$$\text{On a } \Gamma_{11} x_1 + \Delta_1 p = 0$$

$$E J_0 \int_{11} \int M_1^2 \frac{J_0 ds}{J} = 12,218 \text{ (Voir ci dessus)}$$

$$E J_0 \Delta_1 p = \int M_1 M_p \frac{J_0 ds}{J} = 2 \frac{1}{2} \cdot 7,35 \times 5,25 \times 6 + \frac{1}{2} \times 5,25$$

$$(7,35 + 28,6) \times 6 \frac{1}{64} = 21,31$$

$$12,218 x_1 + 21,31 = 0 \Rightarrow x_1 = - \frac{21,31}{12,218} = - 1,74$$

Vérification = comme la charge est antisymétrique, on vérifié seulement la moitié du diagramme

$$\int M_1 M_1 \frac{J_0 ds}{J} = - \frac{1}{2} 10,44 \times 6 \frac{2,6 \cdot 16}{3} \frac{1}{343} \frac{1}{2} 5,25 (10,44 + 3,09) \times 6 \frac{1}{64}$$
$$+ 6 \times 5,25 \times 7,535 \frac{1}{64}$$

$$= - 0,36 - 3,34 + 3,70 = 0; - 3,70 + 3,70 = 0; 0 \equiv 0$$

Diagramme de l'effort tranchant

0 - 0

$$T = \frac{10,44 + 10,44}{12} = -1,73 \text{ t}$$

0 - a

$$T = \frac{10,44 - 3,09}{5,25} = 1,4 \text{ t}$$

a - b

$$T = \frac{3,09 + 18,16}{5,25} = 4,05 \text{ t}$$

Vérification :

$$\sum x = 0 \text{ (} \rightarrow \text{)}$$

$$2,8 + 2,65 \times 2 - 4,05 \times 2 = 8,1 - 8,1 = 0 ; 0 \equiv 0$$

Diagramme de l'effort normal

$$\sum x = 0 \text{ (} \rightarrow \text{)}$$

$$N_{00'} - 1,4 = 0 \Rightarrow N_{00'} = 1,4 \text{ t (traction)}$$

$$\sum y = 0 \text{ (} \downarrow \text{)}$$

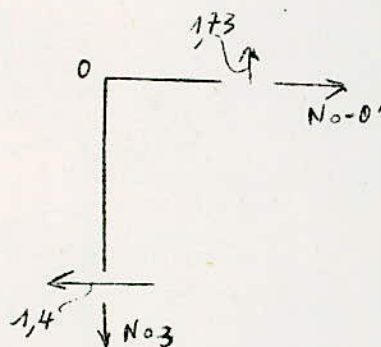
$$N_{03} = 0 \Rightarrow N_{03} = 1,73 \text{ t (traction)}$$

$$\sum x = 0 \text{ (} \leftarrow \text{)}$$

$$N_{0'o} + 1,4 = 0 \Rightarrow N_{0'o} = -1,4 \text{ t (compression)}$$

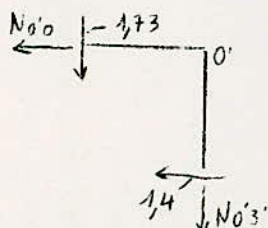
$$\sum y = 0 \text{ (} \downarrow \text{)}$$

$$N_{03'} + 1,73 = 0 \Rightarrow N_{03'} = -1,73 \text{ t (compression)}$$



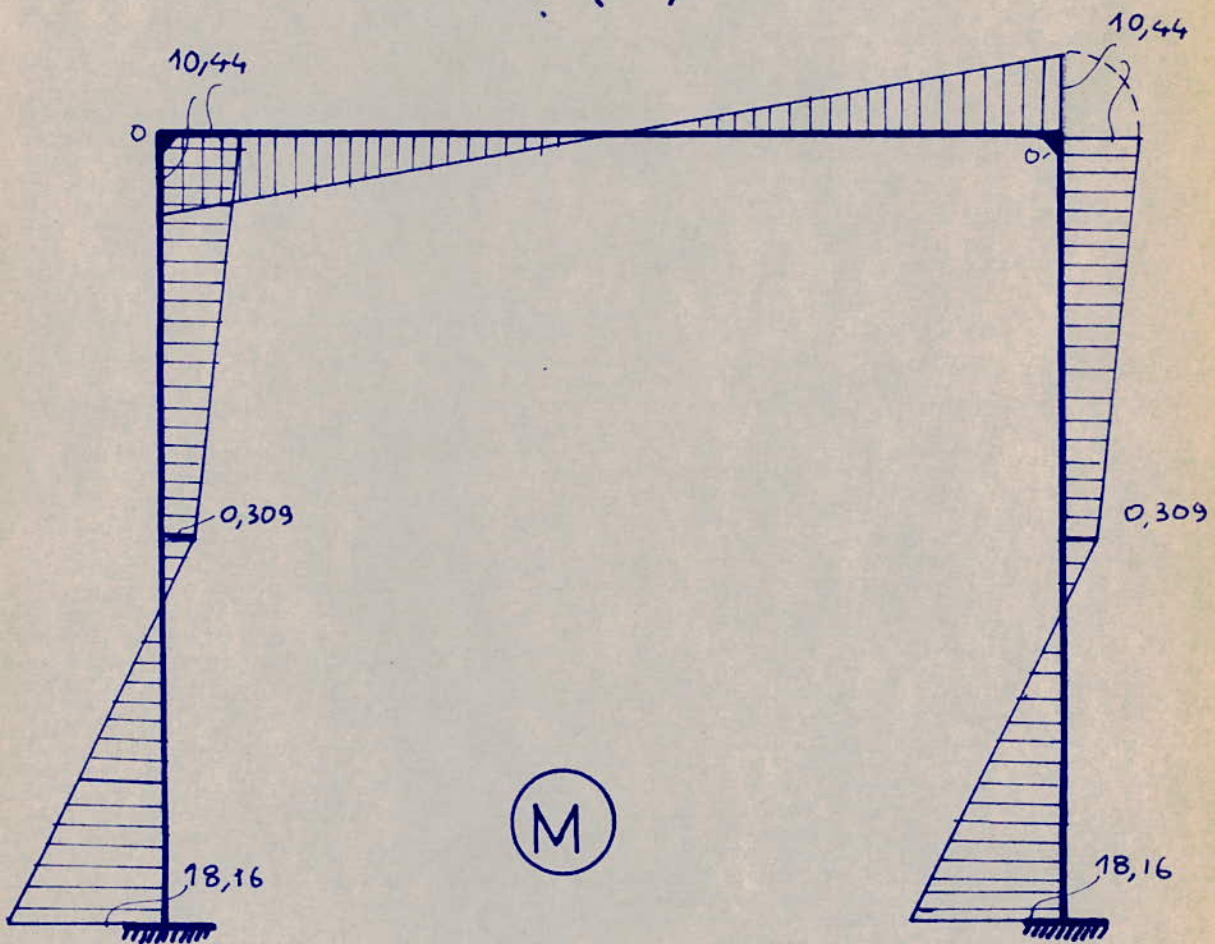
Vérification

$$\sum y = 0 \text{ (} \uparrow \text{)} \quad 1,73 - 1,73 = 0 ; 0 \equiv 0$$



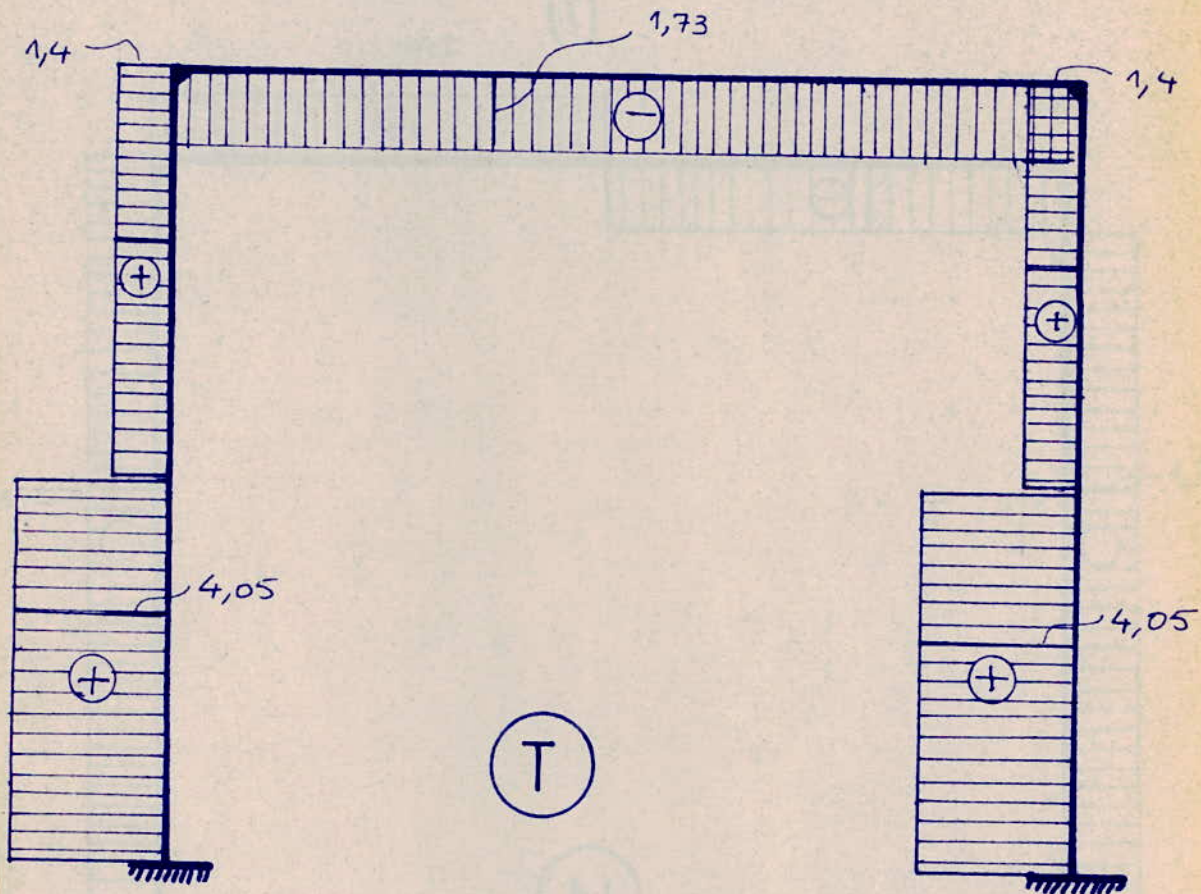
MOMENT FLECHISSANT DU AU SEISME

(tm)

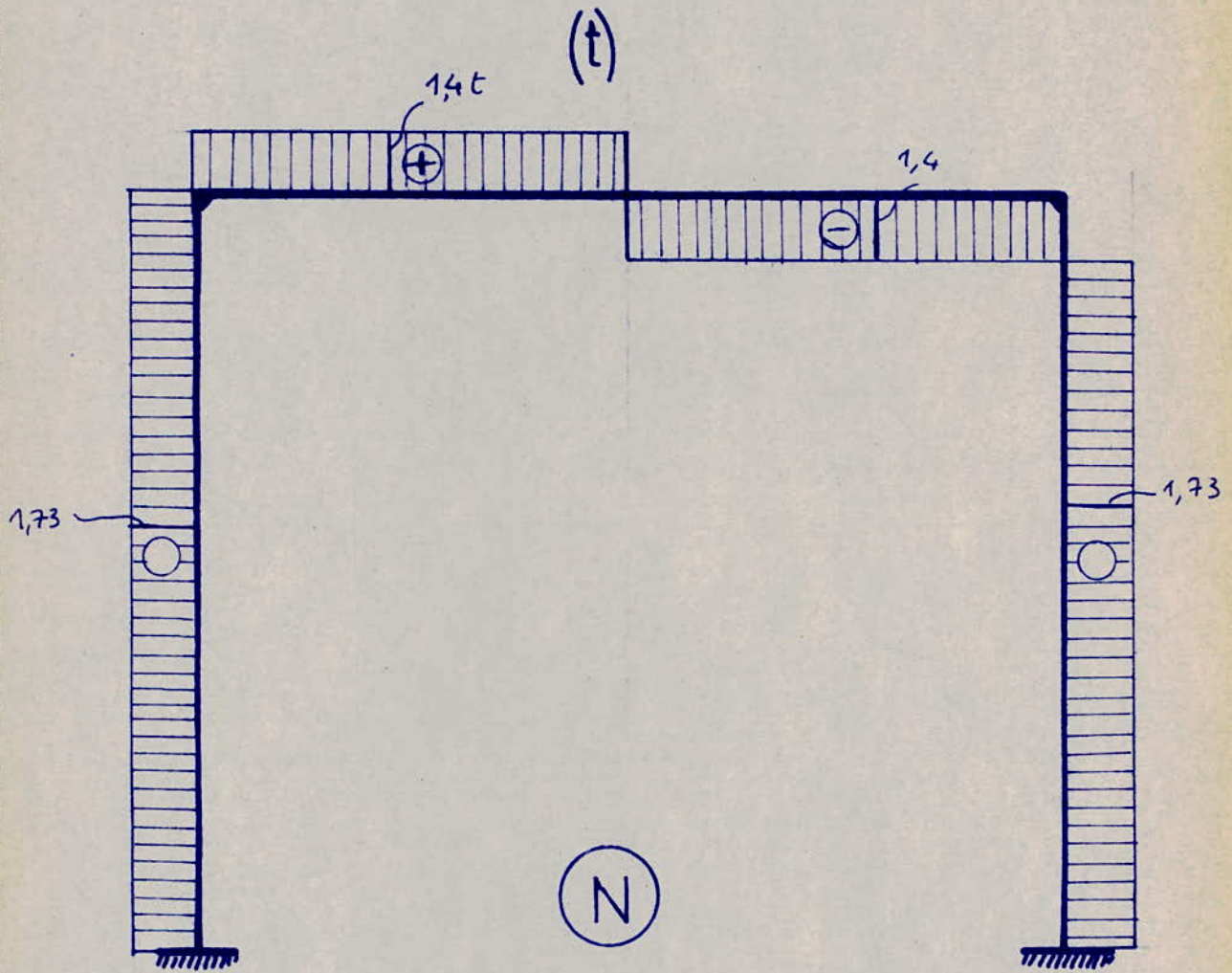


EFFORT TRANCHANT DU AU SEISME

(t)



EFFORT NORMAL DU AU SEISME



PORTIQUE TRANSVERSAL INTERMEDIAIRE

Vérification au Séisme :

Contraintes admissibles

Les contraintes seront calculées sous l'effet simultané :

- des charges permanentes
- des surcharges d'exploitation
- et des séismes,

à l'exclusion des charges climatiques

- Dans certaines vérifications, il pourra être plus défavorable d'admettre que les surcharges ou certaines d'entre elles sont nulles et il faudra tenir compte du fait que les forces d'inertie d'origine sismique peuvent avoir une direction ascendante.

- Le calcul sera alors conduit en portant les contraintes admissibles dans ces conditions aux valeurs maxima suivantes :

- Pour l'acier des ossatures métalliques ou des armatures de béton armé à la limite élastique conventionnelle :

- Pour le béton des pièces fléchies des ossatures de béton armé, aux 8/10ème de la contrainte de rupture à la compression, contrainte mesurée à 90 jours sur cubes de 14,1 ou de 20 cm d'arête (la résistance à la traction en béton sera supposée nulle)

$$\frac{8}{10} \sigma'_{90} = \frac{8}{10} 1,2 \sigma'_{28} = 0,96 \sigma'_{28}$$

- Pour le béton des pièces dont les sections sont entièrement comprimées dans les ossatures en béton aux 6/10ème de la contrainte de rupture à la compression mesurée dans les

conditions précitées.

$$\frac{6 \sigma'_{90}}{10} = 0,72 \cdot \sigma'_{28}.$$

Valeurs maximales des contraintes admissibles :

$$\sigma_{cn} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Acier Tor}$$

$$\sigma'_b = 0,96 \sigma'_{28} = 0,96 \times 270 = 259 \text{ kg/cm}^2 \text{ (en flexion)}$$

$$\sigma'_b = 0,72 \sigma'_{28} = 0,72 \times 270 = 194,2 \text{ kg/cm}^2 \text{ (en compression)}$$

Vérification de la traverse :

I) En travée :

- Moment fléchissant dû aux charges permanentes $M = 39,32 \text{ tm}$

- Effort normal dû aux charges permanentes $N = 1,39 \text{ t}$

- Moment fléchissant dû au séisme $M = 14,28 \text{ tm}$

- Effort normal dû au séisme $N = 0,36 \text{ t}$

Moment fléchissant total $M = 39,32 + 14,28 = 53,6 \text{ tm}$

Effort normal total $N = 1,39 + 0,36 = 1,75 \text{ t}$

Les sections d'armatures en travée dues à la charge permanente et à la surcharge sont :

$$A = 33,12 \text{ cm}^2$$

$$A' = 38,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } \bar{\omega} = \frac{100 A}{bh} \qquad \bar{\omega}' = \frac{100 A'}{bh.}$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \times 33,12}{20 \times 63} = 2,62.$$

$$\bar{\omega}' = \frac{100 \times 38,6}{20 \times 63} = 3,06$$

On se fixe à priori $\sigma'_b = 0,96 \sigma'_{28} = 0,96 \times 270 = 259 \text{ kg/cm}^2$

d'où

$$Ma^t = 53,6 + 1,75 \left(\frac{0,70}{2} - 0,07 \right) = 54,09 \text{ tm}$$

$$Ma^c = 53,6 - 1,75 \left(\frac{0,70}{2} - 0,07 \right) = 53,11 \text{ tm}$$

$$M_I = \frac{Ma^t}{\sigma'_b bh^2} = \frac{54,09 \cdot 10^5}{259 \times 20 \times 63^2} = 0,264$$

$$M_2 = \frac{Ma^c}{\sigma'_b bh^2} = \frac{53,11 \cdot 10^5}{259 \times 20 \times 63^2} = 0,259$$

L'abaque correspondant à $\omega + \omega'$ minimum donne

pour $\delta = 0,10$ $k = 26,2$

les tableaux I donnent pour $k = 26,2$ $\alpha = 0,3641$

d'où $M'_I = \left(\frac{15}{100} \frac{(\alpha - \delta)(1 - \delta)}{1 - \alpha} \right) \omega' + \frac{15}{k} \frac{\alpha}{2} \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) =$

$$\frac{15 Ma^t}{\sigma_a bh^2}$$

$$M'_2 = \frac{15}{100} (1 -) \omega - \frac{15}{k} \frac{\alpha}{2} \left(\frac{\alpha}{3} - \delta \right) = \frac{15 Ma^c}{\sigma_a bh^2}$$

$$M'_I = 0,2627$$

$$M'_2 = 0,2477$$

d'où $\sigma_a = \frac{15 Ma^t}{M'_I bh^2} = \frac{15 Ma^c}{M'_2 bh^2}$

$$\sigma_a = \frac{15 \times 54,09 \cdot 10^5}{0,2627 \times 20 \times 63^2} = \frac{15 \times 53,11 \cdot 10^5}{0,2477 \times 20 \times 63^2} = 3900 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 3900 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifié.}$$

2°) Aux appuis

- Moment fléchissant dû aux charges permanentes $M = 9,74 \text{ tm}$
 - Effort normal dû aux charges permanentes $N = 1,39 \text{ t}$
 - Moment fléchissant dû au séisme $M = 10,44 \text{ tm}$
 - Effort normal dû au séisme $N = 1,4 \text{ t}$
- Moment fléchissant total $M = 9,74 + 10,44 = 20,18 \text{ tm}$
- Effort normal total $N = 1,39 + 1,4 = 2,79 \text{ t}$

Les sections d'armatures aux appuis dues à la charge permanente et au vent sont :

$$A' = 0$$

$$A = 8,79 \text{ cm}^2$$

$$\omega = \frac{100 A}{bh} = \frac{100 \times 8,79}{20 \times 63} = 0,697$$

Soit M_a^t le moment de flexion par rapport aux armatures tendues

$$M_a^t = 20,18 + 2,79 \left[\frac{0,70}{2} - 0,07 \right] = 20,18 + 0,781 = 20,96 \text{ tm}$$

M^s = moment par rapport à la fibre extrême comprimée

$$M^s = 20,18 - 2,79 \times 0,35 = 19,205 \text{ tm}$$

$$\rho' = \frac{M^s}{M_a^t} = \frac{19,205}{20,96} = 0,91$$

Par les abaques on trouve $\mu'_2 = 0,092$, $k = 25,5$

$$\sigma_a = \frac{15 M^s}{\mu'_2 bh^2} = \frac{15 \times 19,205 \times 10^5}{0,092 \times 20 \times 63^2} = 3945 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

$$\sigma'_b = \frac{3945}{25,5} = 154 \text{ kg/cm}^2 < 259 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{vérifié}$$

Vérification des montants

on B

- Moment fléchissant dû aux charges permanentes $M = 9,74 \text{ tm}$
- Effort normal dû aux charges permanentes $N = 19,29 \text{ t}$
- Moment fléchissant dû au séisme $M = 10,44 \text{ tm}$
- Effort normal dû au séisme $N = 1,73 \text{ t}$

Moment fléchissant total $M = 9,74 + 10,44 = 20,18 \text{ tm}$

Effort normal total $N = 19,29 + 1,73 = 21,02 \text{ t}$

Les sections d'armatures on B dues à la charge permanente et au vent sont :

$$A = A' = 35,2 \text{ cm}^2$$

$$\omega = \omega' = \frac{100 A}{bh} = \frac{100 \times 35,2}{20 \times 36} = 4,9.$$

On se fixe à priori $\sigma'_b = 0,96 \sigma'_{28} = 0,96 \times 270 = 259 \text{ kg/cm}^2$

$$Ma^t = 20,18 + 21,02 \left[\frac{0,40}{2} - 0,04 \right] = 20,18 + 3,36 = 23,54 \text{ tm}$$

$$Ma^c = 20,18 - 21,02 \left[\frac{0,40}{2} - 0,04 \right] = 20,18 - 3,36 = 16,82 \text{ tm}$$

$$M_1 = \frac{Ma^t}{\sigma'_b bh^2} = \frac{23,54 \cdot 10^5}{259 \times 20 \times 36^2} = \frac{23,54}{67,2} = 0,35$$

$$M_2 = \frac{Ma^c}{\sigma'_b bh^2} = \frac{16,82 \cdot 10^5}{259 \times 20 \times 36^2} = \frac{16,82}{67,2} = 0,25$$

L'abaque comportant au minimum de $(\bar{\omega} + \bar{\omega}')$ donne

pour $\bar{\omega} = 0,10$. $k = 26,7$

Les tableaux I donnent pour $k = 26,7$. $\alpha = 0,3597$

d'où

$$M'_1 = \left(\frac{15}{100} \frac{(\alpha - \delta)(1 - \delta)}{1 - \alpha} \right) \omega' + \frac{15}{k} \frac{\alpha}{2} \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) = \frac{15 Ma^t}{\sigma_a bh^2}$$

$$M'_2 = \frac{15}{100} (1 - \delta) \bar{\omega} - \frac{15}{k} \frac{\alpha}{2} \left(\frac{\alpha}{3} - \delta \right) = \frac{15 Ma^o}{\sigma_a bh^2}$$

$$M'_1 = 0,356$$

$$M'_2 = 0,663$$

$$\sigma_a = \frac{15 Ma^t}{M'_1 bh^2} = 3800 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

en A :

Moment fléchissant dû aux charges permanentes $M = 4,87 \text{ tm}$

Effort normal dû aux charges permanentes $N = 29,934 \text{ t}$

Moment fléchissant dû au séisme $M = 18,16 \text{ tm}$

Effort normal dû au séisme $N = 1,73 \text{ t}$

Moment fléchissant total $M = 4,87 + 18,16 = 23,03 \text{ tm}$

Effort normal total $N = 29,934 + 1,73 = 31,664 \text{ t}$

Les sections d'armatures en A dues à la charge permanente et au vent sont

$$A = 14,55 \text{ cm}^2$$

$$A' = 29 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega}' = \frac{100 A}{bh} = \frac{100 \times 29}{20 \times 36} = 4,03, \quad \bar{\omega} = \frac{100 \times 14,55}{20 \times 36} = 2,02$$

On se fixe à priori $\bar{\sigma}'_b = 0,96 \bar{\sigma}'_{28} = 0,96 \times 270 = 259 \text{ Kg/cm}^2$

$$Ma^t = 23,03 + 31,664 \left[\frac{0,40}{2} - 0,04 \right] = 23,03 + 5,07 = 28,10t$$

$$Ma^c = 23,03 - 31,664 \left[\frac{0,40}{2} - 0,04 \right] = 23,03 - 5,07 = 17,96t$$

$$\mu_1 = \frac{Ma^t}{\bar{\sigma}'_b bh^2} = \frac{28,10 \times 10^5}{259 \times 20 \times 36^2} = \frac{28,10}{67,2} = 0,418$$

$$\mu_2 = \frac{Ma^c}{\bar{\sigma}'_b bh^2} = \frac{17,96 \times 10^5}{259 \times 20 \times 36^2} = \frac{17,96}{67,2} = 0,267$$

L'abaque correspondant à $\bar{\omega} + \bar{\omega}'$ minimum donne

pour $\bar{\sigma} = 0,10 \quad k = 23,4$

Les tableaux I donnent pour $k = 23,4 \quad \alpha = 0,3906$

d'où $\mu'_1 = 0,369$

$\mu'_2 = 0,2683$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_a = \frac{15 Ma^c}{\mu'_2 bh^2} = \frac{15 \times 17,96 \times 10^5}{0,2683 \times 20 \times 36^2} = 3870 \text{ kg/cm}^2$$

$$3870 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

ETUDE DE LA TRAVERSE

Repérage	Appui B	Travée			Appui C
$M_g + M_s$	10,61 tm	51,99 tm			10,61 tm
$N_g + N_s$	1,51 t	1,51 t			1,51 t
$M_g + M(vd)$	13,79 tm	39,32 tm			7,85 tm
$N_g + N(vd)$	2,205 t	2,205 t			2,205 t
$M_g + M(vg)$	7,85 tm	39,32 tm			13,79 tm
$N_g + N(vg)$	2,205 t	2,205 t			2,205 t
M max	13,79 tm	51,99 tm			13,79 t
N max	2,205 t	2,325 t			2,205 t
b	20 cm	20 cm			20 cm
ht	70 cm	70 cm			70 cm
A'	0 cm ²	38,6 cm ²			0 cm ²
A	8,79 cm ²	33,12 cm ²			8,79 cm ²
section Armatures Transv ^{les}	$2\phi 3 + 2\phi 6 = 1,56 \text{ cm}^2$	$2\phi 8 + 2\phi 6 = 1,56 \text{ cm}^2$			$2\phi 8 + 2\phi 6 = 1,56 \text{ cm}^2$
T max	18,215 t	9,835 t	0,905 t	9,835 t	18,215 t
t	8,1 cm	18,15 cm	233 cm	18,15 cm	8,1 cm
\bar{E}	12,6 cm	36 cm	62,2 cm	36 cm	12,6 cm
t adopté	8 cm	18 cm	60 cm	18 cm	8 cm
0,2 h	12,6 cm	12,6 cm			12,6 cm

ETUDE DES MONTANTS

(40x20)

Appuis	A	B	C	D
Mf (flambement)	5,65 tm	5,65 tm	5,65 tm	5,65 tm
Mg + Ms	5,305 tm	10,61 tm	10,61 tm	5,305 tm
Ng + Ns	31,854 t	21,22 t	21,22 t	31,854 t
Mg + M(vd)	9,378 tm	13,79 tm	7,85 t	3,184 tm
Ng + N(vd)	30,429 t	19,785 t	18,795 t	29,44 t
Mg + M(vg)	3,184 tm	7,85 tm	13,79 tm	9,378 tm
Ng + N(vg)	29,44 t	18,795 t	19,785 t	30,429 t
M _{max}	15,028 tm	19,44 t	19,44 tm	15,028 t
N _{max}	30,429 t	21,22 t	21,22 t	30,429 t
ht	40 cm	40 cm	40 cm	40 cm
A'	29 cm ²	35,2 cm ²	35,2 cm ²	29 cm ²
A	29 cm ²	35,2 cm ²	35,2 cm ²	29 cm ²
Section Armatures Tr ^{le}	2φ8+2φ6 = 1,56cm ²	2φ8+2φ6 = 1,56cm ²	2φ8+2φ6 = 1,56cm ²	2φ8+2φ6 = 1,56cm ²
T _{max}	2,325 t	2,325 t	2,325 t	2,325 t
t	18 cm	18 cm	18 cm	18 cm
E	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm
t adopté	18 cm	18 cm	18 cm	18 cm
0,2h	7,2 cm	7,2 cm	7,2 cm	7,2 cm

ETUDE DU BALCON

Chapitre A

ETUDE DES DALLES

Calcul de la dalle :

E stimation des charges sur la dalle :

A) - charges permanentes.

- Revêtement	20 kg / m ²
- Chape de planéité	30 kg / m ²
- Poids propre de la dalle	150 kg / m ²
- Poids des chaises	20 kg / m ²
	<hr/>
g =	220 kg / m ²

B) Surcharges:

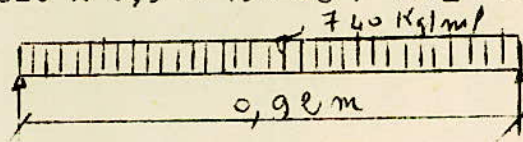
500x1,2

$$p = 600 \text{ kg / m}^2$$

$$g+p = 820 \text{ kg / m}^2$$

C) charge par ml sur la dalle

$$820 \times 0,9 = 738 \text{ kg / ml} \approx 740 \text{ kg / ml}$$



Dimen sions de la dalle.

$$l_x = 0,92 \text{ m}$$

$$l_y = 1,00 \text{ m}$$

$$c = 6 \text{ cm}$$

$$N_x = \frac{q l^2}{8} = \frac{740 \times 0,92^2}{8} = 78,5 \text{ kgm} \quad \text{-171-}$$

$$\mu = \frac{15 M_x}{T a b h^2} = \frac{15 \times 78,50}{2800 \times 90 \times 5} = 0,0187$$

$$\omega = 0,133, k = 68, \sigma_b = \frac{2800}{68} = 41,2 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_x = \frac{0,133 \times 5 \times 90}{100} = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{0,6}{4} = 0,15 \text{ cm}^2$$

Vérification du pourcentage minimal

$$\frac{A_x}{b h x} = \frac{0,6}{90 \times 5} = 0,001333$$

$$4 \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h}{h_x} \right)^2 = \frac{0,54 \times 5,8(6)}{2800(5)} = 0,001612$$

La relation n'est pas vérifiée on prend donc le pourcentage minimal soit

$$A_x = 90 \times 5 \times 0,001612 = 0,725 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{0,725}{4} = 0,181 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'effort tranchant par unité de longueur.

$$P = 1 \times 0,92 \times 740 = 680 \text{ kg}$$

$$T_{\text{max}} = \frac{680}{2} = 340 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{340}{90 \times 4,37} = 0,865 \text{ kg/cm}^2 < 5,8 \text{ kg/cm}^2$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification de la largeur de l'appui

$$c = 4 \text{ cm} > \frac{2T}{b \sigma_{Tb_0}} = \frac{2 \times 340}{90 \times 67,5} = 0,112 \text{ cm}$$

La condition de l'appui est vérifiée
choix des armatures .

$$\text{suivant } l_x \rightarrow 3\phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 33,3 \text{ cm}$$

$$e_{\text{lim}} = 18 \text{ cm}$$

$$\text{suivant } l_y \rightarrow 3\phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 30 \text{ cm}$$

$$e_{\text{lim}} = 24 \text{ cm}$$

Vérification des armatures longitudinales au niveau

des appuis:

Ancrage des barres .

$$\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{340}{0,85} = 400 \text{ kg / cm}^2$$

$$l_d = \frac{\phi \sigma_a}{4 \bar{\sigma}_d} = \frac{0,6 \times 400}{4 \times 16,3} = 3,68 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

nous réalisons un ancrage par scellement droit,
cependant nous prévoyons un crochet Considère

$$r = 3\phi = 3 \times 0,6 = 1,8 \text{ cm}$$

Vérification à l'entraînement des armatures
suivant l_x . on a 6 barres $\phi 6$, $e = 18 \text{ cm}$

$$\frac{T}{Fz} = \frac{340}{11,31 \times 4,372} = 6,85 \text{ kg / cm}^2 < 2,5 \times 1,5 \times 5,8 = 21,8 \text{ kg / cm} \text{ vérifié}$$

B A68

P.72

Remarque!

On pourra utiliser pour le ferrailage de la dalle
un treillis soudé,

Détermination du treillis soudé:

$$\bar{\sigma}_a = 3460 \text{ kg/cm}^2 \text{ (treillis soudé en acier doux)}$$

$$\lambda = \frac{15 \times 7850}{3460 \times 90 \times 52} = 0,0151$$

$$\omega = 0,107, \quad K = 76,5$$

$$A_x = \frac{15 \omega b h}{n \cdot 100} = \frac{0,107 \times 5 \times 90}{100} = 0,48 \text{ cm}^2$$

Vérification du pourcentage minimal

$$\frac{A_x}{b h x} = \frac{0,48}{90 \times 5} = 0,00107$$

$$\frac{4 \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 = \frac{0,54 \times 5,8}{3460} \left(\frac{6}{5} \right)^2 = 0,001305$$

$0,00107 < 0,001305 \rightarrow$ on prend donc le pourcentage minimal

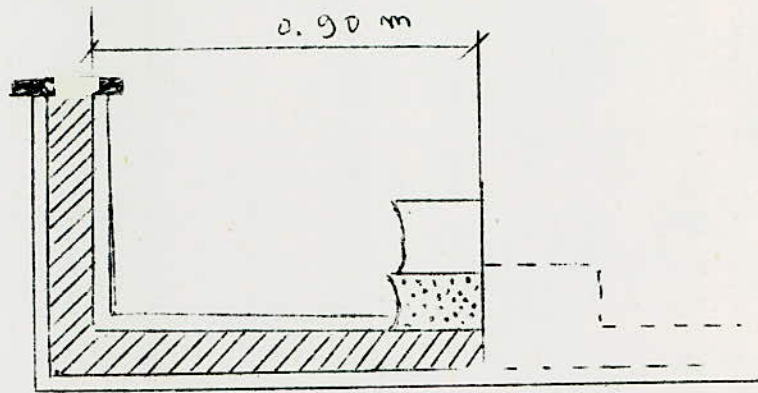
$$A_x \text{ min} = 0,001305 \times 90 \times 5 = 0,587 \text{ cm}^2$$

$$A_y \text{ min} = \frac{A_x}{4} = \frac{0,587}{4} = 0,147 \text{ cm}^2$$

On adoptera donc un treillis soudé \emptyset 3 à mailles

$$100 \times 300 \rightarrow \begin{cases} A_x = 0,707 \text{ cm}^2 \\ A_y = 0,236 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

21/4
Etude de la dalle en porte à faux



Epaisseur de la dalle /

$$c = 10 \text{ cm} , d = 2 \text{ cm} , h = 8 \text{ cm} . b = 100 \text{ cm}$$

$$M = 730 \text{ kgm} / \text{ml}$$

$$T = 1070 \text{ kg} / \text{ml}$$

Détermination des armatures longitudinales:

$$\mu' = \frac{15M}{f_{abh^2}} = \frac{15 \times 73000}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,0612$$

$$k = 33,8 , \omega = 0,455 , \sigma'_b = \frac{2800}{33,8} = 82,8 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{15 \omega b h}{n \cdot 100} = \frac{0,455 \times 100 \times 8}{100} = 3,64$$

comme on doit avoir $\phi \leq \frac{ht}{10} \rightarrow \phi \leq 10 \text{ mm}$, on aura donc

$$8 \text{ T } 8 = 4,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{comme } h_m = 10 \text{ cm} \quad \gamma = \frac{h_m}{4c_g} = \frac{10}{10} = 1$$

$$\sigma'_b = \lambda \beta \gamma \sigma_s = 28 = 1 \times \frac{5}{6} \times 0,6 \times 1 \times 1 \times 270 = 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \lambda \beta \gamma \sigma_s = 28 = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,0257 \times 270 = 5,8 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte moyenne de compression du béton: justification du choix des

$$M_{\max} = 730 \text{ kgm} / \text{ml}$$

Il faut vérifier la plus restrictive des 2 conditions

$$1^{\circ) \sigma'_b \leq 2 \sqrt{\sigma'_b} \rightarrow \text{vérifié}$$

$$2^{\circ) \sigma'_m \leq \sigma'_b$$

$$\text{On a } \sigma'_m = \frac{F}{b \times} \text{ avec } F = \frac{M}{z}$$

$$\sigma'_m = \frac{73000}{\frac{7 \times 8 \times 100 \times 0,3074 \times 8}{8}} = \frac{73000}{7 \times 100 \times 0,3074 \times 8} = 42,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_m < \sqrt{\sigma'_b} \rightarrow 42,4 \text{ kg/cm}^2 < 67,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow (\text{vérifié})$$

dù $\xi = 1$

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

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot n}{\phi} \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f}, \quad \sigma_2 = 2,4 \frac{n}{\phi} k \bar{\sigma}_b$$

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4,01}{4 \times 100} = 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 0,01}{8 \times 1,1} = 2725 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{8}} \cdot 1,5 \times 10^6 \times 5,8 = 3160 \text{ kg / cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a \text{ est le minimum de } \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ kg / cm}^2$$

est $\bar{\sigma}$ qui est le maximum de $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 2725 \text{ kg / cm}^2 \\ \sigma_2 = 3160 \text{ kg / cm}^2 \end{array} \right.$

d'où $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg / cm}^2 \rightarrow (\text{vérifié})$

Vérification du pourcentage minimal

$$\frac{A}{bh} = \frac{3,64}{100 \times 8} = 4,55 \times 10^{-3}$$

$$4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{ht}{h} \right)^2 = \frac{0,54 \times 5,8}{2800} \left(\frac{10}{8} \right)^2 = 1,75 \times 10^{-3}$$

$$0,00455 > 0,00175 \rightarrow (\text{vérifié})$$

Ecartement des armatures longitudinales

$$e_1 = \frac{100 - 2 \times 2}{8} = \frac{96}{8} = 12 \text{ cm}$$

Acier de répartition:

$$A_2 = \frac{A}{2} = \frac{3,6}{2} = 1,8 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$e_2 = \frac{100 - 2 \times 2}{4} = \frac{96}{4} = 24 \text{ cm}$$

Vérification des écartements

$$e_1 = 12 \text{ cm} < 3 \times 10 = 30 \text{ cm} \rightarrow (\text{vérifié})$$

$$e_2 = 24 \text{ cm} < 4 \times 10 = 40 \text{ cm} \rightarrow (\text{vérifié})$$

Détermination de la contrainte tangentielle:

$$T = 1070 \text{ kg / ml} \quad z = \frac{7,8}{8} = 7 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{bz} = \frac{1070}{100 \times 7} = 1,53 \text{ kg / cm}^2$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \rightarrow 1,53 < 5,8 \text{ kg/cm}^2$, les armatures transversales ne sont pas nécessaires. en plus il n'ya pas de reprise de betonnage

Vérification des armatures longitudinales à l'entraî-
-nement :

$$\sigma_d = \frac{T}{p_z} = \frac{1070}{20,11 \times 7} = 7,62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,8 = 17,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$7,62 \text{ kg/cm}^2 < 17,4 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifié}$$

Contrainte d'adhérence admissible dans la zone
d'ancrage normal.

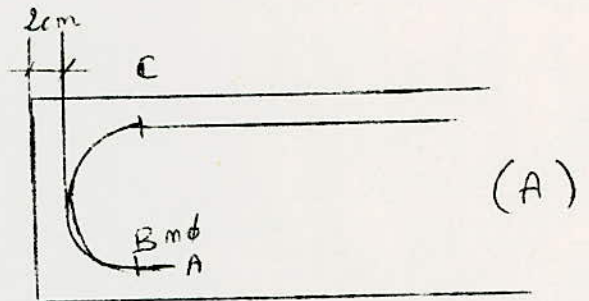
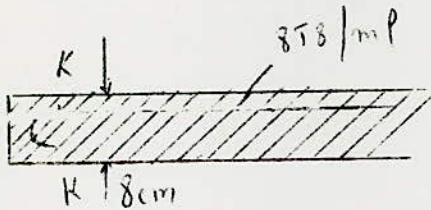
$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,5^2 \times 5,8 = 16,33 \text{ kg/cm}^2$$

Longueur de scellement droit

$$\sigma_a = \frac{F}{A}, \quad F = \frac{H}{Z} = \frac{73000}{7} = 10420 \text{ kg/ml}$$

$$\sigma_a = \frac{10420}{4,01} = 2600 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{\phi \sigma_a}{4 \bar{\sigma}_d} = \frac{0,8 \times 2600}{4 \times 16,33} = 31,8 \text{ cm} \approx 32 \text{ cm}$$



à l'extrémité (K-K) du porte à faux, l'effort de traction qui s'exerce sur les armatures longitudinales de la dalle est

$$F = T + \frac{H}{Z}$$

$$M = 100 \times 1,2 \times (1 - 0,08) = 120 \times 0,92 = 110,5 \text{ kgm/ml}$$

$$T = 2500 \times 0,08 (1 - 0,08) = 2500 \times 0,08 \times 0,92 = 184 \text{ kg/ml}$$

$$F = 184 + \frac{11050}{7} = 184 + 1580 = 1764 \text{ kg/ml}$$

$$\sigma_a = \frac{F}{A} = \frac{1764}{4,01} = 440 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul de l'ancrage (voir figure (A))

$$F_a = 0$$

$$F_B = \pi \phi^2 \bar{z}_d n \rho = n \pi \phi^2 \bar{z}_d, F_B < F_c$$

$$F_B = \alpha F_c - \alpha' n \phi^2 \bar{z}_d = \alpha F_c - \alpha' \pi 3 \phi^2 \bar{z}_d$$

$$\alpha = 0,28, \quad \alpha' = 1,79$$

$$F_B = 0,28 F_c - 1,79 \pi 3 \phi^2 \bar{z}_d$$

$$F_c = \frac{\pi \phi^2 \sigma_a}{4}$$

d'où finalement

$$n \pi \phi^2 \bar{z}_d = \frac{0,28 \pi \phi^2 \sigma_a}{4} - 1,79 \pi 3 \phi^2 \bar{z}_d$$

$$n \phi = \frac{0,28 \times 0,8 \times 440}{4 \times 16,33} - 1,79 \times 3 \phi = 1,51 - 4,3 = -2,79 \text{ cm}$$

Conclusion : Seul le crochet Considère BC est suffisant pour absorber l'effort de traction F : s'exerçant sur la barre de diamètre $\phi = 8 \text{ mm}$.

Mais pratiquement nous adopterons un crochet Considère $r = 3 \phi = 3 \times 0,8 = 2,4 \text{ cm}$ avec une longueur d'ancrage $AB = 2 \phi = 1,6 \text{ cm}$

Chapitre B

ETUDE DES POUTRES

ETUDE DE LA POUTRE

1°) charge par ml sur la poutre

- poids propre de la poutre
0,20x0,12x2500 60 kg / ml
- poids propre de la dalle
0,08 x 0,9 x 2500 180 kg / ml
- poids du garde corps
0,08 x 1 x 2500 200 kg / ml
- enduit de plâtre sur le garde corps
0,02 x 2 x 1 x 1250 50 kg / ml
- revêtement
0,30 x 1 x 20 18 kg / ml
- chape de planéité
0,90 x 1 x 30 27 kg / ml
- enduit
0,90 x 0,02 x 1 x 1250 22,5 kg / ml
- poids des chaises
2 x 10 20 kg / ml

$g = 577,5 \text{ kg / ml}$

On prend donc

- charge permanente $g = 580 \text{ kg / ml}$
- surcharge $1,2 \times 500 \times 0,9$ $p = 540 \text{ kg / ml}$

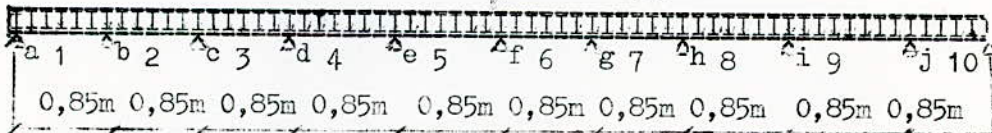
$g+p = 1120 \text{ kg / ml}$

On prend finalement , comme charge totale

$g + p = 1200 \text{ kg / ml}$
 = = = = =

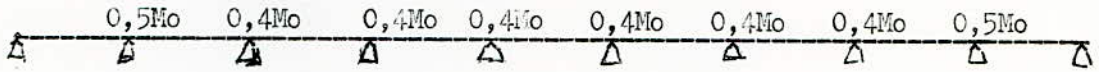
2°) Calcul des moments

- 1200 kg / ml



On prend des valeurs forfaitaires des moments à condition:

- surcharge < 2 . charge permanente
- fissuration non préjudiciable
- $\frac{1,1}{1,2} = \frac{85}{85} = 1 < 1,25$



$$M_o = q l^2 = \frac{1200}{8} \times 0,85^2 = 108,37 \text{ kg.m}$$

$$M_b = M_i = 0,5 \times 108,37 = 54,18 \text{ kg.m}$$

$$M_c = M_d = M_e = M_f = M_g = M_h = 0,4 \times 108,37 = 43,348 \text{ kg.m}$$

$$M_t^1 = M_t^9 = 1,15 \times 108,37 - \frac{54,18}{2} + \frac{54,18^2}{8 \times 108,37} = 100,91 \text{ kg.m}$$

$$M_t^2 = M_t^8 = 1,15 \times 108,37 - \frac{54,18 - 43,348}{2} + \frac{(54,18 - 43,348)^2}{8 \times 108,37} = 76 \text{ kg.m}$$

$$M_t^3 = M_t^4 = M_t^5 = M_t^6 = M_t^7 = 1,15 \times 108,37 - \frac{2 \times 43,348}{2} = 81,27 \text{ kg.m}$$

	54,18	43,348	43,348	43,348	43,348	43,348	43,348	43,348	54,18	
	100,91	76	81,27	81,27	81,27	81,27	81,27	81,27	76	100,91

Vérification

$$M_t^1 = M_t^9 = 100,91 > 0,6 \times 108,37 = 65,022 \text{ (Vérifié)}$$

$$M_t^2 = M_t^8 = 76 > 0,5 \times 108,37 = 54,180 \text{ (Vérifié)}$$

$$M_t^3 = M_t^4 = M_t^5 = M_t^6 = M_t^7 = 81,27 > 0,5 \times 108,37 = 54,180 \text{ (Vérifié)}$$

$$M_b = M_i = 54,18 = 0,5 \times 108,37 \text{ (Vérifié)}$$

$$M_c = M_d = M_e = M_f = M_g = M_h = 43,348 = 0,4 \times 108,37 \text{ (Vérifié)}$$

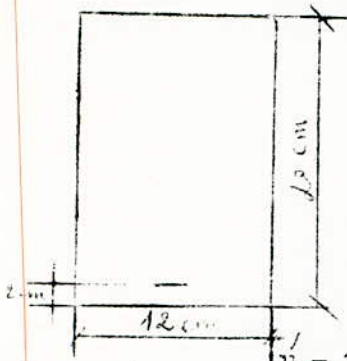
B.A

68

P.1

3°) Détermination des armatures longitudinales

3.1. Section en travée



On a

$$ht = 20 \text{ cm} \quad , \quad d = 2 \text{ cm}$$

$$b = 12 \text{ cm} \quad , \quad h = 18 \text{ cm}$$

Béton dosé à 350 kg/m^3 CPA 325

Acier Tor $f_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot M}{2800 \times 12 \times 18^2} = 1,375 \cdot 10^{-6} M$$

$$A = \frac{15}{n} \frac{\sigma_a b h}{100} \quad , \quad \sigma_b = \frac{\sigma_a}{k}$$

n° travée	Mt (kgm)	μ'	α	β	k	A (cm ²)	σ_b (kg/cm ²)	nb de barres et leur ϕ	A adopté (cm ²)
1 et 9	100,91	0,01387	0,1571	0,0976	80,5	0,211	34,8	2 T 8	1,00
2 et 8	76	0,0104	0,1370	0,0725	94,5	0,157	29,6	2 T 8	1,00
3,4,5,6,7	81,27	0,01115	0,1415	0,0778	91	0,168	30,8	2 T 8	1,00

Vérification

Pourcentage minimal d'armature

$$\frac{A}{boh} \geq \frac{4}{100} \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{ht}{h}\right)^2 \rightarrow \frac{0,157}{12 \times 18} \geq \frac{0,54 \times 5,8}{2800} \left(\frac{20}{18}\right)^2 \rightarrow 0,000726 < 0,00138 \text{ (non-}$$

Vérifié) comme la section 20×10 nous a été imposée par l'architecture, nous prenons le pourcentage minimal d'armature

$$\frac{A}{boh} = 0,00138 \rightarrow A = 0,00138 \times 12 \times 18 = 0,298 \text{ cm}^2, \text{ mais nous prenons}$$

$$2 \text{ T } 8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

B.A
68
P.9

3.2 Section sur appuis

N° appuis	H (kgm)	μ	α	β	k	A (cm ²)	αb^2 (kg/cm ²)	nb de barres et leur ϕ	A ajouté (cm ²)
a et j	0,15Mo	0,00224	0,0667	0,0159	210	0,034	13,32	1T8	0,500
b et i	54,18	0,00745	0,1163	0,051	114	0,11	24,6	2T8	1,00
cd,ef,gh	43,348	0,00595	0,1049	0,0409	128	0,088	21,9	2T8	1,00

Vérification

Pourcentage minimal d'armature

$$\frac{A}{b \cdot h} \geq \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 \rightarrow \frac{0,088}{12 \times 18} \geq \frac{0,54 \times 5,8}{2800} \left(\frac{20}{18} \right)^2 \rightarrow 0,0407 \cdot 10^3 < 0,00138 \text{ (non}$$

Vérifié)

On prend donc le pourcentage minimal d'armature

$$A = 0,00138 \times 12 \times 18 = 0,29 \text{ cm}^2, \text{ mais nous prenons } 2 \text{ T } 8$$

4°) Etude de l'effort tranchant

L'effort tranchant dans une section d'abscisse x est donné par

$$T_x = \tau x + \frac{H_w - H_e}{l}$$

$$T_a = \frac{1200 \times 0,85}{2} - \frac{54,18}{1} = 446,26 \text{ kg.}$$

$$T_a = -T_j = \frac{0,85}{2} = 446,26 \text{ kg.}$$

$$T_b^1 = \frac{1200 \times 0,85}{2} - 1200 \times 0,85 - \frac{54,18}{0,85} = -573,74 \text{ kg}$$

$$T_b^1 = -T_i^2 = -573,74 \text{ kg}$$

$$T_b^2 = \frac{1200 \times 0,85}{2} + \frac{54,18 - 43,348}{0,85} = 522,74 \text{ kg}$$

$$T_b^2 = -T_i^1 = 522,74 \text{ kg}$$

$$T_c^1 = \frac{1200 \times 0,85}{2} - 1200 \times 0,85 + \frac{54,18 - 43,348}{0,85} = -497,26 \text{ kg}$$

$$T_c^1 = -T_h^2 = -497,26 \text{ kg}$$

$$T_c^2 = \frac{1200 \times 0,85}{9} = 510 \text{ kg}$$

$$T_c^2 = T_d^2 = T_e^2 = T_f^2 = T_g^2 = 510 \text{ kg}$$

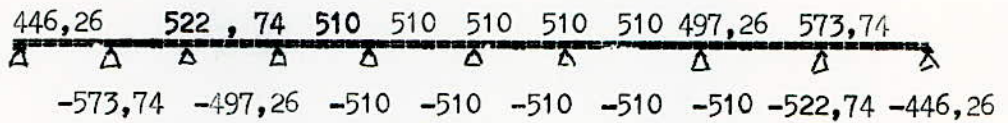
$$T_d^1 = T_e^1 = T_f^1 = T_g^1 = - 510 \text{ kg}$$

Vérification

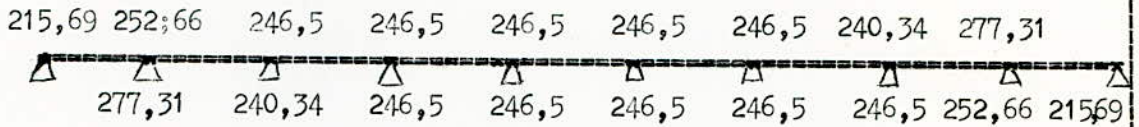
$$\sum y = 0 \quad (\downarrow^+)$$

$$[446,26 + 522,74 + 573,74 + 510 + 497,26] \times 2 + 510 \times 8 - 9 \times 0,85 \times 1200 = 0$$

$$9180 - 9180 = 0 ; 0 = 0 \quad (\text{Vérifié})$$



Un calcul identique au précédent permet le tracé du diagramme de l'effort tranchant dû uniquement à la charge permanente, soit $g = 580 \text{ kg/ml}$



Vérification $\sum y = 0$ ($\downarrow +$)

$$(215,69 + 252,66 + 277,31 + 246,5 + 240,34) \times 2 + 246,5 \times 8 - 580 \times 9 \times 0,85 = 0$$

$$4437 - 4437 = 0 ; 0 = 0$$

4.1. Détermination des armatures transversales

Les armatures transversales seront constituées par un cadre ϕ_6 A d x et seront identiques pour toutes les travées

$$T_{\max} = 573,74 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times z} = \frac{573,74}{12 \times 15,75} = 3,03 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau_b \leq \bar{\sigma}_{b0} \rightarrow 24,6 \text{ kg / cm}^2 < 67,5 \text{ kg / cm}^2$$

τ_b étant la contrainte maximale de compression de béton dans la section où l'on calcule la contrainte tangentielle maximale τ_b

$$\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \rightarrow 3,03 < 20,3 \text{ (Vérifié)}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = a \bar{\sigma}_b \rightarrow a = \frac{1 - \tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{3,03}{9 \times 5,8} = 0,942 > \frac{2}{3}$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_{at} = 0,942 \times 2400 = 2260 \text{ kg / cm}^2$$

$$\text{comme } A_t = 2 \phi_6 \text{ A d x} = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$t \leq \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \times 15,75 \times 2260}{573,74} = 34,9 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = h \left(1 - \frac{0,3 \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 18 \left(1 - \frac{0,3 \times 3,03}{5,8} \right) = 15,2 \text{ cm}$$

$$\bar{t} > 0,2 h = 3,6 \text{ cm}$$

On prend donc $t = 15,2 \overset{-185-}{\text{cm}}$.

4.2. Disposition des armatures transversales

4.3 traction des armatures inférieures

On vérifié aux appuis de rive

$$A \bar{\sigma}_a \gg T + \frac{M}{Z} ; \text{ comme } M = 0 \text{ aux appuis } a \text{ et } h , \text{ on a}$$

$$A \bar{\sigma}_a \gg T \rightarrow 1 \times 2800 > 446,26 \text{ kg} . (\text{Vérifié})$$

4.4. Vérification à l'entraînement des armatures de traction

La contrainte d'adhérence des armatures $\bar{\tau}_{ad}$

$$\bar{\tau}_d = \frac{T}{p_z} = \frac{573,74}{5,03 \times 15,75} = 7,22 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

On vérifié

$$\bar{\tau}_d \leq \bar{\tau}_a , \quad \bar{\tau}_a = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,8 = 17,4 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

d'où $7,22 < 17,4$ (Vérifié)

La contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'ancrage en pleine masse est :

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5^2 \times 5,8 = 26,2 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

4.5 Vérification des armatures longitudinales inférieures
au niveau des appuis intermédiaires.

$M = 54,18 \text{ kg m}$, $T = 573,74 \text{ kg}$, on a

$$F = T \mp \frac{M}{Z} \quad , \quad M < 0 \quad , \quad T > 0 \quad , \quad \text{d'où}$$

$$F = 573,74 - \frac{5418}{15,75} = 229,74 \text{ kg}$$

$$\overline{\sigma}_a = \frac{F}{A} = \frac{229,74}{1,00} = 229,74 \text{ kg / cm}^2$$

$$ld = \frac{\overline{\sigma}_a}{4 \overline{\sigma}_d} = \frac{0,8 \times 229,74}{4 \times 26,6} = 1,75 \text{ cm}$$

4.6. Ancrage des armatures

Aux appuis de rive a et j , $M = 0$, $T = 446,26 \text{ kg}$

$$\overline{\sigma}_a = \frac{T}{A} = \frac{446,26}{1,00} = 446,26 \text{ kg / cm}^2$$

$$ld = \frac{\overline{\sigma}_a}{4 \overline{\sigma}_d} = \frac{0,8 \times 446,26}{4 \times 26,2} = 3,4 \text{ cm}$$

5. Ferrailage

Chapitre C

ETUDE DES NERVURES

ETUDE D'UNE HERVURE COURANTE

1°) Estimation des charges

- Charge transmise par dalle
- Surcharge transmise par dalle

$$\left. \begin{array}{l} g = 220 \text{ kg / ml} \\ p = 600 \text{ kg / ml} \end{array} \right\}$$

- Poids propre des nervures superieures

$$2500 \times 0,03 \times 0,5 \qquad 100 \text{ kg/ml}$$

- Poids propre de la dalle

$$2500 \times 0,06 \times 1 \qquad 150 \text{ kg / ml}$$

- Poids propre de la nervure

$$2500 \times 0,15 \times 0,24 \qquad 90 \text{ kg / ml}$$

- Poids de l'enduit sur la dalle

$$1250(1-0,15)0,02 \qquad 21,25 \text{ kg / ml}$$

- Poids de l'enduit sur la nervure

$$1250(0,15+2 \times 0,24)0,02 \qquad 15,75 \text{ kg / ml}$$

2°) Estimation des moments au point A :

(voir figure Si dessous indiqué)

2.1.moments dûs aux charges permanentes

- Moment dû au garde corp

$$(200+50) (0,9+0,04) \qquad 235 \text{ kgm/ml}$$

- Moment dû à la dalle

$$2500 \times 0,08 \times 1 \times \frac{0,9^2}{2} + (20+30) \times 1 \times 0,9 \times \frac{0,9^2}{2} + 1250 \times 0,02 \times 1 \times \frac{0,9^2}{2}$$

$$+ 20 \times 1 \times 1 \times \frac{0,34}{2}$$

$$H_g = 360 \text{ kgm} / \text{ml}$$

2.2 Moment du aux surcharges sur la console :

- Surcharge honrizontale de 100 kg / ml

$$1,2 \times 100 (1 - 0,04) \qquad 115,2 \text{ kgm} / \text{ml}$$

- Surcharge de 500 kg / m²

$$1,2 \times 500 \times 1 \times \frac{0,9^2}{2} \qquad 243 \text{ kgm} / \text{ml}$$

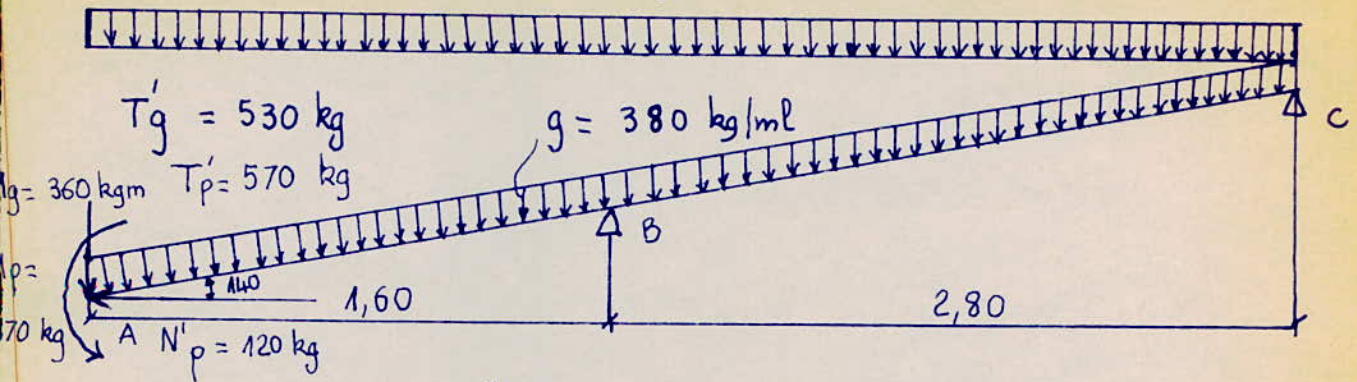
$$358,2 \text{ kgm} / \text{ml}$$

$$H_p = 370 \text{ kgm} / \text{ml}$$

d'ou le moment total

$$H_g + H_p \qquad = 730 \text{ kgm} / \text{ml}$$

$$\begin{cases} g = 220 \times 1 \times 1 = 220 \text{ kg/ml} \\ P = 600 \times 1 \times 1 = 600 \text{ kg/ml} \end{cases}$$

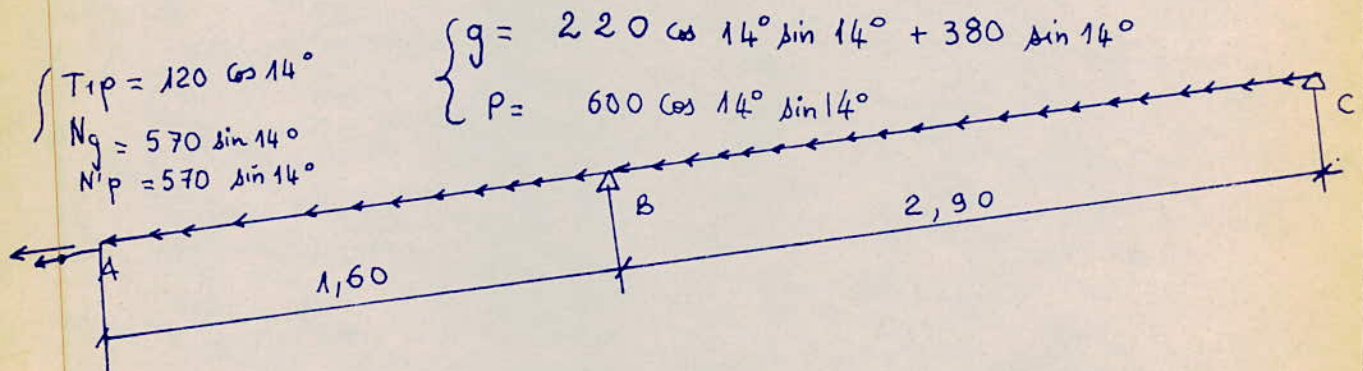


Résumé des charges

$$\begin{cases} g = 380 \cos 14^\circ + 220 \cos^2 14^\circ \\ P = 600 \cos^2 14^\circ \end{cases}$$

$$\begin{aligned} N_{ip} &= 120 \sin 14^\circ \\ T_g &= 530 \cos 14^\circ \\ T_p &= 570 \cos 14^\circ \\ M_g &= 360 \text{ kgm} \\ M_p &= 370 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Charges normales à la poutre



$$\begin{cases} g = 220 \cos 14^\circ \sin 14^\circ + 380 \sin 14^\circ \\ P = 600 \cos 14^\circ \sin 14^\circ \end{cases}$$

charges parallèles à la poutre

4° Étude de la surcharge

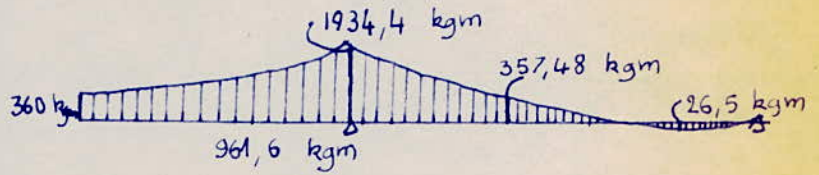
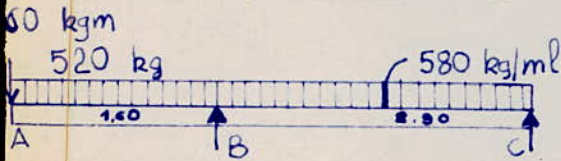
Détermination des moments extrêmes

a/ Moment maximum sur la travée BC

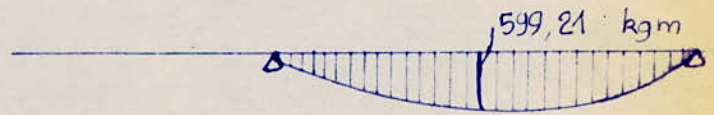
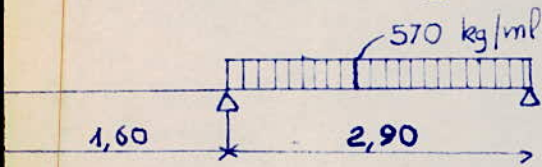
types de chargement

Valeur des moments

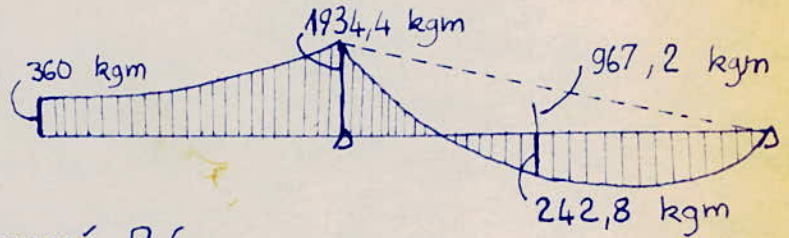
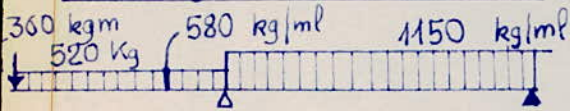
1° Charges permanentes



2° Travée seule chargée



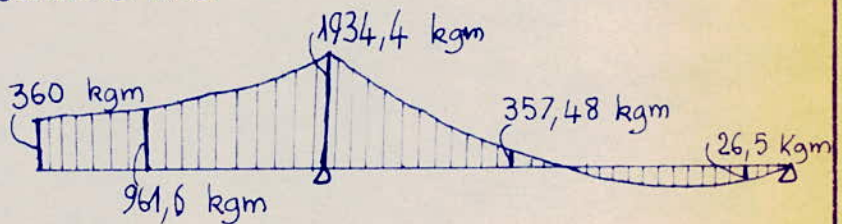
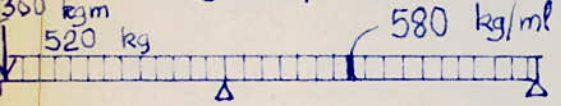
3° Chargement résultant



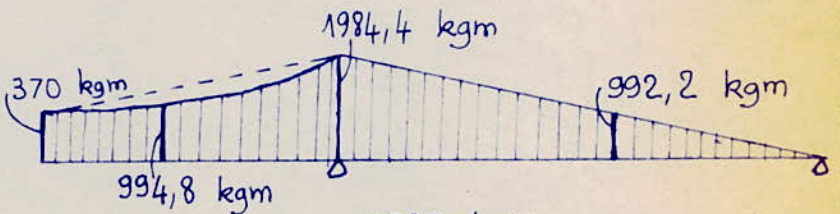
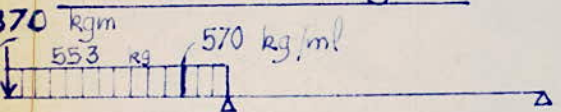
2° Moment minimum sur la travée BC

et maximum pour la console AB

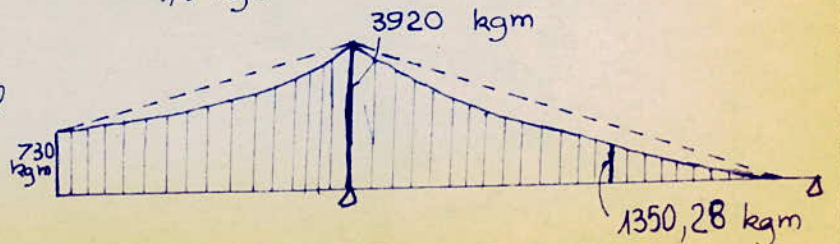
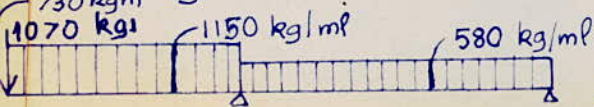
1° Charges permanentes



2° Console chargée



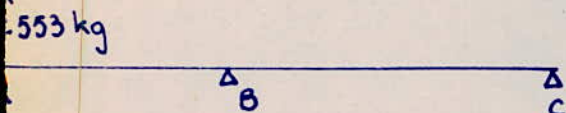
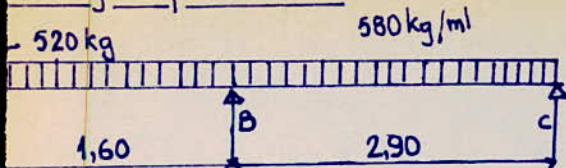
3° Chargement résultant



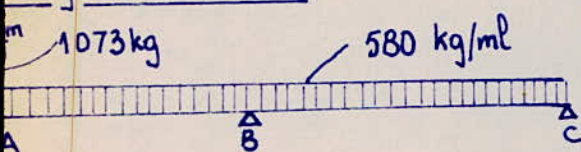
Détermination des efforts tranchants maximaux

Effort tranchant maxi A :

Charges permanentes :

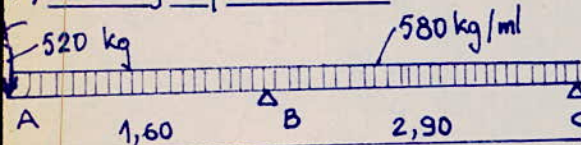


Chargement résultant :

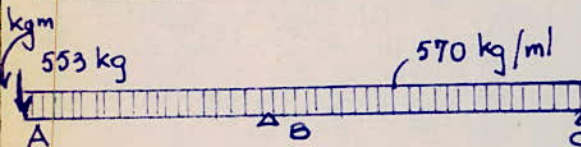


Effort tranchant maxi en B

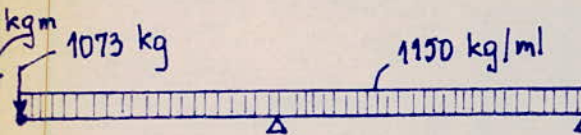
1°) Charges permanentes :



2°) Console + travée chargée :

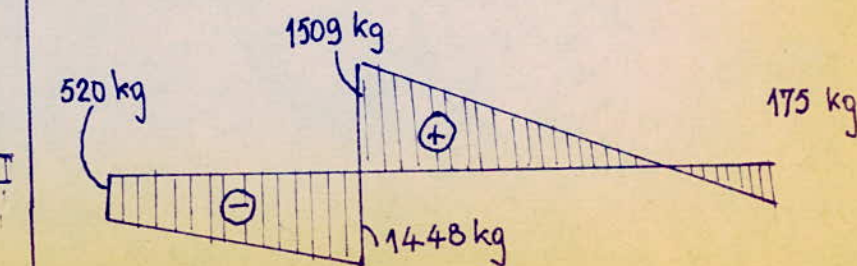
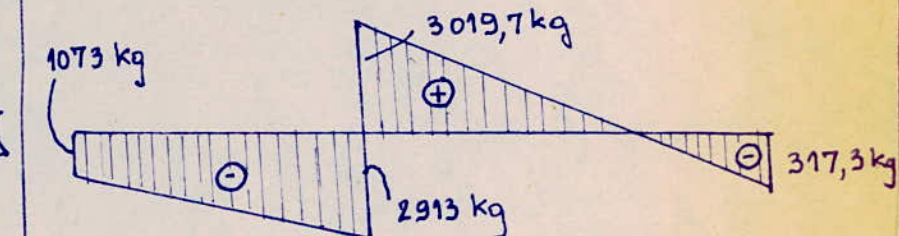
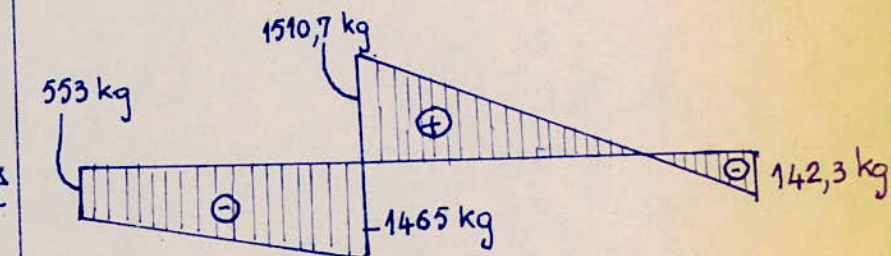
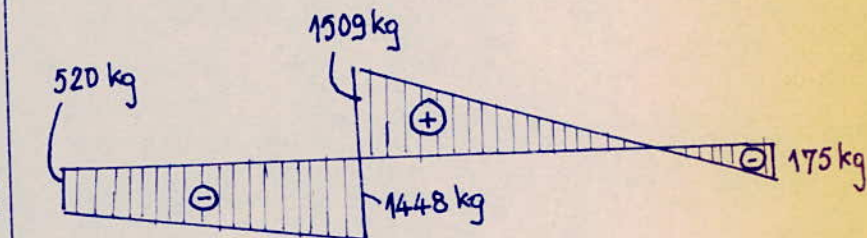
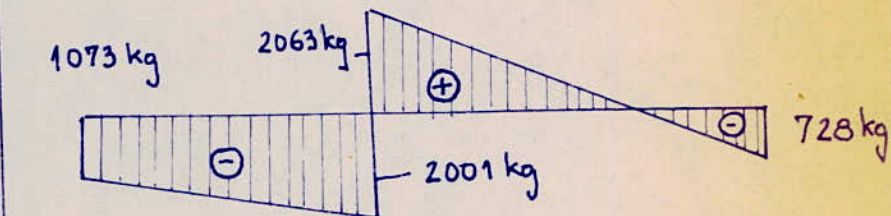
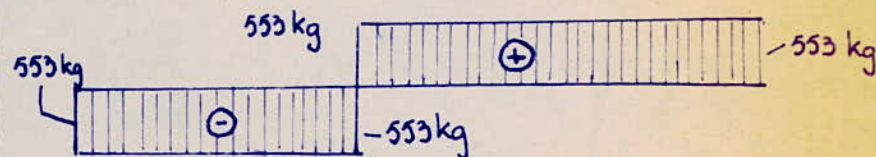
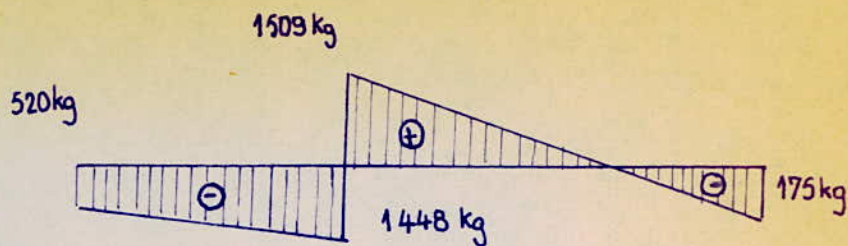
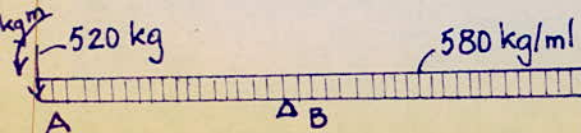


Chargement résultant :

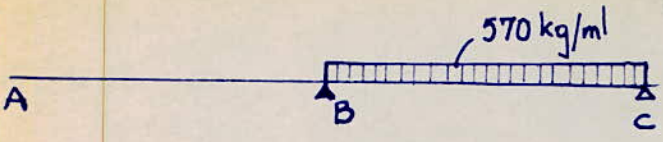


3°) Effort tranchant maxi en C :

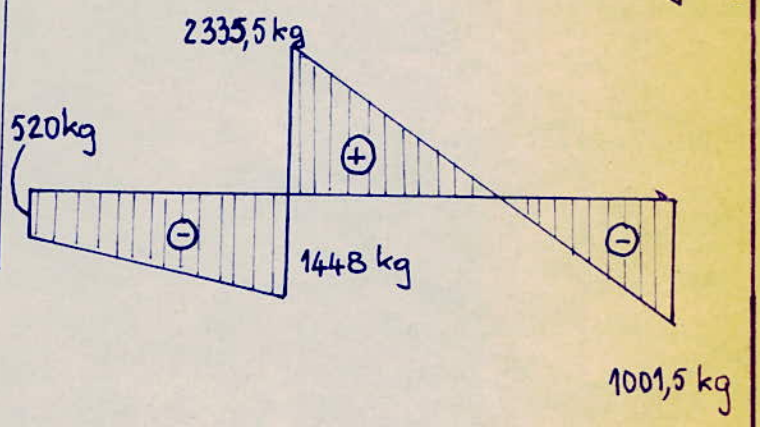
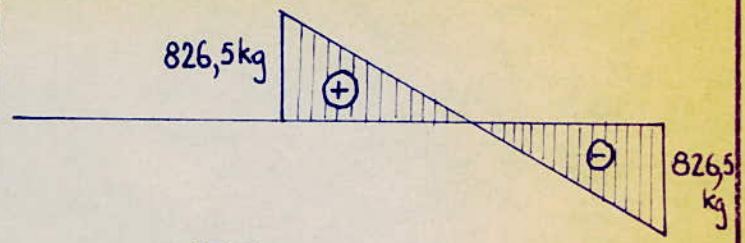
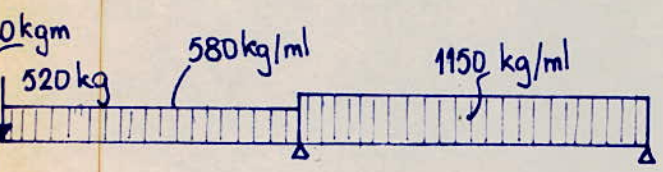
1°) Charges permanentes :



2°) Travée BC chargée



Chargement résultant:



6°) Etude de la travée B C

6.1. Détermination des armatures longitudinales

La largeur de hourdis b_x , qui'il ya lieu d'admettre à'un côté d'une nervure de poutre fléchie en T, à partir du parement de cette poutre est limitée par la plus restrictive des conditions si après

1°) b_x est limitée à la moitié de la distance entre nervures

$$b_x \leq \frac{0,85}{2} = 0,425 \text{ m}$$

2°) b_x ne doit pas dépasser le $1/6^{\text{ème}}$ de la distance entre points de moment nul d'une travée pour la - justification des section situées dans la zone - centrale de cette travée

$$b_x \leq \frac{1,745}{6} = 0,291 \text{ m}$$

3°) b_x ne doit pas dépasser les $2/3$ de la distance de la section considérée au point de moment nul le plus voisin

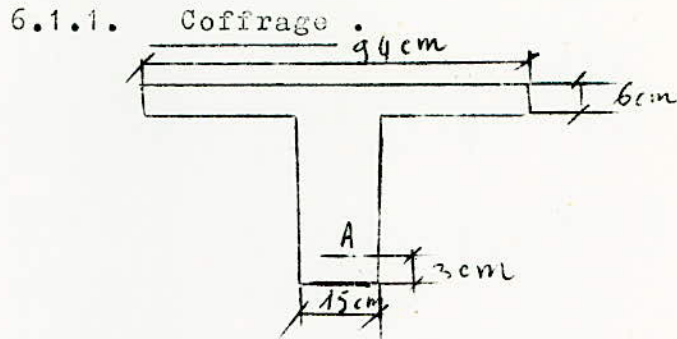
$$b_x \leq \frac{0,872 \times 2}{3} = 0,581 \text{ m}$$

La plus petite valeur vérifiant les 3 conditions est $b_x = 29,1 \text{ cm}$

$$b = 2 \times 29,1 + 15 = 73,2 \text{ cm}$$

c'est la largeur de la table de compression

BA
68
P.30
Article
23,3



6.1.2 Contraintes admissibles

$$\sigma_{28} = 270 \text{ kg / cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{28} = 23,2 \text{ kg / cm}^2$$

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

$$\cdot \alpha = 1 \quad (\text{Ciment classe } 210/325)$$

$$\cdot \beta = \frac{5}{6} \quad (\text{Contrôle atténué})$$

$$\cdot \gamma = 1$$

$$\cdot \delta = 0,6 \quad (\text{Flexion simple})$$

$$\cdot \epsilon = 1 \quad (\text{à priori})$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,6 \times 1 \times 270 = 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{b_c} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,30 \times 1 \times 270 = 67,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,0257 \times 270 = 5,8 \text{ kg/cm}^2$$

6.13: Contraintes de traction et de compression dans les nervures.

Le diagramme de (N) indique la distribution en compression et en traction de l'effort normal.

Pratiquement il n'ya pas lieu d'en tenir compte pour les nervures les contraintes correspondantes étant faibles.

BA 68

P.16

BA 68

P.14

Soit S la surface de la section $S=73,2 \times 6 + (30-6) 15 =$
 $439,2 + 360 = 799,2 \text{ cm}^2$

$$\sigma_b = \frac{279,95}{799,2} = 0,35 \text{ kg/cm}^2 \text{ est négligeable aussi}$$

bien en traction qu'en compression

La section est donc étudiée en flexion simple

1°) travée BC chargée , console AB déchargée

$$\mu' = \frac{15 \times 42700}{2800 \times 73,2 \times 28} = 0,004$$

$$\mu = 0,004 \rightarrow \begin{cases} \lambda = 0,0867 . \\ \tilde{\omega} = 0,0274 . \\ h = 158 . \end{cases}$$

$$\rho = \frac{h_0}{h} = \frac{6}{28} = 0,214$$

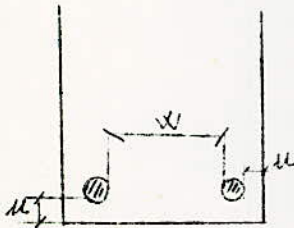
$\lambda < \rho \rightarrow 0,0867 < 0,214 \rightarrow$ section rectangulaire
de largeur $b = 73,2 \text{ cm}$

6.1.4 Détermination rapide du ferrailage

$$h = 28 \text{ , } z = \frac{7}{8} \times 28 = 24,5 \text{ cm}$$

$$\text{d'ou } A' = \frac{M}{z \tilde{\sigma}_a} = \frac{42700}{24,5 \times 2800} = 0,624 \text{ cm}^2 \rightarrow$$

$$2T8 = 1,00 \text{ cm}^2$$



Enrobages

$u > \phi$ et Inférieur bâtiment : 1 cm
 $\rightarrow u > 0,8$ cm

$$W \geq \begin{cases} 0,8 \text{ cm} \\ \frac{6 \times 25}{5} = 3 \text{ cm} \end{cases}$$

On a pris $d = 2$ cm d'où $u = 2 - \frac{0,8}{2} = 1,6 \text{ cm} > 0,8$ cm
les conditions d'enrobage sont vérifiées

Section d'enrobage

C'est l'aire de béton contenant toutes les barres prises en compte dans le calcul et ayant même centre de gravité



B.A
68
P88
89

Fissuration

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

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot h}{\phi} \cdot \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f}, \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{n \cdot k \cdot f_b}{\phi}}$$

avec

ϕ = diamètre de la plus grosse des barres tendues = 8mm
 $\omega_f = 1,6$ (barres haute adhérence) Coefficient de fissuration.

$k = 1,5 \cdot 10^6$ (Fissuration peu nuisible)

$\omega_f = \frac{A}{B_f}$ = pourcentage de fissuration

$$\mu = \frac{1}{15 \times 4} = 0,0167$$

$$\sigma_1 = 1,5 \times 10^6 \times \frac{1,6}{8} \frac{0,0167}{1+0,167} = 4300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{8} \cdot 1,5 \cdot 10^6 \times 5,8} = 3180 \text{ kg/cm}^2$$

or $\bar{\sigma}_a$ est le minimum de $\frac{2}{3}$ en = 2800

$$\bar{\sigma}_1 = 4300 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_2$ qui est le max de

$$\bar{\sigma}_2 = 3180 \text{ kg/cm}^2$$

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

6.1.5 Détermination précise de la section

$$\mu = \frac{15 \times 42700}{2800 \times 73,2 \times 28^{-2}} = 0,004$$

$$\mu = 0,004 \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 0,02274 \\ k = 158 \end{array} \right. \longrightarrow \sigma'_b = \frac{2800}{158} = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 0,0274 \times 28 \times 73,2 = 0,562 \text{ cm}^2 \text{ sont } 2T8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

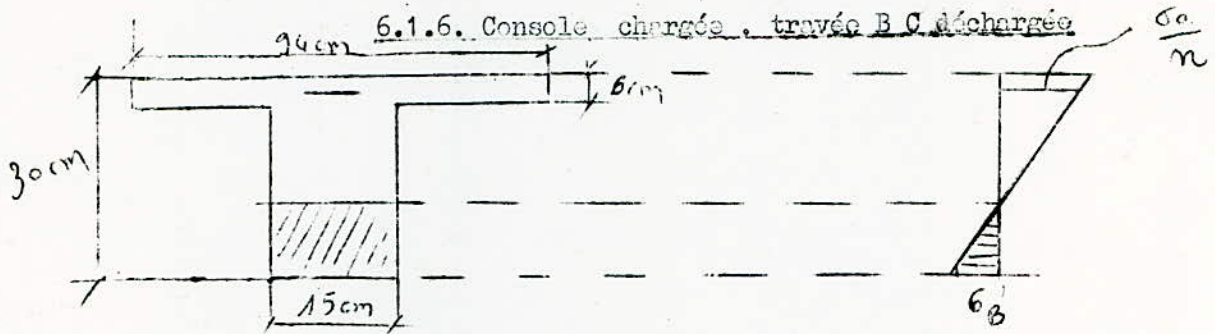
Vérification du pourcentage minimal d'armatures

$$\frac{A}{bh} \geq 4 \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{ht}{h} \right)^2$$

$$\frac{A}{bh} = \frac{0,562}{73,2 \times 28} = 0,274 \cdot 10^{-3}$$

$$4 \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{ht}{h} \right)^2 = \frac{0,54 \times 5,8}{2800} \left(\frac{30}{28} \right)^2 = 1,285 \times 10^{-3}$$

La relation n'est pas vérifiée donc on prend le pourcentage minimal $A_{min} = 7,32 \times 2,8 \times 1,285 \times 10^{-1} = 0,264 \text{ cm}^2$



Détermination rapide du ferrailage :

$M = -3920 \text{ kgm}$ \rightarrow section rectangulaire de largeur b_0

On prend $d = 3 \text{ cm}$

$$A = \frac{M}{Z \sigma_s} = \frac{392000}{23,6 \times 2800} = 5,94 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2T20=6,28 \text{ cm}^2$$

-- valeur exacte de $h = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$

AA ϕ et intérieur bâtiment: 1 cm



- 2 cm
- 2 cm
- $\frac{6 \times 25}{5} = 3 \text{ cm}$

Détermination précise de la section

$$\mu' = \frac{15 \times 3,92 \cdot 10^5}{2800 \times 15 \times 27^2} = 0,192$$

$$A = 0,192 \rightarrow k = 15,9 \rightarrow r b = \frac{2800}{15,9} = 176 \text{ kg/cm}^2 > 135 \text{ kg/cm}^2$$

Les armatures comprimées sont nécessaires

$$A' = \frac{3,92 \cdot 10^5}{135 \times 15 \times 2,7 - 2} = 0,2645 \quad (\xi = 0,1)$$

k correspondant à (A + A') minimum = 27 } k_o = 20,75

On prend donc k = k_o = 20,75

$$k_o = 20,75 \rightarrow \begin{cases} \xi = 1,007 \\ \lambda = 0,4190 \\ A_1 = 0,1802 \end{cases}$$

$$\sigma_a = 20,75 \times 135 = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 15 \frac{(0,4190 - 0,1) \cdot 135}{0,4190} = 1543 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

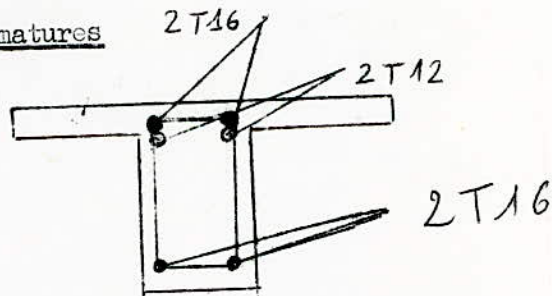
$$I_0 = bh^2 \xi = 0,1802 \times 15 \times 27^2 \times 135 = 2,66 \cdot 10^5 \text{ kg cm}$$

$$\Delta M = (3,92 - 2,66) \cdot 10^5 = 1,26 \cdot 10^5 \text{ kg cm}$$

$$A' = \frac{1,26 \cdot 10^5}{(27-2) \cdot 1543} = 3,26 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T16 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,007 \times 1,5 \times 2,7 + \frac{1,26 \cdot 10^5}{25 \times 2800} = 5,87 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{matrix} 2T16 = 4,02 \text{ cm}^2 \\ 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2 \end{matrix}$$

choix des armatures



Vérification du pourcentage minimal d'armatures

$$\frac{A}{b_0 h} \geq 44 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2$$

$$\frac{5,87}{15 \times 27} = 1,45 \cdot 10^{-2}$$

$$44 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 = \frac{0,54 \times 5,8}{2800} \left(\frac{30}{27} \right)^2 = 1,38 \cdot 10^{-3}$$

$$1,45 \cdot 10^{-2} > 1,38 \cdot 10^{-3} \quad (\text{vérifié})$$

6.2. Etude de l'effort tranchant

A l'extrémité "B" de la travée B C, on a

• T max = 3019,7 kg

• h = 27 cm z = $\frac{7}{8} \cdot 27 = 23,6$ cm

$$b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{3019,7}{15 \times 23,6} = 8,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{bc} < \bar{\sigma}_b < 2 \bar{\sigma}'_{bc} \rightarrow 67,5 < 135 = 135 \text{ kg/cm}^2 \text{ d'où}$$

$$b \left(4,5 - \frac{135}{67,5} \right) 5,8 = 14,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow (\text{vérifié})$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_a \bar{\sigma}_{en} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}'_{bc}} = 1 - \frac{8,5}{9 \times 5,8} = 0,837 > \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2400 \times 0,837 = 2010 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{t} = h \left(1 - \frac{0,3 \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_{bc}} \right) = 27 \left(1 - \frac{0,3 \times 8,5}{5,8} \right) = 15,12$$

$$\bar{t} \geq 0,2 h = 5,4 \text{ cm}$$

B A
68
p.36

B A
68
p.37
art 26
13

On utilise un cadre ϕ 8 Adx $A_t = 1,00 \text{ cm}^2$

$$t \leq \frac{A_t z \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,00 \times 23,6 \times 2010}{3019,7} = 15,75 \text{ cm}$$

On prend donc $t = 15 \text{ cm}$

A l'extrémité "C" de la travée B C on a

$$T_{\max} = 1001,5 \text{ kg}$$

$$. h = 27 \text{ cm} \quad z = \frac{7}{8} \cdot 27 = 23,6 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{T}{\text{boz}} = \frac{1001,5}{15 \times 23,6} = 2,825 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau'_b < \tau'_{b_0} \rightarrow$ à l'appui C le moment est nul
(appui simple)

$$\tau_b < 3,5 \bar{\tau}_b \rightarrow 2,825 \text{ kg/cm}^2 < 20,3 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \bar{\sigma}_{en} \rightarrow f_a = 1 - \frac{2,825}{9 \times 5,8} = 0,946 > \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2400 \times 0,946 = 2275 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{t} = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right) = 27 \left(1 - 0,3 \times \frac{2,825}{5,8} \right) = 23 \text{ cm}$$

On prend un cadre ϕ 8 Adx -- $A_t = 1,00 \text{ cm}^2$

$$t \leq \frac{A_t z \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,00 \times 23,6 \times 2275}{1001,5} = 53,5 \text{ cm}$$

On prend donc $t = \bar{t} = 23 \text{ cm}$

On doit avoir aussi $\bar{t} > 0,2 h = 5,4 \text{ cm}$

6.2.1. traction des armatures inférieures à

l'appui C

On vérifié $A \bar{\sigma}_a \geq T \rightarrow 4,02 \cdot 2800 \cdot 1001,5 \text{ kg}$

.Traction des armatures supérieures à l'appui C

$A = 2T16 + 2T12 = 6,28 \text{ cm}^2$ mais comme nous ne faisons filer que 2T12 à l'appui C on aura.

$A \bar{\sigma}_a \geq T \rightarrow 2,26 \times 2800 > 473,2 \text{ kg} \rightarrow (\text{vérifié})$

6.2.2. Traction des armatures inférieures à l'appui B

$$F = 3019,7 - \frac{392000}{23,6} < 0$$

La valeur de $T + \frac{M}{Z}$ étant négative aucune vérification en ce qui concerne la section sur appui et leur ancrage .

6.2.3. Ancrage des armatures

Pour les T 16 supérieures au niveau de l'appui B

$$l_d = \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\sigma}_d} = \frac{1,6 \times 2800}{4 \times 26,2} = 42,8 \text{ cm}$$

La longueur de scellement droit est supérieure à la largeur de la poutre principale, nous prévoyons un retour d'équerre

$$L = l_d + 3,5 \phi = 1,886 \text{ l}$$

$$l = \frac{ld + 3,5 \phi - L}{1,886} = \frac{42,8 + 5,6 - 18}{1,886} = \frac{30,4}{1,886} = 16,1 \text{ cm}$$

On prend $l = 20 \text{ cm}$

Ancrage des barres T 12 :

$$ld = \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\sigma}_d} = \frac{1,2 \times 2800}{4 \times 26,2} = 32 \text{ cm}$$

La longueur de scellement droit est supérieure à la largeur de la poutre principale sur laquelle repose la nervure, pour cela nous prévoyons un retour d'équerre.

$$l = \frac{32 + 4,2 - 10}{1,886} = 13,9 \text{ cm on prend } l = 15 \text{ cm}$$

- Pour les T16 supérieures au niveau de l'appui C

$$\text{On a } \bar{\sigma}_a = \frac{T}{A} = \frac{473,2}{4,02} = 117,5 \text{ kg/cm}^2$$

- Longueur de scellement droit

$$ld = \frac{1,6 \times 117,5}{4 \times 26,2} = 17,7 \text{ cm on prend } ld = 18 \text{ cm}$$

- Pour les T16 inférieures du niveau de l'appui C

$$\text{On a } \bar{\sigma}_a = \frac{1001,5}{4,02} = 248 \text{ kg/cm}^2$$

- $ld = \frac{1,6 \times 248}{4 \times 26,2} = 37,8 \text{ cm}$ -- nous prévoyons un retour d'équerre

$$l = \frac{37,8 + 5,6 - 18}{1,886} = 13,5 \text{ cm on prend } l = 20 \text{ cm}$$

Entrainement des armatures supérieures de la travée B C.

$$\tau_{d'} = \frac{T \phi i_x h_i - x}{4A_z \cdot h - x}$$

T max à l'appui B = 3019,7 kg

$\alpha = \lambda h \rightarrow x = 0,419 \times 27 = 11,3 \text{ cm}$

$A = 2T16 + 2T12 = 6,28 \text{ cm}^2$

$h = 27 \text{ cm}$

$Z = \frac{7}{8} \cdot 27 = 23,6 \text{ cm}$

$h_i^{16} = 30 - 2,4 = 27,6 \text{ cm}$

$h_i^{12} = 30 - 3,8 = 24,2 \text{ cm}$

$\tau_{d}^{16} = \frac{3019,7 \times 1,6}{4 \times 6,28 \times 23,2} \cdot \frac{27,6 - 11,3}{27 - 11,3} = 8,56 \text{ kg/cm}^2$

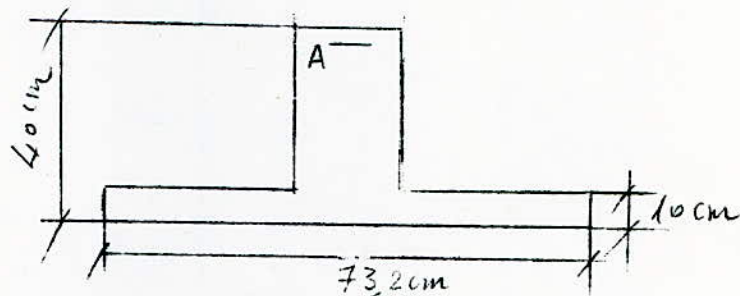
$\tau_{d}^{12} = \frac{3019,7 \times 1,2}{4 \times 6,28 \times 23,2} \cdot \frac{24,2 - 11,3}{27 - 11,3} = 5,5 \text{ kg/cm}^2$

τ_{d}^{16} et τ_{d}^{12} $d = 17,4 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow (\text{Vérifié})$

τ_d = contrainte d'adhérence admissible à l'entraînement

1°) Etude de la Console A.B

7.1. Détermination des armatures longitudinales



$$M = - 3,92 \cdot 10^5 \text{ kg cm}$$

$$h = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$$

$$\mu' = \frac{15 \times 3,92 \times 10^5}{2800 \times 73,2 \times 37} = 20,0209$$

$$\rightarrow \alpha = 0,191, \quad \theta = \frac{h_0}{h} = \frac{10}{37} = 0,27$$

$\alpha < \theta \rightarrow 0,1911 < 0,27$, l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section sera étudiée comme une section rectangulaire de largeur $b = 73,2 \text{ cm}$

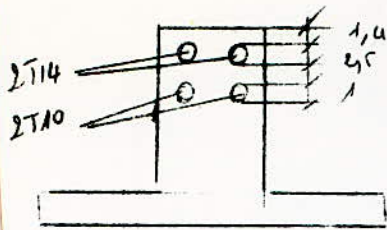
7.11 Détermination rapide du ferrailage

$$h = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$$

$$z = \frac{7}{8} \times 37 = 32,4 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a} = \frac{392000}{32,4 \times 2800} = 4,32 \text{ cm}^2 \rightarrow$$

$$\text{Soit } 2T14 + 2T10 = 3,08 + 1,57 = 4,65 \text{ cm}^2$$



On calcul le moment statique

$$3,08(1,4+0,7) + 1,57(2,5+1,4+1,4+0,5)=4,65x$$

d'ou $x = 3,34$ cm

--> valeur exacte de $h=40-3,34=36,66$ cm

On prend $h = 37$ cm

7.12 Détermination précise de la section

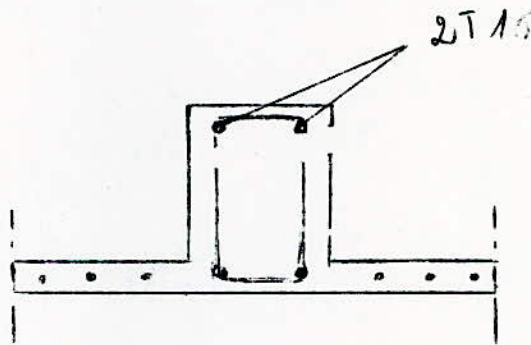
$$\mu = \frac{15 \times 3,92 \times 10^5}{2800 \times 73,2 \times 37^2} = 0,0209$$

$$\mu = 0,0209 \quad \left\{ \begin{array}{l} \omega = 0,150 \\ \lambda = 0,1911 \rightarrow \frac{b=2800}{63,5} = 42,1 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2 \\ k = 63,5 \end{array} \right.$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$A = \frac{0,1487 \times 73,2 \times 37}{100} = 4,02 \text{ cm}^2$$

Soit $2 \text{ T } 16 = 4,02 \text{ cm}^2$



Vérification du pourcentage minimal d'armatures

$$\frac{A}{b \cdot h} \cdot 44 \cdot \frac{1}{3a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 \rightarrow \frac{4,02}{37 \times 73,2} = 1,462 \cdot 10^{-3} > 1,31 \cdot 10^{-3}$$

(Vérifié)

7.2 Etude de l'effort tranchant

Dans la section d'encastrement

. T max = 2913 kg

. h = 40 - 3 = 37 cm

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2913}{15 \times 32,4} = 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 42,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{bo} = 67,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \rightarrow 6 \text{ kg/cm}^2 < 20,3 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$\sigma_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{en}, \rho_a = \frac{1 - \tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} = \frac{1 - 6}{9 \times 5,8} = 0,885 > \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2400 \times 0,885 = 2122 \text{ kg/cm}^2$$

On utilise un cadre ϕ 8 Adx, At = 1,00 cm²

$$t \leq \frac{At \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,00 \times 32,4 \times 2122}{2913} = 23,62 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 37 \left(\frac{1 - 0,3 \times 6}{5,8} \right) = 25,5 \text{ cm}$$

$$\bar{t} \geq 0,2 h = 7,4 \text{ cm}$$

On prend t = 23,62 cm

Dans la section située à l'aplomb de la force concentrée en "A"

$$\text{On a } h = H_t - d = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot 17 = 14,9 \text{ cm}$$

$$T = 1073 \text{ kg}$$

$$b = \frac{T}{boz} = \frac{1073}{15 \times 14,9} = 4,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b < \sigma_{b_0} \rightarrow 4,8 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \sigma_b = 20,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_a = 1 - \frac{z \cdot b}{9 \sigma_b} = 1 - \frac{4,8}{9 \times 5,8} = 0,908 > \frac{2}{3}$$

$$\sigma_{at} = 0,908 \times 2400 = 2180 \text{ kg/cm}^2$$

$$t \leq \frac{At \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T} = \frac{1,00 \times 2180 \times 14,9}{1073} = 30,2 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = h \left(1 - \frac{0,3 \cdot z \cdot b}{\sigma_b} \right) = 17 \left(1 - \frac{0,3 \times 4,8}{5,8} \right) = 12,8 \text{ cm}$$

$$\bar{t} \geq 0,2 h = 3,4 \text{ cm}$$

finalement on prend $t = \bar{t} = 12,8 \text{ cm}$

7.2.1. traction des armatures.

Dans la section d'encastrement, on a

$$- T + \frac{M}{Z} = - 2913 + \frac{392000}{32,4} = 2913 + 12100 = 9187 \text{ kg}$$

$$\sigma_a = \frac{F}{A} = \frac{9187}{4,02} = 2280 \text{ kg / cm}^2$$

$$l_d = \frac{\sigma_a}{\tau_d} = \frac{1,6 \times 2280}{4 \times 26,2} = 34,8 \text{ cm}$$

τ_d = contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'ancrage en pleine masse

La longueur de scellement droit est supérieure à la largeur de la poutre principale support de la console nous prévoyons donc un retour d'égare: $L = l_d + 3,5 \phi = 1,886 l$

$L = 18 \text{ cm} =$ largeur de la poutre principale - la distance d'enrobage

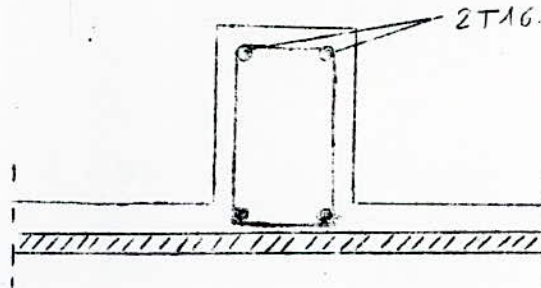
$$\text{d'où } l = \frac{l_d + 3,5 \phi - L}{1,886} = \frac{34,8 + 5,6 - 18}{1,886} = 12 \text{ cm}$$

7.2.2. Etraiement des armatures:

$$\tau_d = \frac{T}{Pz} = \frac{2913}{10,05 \times 32,4} = 8,94 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau_d \text{ admissible à l'entraîment} = \tau_{ad} = 2 \times 1,5 \times 5,8 = 17,4 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau_d = 8,94 \text{ kg / cm}^2 < 17,4 \text{ kg / cm}^2 \rightarrow (\text{vérifié})$$



ETUDE DE LA NERVURE

1°) Estimation des charges :

- charge transmise par dalle	220 × 1	} g = 220 kg / ml
- Surcharge transmise par dalle	1,2 × 500 × 1	
- poids propre de la nervure supérieure	0,15(0,5 + 0,16) × 2500	} P = 600 kg / ml
		247;5 kg / ml
- poids propre de la dalle	0,06 × 1 × 2500	150 kg / ml
- Enduit de la dalle	0,02 (1 - 0,15) × 1250	21,25 kg / ml
- poids propre de la nervure	0,15 × 0,24 × 2500	90 kg / ml
- Enduit sur la nervure	0,02 (0,15 + 0,24 × 2) 1250	15,75 kg / ml
- poids par ml du mur longitudinal	4,70 × 0,10 × 2500	1175 kg / ml
- Enduit de plâtre sur mur longitudinal	4,70 × 0,02 × 2 × 1250	235 kg / ml
- Isolation	4,70 × 20	94 kg / ml
- charge concentrée due au mur transversal	$4,70 \times \frac{0,1}{4} \times 2,1 \times 2500$	617 kg
- Enduit de plâtre sur mur transversal	$4,70 \times 0,02 \times 2 \times \frac{2,1}{4} \times 1250$	123 kg
- Isolation	$4,70 \times \frac{2,1}{4} \times 20$	49,3 kg

2°) Estimation des moments au point A

(Voir figure ci dessous indiqué)

2;1 moments dus aux charges permanentes

- moment dû au garde corps
(200 + 50) (0,9 + 0,04)

235 kg m/ml

- moment dû à la dalle

$$2500 \times 0,08 \times 1 \times \frac{0,9^2}{2} + (20 + 30) \times 1 \times \frac{0,9^2}{2} + 1250 \times 0,02 \times 1 \times \frac{0,9^2}{2}$$

$$\frac{114,77 \text{ kg m} / \text{ml}}$$

$$M_g = 349,77 \text{ kg m} / \text{ml}$$

$$M_g = \underline{360 \text{ kg m} / \text{ml}}$$

2;2 moments dûs aux surcharges

- Surcharge horizontale de 100 kg / ml

$$1,2 \times 100 (1 - 0,04)$$

$$115,2 \text{ kg m} / \text{ml}$$

- Surcharge de 500 kg / m²

$$1,2 \times 500 \times 1 \times \frac{0,9^2}{2}$$

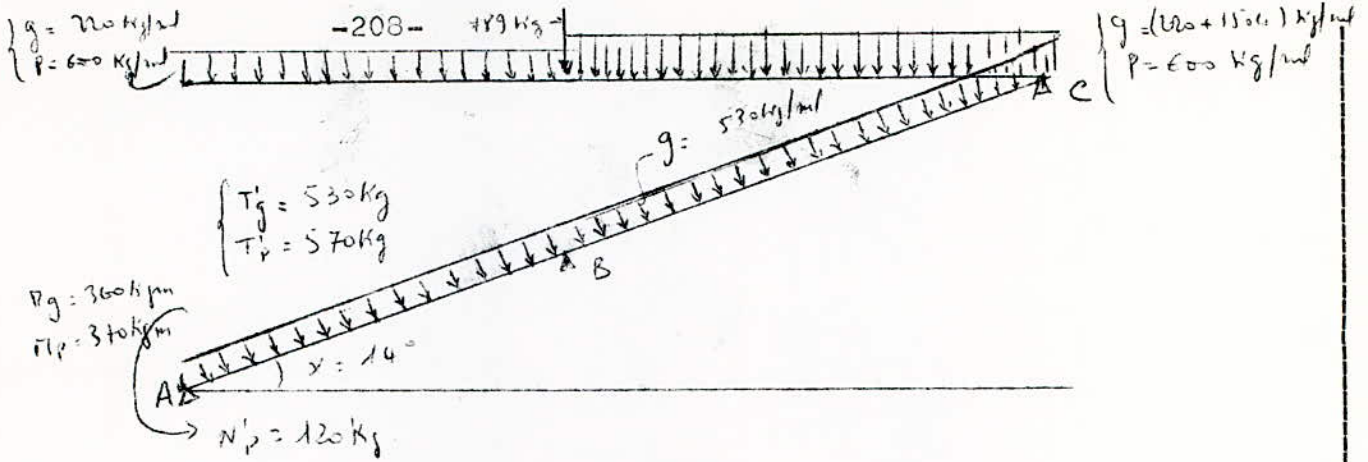
$$243 \text{ kg m} / \text{ml}$$

$$M_p = \underline{358,2 \text{ kg m} / \text{ml}}$$

$$M_p = \underline{370 \text{ kg m} / \text{ml}}$$

On prend donc comme moment total

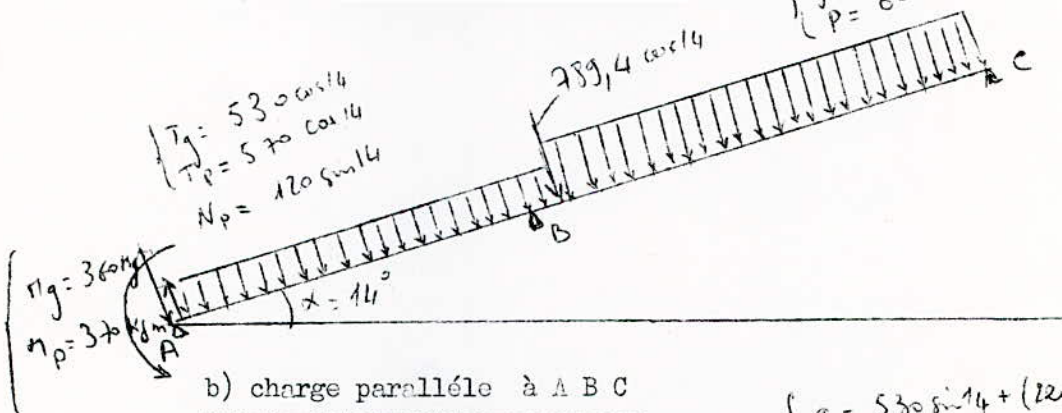
$$\underline{\underline{M_g + M_p = 730 \text{ kg m} / \text{ml}}}$$



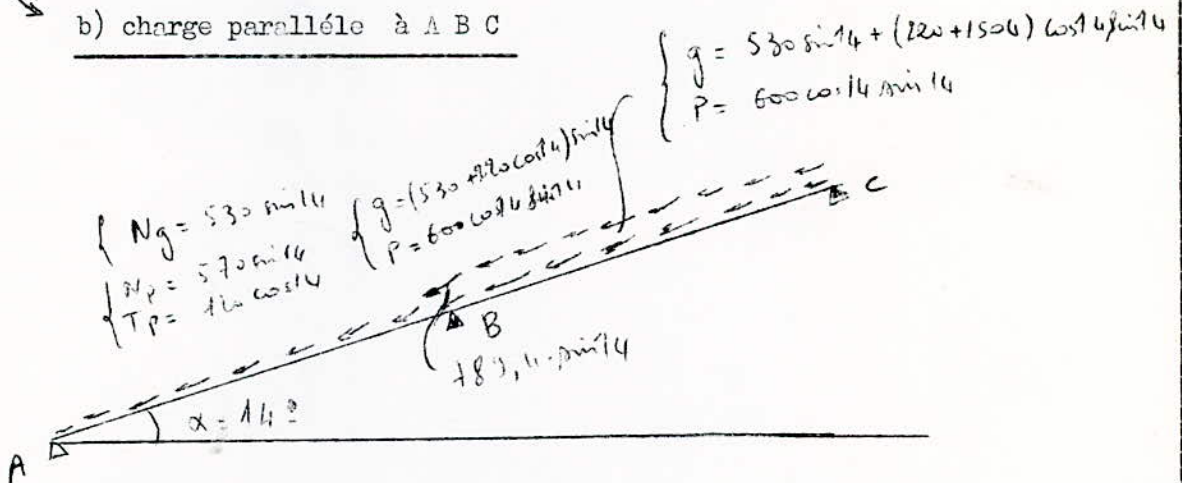
Résumé des charges

Ce système de charge peut être décomposé en deux parties

a) charge normale à A B C

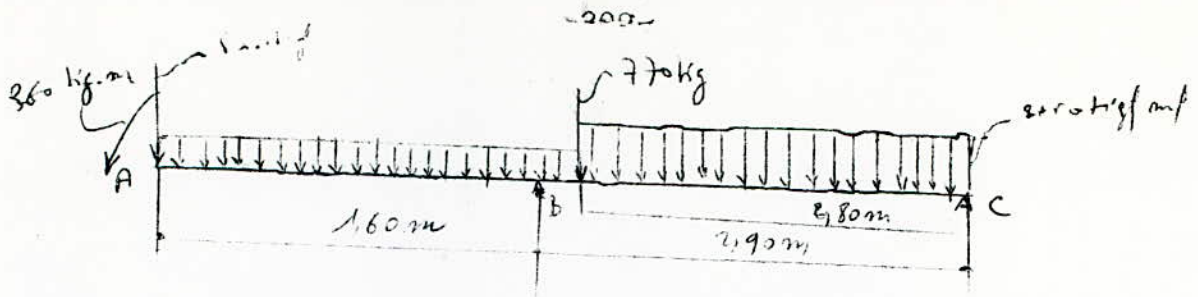


b) charge parallèle à A B C



3°) Etude de la charge permanente

3.1 Calcul des moments



$$\sum M_c = 0$$

$$-360 - 520(1,6 + 2,9) - 730 \times 1,7 \left(\frac{1,7}{2} + 2,8 \right) + R_b \times 2,9 - 770 \times 2,8 - 2150 \times \frac{2,8^2}{2} = 0$$

Après tout calcul fait, on trouve

$$R_b = 6142,50 \text{ kg}$$

$$\sum M_b = 0,$$

$$-360 - 520 \times 1,6 - 730 \times \frac{1,6^2}{2} + 730 \times \frac{0,1^2}{2} + 770 \times 0,1 + 2150 \times 2,8 \left(\frac{2,8 + 0,1}{2} \right) - R_c \times 2,9 = 0$$

d'où finalement

$$R_c = 2408,5 \text{ kg}$$

Vérification

$$\sum Y = 0 (\downarrow +)$$

$$520 + 770 + 730 \times 1,7 + 2150 \times 2,8 - 6142,5 - 2408,5 = 0$$

$$8551 - 8551 = 0; 0 = 0!$$

$$M_b = -360 - 520 \times 1,6 - 730 \times \frac{1,6^2}{2} = -2126,4 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

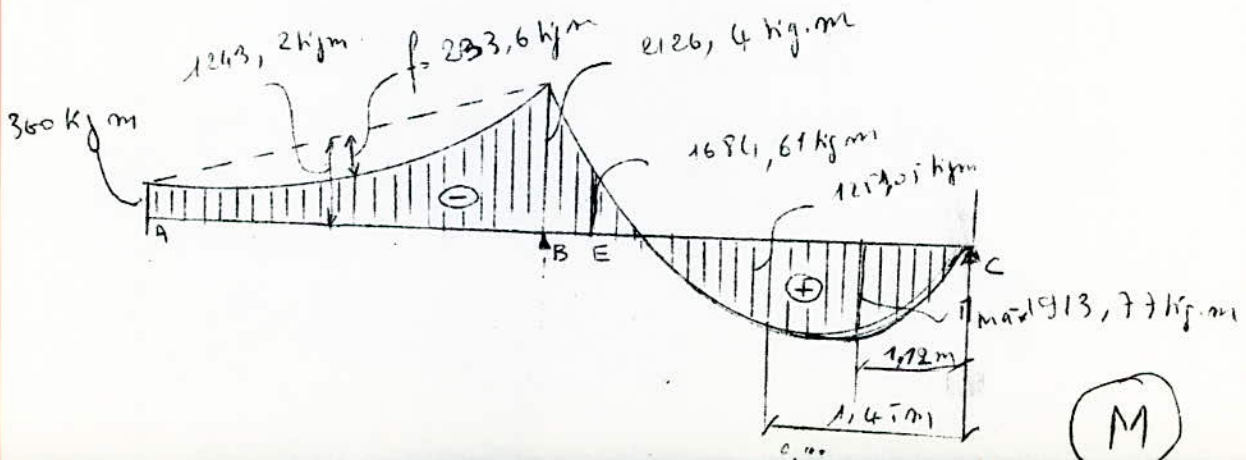
$$M_c = -360 - 520 \times 1,7 - 730 \times \frac{1,7^2}{2} + 6141,3 \times 0,1 = -1684,61 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Le moment au milieu de la travée BC est :

$$M_d = -2419,68 \times \frac{2,9}{2} + 2150 \times \frac{2,9}{2} \times \frac{2,9}{4} = -1251,05 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

La flèche de la console BA est donc

$$f = \frac{q l^2}{8} = \frac{730 \times 1,6^2}{8} = 233,6 \text{ kg} \cdot \text{m}$$



Le moment dans le travée B C s'annule pour ;

$$M(x) = -2408,5 X + 2150 \frac{x^2}{2} = 0 \Rightarrow (-2408,5 + \frac{2150}{2} x) x = 0$$

$$\begin{cases} x = 0 \\ x = 2,24 \text{ m} \end{cases}$$

Le moment maximum s'obtient en écrivant

$$M'(x) = T(x) = -2408,5 + 2150 x = 0 \Rightarrow x = 1,12 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 2408,5 \times 1,12 - 1250 \times \frac{1,12^2}{2} = 1913,77 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

3.2. Calcul de l'effort tranchant

Le diagramme de l'effort tranchant s'obtient en dérivant la courbe des moments

$$T_{Ab} = -\frac{2126,4 + 360}{1,6} + \frac{730 \times 1,6}{2} - 730 x = -520 - 730 x$$

$$x = 0 \rightarrow T_a = -520 \text{ kg}$$

$$x = 1,6 \rightarrow T_b = -1688 \text{ kg}$$

$$T_{bc} = -\frac{1684,61 + 2126,4}{0,1} + \frac{730 \times 0,1}{2} - 730 x = 4454,5 - 730 x$$

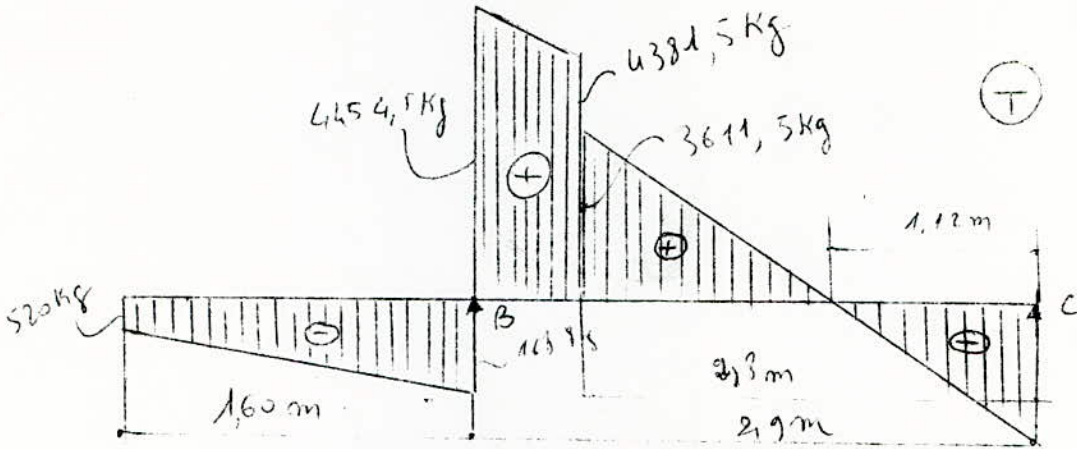
$$x = 0 \rightarrow T_b = 4454,5 \text{ kg}$$

$$x = 0,1 \rightarrow T_c = 4381,5 \text{ kg}$$

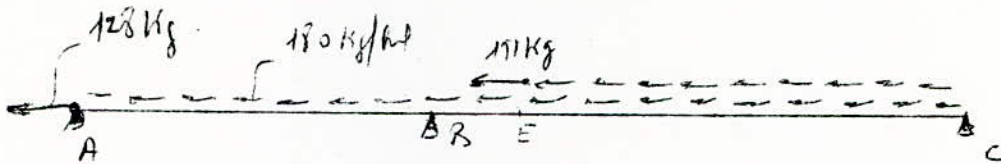
$$T_{ec} = \frac{1684,61 + 2150 \times 2,8}{2,8} - 1250 x = 3611,5 - 1250 x$$

$$x = 0 \rightarrow T_c = 3611,5 \text{ kg}$$

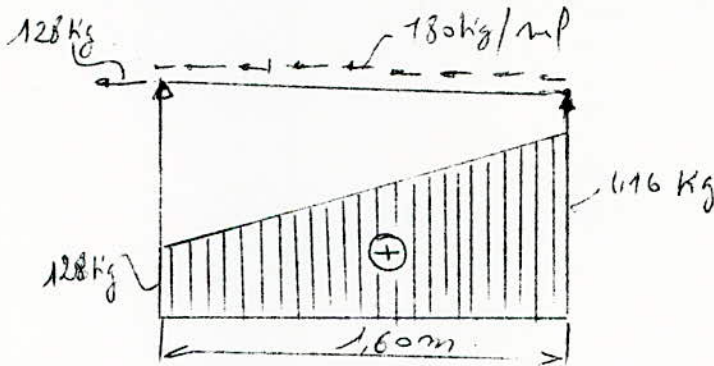
$$x = 2,8 \rightarrow T_c = 2408,5 \text{ kg}$$



3.3 Calcul de l'effort normal

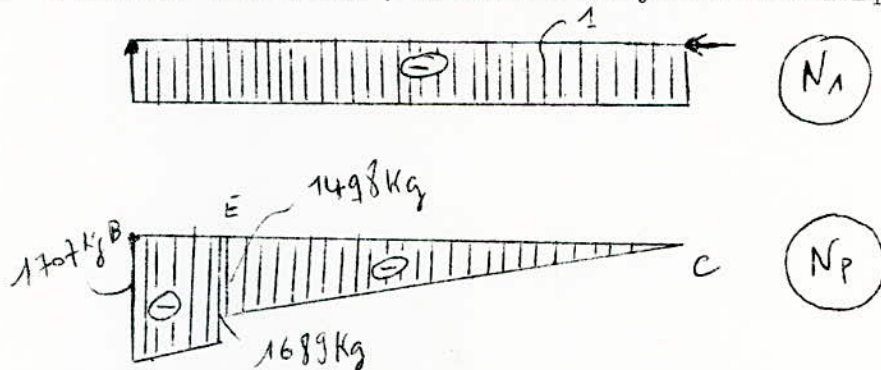


3.3.1. Etude de la console isostatique A B



3.3.2. Etude de la travée hyperstatique simple B C

On utilise la méthode des forces, on choisit un système isostatique



$N_e = 535 \times 2,8 = 1498 \text{ kg}$, $N_b = 1498 + 191 + 18 = 1707 \text{ kg}$

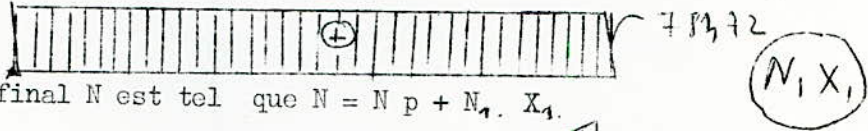
$$\sigma_x, x, + \Delta p = 0$$

$$\int_{\Omega} \frac{N^2}{E \Omega} ds \rightarrow E \Omega \int_{\Omega} \sigma_x^2 = 1 \times 2,9 \times 1 = 2,9$$

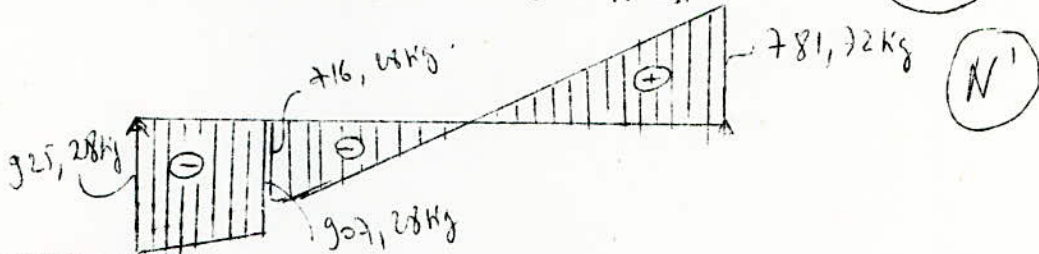
$$E \int_{\Omega} \Delta p = \int N, N_p ds = \frac{1}{2} 1498 \times 2,8 \times 1 + \frac{1}{2} (1707+1498+191) \times 0,1 \times 1$$

d'où $E \int_{\Omega} \Delta p = 2267$, donc

$$2,9 \times X_1 + 2267 = 0 \Rightarrow X_1 = -781,72 ; \text{ d'où le diagramme corrigé}$$



Le diagramme final N est tel que $N = N_p + N_1 \cdot X_1$

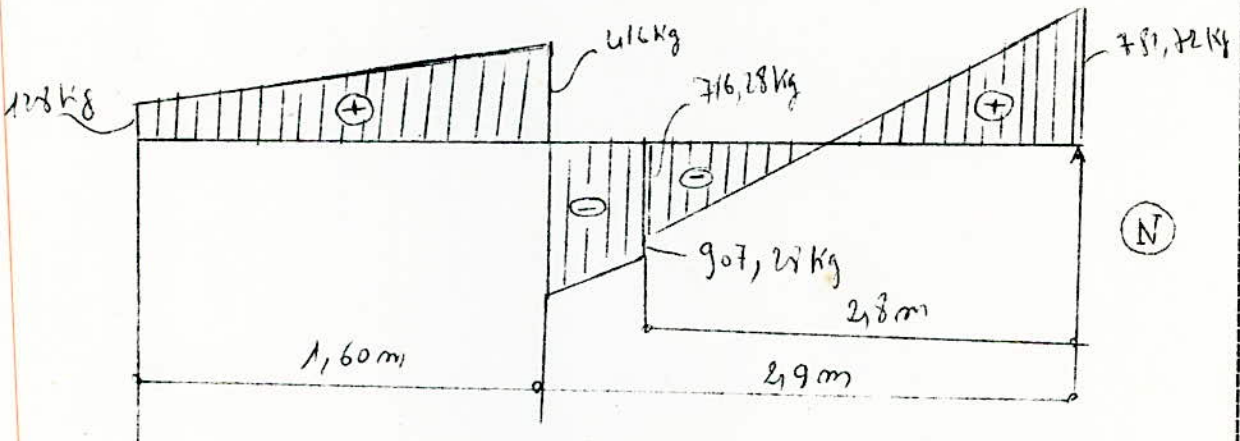


Vérification de "N"

$$\int \frac{N N_p}{E \Omega} ds = \frac{1}{E \Omega} \left[-1 \times 2,8 \times 32,72 + \frac{1}{2} (925,28 + 907,28) \times 0,1 \right] = 0$$

$$= \frac{1}{E \Omega} \left[-91,616 + 91,616 \right] = 0 ; 0 = 0 !$$

Donc le diagramme de "N" est correctement tracé

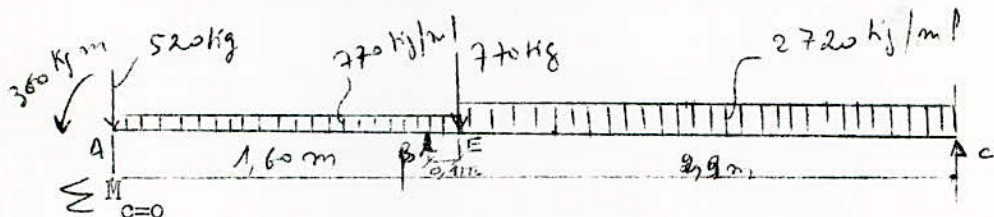


4° Etude de la surcharge

	A 1,60 m B	2,9 m C
<p><u>moment maximum en travée BC</u></p> <p style="text-align: center;">570 kg/ml</p> <p style="text-align: center;">598,5 kgm</p>	0	$M_t = 598,5 \text{ kgm}$
<p><u>moment minimum en travée BC</u></p> <p style="text-align: center;">370 kg, 550 kg, 570 kg/ml</p> <p style="text-align: center;">182,4, 1174,8, 1979,6 kgm, 370</p>	370 kgm	$M_{B \text{ max}} = 1979,6 \text{ kgm}$
<p><u>Effort tranchant maximum en AB</u></p> <p style="text-align: center;">370 kg, 550 kg, 570 kg/ml</p> <p style="text-align: center;">1509,5 kg, 1462 kg, 143,5 kg</p>	550 kg	1509,5 kg 143,5 kg
<p><u>Effort tranchant maximum en BC</u></p> <p style="text-align: center;">570 kg/ml</p> <p style="text-align: center;">826,5 kg</p>	0	826,5 kg 826,5 kg
<p><u>Effort normal dû à la surcharge</u></p> <p style="text-align: center;">144 kg/ml</p> <p style="text-align: center;">256,4 kg, 482 kg, 204,45 kg</p>	256,4 kg	482 kg 204,45 kg 204,45 kg

5°) charge permanente + travée B C Surchargée

position du point de moment nul-



$$\sum M_c = 0$$

$$-360 - 520(1,6 + 2,9) - 730 \times 1,7 \left(\frac{1,7}{2} + 2,8 \right) - 770 \times 2,8 - \frac{2720 \times 2,9^2}{2} + R_b \times 2,9 = 0$$

Après toute réduction de calcul² faite on trouve

$$R_b = 6911,89 \text{ kg}$$

$$\sum M_b = 0$$

$$-360 - 520 \times 1,6 - 730 \times \frac{1,6^2}{2} + 770 \times 0,1 + 730 \times \frac{0,1^2}{2} + 2720 \times 2,8 \left(\frac{2,8}{2} + 0,1 \right) - R_c \times 2,9 = 0$$

d'où

$$R_c = 3233,87 \text{ kg}$$

Vérification :

$$\sum y = 0 (\downarrow +) \quad 520 + 770 + 730 \times 1,7 + 2720 \times 2,8 - 6911,89 - 3233,87 = 0$$

$$10145,76 - 10145,76 = 0 ; 0 \equiv 0!$$

$$M_e = -360 - 520 \times 1,7 - 730 \times \frac{1,7^2}{2} + 6911,89 \times 0,1 = -1607,66 \text{ kg m}$$

$$M_b = -360 - 520 \times 1,6 - 730 \times \frac{1,6^2}{2} = -2126,4 \text{ kg m}$$

Le moment dans le travée B C s'annule pour

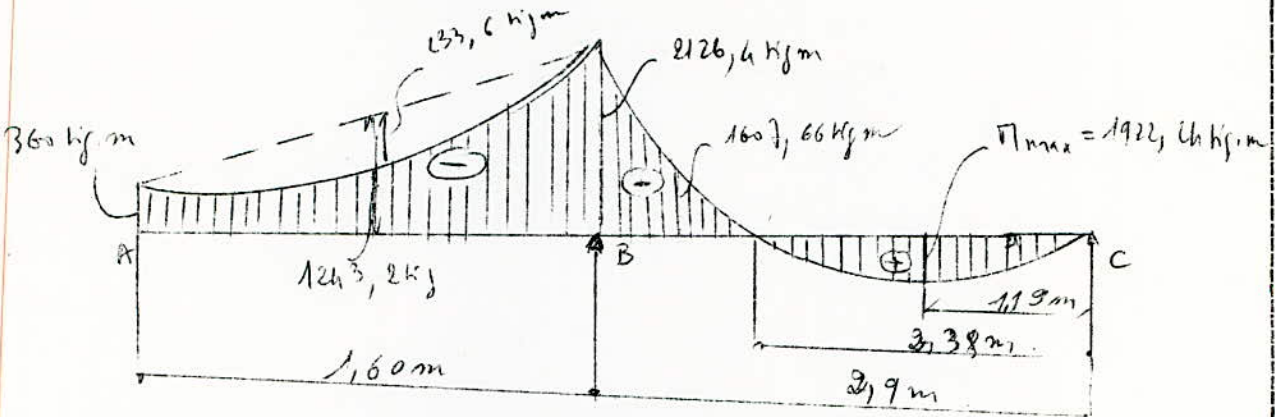
$$M(x) = -3233,87 \times x + 2720 \cdot \frac{x^2}{2} = 0 \rightarrow (-3233,87 + \frac{2720}{2} x) \times x = 0$$

$$\begin{array}{l} | \quad X = 0 \\ | \quad X = 2,38 \text{ m} \end{array}$$

Le moment maximum s'abtient en écrivant

$$M'(x) = T(x) = -3233,87 + 2720 x = 0 \rightarrow X = 1,19 \text{ m}$$

$$M(\text{max}) = -3233,87 \times 1,19 + 2720 \times \frac{1,19^2}{2} = -1922,24 \text{ kg m}$$



6°) Etude de la travée B C

6.1 Détermination des armatures longitudinales

La largeur des hourdis b_x qu'il ya lieu d'admettre d'un côté d'une nervure de poutre flèche en T à partir du parement de cette nervure, comme faisant poutre de la table compression de cette poutre est limitée par plus restrictive des conditions ci après

1°) b_x est limitée à la moitié de la distance entre ner-

vure $b_x \leq \frac{0,85}{2} = 0,425 \text{ m}$

B.A
68

2°) b_x ne doit pas dépasser le $\frac{1}{6}$ de la distance entre points de moment nul d'une travée pour la justification des sections situées dans la zone centrale de cette travée

P.30

$$b_x \leq \frac{1}{6} \times 2,38 = 0,396 \text{ m}$$

article

3°) b_x ne doit pas dépasser les $\frac{2}{3}$ de la distance de la section considérée au point de moment nul le plus voisin

23,3

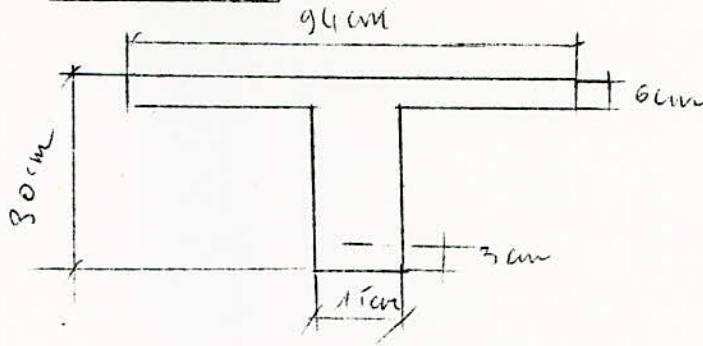
$$b_x \leq \frac{2}{3} \times 1,19 = 0,793 \text{ m}$$

La plus petite valeur vérifiant les 3 conditions, est $b_x = 0,396 \text{ m}$ d'où la largeur de la table de compression ;

$$\frac{b-b_0}{2} = 0,396 \rightarrow b = 0,396 \times 2 + 0,15 = 0,94 \text{ m}$$

$$b = 0,94 \text{ m}$$

6.1.1. Coffrage



6.1.2. Contraintes admissibles

$$\sigma_{28} = 270 \text{ kg / cm}^2$$

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

$$\sigma_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma_{28}$$

$$\cdot \alpha = 1 \text{ (ciment classé 210 / 325)}$$

$$\cdot \beta = \frac{5}{6} \text{ (contrôle atténué)}$$

$$\cdot \gamma = 1$$

$$\cdot \delta = 0,6 \text{ (flexion simple)}$$

$$\cdot \epsilon = 1 \text{ (à priori)}$$

d'où

$$\sigma_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,6 \times 1 \times 270 = 135 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_{bo} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 270 = 67,55 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \sigma'_{28} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,0257 \times 270 = 5,8 \text{ kg / cm}^2$$

6.1.3. Contraintes de traction et de compression dans les nervures

Le diagramme de (N) indique la distribution en compression et en traction de l'effort normal.

Pratiquement il n'ya pas lieu d'en tenir compte pour les nervures, les contraintes correspondantes sont faibles -

soit S la surface de la section : $S = 94 \times 6 + 15 \times 24 = 924 \text{ cm}^2$

B.A
68
P.16

B.A
68
P.14

La contrainte : $R = \frac{1129,73}{924} = 1,22 \text{ kg} / \text{cm}^2$ est négligeable aussi bien en traction qu'en compression

La section est donc étudiée en flexion simple

$$\mu = \frac{15.1922,24.10^2}{2800 \times 94 \cdot 27^2} = 0,015$$

$$\mu = 0,015 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,1630 \\ \omega = 0,106 \\ k = 77 \end{cases}$$

$$\theta = \frac{h_0}{h} = \frac{6}{27} = 0,222$$

$\alpha < \theta \rightarrow 0,1630 < 0,222$; section rectangulaire de largeur $b = 94 \text{ cm}$

6.1.4 Détermination rapide du ferrailage

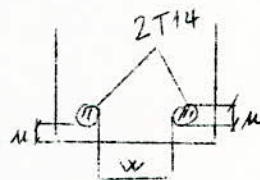
$h = 27 \text{ cm}$, $z = \frac{7}{8} \cdot 27 = 23,6 \text{ cm}$
d'où

$$A = \frac{M}{z \cdot \sigma_a} = \frac{1922,24 \cdot 10^2}{23,6 \times 2800} = 2,91 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

• Enrobages

$\mu \geq \phi$ et Inter. bâtiment : 1 cm
 $\rightarrow \mu \geq 1,4 \text{ cm}$

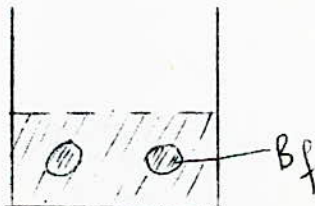
$$\omega \geq \begin{cases} 1,4 \text{ cm} \\ \frac{6 \cdot 25}{5} = 3 \text{ cm} \end{cases}$$



\rightarrow Valeur exacte de $h = 30 - 2,5 = 27,5 \text{ cm}$

• Section d'enrobage

c'est l'air de béton contenant toutes les barres prises en compte dans le calcul et ayant même centre de gravité



Fissuration

La valeur **maxi** de la contrainte de traction des armatures sera limitée à la plus grande des valeurs suivantes

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

avec

ϕ = diamètre de la plus grosse des barres tendues = 14 mm

η = (1,6 (barres haute adhérence) : coeff. de fissuration

$k = 1,5 \cdot 10^6$ (fissuration peu nuisible)

$\omega_f = \frac{A}{B_f}$: pourcentage de fissuration

fiche
Ident

$$\omega_f = \frac{3,08}{15 \times 5} = 0,041$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{14} \cdot \frac{0,041}{1 + 0,41} = 4980 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{14} \cdot 1,5 \cdot 10^6 \times 5,8} = 2390 \text{ kg / cm}^2$$

On $\bar{\sigma}_a$ est le minimum de $\left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2800 \\ \sigma_{qui \text{ est le maxi de } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 4980 \\ \sigma_2 = 2390 \end{array} \right\}} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg / cm}^2$

6 . 1 . 5 Détermination précise de la section

$$\mu' = \frac{15 \cdot 1922,24 \cdot 10^2}{2800 \times 94 \times 27,5^2} = 0,0145$$

$$\mu' = 0,0145 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma = 0,102 \\ \kappa = 78,5 \end{array} \right. \rightarrow \sigma'_b = \frac{2800}{78,5} = 35,7 \text{ kg / cm}^2 \quad 135 \text{ kg / cm}^2$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

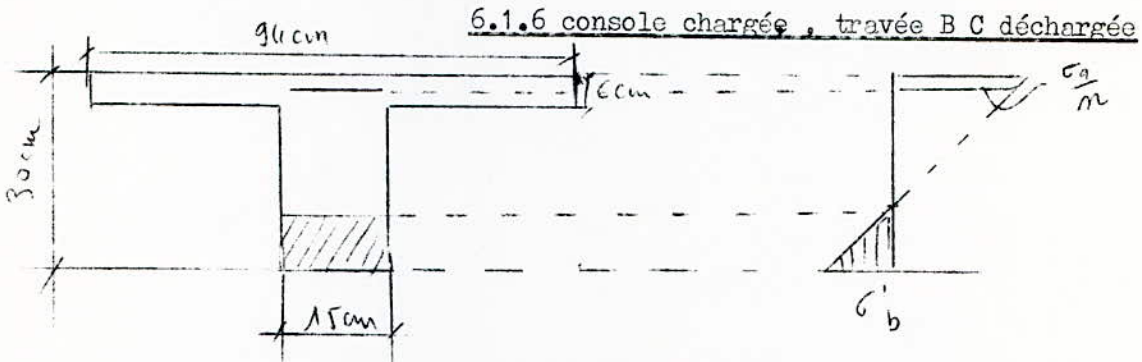
$$A = \frac{0,102 \cdot 94 \cdot 27,5}{100} = 2,64 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

Vérification de pourcentage minimal d'armature

$$\frac{A}{b \cdot h} > \frac{4 \sqrt{b}}{\sigma_a} \frac{(h t)^2}{(h)} = \frac{2,64}{94 \cdot 27,5} > 0,54 \cdot \frac{5,8 (30)^2}{2800 (27,5)} \rightarrow$$

$1,02 \cdot 10^3 < 1,33 \cdot 10^3$ (pas vérifié), on prend donc le pourcentage minimal d'armature

$$A_{\min} = 1,33 \cdot 10^3 \cdot 94 \times 27,5 = 3,44 \text{ cm}^2$$



.Détermination rapide du ferrailage

$$.M = 2126,4 - 1979,6 = - 4106 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$.h = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$$

$$.z = \frac{7}{8} \cdot 27 = 23,6 \text{ cm}$$

$$A = \frac{4106 \cdot 10^2}{23,6 \times 2800} = 6,2 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T20 = 6,28 \text{ cm}^2$$

→ Valeur exacte de $h = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$

.Détermination précise de la section

On à une section rectangulaire, donc

$$\mu = \frac{15 \cdot 4106 \cdot 10^2}{2800 \cdot 15 \cdot 27^2} = 0,201$$

$$\rightarrow k = 15,3 \rightarrow \sigma'_b = \frac{2800}{15,3} = 183 \text{ kg/cm}^2 > 135 \text{ kg/cm}^2$$

donc les armatures comprimées sont nécessaires.

On utilise la méthode de ΔM

$$\mu = \frac{M}{\alpha_b \cdot b \cdot h^2} = \frac{4106 \cdot 10^2}{135 \cdot 15 \cdot 27^2} = 0,278$$

La valeur de k correspondant à $(\varpi + \varpi')$ minimum est $k=27$

$$k_0 = \frac{2800}{135} = 20,75, \quad k > k_0, \quad (\delta = 0,1)$$

On prend donc $k = k_0 = 20,75$

$$k_0 = 20,75 \rightarrow \begin{cases} \varpi = 1,007 \\ \alpha = 0,4190 \\ \mu = 0,1802 \end{cases}$$

$$\sigma_a = 20,75 \cdot 135 = 2800 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma'_a = \frac{15 \cdot 0,3190}{0,4190} \cdot 135 = 1545 \text{ kg / cm}^2 < 2800 \text{ kg / cm}^2$$

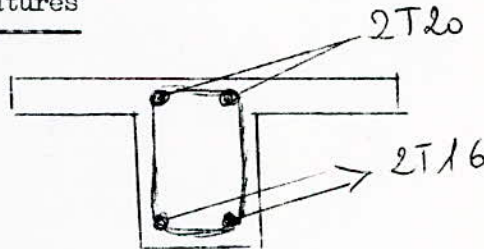
$$M_0 = \mu b h^2 \alpha'_b = 0,1802 \cdot 15 \cdot 27^2 \cdot 135 = 2660 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M = 4106 - 2660 = 1446 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$A' = \frac{1446 \cdot 10^2}{(27-2)1545} = 3,74 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T16 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{1,007 \times 15 \times 27}{100} + \frac{1446 \cdot 16^2}{25 \cdot 2800} = 6,28 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T20 = 6,28 \text{ cm}^2$$

choix des armatures



Vérification du pourcentage minimal d'armature

$$\frac{A}{b \cdot h} \geq 4 \frac{\sigma'_a}{\sigma_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 \rightarrow \frac{6,28}{15 \times 27} \geq 0,54 \cdot \frac{5,8}{2800} \left(\frac{30}{27} \right)^2 \rightarrow 1,55 \cdot 10^{-2} > 1,38 \cdot 10^{-3} \quad (\text{Vérifié})$$

6.2. Etude de l'effort tranchant

A- l'extrémité " B " de la travée B C , on a

$$T_{\max} = 4454,5 + 1509,5 = 5964 \text{ kg}$$

$$h = 27 \text{ cm} , z = \frac{7}{8} \cdot 27 = 23,6 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{5964}{15 \times 23,6} = 16,7 \text{ kg / cm}^2$$

$$\alpha'_{b0} < \alpha_b < 2 \alpha'_{b0} \rightarrow 67,5 \quad 135 = 135 , \text{ d'ou}$$

$$\tau_b < \left(4,5 - \frac{\alpha_b}{\alpha_{b0}} \right) \sigma_b = \left(4,5 - \frac{135}{67,5} \right) 5,8 = 14,5 \text{ kg / cm}^2$$

$$16,7 \text{ kg / cm}^2 \quad 14,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (pas vérifié) d'ou nécessité}$$

d'armature mixte

$$\tau_b = 5 \sigma_h = 5 \times 5,8 = 29 \text{ kg / cm}^2$$

$$t < \bar{t} = \frac{h}{3} (5 - \frac{67}{67}) , \bar{t}_n \gg \frac{h}{3} = 13,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_{at} = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 5,8 = 2800 \text{ kg / cm}^2$$

Barres inclinées absorbent : 0,4 à 0,5 T $\rightarrow 0,4 \times 5964 = 2385,6 \text{ kg}$

Barres droites absorbent : 0,6 à 0,4 T $\rightarrow 0,6 \times 5964 = 3578,4 \text{ kg}$

$$T_{\alpha} = \frac{At_i \sigma_{at}}{\sqrt{2}} = 2385,6 \rightarrow At_i = \frac{2385,6 \cdot \sqrt{2}}{2800} = 1,21 \text{ cm}^2$$

On prend 2 barres par cours d'armature de T 10

A partir de quelle distance de B , les barres relevées ne seront plus nécessaires ?

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 14,5 \rightarrow T = 5140 \text{ kg}$$

Le diagramme enveloppe " tracé à l'échelle , montre que l'armature mixte est nécessaire sur une distance de 25 cm à partir de l'extrémité B de la travée B C

pour les armatures droites , on a , $At = 1,00 \text{ cm}^2$, on utilisant un cadre T 8

B.A
68

P.36

B.A
68

P.37
38

artic.
25,13

$$t \leq \frac{At \cdot z \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1 \times 23,6 \times 2800}{3578,4} = 18,5 \text{ cm}$$

A partir du point où l'armature mixte n'est plus nécessaire, on a

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{en}, \quad \rho_a = 1 - \frac{14,5}{52,2} = 0,722 > \frac{2}{3}$$

On utilise 1 cadre \emptyset 8 A d X, $At = 1,00 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,722 \times 2400 = 1735 \text{ kg / cm}^2$$

$$t \leq \frac{At \cdot z \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1 \cdot 1735 \cdot 23,6}{5140} = 7,96 \text{ cm}$$

$$\bar{x} = h \left(1 - \frac{0,3 \bar{\sigma}_b}{\sigma_b} \right) = 27 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 14,5}{5,8} \right) = 6,75 \text{ cm}$$

$$\bar{x} \geq 0,2 h = 5,4 \text{ cm}$$

On prend donc $t = 7 \text{ cm}$

- A l'extrémité "C" de la travée B C, on a

$$T = 3235 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{3235}{15 \cdot 23,6} = 9,14 \text{ kg / cm}^2$$

comme à l'appui "C" le moment est nul, $\bar{\sigma}_b = 0$, d'où

$$\bar{\sigma}_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \rightarrow 9,14 \text{ kg / cm}^2 < 20,3 \text{ kg / cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

On utilise 1 cadre \emptyset 8 A D X, $At = 1,00 \text{ cm}^2$

$$\rho_a = 1 - \frac{b}{9 \cdot b} = 1 - 9,14 = 0,825 > \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{en} = 0,825 \times 2400 = 1980 \text{ kg / cm}^2$$

$$t \leq \frac{A t \cdot z \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1 \times 23,6 \times 1980}{3235} = 14,5 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau} = h \left(1 - \frac{0,3 \tau b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 27 \left(1 - \frac{0,3 \times 9,14}{5,8} \right) = 14,25 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau} \geq 0,2 h = 5,4 \text{ cm}$$

On prend donc $t = 14 \text{ cm}$

6.2.1. Traction des armatures à l'appui C

On vérifié

$$A \bar{\sigma}_a \gg T \rightarrow 4,02 \times 2800 > 3235 \text{ (Vérifié)}$$

6.2.2. Traction des armatures à l'appui B

$$T_b + \frac{M}{Z} = 3578,4 - \frac{410600}{23,6} < 0$$

La valeur de $T_b + \frac{M}{Z}$ étant négative, aucune vérification en ce qui concerne la section sur appui et leur ancrage.

6.2.3 Ancrage des armatures

Pour les armatures longitudinales inférieures au niveau de l'appui C, On a $\bar{\sigma}_a = \frac{F}{A} = \frac{T}{A} = \frac{3235}{402} = 804 \text{ kg / cm}^2$,

$$\bar{\tau}_d = 26,1 \text{ kg / cm}^2 \text{ (ancrage en pleine masse)}$$

$$d'ou \quad l_d = \frac{\bar{\sigma}_a}{4 \bar{\tau}_d} = \frac{1,6 \times 804}{4 \times 26,1} = 12,5 \text{ cm}$$

Pour les armatures longitudinales supérieures au niveau de l'appui " B ", on a

$$l_d = \frac{\bar{\sigma}_a}{4 \bar{\tau}_d} = \frac{2 \times 2800}{4 \times 26,2} = 53,4 \text{ cm}$$

Nous prévoyons un retour d'équerre,

$$l = \frac{l_d + 3,5 \phi}{1,886} - L = \frac{53,4 + 7}{1,886} - 18 = 22,5 \text{ cm} \quad -^2 \quad 25 \text{ cm}$$

6.2.4 Etraiement des armatures

Pour les 2T20, on

$$\bar{\tau}_d = \frac{T_p}{p z} = \frac{3578,4}{12,57 \times 23,6} = 12 \text{ kg / cm}^2$$

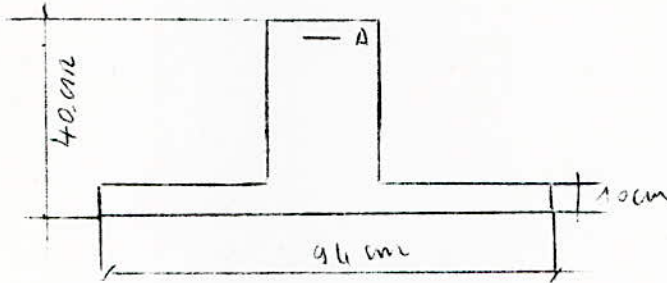
comme

$$\bar{\tau}_d = 2 \times \frac{4 \bar{\sigma}_b}{12} = 2 \times 1,5 \times 5,8 = 17,4 \text{ kg / cm}^2$$

$$12 \text{ kg / cm}^2 < 17,4 \text{ kg / cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

7°) Etude de la console A B

7.1. Détermination des armatures longitudinales



. $M = - 4106 \text{ kg} \cdot \text{m}$

. $h = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$

$$\eta = \frac{15 \cdot 4106}{2800 \times 94 \times 37^2} = 0,01705$$

$\rightarrow \xi = 0,1734$, $\xi = \frac{h_0}{h} = \frac{10}{37} = 0,27$

$\xi < \xi_0 \rightarrow 0,1734 < 0,27$, l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section sera étudiée, comme section rectangulaire de largeur $b = 94 \text{ cm}$

7.1.1 Détermination rapide du ferrailage

. $h = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$

. $z = \frac{7}{8} \cdot 37 = 32,4 \text{ cm}$

$$A = \frac{M}{z \cdot \sigma_a} = \frac{4106 \cdot 10^2}{32,4 \times 2800} = 4,52 \text{ cm}^2, \text{ soit}$$

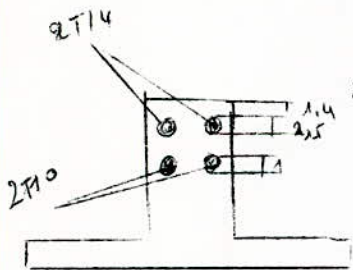
$$2T14 + 2T10 = 3,08 + 1,57 = 4,65 \text{ cm}^2$$

On calcule le moment statique

$$3,08(1,4+0,7)+1,57(2,5+1,4+1,4+0,5)=4,65 \cdot x$$

d'où finalement $x = 3,34 \text{ cm}$

\rightarrow Valeur exacte de $h = 40 - 3,34 = 36,66 \text{ cm}$



7.1.2 Détermination précise de la section

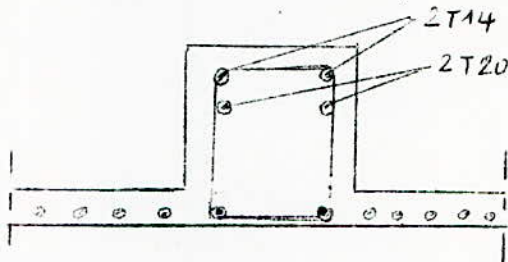
$$\mu' = \frac{15.4106}{2800.94 \times 36,66} = 0,0174$$

$$\mu' = 0,0174 \rightarrow \begin{cases} \omega = 0,123 \\ \alpha = 0,1744 \\ k = 71 \end{cases} \rightarrow \alpha' b = \frac{2800}{71} = 39,4 \text{ kg / cm}^2 < 135 \text{ kg / cm}^2$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$A = \frac{0,123 \times 94 \times 36,66}{100} = 4,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 2T14 + 2T10 = 4,65 \text{ cm}^2$$



Vérification du pourcentage minimal d'armature

$$\frac{A}{b \cdot h} \gg \frac{\sqrt{b}}{a} \frac{(ht)^2}{(h)} \rightarrow \frac{4,24}{0,4 \times 36,66} \cdot 0,54 \cdot \frac{5,8}{2800} \frac{(40)^2}{(36,66)}$$

$1,23 \cdot 10^{-3} < 1,33 \cdot 10^{-3}$ (pas vérifié) donc on prend le pourcentage minimal d'armature

$$A_{\min} = 1,33 \cdot 10^{-3} \cdot 94 \times 36,66 = 4,58 \text{ cm}^2$$

$$2T14 + 2T10 = 4,65 \text{ cm}^2$$

7.2 Etude de l'effort tranchant

Dans la section d'encastrement

$$\cdot T_{\max} = 1688 + 1462 = 3150 \text{ kg}$$

$$\cdot h = 36,66 \text{ cm}, z = \frac{7}{8} 36,66 = 32 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{3150}{15 \times 32} = 6,56 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\alpha_b = 39,4 \text{ kg} / \text{cm}^2 < \alpha_{b0} = 67,5 \text{ kg} / \text{cm}^2 \rightarrow \tau_b < 3,5 \sqrt{b}, \text{ d'ou}$$

$$6,56 \text{ kg} / \text{cm}^2 < 20,3 / \text{cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

$$\beta_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \sqrt{b}} = 1 - \frac{6,56}{52,2} = 0,876 > \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,876 \times 2400 = 2100 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

On utilise 1 cadre \emptyset S A D X, $A_t = 1,00 \text{ cm}^2$

$$t \leq \frac{A_t \cdot z \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1 \times 2100 \times 32,4}{3150} = 21,6 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\sqrt{b}}\right) = 37 \left(1 - \frac{0,3 \times 6,56}{5,8}\right) = 24,6 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\bar{t} \geq 0,2 h = 7,4 \text{ cm}$$

Dans la section située à l'aplomb de la force concentrée en " A "

$$\text{On a } \cdot h = 20 - 334 = 16,66 \text{ cm}$$

$$\cdot z = \frac{7}{8} 16,66 = 14,6 \text{ cm}$$

$$\cdot T = 520 + 550 = 1070 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1070}{15 \times 14,6} = 4,89 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\beta_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \sqrt{b}} = 1 - \frac{4,89}{52,2} = 0,9085$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,9085 \times 2400 = 2180 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$t \leq \frac{A_t \cdot z \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1 \times 2180 \times 14,9}{1070} = 32 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\sqrt{b}}\right) = 17 \left(1 - 0,3 \frac{4,89}{5,8}\right) = 12,8 \text{ cm et } \bar{t} \geq 0,2 h = 3,4 \text{ cm}$$

7.2.1 traction des armatures

Dans la section d'encastrement, on a

$$T + \frac{M}{Z} = - 3150 + \frac{410600}{32,4} = 9550 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{9550}{4,65} = 2050 \text{ kg / cm}^2$$

pour les 2 T 14, on a

$$l_d = \frac{1,4 \times 2050}{4 \times 26,1} = 27,4 \text{ cm}$$

Nous prévoyons un retour d'équerre avec $L = 18 \text{ cm}$

$$l = \frac{l_d + 3,5 \phi - 18}{1,886} = \frac{27,4 + 4,9 - 18}{1,886} = 7,6 \text{ cm}$$

On prend $l = 15 \text{ cm}$

pour les 2 T 10, on a

$$l_d = \frac{1 \times 2050}{4 \times 26,1} = 19,5 \text{ cm}$$

Nous prévoyons un retour d'équerre avec $L = 11 \text{ cm}$

$$l = \frac{19,5 + 3,5 - 11}{1,886} = 6,38 \text{ cm},$$

on prend $l = 10 \text{ cm}$

7. 2 . 2 Etraiement des armatures

$$.ht = 40 \text{ cm}$$

$$.x = \alpha h = 0,1744 \times 36,66 = 6,4 \text{ cm}$$

$$.z = 32 \text{ cm}$$

Les contrainte d'adhérence dans la nappe supérieure est

$$\tau_{di} = \frac{T\phi_i}{4AZ} \cdot \frac{h_i - x}{h - x}$$

$$\tau_{di} = \frac{3150 \times 1,4 (37,9 - 6,4)}{4 \cdot 4,65 \cdot 32 \cdot (36,66 - 6,4)} = 7,54 \text{ kg / cm}^2$$

La contrainte d'adhérence dans la nappe inférieure

$$\tau_{di} = \frac{3150 \times 1 (34,2 - 6,4)}{4 \cdot 4,65 \cdot 32 \cdot (36,66 - 6,4)} = 4,94 \text{ kg / cm}^2$$

$$\text{comme } \bar{\tau}_d = 2 \psi_d \sigma_b = 2 \times 1,5 \times 5,8 = 17,5 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau_d < \bar{\tau}_d \Rightarrow 7,54 < 17,5 \quad (\text{Vérifié})$$

9/71

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

1 es

THESE DE FIN D'ETUDES

BATIMENT SCOLAIRE

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
المكننة

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

14 plans

Proposé par
M^{rs} SLAVKOV
ingenieur Diplomé

Etudié par
S. TOUATI & H. ZERROUG

sous la direction de :
M. MOKDAD ingénieur Diplomé

III

Année Universitaire
1970-71

CORPS D'ETUDE

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

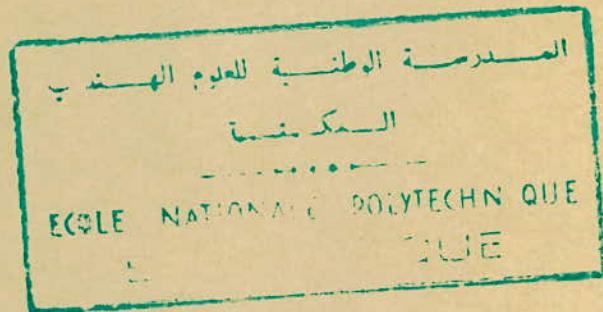
المكنية

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

Chapitre A

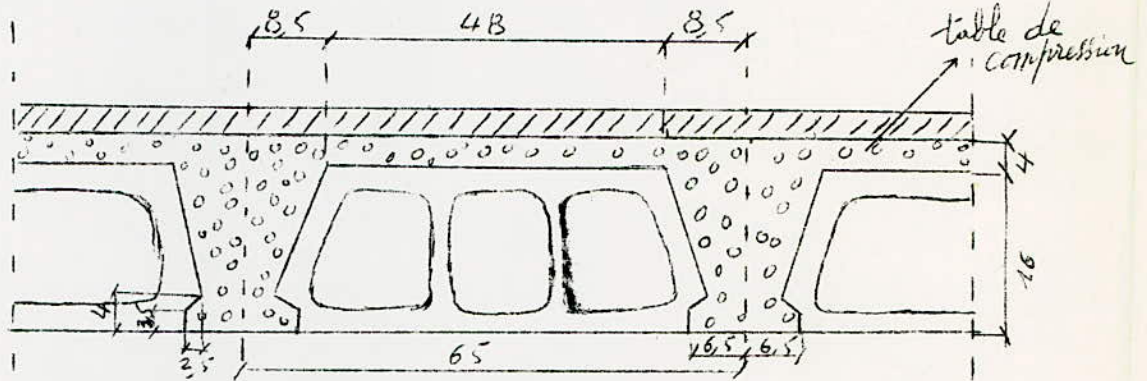


ETUDE DES PLANCHERS



Calcul plancher terrasse :

1°) Caractéristiques géométriques .



2°) Calcul d'une poutrelle terrasse :

Charge par ml sur la poutrelle

$$g = 670 \times 0,65$$

$$435 \text{ kg/ml}$$

$$p = 120 \times 0,65$$

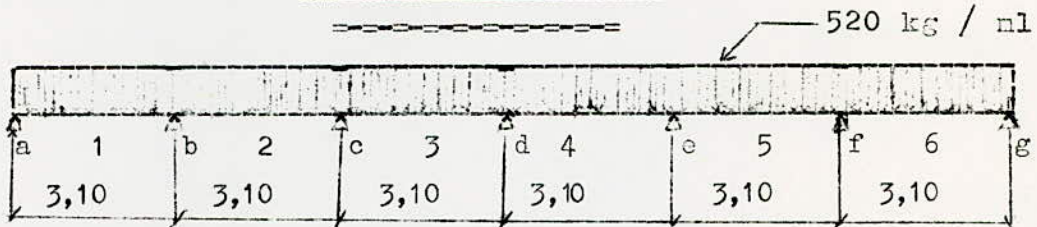
$$78 \text{ kg/ml}$$

$$g+p=513 \text{ kg/ml}$$

On prend donc comme charge totale 520 kg/ml

remarque : Etant donné que la terrasse du corps d'étude est semblable à celle de la salle des actes , nous avons adopté un même chargement

2 - 3 calcul des moments.



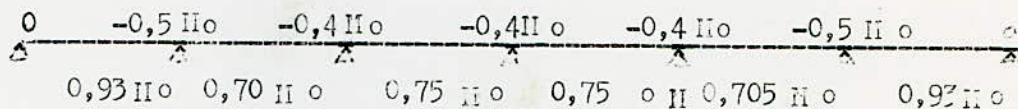
On a un plancher à surcharge modéré à condition que:

- Surcharges < 2 chaque permanentes : 100 · 2 × 670 (vérifié)

- Fissuration non préjudiciable-

$$- 0,80 \cdot \frac{11}{L} < 1,25 \rightarrow 0,80 < 1 < 1,25 \text{ (Vérifié)}$$

Donc on prend les valeurs forfaitaires des moments en travée et sur appuis qui sont indiquées ci dessous:



Remarque:

Etant donné que la poutrelle est symétrique et symétriquement chargée les moments fléchissants en travée et aux appuis ainsi que les efforts tranchants sont distribués symétriquement.

Pour cette raison, nous n'étudions que les 3 premières travées c'est à dire les travées 1 - 2 et 3

$$H_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{520 \times 3,10^2}{8} = 625 \text{ kgm}$$

$$H_a = H_g = 0,15 H_0 = 94 \text{ kgm}$$

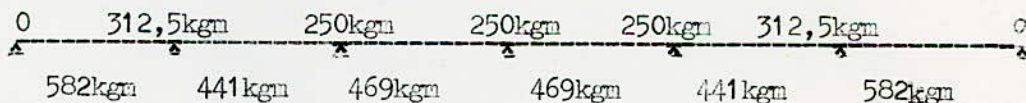
$$H_b = H_f = 0,5 H_0 = 312,5 \text{ kgm}$$

$$H_c = H_d = H_e = 0,4 H_0 = 250 \text{ kgm}$$

$$H_t^1 = H_t^6 = 0,93 H_0 = 582 \text{ kgm}$$

$$H_t^2 = H_t^5 = 0,705 H_0 = 441 \text{ kgm}$$

$$H_t^3 = H_t^4 = 0,75 H_0 = 469 \text{ kgm}$$



Vérification

$$H_t^1 = H_t^6 = 582 \text{ kgm} > 0,6 \times 625 = 375 \text{ kgm} \rightarrow \text{vérifié}$$

$$H_t^2 = H_t^5 = 441 \text{ kgm} > 0,5 \times 625 = 312,5 \text{ kgm} \rightarrow \text{vérifié}$$

$$H_t^3 = H_t^4 = 469 \text{ kgm} > 0,5 \times 625 = 312,5 \text{ kgm} \rightarrow \text{vérifié}$$

$$H_b = H_f = 312,5 \text{ kgm} = 0,5 \times 625 = 312,5 \text{ kgm} \rightarrow \text{vérifié}$$

$$H_c = H_d = 250 \text{ kgm} = 0,4 \times 625 = 250 \text{ kgm} \rightarrow \text{vérifié}$$

BA

68

P.103

et 104

BA 68

P.

104

2.4 Détermination des armatures longitudinales

La nécessité de limiter les constantes afin de limiter les fissurations peut apparaître dans les bâtiments.

On admet $\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ et on vérifié par la suite que cette contrainte est bien admissible en ce qui concerne la fissuration (fissuration peu nuisible)

Détermination de la section transversale : poutrelle ISBA (16+4)

CCBA
68
P. 89
article
49,22

Détermination de la largeur de la table de compression à prendre en compte de chaque côté de la nervure:

1°) b_x est limitée à la moitié de la distance entre nervures

$$b_x \leq \frac{1}{2} \cdot 48 = 24 \text{ cm}$$

2°) b_x ne doit pas dépasser le $1/6^{\text{ème}}$ de la distance entre points de moment nul d'une travée pour la justification des sections situées dans la zone centrale de cette travée.

comme
$$M_t^2 = \frac{q l_x^2}{8} \cdot \frac{1}{6} \rightarrow 441 \text{ kgm} = \frac{520 l_x^2}{8}$$

d'où
$$l_x = \sqrt{\frac{8 \times 441}{520}} = \sqrt{6,79} = 2,6 \text{ m}$$

$$bx \leq \frac{1}{6} \times 260 = 43,3 \text{ cm}$$

3°) bx est limité au 1/10^{ème} de la portée (entre nu des - appuis) pour une poutre hyperstatique

$$bx \leq \frac{1}{10} \times 310 = 31 \text{ cm}$$

4°) bx ne doit pas dépasser les 2/3 de la distance de la section considérée au point de moment nul le plus voisin.

$$bx \leq \frac{2}{3} \times 130, \quad x = \frac{1x}{2} = 130 \text{ cm}$$

$$bx \leq \frac{2}{3} \times 130 = 86,7 \text{ cm}$$

On prend pour la valeur de bx la plus restrictive des valeurs calculées ci dessus .

soit $bx = 24 \text{ cm}$

d'ou $b = 2 \times 24 + 17 = 65 \text{ cm}$

2.4.1. Section en travée

$ht = 16 + 4 = 20 \text{ cm} \quad \delta = 0,1 \quad d = 2 \text{ cm}$
 $h = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$

$$\mu' = \frac{15}{\sigma_a bh^2} = \frac{15}{\sigma_a bh^2} \quad \mu = \frac{15}{2800 \times 65 \times 18^2} = 2,55 \times 10^{-7} \text{ M}$$

$$A = \frac{15}{\sigma_a} \quad \text{ou} \quad \frac{bh}{100} \quad \sigma' b = \frac{\sigma_a}{k}$$

$\max = M_t^1 = 582 \text{ kgm}$ d'ou $\mu' = 2,55 \times 10^{-7} \times 5,82 \times 10^4 =$
 $1,482 \times 10^{-2} = 0,01482 \rightarrow \mu = 0,1630, \quad k = 77, \quad \bar{\mu} = 0,106$

$$\frac{h_0}{h} = \frac{4}{18} = 0,222 \quad , \quad \alpha = 0,1630$$

$$\alpha < \frac{h_0}{h} \rightarrow 0,1630 < 0,222$$

Conclusion:

l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section sera étudiée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$ et de hauteur $h = 18\text{cm}$

N° des travées	Mt kgm	μ	α	$\bar{\alpha}$	k	A cm ²	σ_b kg/cm ²	nb de barres et ϕ	A adopté
1 - 6	582	0,01482	0,1630	0,106	77	1,24	36,4	2 T 10 + 1 T 6	1,85
2 - 5	441	0,01124	0,1428	0,0794	90	0,93	31,1	2 T 10 + 1 T 6	1,85
3 - 4	469	0,01196	0,1422	0,0786	90,5	0,92	30,98	2 T 10 + 1 T 6	1,85

Détermination du pourcentage minimal (travée 3 et 4)

$$\frac{A}{bh} \geq 44 \frac{\sqrt{\sigma_b}}{\sqrt{\sigma_a}} \left(\frac{ht}{h} \right)^2$$

$$\frac{A}{bh} = \frac{0,92}{65 \times 18} = 0,786 \cdot 10^{-3}$$

$$44 \frac{\sqrt{\sigma_b}}{\sqrt{\sigma_a}} \left(\frac{ht}{h} \right)^2 = \frac{0,54 \times 5,8}{2800} \left(\frac{20}{18} \right)^2 = 1,385 \times 10^{-3}$$

$$0,000786 < 0,001385 \rightarrow (\text{non vérifié})$$

travées 2 et 5

$$\frac{A}{bh} = \frac{0,93}{65 \times 18} = 0,794 \rightarrow 0,000794 < 0,001385 \rightarrow (\text{non vérifié})$$

travées 1 et 6

$$\frac{A}{bh} = \frac{1,24}{65 \times 18} = 1,06 \times 10^{-3}$$

0,00106 < 0,001385 ----> (non vérifié)

Donc on prend le pourcentage minimal

$$A_{\min} = 1,385 \times 10^{-3} \times 65 \times 18 = 1,62 \text{ cm}^2$$

2 . 4 . 2 Section sur appuis

On prend une largeur de la nervure égale à la largeur réelle augmentée de l'épaisseur des parois des corps creux en contact avec la nervure d'où

$$b_0 = 8 + 2 = 10 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \bar{h}}{\bar{\sigma}_{abh}^2} = \frac{15 \bar{h}}{2800 \times 10 \times 18^2} = 1,65 \times 10^{-6} \text{ H}$$

$$A = \frac{15 \bar{\omega}}{n} \frac{bh}{1000} = 1,8 \times 1 \times \bar{\omega}$$

CCBA

68

P.111

N° des appuis	Ht kgm	μ	α	$\bar{\omega}$	k	A ₂ cm ²	$\frac{6b_0}{2}$ kg/cm	nb de nervures	A adop. té
a	93,7	0,0155	0,1657	0,110	75,5	0,198	37,1	120	0,78
b	312,5	0,0516	0,2863	0,383	37,4	0,69	74,8	110	0,78
c	250	0,0413	0,2595	0,303	42,8	0,546	65,5	100	0,78

Détermination du pourcentage minimal

$$\frac{A}{bh} \geq 44 \frac{\bar{\sigma} b}{\bar{\sigma} a} \frac{(ht)^2}{(h)}$$

$$\frac{A}{b_0 h} = \frac{0,546}{10 \times 18} = 3,03 \times 10^{-3}$$

$$\psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = \frac{0,54 \times 5,8}{2800} \left(\frac{20}{18}\right)^2 = 1,385 \times 10^{-3}$$

$$0,00303 > 0,001385 \rightarrow (\text{vérifié})$$

2.4.4 Fissuration

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

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

ϕ = diamètre de la plus grosse des barres tendues 10 mm $\eta = 1,6$ (barres à haute adhérence)

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = 1,5 \times 10^6$$

$$\omega = \frac{A}{B f} = \text{pourcentage de fissuration}$$

$$\omega f = \frac{1,85}{4 \times 13} = 0,0356$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{10} \times \frac{0,0356}{1 + 0,356} = 6300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \times 1,5 \times 10^6 \times 5,8}{10}} = 2830 \text{ kg/cm}^2$$

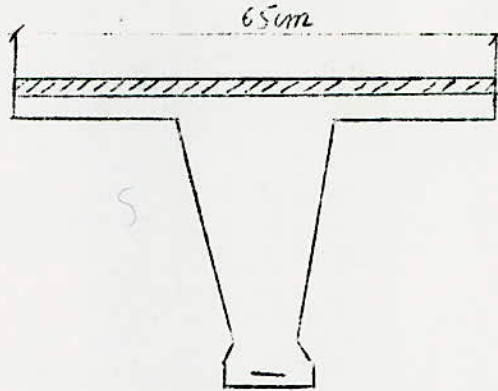
CCBA
68

P . 89

Or $\bar{\sigma}_a$ est le minimum de $\left\{ \begin{array}{l} \frac{2\bar{\sigma}_{en}}{3} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_{qui} \text{ est le maximum de } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_1 = 6300 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 = 2830 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \end{array} \right.$

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

2.4.5. Contraintes de compression dans le béton:



CCBA
68
P. 13
et 14

M maximum = 582 kgm

il faut vérifi la plus restrictive des 2 conditions

- 1°) $\sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_{bo}$ (vérifié)
- 2°) $\sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_{bo}$ (choix de ξ)

$$\sigma'_m = \frac{F}{bx} \text{ avec } F = \frac{M}{2}$$

$$F = \frac{58200}{15,75} = 3700 \text{ kg}$$

$$x = \alpha h = 0,1630 \times 18 = 2,94 \text{ cm}$$

$$\sigma'_m = \frac{3700}{65 \times 2,94} = 19,38 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{bc} \text{ ----> (vérifié)}$$

Les 2 conditions ci-dessus sont vérifiées donc $\xi = 1$

2.4.1. Armatures transversales.

Condition de nécessité des armatures transversales

CCBA

La valeur maximale de l'effort tranchant a pour
valeur T maximum = 808,018 kg

68

P 111

La contrainte tangentielle maximale a donc pour
valeur :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{808,018}{10 \times 15,75} = 5,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b \leq \frac{3}{4} \bar{\sigma}_b \rightarrow 5,13 \text{ kg/cm}^2 > 4,35 \text{ kg/cm}^2, \text{ la condition}$$

n'est pas vérifié, donc les armatures transversales
sont nécessaires

CCBA 68

P 36

$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow 74,8 \text{ kg/cm}^2 > 67,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow 67,5 < 74,8 < 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b \leq \frac{(4,5 - \sigma'_b) \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}$$

$$5,13 \text{ kg/cm}^2 < \frac{(4,5 - 74,8) 5,8}{67,5} = 19,7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifié}$$

Contrainte de traction des armatures transversales
d'âme .

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \bar{\sigma}_{en} \text{ avec } f_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}'_{b0}} \text{ on doit avoir}$$

CCBA

68

P.37

$$\left\{ \begin{array}{l} f_a > \frac{2}{3} \text{ sinon } f_a = \frac{2}{3} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_a = \frac{2}{3} \text{ s'il ya reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$f_a = 1 - \frac{5,13}{9 \times 5,8} = 1 - 0,098 = 0,902 > \frac{2}{3} \text{ donc on}$$

$$\text{prend } f_a = 0,902$$

$$\sigma_{at} = 0,902 \times 2400 = 2163 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 206 \text{ Adx} = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$t \leq \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \times 15,75 \times 2163}{808,018} = 23,6 \text{ cm}$$

Calcul de l'espacement limite

$$\bar{t} = h \left(1 - \frac{0,3 \sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 18 \left(1 - \frac{0,3 \times 5,13}{5,8} \right) = 13,25 \text{ cm}$$

On doit aussi avoir

$$\bar{t} \geq 0,2 h \rightarrow \bar{t} \geq 0,2 \times 18 \rightarrow \bar{t} \geq 3,6 \text{ cm}$$

On prend $t = \bar{t} = 13 \text{ cm}$

Disposition des armatures transversales.

Etant donné que la poutrelle supporte des charges uniformément réparties, on adopte la disposition de Caquot la demi portée de la poutrelle est $\frac{3,10}{2} = 1,55 \text{ m}$ par axes on prend le nombre entier supérieur 2 soit la distribution

2 x 13, 2 x 16, 4 x 18

2.4.1.3. Traction des armatures inférieures aux appuis de rive

On vérifié que $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \rightarrow$, comme $M = 0$, aux appuis de rive on a $A \bar{\sigma}_a \geq T \rightarrow 1,85 \times 2800 > 805 \text{ kg} \rightarrow$ (vérifié)

2.4.1.4 Vérification à l'entraînement des armatures de traction.

La contrainte d'adhérence des armatures vaut

$$\tau_d = \frac{T}{p \cdot z} \rightarrow \tau_d = \frac{808,018}{8,17 \times 15,75} = 6,26 \text{ kg/cm}^2$$

On vérifié $\bar{\sigma}_d \leq \bar{\sigma}_d$ d'où $\bar{\sigma}_d \leq 2\psi d \bar{\sigma}_b$ comme
 $\psi_d = \frac{1,5\eta_d}{\sqrt{2}}$, $\eta_d = \sqrt{2}$
 On a $6,26 \text{ kg/cm}^2 < 2 \times 1,5 \times 5,8 = 17,4 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifié

2.4.1.5 Ancrage des armatures

Contrainte d'adhérence admissible dans la zone
 d'ancrage normal

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d \bar{\sigma}_b = 1,25 \left(\frac{1,5 \sqrt{2}}{\sqrt{2}} \right)^2 \times 5,8 = 16,4 \text{ kg/cm}^2$$

Effort de traction s'exerçant sur les armatures
 inférieures au niveau des appuis de rive.

$$F \quad T = 805 \text{ kg} \rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{T}{A} = \frac{805}{1,85} = 435 \text{ kg/cm}^2$$

Longueur de scellement droit:

$$l_d = \frac{\bar{\sigma}_a}{4 \bar{\sigma}_d} = \frac{1 \times 435}{4 \times 16,4} = 6,64 \text{ cm}$$

Etant donné que la longueur de l'appui est égale
 à 20 cm, nous pouvons réaliser un ancrage par
 scellement droit. Cependant nous réalisons une
 longueur d'ancrage égale à 18 cm terminé par un
 crochet Considère de rayon $r = 3 \phi = 3 \times 1 = 3 \text{ cm}$

Ancrage des armatures inférieures au niveau des
 appuis intermédiaires

$$M = - 312,5 \text{ kgm}, M < 0$$

$$T = 808,018 \text{ kg}, T > 0$$

$$F = T + \frac{M}{z} = 808,018 - \frac{31250}{15,75} = 808,018 - 1985$$

F étant négatif il n'ya donc pas lieu de vérifier l'ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis intermédiaires. Cependant, au niveau de ces appuis, nous adoptons une longueur de recouvrement égale à 18 cm.

Compression de la bielle d'about.

$$\sigma'_b = \frac{2T}{boc} = \frac{2 \times 805}{20 \times 13} = 6,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$6,2 \text{ kg/cm}^2 < 67,5 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{vérifié}$$

2.5 ferrailage:

2.6. Condition de non vérification de la flèche:

$$\frac{ht}{1} > \frac{1}{22,5} \longrightarrow \frac{20}{310} > \frac{1}{22,5} \longrightarrow \frac{1}{15,5} > \frac{1}{22,5} \longrightarrow (\text{vérifié})$$

$$\frac{ht}{1} > \frac{11}{15} \frac{t}{M_0} \longrightarrow \frac{1}{15,5} > \frac{1}{15} \frac{582}{625} \longrightarrow \frac{1}{15,5} > \frac{1}{16,1} (\text{vérifié})$$

$$\frac{A}{boh \text{ en}} < \frac{36}{15 \times 18} \longrightarrow 1,85 < \frac{36}{4200}$$

$$\longrightarrow 0,00685 < 0,00857 \longrightarrow (\text{vérifié})$$

3°) Ferrailage de la dalle de compression

se reporter à l'étude de la dalle de compression du plancher terrasse de la salle des actes.

CCBA
68

P.112

Etude du plancher intermédiaire

1°) Charges permanentes par m²

- Placher type I S B A (16+4)	250 kg/ cm ²
- Carrelage + mortier ciment	65 kg/ cm ²
- Enduit de planéité	21 kg/ cm ²
- faux plafond	50 kg/ cm ²
	<hr/>
	g = 386 kg/ cm ²

2°) surcharge 250 × 1,2

p = 300 kg/ cm²

Charges permanentes par ml

386 × 0,65

g = 251 kg/ ml

surcharge par ml

300 × 0,65

p = 195 kg/ ml

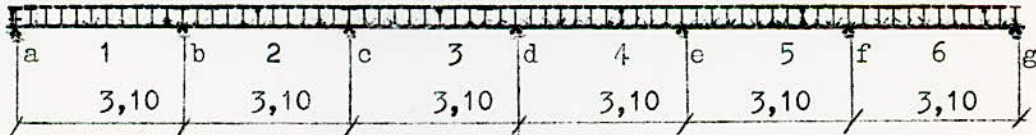
g + p = 446 kg/ ml

Soit finalement g + p = 450 kg/ml

=====

2 . 3 Calcul des moments

450 kg / ml



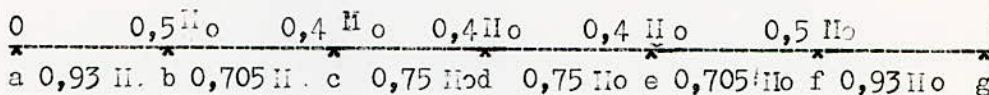
Etant donné que la poutrelle est symétrique, les moments fléchissants en travée et aux appuis ainsi que les efforts tranchants sont distribués symétriquement, pour cette raison nous n'étudions que les 3 1ère travées 1 - 2 - 3 .

On a plancher à surcharge modérée à condition que surcharges < 2 charges permanentes 100 < 2 × 386 ---> (vérifié)

Fissuration non prejudiciable

$$- \frac{11}{12} < 1,25 \rightarrow \frac{310}{310} = 1 < 1,25$$

Donc on prend les valeurs forfaitaires des moments en travée et sur appuis qui sont indiqués si dessous



$$H_o = \frac{q l^2}{8} = \frac{450 \times 3,10^2}{8} = 540 \text{ kgm}$$

$$H_b = H_f = 270 \text{ kgm}$$

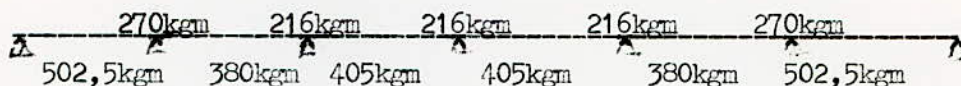
$$H_c = H_d = 216 \text{ kgm}$$

$$H_a = H_g = 0,15 \text{ o} = 81 \text{ kgm}$$

$$H_t^1 = H_t^6 = 502,5 \text{ kgm}$$

$$H_t^2 = H_t^5 = 380 \text{ kgm}$$

$$H_t^3 = H_t^4 = 405 \text{ kgm}$$



2.4. Détermination des armatures longitudinales

La nécessité de borner les constantes afin de limiter les fissurations peut apparaitre dans les bâtiments.

On admet $\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ et on vérifié par la suite que cette contrainte est bien admissible en ce qui concerne la fissuration (fissuration peu nuisible .

CCBA
68
P.89
article
49,22

Determination de la section transversale poutrelle
I S B A (16 + 4).

Determination de la largeur de la table de compression
à prendre en compte de chaque côté de la nervure .

1°) b_x est limitée à la moitié de la distance entre nervure

$$b_x \leq \frac{1}{2} \quad 48 = 24 \text{ cm}$$

2°) b_x ne doit pas dépasser le $1/6^{\text{ème}}$ de la distance entre points de moments nuls d'une travée par la justification des sections situées dans la zone centrale de cette travée

$$b_x \leq \frac{1}{6} \quad l_x$$

$$\text{comme } M^2 t = \frac{q l^2}{8} x \quad \rightarrow 380 \text{ kgm} = 450 l_x^2$$

$$\text{d'ou } l_x = \sqrt{\frac{380 \times 8}{450}} = 2,6 \text{ m}$$

$$b_x \leq \frac{1}{6} \times 260 = 43,3 \text{ cm}$$

3°) b_x est limitée au $1/10^{\text{ème}}$ de la portée entre nu des appuis d'une travée pour une poutre hyperstatique

$$b_x \leq \frac{1}{10} \times 10 = 31 \text{ cm}$$

4°) b_x ne doit pas dépasser les $\frac{2}{3}$ de la distance de la section considérée au point de moment nul le plus voisin .

$$b_x \leq \frac{2}{3} \times \quad , \quad X = \frac{1x}{2} = 130 \text{ cm}$$

$$b_x \leq \frac{2}{3} \cdot 130 = 86,7 \text{ cm}$$

On prend pour la valeur de b_x la plus restrictive de valeurs calculées si dessus

$$\text{soit } b_x = 24 \text{ cm}$$

$$\text{d'ou } 2 \times 24 + 17 = 65 \text{ cm}$$

Détermination de la section d'armatures en travée

$$h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm} \quad \xi = 0,1 \quad d = 2 \text{ cm}$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$M' = \frac{15 \cdot H}{\xi \cdot a b h^2} = \frac{15}{2800 \times 65^2} H = 2,55 \times 10^{-7} H$$

$$A = \frac{15}{n} \frac{\sigma}{100} \frac{b h}{100}$$

$$b = \frac{a}{k}$$

$$M_{\max} = H t^1 = 502,5 \text{ kgm}$$

$$\text{d'ou } M' = 0,0128 \longrightarrow$$

$$\alpha = 0,1515$$

$$k = 84$$

$$\sigma = 0,0902$$

$$\frac{h_0}{h} = \frac{4}{18} = 0,222$$

$$\alpha = 0,1515$$

$$\alpha < \frac{h_0}{h} \longrightarrow 0,1515 < 0,222$$

Conclusion: l'axe neutre tombe dans la table de compression , la section sera étudié comme une section rectangulaire de largeur

$b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur utile $h = 18 \text{ cm}$

CCBA
68

page 30

N° des travées	t kg	μ'	α	β	k	A cm ²	σ_b kg/cm ²	nb de barres et ϕ	A adopté
1-6	502,5	0,0128	0,1515	0,0902	84	1,055	33,4	2 T 8 +1 T 6	1,28
2-5	380	0,0097	0,1327	0,0677	98	0,792	28,6	2 T 8 +1 T 6	1,28
3-4	405	0,0103	0,1364	0,0718	95	0,84	29,5	2 T 8 +1 T 6	1,28

$$A = \frac{15 \sigma_b b h}{n \cdot 100} = \frac{15 \cdot 33,4 \cdot 65 \cdot 18}{15 \cdot 100} = 6,5 \times 1,8 \times$$

Détermination du pourcentage minimal travées 3-4

$$\frac{A}{b h} >> 4 \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h t}{h} \right)^2$$

$$4 \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h t}{h} \right)^2 = \frac{0,54 \times 5,8}{2800} \left(\frac{20}{18} \right)^2 = 1,385 \cdot 10^{-3}$$

$$0,000717 < 0,001385 \quad \rightarrow \text{(non vérifié)}$$

travées 2 et 5

$$\frac{A}{b h} = \frac{0,792}{65 \times 18} = 0,677 \times 10^{-3}$$

$$0,000677 < 0,001385 \quad \rightarrow \text{(non vérifié)}$$

travées 1 et 6 :

$$\frac{A}{b h} = \frac{1,055}{65 \times 18} = 0,9 \times 10^{-3}$$

0,0009 < 0,001385 ----> (non vérifié)

Donc on prend le pourcentage minimal en travée
 A minimum = $1,385 \times 10^{-3} \times 65 \times 18 = 1,62 \text{ cm}^2$

2.4 Section sur appuis

On prend une largeur de la nervure égale à la largeur réelle augmentée de l'épaisseur des parois des corps creux en contact avec la nervure

d'où $b_0 = 8 + 2 = 10 \text{ cm}$

$$\mu' = \frac{15 \Pi}{\sigma_{ab} h^2} = \frac{15 \Pi}{2800 \times 10 \times 18^2} = 1,65 \times 10^{-6} \Pi$$

$$A = \frac{15}{n} \frac{\omega}{100} \frac{bh}{15} = \frac{15}{15} \frac{\omega}{100} \frac{10 \times 18}{100} = 1,8 \times 1 \times \omega$$

CCBA
68
page
111

N° des appuis	$\frac{c}{kgm}$	μ'	λ	ω	k	A_2 cm ²	σ_b kg/cm ²	$\frac{b_0}{2et}$	$A_{(min)}$ adopté
a	81	0,01338	0,1546	0,0943	82	0,17	34,2	178	0,5
b	270	0,0445	0,2678	0,327	41	0,582	68,2	171	0,78
c	216	0,0356	0,2427	0,259	46,8	0,467	60	178	0,5

Determination du pourcentage minimal

$$\frac{A}{b_0 h} \geq \frac{4}{\sigma_a} \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{ht}{h} \right)^2$$

$$\frac{A}{b_0 h} = \frac{0,467}{10 \times 18} = 2,6 \times 10^{-3}$$

$$\frac{4}{\sigma_a} \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{ht}{h} \right)^2 = \frac{0,54 \times 5,8}{2800} \left(\frac{20}{18} \right)^2 = 1,385 \times 10^{-3}$$

0,0026 > 0,001385 --> (vérifié)

2.4.3. Choix des armatures longitudinales

2.4.4 Fissuration

La valeur maximal de la contrainte de traction des armatures sera limitée à la plus grande des valeurs suivantes.

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

$$\omega_f = \frac{A}{Bf} = \frac{1,28}{4 \times 13} = 0,0246$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{8} \times \frac{0,0246}{1 + 0,246} = 5940 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{8} \times 10^6 \times 5,8} = 3170 \text{ kg/cm}^2$$

or $\bar{\sigma}_a$ est le minimum de $2/3 \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$

et de σ qui est le max de $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 5940 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 3170 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

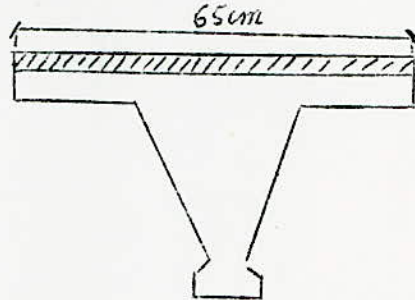
d'où $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CCBA

68

P. 89

Contrainte de compression dans le béton : justification du choix de ξ



$$M_{\max} = 502,5 \text{ kgm}$$

il faut vérifié la plus restrictive des 2 conditions

$$1^{\circ}) \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b_0} \text{ (vérifié)}$$

$$2^{\circ}) \sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \text{ (choix de } \xi)$$

$$\sigma'_m = \frac{F}{bx} \quad F = \frac{M}{Z} = \frac{50250}{15,75} = 3200 \text{ kg}$$

$$x = \lambda h = 0,1515 \times 18 = 2,725 \text{ cm}$$

$$\sigma'_m = \frac{3200}{65 \times 2,725} = 18,05 \text{ kg/cm}^2 < 67,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{(vérifié)}$$

$$\text{d'ou } \xi = 1$$

2.4 Etude de l'effort tranchant

$$T_a = \frac{450 \times 3,10}{2} - \frac{270}{3,1} = 697 - 87,2 = 609,8 \text{ kg}$$

$$T_b^1 = 609,8 - 450 \times 3,10 = 609,8 - 1395 = -785,2 \text{ kg}$$

$$T_b^2 = \frac{450 \times 3,10}{2} + \frac{270 - 216}{3,1} = 697 + 17,4 = 714,4 \text{ kg}$$

$$T_b^1 = 714,4 - 450 \times 3,10 = -680,6 \text{ kg}$$

$$T_c^2 = \frac{450 \times 3,10}{2} + 0 = 697 \text{ kg}$$

$$T_d^1 = 697 - 1395 = - 697 \text{ kg}$$

Vérification $\leq y = 0$ (\downarrow)

$$450 \times 3,10 \times 3 = 4185 \text{ kg}$$

$$609,8 + 785,2 + 714,4 + 680,6 + 697 + 697 = 4184 \text{ kg}$$

4185 kg = 4185 kg --- vérifié

$$\begin{array}{cccccc}
 \frac{609,8 \text{ kg}}{785,2 \text{ kg}} & \frac{714,4 \text{ kg}}{680,6 \text{ kg}} & \frac{697 \text{ kg}}{697 \text{ kg}} & \frac{697 \text{ kg}}{697 \text{ kg}} & \frac{680,6 \text{ kg}}{714 \text{ kg}} & \frac{785,2 \text{ kg}}{609,8 \text{ kg}} \\
 \times & \times & \times & \times & \times & \times
 \end{array}$$

2.4.1 Armatures transversales:

2.4.1.1. Condition de nécessité des armatures transversales La valeur maximale de l'effort tranchant à pour valeur $T \text{ max} = 785,2 \text{ kg}$. La contrainte tangentielle maximale τ donc pour valeur

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{785,2}{10 \times 15,75} = 4,98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b \leq \frac{3}{4} \bar{\tau}_b \implies 4,98 \text{ kg/cm}^2 > 4,35 \text{ kg/cm}^2, \text{ la condition}$$

n'est pas vérifié donc les armatures transversales sont nécessaires.

$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \implies 68,2 \text{ kg/cm}^2 > 67,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0} \implies 67,5 < 68,2 < 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \bar{\tau}_b$$

$$4,98 \text{ kg/cm}^2 < (4,5 - \frac{63,2}{67,5}) 5,8 = 20,25 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifié}$$

Contrainte de traction des armatures transversales d'âme

$$\sigma_{at} = \gamma_a \bar{\sigma}_{at} \text{ avec } \gamma_a = 1 - \frac{\gamma_b}{9\beta} \text{ on doit avoir}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_a = 2/3 \text{ sinon } \gamma_a = \frac{2}{3} \\ \gamma_a = \frac{2}{3} \text{ s'il ya reprise de betonage} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_a = \frac{2}{3} \\ \gamma_a = \frac{2}{3} \text{ s'il ya reprise de betonage} \end{array} \right.$$

$$\gamma_a = 1 = 1 - \frac{4,98}{9 \times 5,8} = 0,9046$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,9046 \times 2400 = 2170 \text{ kg / cm}^2$$

$$A_t = 2\phi 6 \quad A_{dx} = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$t \leq \frac{A_{tx} \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \times 15,75 \times 2170}{785,2} = 24,4 \text{ cm}$$

Calcul de l'espacement limité.

$$\bar{t} = h (1 - 0,3 \frac{\gamma_b}{\beta}) = 18 (1 - 0,3 \times 4,98) = 13,4$$

On doit aussi avoir $\bar{t} \geq 0,2h \rightarrow \bar{t} \geq 0,2 \times 18 \rightarrow \bar{t} \geq 3,6 \text{ cm}$

On prend $\bar{t} = 13,4 \text{ cm}$

Disposition des armatures transversales.

Etant donné que la poutrelle supporte des charges uniformément réparties, on adopte la disposition de caquot

la demi portée de la poutrelle est $\frac{3,10}{2} = 1,55 \text{ m}$ par ~~caquot~~, on prend le nombre supérieur ² soit la distribution

$$2 \times 13 \quad , \quad 2 \times 13 \quad , \quad 4 \times 18$$

2.4.1.3 traction des armatures inférieures au niveau des appuis de rive :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{2}, \text{ comme } M = 0 \text{ aux appuis de rive}$$

$$A \bar{\sigma}_a \geq T \rightarrow 1,28 \times 2800 > 609,8 \text{ kg} \rightarrow (\text{vérifié})$$

2.4.1.4. Vérification à l'entraînement des armatures de traction

La contrainte d'adhérence des armatures sont

$$\tau_d = \frac{T}{p_z} \rightarrow \tau_d = \frac{785,2}{15,75 \times 6,92} = 7,2 \text{ kg/cm}^2$$

On vérifié que $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$ où $\tau_d \leq 2 \psi_d \bar{\sigma}_b$ comme

$$\psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \eta_d, \eta_d = \sqrt{2}$$

on a $7,2 \text{ kg/cm}^2 < 17,4 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow (\text{vérifié})$

2.4.1.5 Ancrage des armatures.

Contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'ancrage normal

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 \left(\frac{1,5}{\sqrt{2}} \sqrt{2} \right)^2 \times 5,8 = 16,4 \text{ kg/cm}^2$$

Effort de traction s'exerçant sur les armatures inférieures au niveau des appuis de rive

$$T = 609,8 \text{ kg} \rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{T}{A} = \frac{609,8}{1,28} = 475 \text{ kg/cm}^2$$

longueur de scellement droit

$$l_d = \frac{\bar{\sigma}_a}{4 \bar{\tau}_d} = \frac{0,8 \times 475}{4 \times 16,4} = 5,8 \text{ cm}$$

Etant donné que la longueur de l'appui est égal à 20 cm nous pouvons réaliser un ancrage par scellement droit. Cependant nous réalisons une longueur d'ancrage égal à 18 cm terminée par un crochet. Considère de rayon $r = 3 \phi . =$

$$3 \times 0,8 = 2,4 \text{ cm}$$

Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis intermédiaires.

Au niveau des appuis intermédiaires

$$H = - 270 \text{ kgm} \quad H < 0$$

$$T = 785,2 \text{ kg} \quad > 0$$

$$F = T + \frac{H}{2} = 785,2 - \frac{27000}{15,75} = 785 - 1715$$

F étant négatif il n'ya donc pas lieu de vérifier d'ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis intermédiaires, cependant, au niveau des ces appuis nous adoptons une longueur de recouvrement égal à 18 cm

Compression de la bielle d'about.

$$\sigma'_b = \frac{2T}{boc} < \bar{\sigma}'_{b_0} \rightarrow \sigma'_b = \frac{2 \times 609,8}{13 \times 20} = 4,68 \text{ kg/cm}^2 < 67,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow (\text{vérifié})$$

2.6. Conditions de non vérification de la flèche

$$1^\circ) \frac{ht}{l} > \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{1}{15,5} > \frac{1}{22,5} \rightarrow (\text{vérifié})$$

$$2^\circ) \frac{ht}{l} > \frac{1}{15} \frac{ht}{l_0} \rightarrow \frac{1}{15,5} \frac{1 \times 502,5}{15 \times 540} \rightarrow \frac{1}{15,5}$$

$$\frac{1}{16,1} \rightarrow (\text{vérifié})$$

CCDA

P.68

112

$$3^{\circ}) \frac{A}{boh} \leq \frac{36}{\sigma_{en}} \quad \text{---} \rightarrow \frac{1,28}{15 \times 18} \quad \frac{36}{420^0} \quad \text{-----} \rightarrow$$

$$0,00475 < 0,00857 \quad \text{-----} \rightarrow (\text{v\u00e9rifi\u00e9})$$

3°) Ferrailage de la dalle de compression

se reporter \u00e0 l'\u00e9tude de la dalle de compression
du placher terrasse de la salle des actes

Etude d'une poutrelle plancher : zone couloir

1°) charges permanentes par m²

- plancher type I S B A (16 + 4)	250 kg / m ²
- carrelage + mortier ciment	65 kg / m ²
- Enduit de plâtre	21 kg / m ²
- faux-plafond	50 kg / m ²

$$g = 386 \text{ kg / m}^2$$

2°) Surcharge par ml

400 × 1,2	p = 480 kg / m ²
- charges permanentes par ml 386 × 0,65	g = 251 kg / ml
- Surcharges par ml	

$$480 \times 0,65 \quad p = 312 \text{ kg / ml}$$

$$g + p = 563 \text{ kg / ml}$$

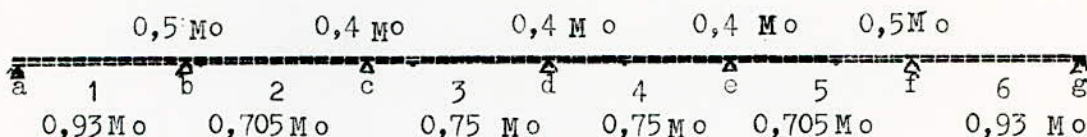
$$\underline{\underline{g + p = 570 \text{ kg / ml}}}$$

Calcul des moments

On a un plancher à surcharge modérée à condition que

- Surcharge < 2 charges permanentes $400\text{kg}/\text{m}^2$ ($2 \times 386\text{kg}/\text{m}^2$)
- fissuration non préjudiciable
- $\frac{l_1}{l_2} = \frac{3,10}{3,10} \Rightarrow 1 \leq 1,25$

Donc on prend les valeurs forfaitaires des moments en travée et sur appuis qui sont indiquées ci dessous



Etant donné que la poutrelle est symétrique et symétriquement chargée les moments fléchissants en travée et aux appuis ainsi que les efforts tranchants sont distribués symétriquement pour cette raison nous n'étudierons que les 3 1ère travées 1 2 3



2.4.1 section en travée (travées 1 et 6

La largeur des hourdis bx qu'il ya lieu d'admettre d'un côté d'une nervure de poutre fléchie en Té , à partir du parement de cette nervure et comme faisant partie de la table de compression de cette poutre ; est limitée par la plus restrictive des conditions ci après.

1°) b_x est limitée à la moitié de la distance entre nervures

$$b_x \leq \frac{1}{2} 48 = 24 \text{ cm}$$

2°) b_x ne doit pas dépasser le $1/6^{\text{ème}}$ de la distance entre points de moments nuls d'une travée pour la justification des sections situées dans la zone centrale de cette travée .

$$b_x \leq \frac{1}{6} l_x$$

Comme $M_t^1 = \frac{1}{8} q l_x^2$ il vient $l_x = \sqrt{\frac{8 \times 637}{570}} = 3 \text{ m} .$

$$b_x \leq \frac{1}{6} 300 = 50 \text{ cm}$$

3°) b_x est limitée au $1/6^{\text{ème}}$ de la portée (entre nu des appuis) pour une poutre hyperstatique

$$b_x \leq \frac{1}{10} 310 = 31 \text{ cm}$$

4°) b_x ne doit pas dépasser les $2/3$ de la distance de la section considérée au point de moment nul le plus voisin

$$b_x \leq \frac{2}{3} \times \dots \rightarrow b_x \leq \frac{2}{3} \frac{300}{2} = 100 \text{ cm}$$

La plus petite valeur b_x vérifiant les 3 conditions ci dessus énoncées $b_x = 24 \text{ cm}$ vérifie bien la $4^{\text{ème}}$ condition

CCBA
68
P 30
article
23,3

Enrobage $d = h$

$$ht = \delta h \rightarrow ht = h(5+1) \text{ on prend } \delta = 0,1 \text{ d'où}$$

$$h = \frac{20}{1,6} = 18,2 \text{ cm} \quad \underline{d = 2 \text{ cm}}$$

$$\text{On calcule } \mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 637 \cdot 10^2}{2800 \times 65 \times 18^2} = 0,0162$$

$$\text{d'où } \mu = 0,0162 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,1695 \\ k = 73,5 \quad \sigma' b = 38,1 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2 \\ \omega = 0,115 \end{array} \right.$$

$$\alpha = 0,1695 < \frac{h_o}{h} = \frac{4}{18} = 0,222$$

Conclusion.

L'axe neutre tombe dans la table de compression et la section sera étudiée comme une section rectangulaire

Détermination des armatures longitudinales en travée

N° des travées	Mt kgm	μ	α	ω	k	A_2 cm ²	$\sigma' b$ kg/cm ²	nt de barpe et \emptyset	A adopté cm ²
1-6	637	0,0162	0,1695	0,115	73,5	1,345	38,1	1T10 +2T8	1,78
2-5	483	0,01225	0,1485	0,0864	86	1,01	32,6	1T10 +2T8	1,78
3-4	514	0,013	0,1523	0,0912	83,5	1,07	33,5	1T10 +2T8	1,78

Vérification :

Pourcentage minimal

$$\frac{A}{b_0 h} \geq \frac{4}{100} \frac{\sigma_c}{\sigma_a} b \left(\frac{ht}{h} \right)^2$$

$$\frac{A}{bh} = \frac{1,01}{65 \times 18} = 8,64 \cdot 10^{-4}$$

$$\Psi 4 \frac{\bar{\sigma}_b (ht)^2}{\bar{\sigma}_a (h)} \leq \frac{0,54 \times 5,8}{2800} \left(\frac{20}{18} \right)^2 = 1,385 \cdot 10^{-3}$$

0,000864 < 0,001385 → (non vérifié)

on prend le pourcentage minimal en travée

$$A_{\min} = 1,385 \times 10^{-3} \times 65 \times 18 = 1,62 \text{ cm}^2$$

2.4.2 Section sur appuis

On prend une largeur de la nervure égale à la largeur réelle augmentée de l'épaisseur des parois des corps creux en contact avec la nervure d'où

$$b_0 = 8 + 2 = 10 \text{ cm}$$

N° des appuis	M kgm	x	α	ω	k	A_2 cm ²	σ_b kg/cm ²	nb de barres et leur ϕ	A adopté
a	102,8	0,01695	0,1734	0,121	71,5	0,218	39,2	1T10	0,78
b	342,5	0,0565	0,2964	0,416	35,6	0,75	78,6	1T10	0,78
c	274	0,0452	0,2698	0,332	40,6	0,6	69	1T10	0,78

Vérification: pourcentage minimal des armatures longitudinales aux appuis

$$\frac{A}{bh} \geq 4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{ht}{h} \right)^2$$

$$\frac{A}{bh} = \frac{0,6}{10 \times 18} = 3,34 \cdot 10^{-3} > 1,385 \cdot 10^{-3} \rightarrow (\text{vérifié})$$

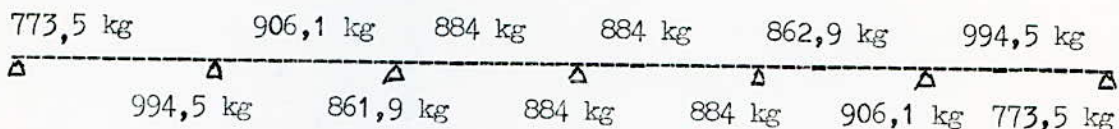
CCBA
68

P.95

CCBA
68

P 111
article
58,3

2.4 Etude de l'effort tranchant



Vérification $\sum y (\downarrow) = 0$

$$570 \times 3,10 \times 6 = (773,5 + 994,5 + 906,1 + 884 + 861,9 + 884 + 884 + 862,9 + 884 + 994,5 + 906,1 + 773,5)$$

$$10602 \text{ kg} \approx 10609 \text{ kg} \rightarrow (\text{vérifié})$$

2.4.1 Armatures transversales

2.4.1.1. Condition de nécessité des armatures transversales

La valeur maximale de l'effort tranchant a pour valeur $T_{\max} = 994,5 \text{ kg}$

La contrainte tangentielle maximale a donc pour valeur

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{994,5}{10 \times 15,75} = 6,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b > \frac{3}{4} \sqrt{f_b} \rightarrow 6,31 \text{ kg/cm}^2 > 4,35 \text{ kg/cm}^2 \text{ le condition n'est pas}$$

vérifié donc les armatures transversales sont nécessaires

2.4.1.2. Détermination des armatures transversales

$$\sigma_{b0} \leq \sigma_b \leq 2 \sigma_{b0} \rightarrow 67,5 < 78,6 < 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b \leq (4,5 - \frac{\sigma_b}{\sigma_{b0}}) \sqrt{f_b}$$

$$6,31 \text{ kg/cm}^2 < (4,5 - \frac{78,6}{67,5}) 5,8 = 19,35 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow (\text{vérifié})$$

la contrainte de traction des armatures d'âme est égale à

$$\sigma_{at} = f_a \sigma_{en} \text{ avec } f_a = 1,7 \frac{\tau_b}{\sqrt{f_b}} \text{ on doit avoir}$$

CCBA

68

p111

article

58,3

CCBA

68

page 36

article

25, 12

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a > \frac{2}{3} \text{ sinon } \rho_a = \frac{2}{3} \\ \rho_a = \frac{2}{3} \text{ s'il ya reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$\rho_a = 1 - \frac{6,31}{9 \times 5,8} = 0,859 > \frac{2}{3}$$

$$\text{d'ou } \bar{\sigma}_{at} = 2400 \times 0,879 = 2110 \text{ kg / cm}^2$$

$$A_t = 2 \phi 6 \text{ A d x} = 0,56 \text{ cm}^2 \text{ d'ou}$$

$$t \leq \frac{A_t \times \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \times 15,75 \times 2110}{994,5} = 18,75 \text{ cm}$$

Espacement limite

$$\bar{t} = h \left(1 - \frac{0,3 \sigma_b}{\sigma_b} \right) = 18 \left(1 - \frac{0,3 \times 6,31}{5,8} \right) = 12,1 \text{ cm}$$

On doit avoir aussi

$$\bar{t} > 0,2 h \rightarrow \bar{t} \gg 3,6 \text{ cm donc } t = 12 \text{ cm}$$

2.4.13. Traction des armatures inférieures

On vérifié que $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$ comme $M=0$ aux appuis de rive a et h, on a

$$A \bar{\sigma}_a \geq T \rightarrow 1,78 \times 2800 > 773,5 \text{ kg} \rightarrow (\text{vérifié})$$

Appuis intermédiaires (armatures inférieures)

$$\text{La valeur de } T + \frac{M}{z} = 994,5 - \frac{34250}{15,75} = -1185,5 \text{ kg étant}$$

négative, aucune vérification de la section des armatures inférieures à l'appui et de leur ancrage n'est nécessaire

2.4.1.5 Ancrage des armatures

$$\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{773,5}{1,78} = 434 \text{ kg / cm}^2$$

Contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'ancrage normal

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 \times \left(\frac{1,5 \sqrt{2}}{\sqrt{2}} \right)^2 \times 5,8 = 16,4 \text{ kg / cm}^2$$

Longueur d'ancrage par scellement droit

$$l_d = \frac{\sigma_a}{4 \bar{\sigma}_d} = \frac{1 \times 434}{4 \times 16,4} = 6,6 \text{ cm}$$

Etant donné que la largeur de l'appui est égal à 20 cm nous pouvons donc réaliser un ancrage par scellement droit, cependant nous prévoyons une longueur d'ancrage égale à 18 cm terminé par un crochet Considère de rayon $r = 3 \phi = 3 \times 1 = 3 \text{ cm}$

2.4.1.6. Compression de la bielle d'about

Contrainte des compression dans la bielle

$$\sigma'_b = \frac{2T}{boc} = \frac{2 \times 773,5}{20 \times 13} = 5,95 \text{ kg / cm}^2$$

$$5,95 \text{ kg / cm}^2 < 67,5 \text{ kg / cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

2.5 Vérification de la flèche

$$1^{\circ) \frac{ht}{l} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{20}{310} > \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{1}{15,5} > \frac{1}{22,5} \rightarrow (\text{vérifié})$$

$$2^{\circ) \frac{ht}{l} \geq \frac{1}{15} \text{ et } \frac{t}{M_b} \geq \frac{1}{15,5} > \frac{1}{15} \times \frac{637}{685} = \frac{1}{16,1} \rightarrow (\text{vérifié})$$

$$3^{\circ) \frac{A}{boh} \leq \frac{36}{\sigma_{en}} \rightarrow \frac{1,78}{15 \times 18} < \frac{36}{4200} \rightarrow 0,0066 < 0,00856 \quad (\text{vérifié})$$

Ferraillage de la dalle de compression

Se reporter à l'étude précédente (poutrelle - plancher)

Chapitre B

ETUDE DES PORTIQUES

METHODE APPROCHEE POUR LE CALCUL DES POUTRES CONTINUES SOLIDAIRES (ou non) DES POTEAUX QUI LES SUPPORTENT SOUS L'ACTION DES CHARGES VERTICALES

DOMAINE DE VALIDITE -

On a adopté la méthode approchée de Mr. Caquot pour le calcul des portiques, cette méthode s'applique essentiellement à des éléments de planchers constitués de nervures et de poutres associés à des hourdis. Elle ne s'applique pas en principe, à des poutres supportant les chemins de roulement des ponts roulants.

BA, 68
P 140
142

PRINCIPE DE LA METHODE

Les moments de continuité agissant dans les sections des nus d'un appui, considérées comme sections dangereuses sur les éléments qui se rencontrent en formant un noeud, peuvent être évaluées en ne tenant compte que des charges des travées encadrant l'appui considéré.

On détache encore des tronçons de poteaux de hauteur $h'n = 0,8 hn$ sauf si le noeud considéré appartient à l'avant dernier plancher auquel cas $h'n = h n$

$h's = 0,8hs$ toujours exception faite si les poteaux se raient articulés sur leurs fondations auquel cas $h's = hs$

de même $l'w = 0,8lw$ et $l'e = 0,8 l e$

$\begin{cases} q_w \\ q_e \end{cases} \Rightarrow$ charge uniformément réparties par unité de longueur

$\begin{cases} Q_w \\ Q_e \end{cases} \Rightarrow$ charge concentrée appliquée sur les travées

$$M'_w = \frac{q_w l'^w^2}{8,5} + l'w \sum k_w Q_w$$

$$M'_e = \frac{q_e l'^e^2}{8,5} + l'e \sum k_e Q_e$$

Les raideurs sont

$$K_w = \frac{I_w}{l'w} \quad ; \quad K_e = \frac{I_e}{l'e} \quad ; \quad K_s = \frac{I_s}{l's} \quad ; \quad K_n = \frac{I_n}{h'n}$$

$$D = K_w + K_e + K_s + K_n$$

Les moments dans les sections dangereuses (nu des appuis) sont en valeur absolue.

- au nu de l'appui dans la travée de gauche:

$$M_w = M'e \frac{K_w}{D} + M'w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$$

au nu de l'appui dans la travée de droite:

$$M_e = M'e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M'w \frac{K_e}{D}$$

- au nu inférieur des poutres dans le poteau inférieur.

$$M_s = \frac{K_s}{D} (M'e - M'w)$$

- au nu supérieur du plancher dans le poteau supérieur:

$$M_n = \frac{K_n}{D} (M'e - M'w)$$

Pour les traverses, les moments M_e et M_w sont négatifs. Pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues $M'e$ ou $M'w$.
la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

Moments en travée des poutres

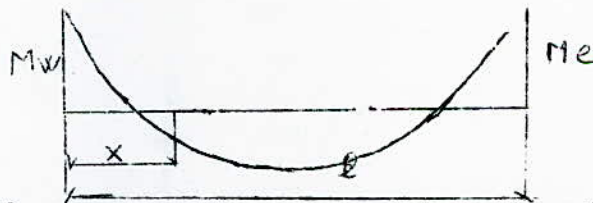
Pour déterminer les moments en travée, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée l (et non l') avec les charges permanentes, puis avec les charges permanentes et les surcharges.

On prend comme ligne de fermeture.

- Pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue;
 - et, pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue.
- dans chaque cas de charge en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

Détermination des moments et des efforts tranchants dans une travée.

On applique la méthode générale des poutres continues en faisant état des moments de continuité.



Soit M_0 le moment maximum de la travée indépendante sur appuis simples chargée par une charge uniformément répartie.

posons $M_w = \alpha M_0$, $M_e = \beta M_0$, $z = \frac{x}{l}$

on a $M(z) = M_0 [4z(1-z) - \alpha(1-z) - \beta z]$

$M_z \text{ max} = M_t$ est obtenu pour $z = \frac{1}{2} + \frac{\alpha - \beta}{4}$

$M_t = M_0 \left[1 - \frac{\alpha + \beta}{2} + \frac{(\alpha - \beta)^2}{4} \right]$

L'effort tranchant à l'abscisse x est

$$\frac{dM}{dx} = T(x) = M_0 \left[\frac{4}{l} - \frac{8x}{l^2} + \frac{q \cdot B}{1} \right]$$

Moments dans les poteaux

On admet que les points de moments nul dans les poteaux se trouvent à $h'n$ au dessus du plancher et à $h's$ au dessous du nu inférieur des poutres .

Au niveau des fondations la position du point de moment nul varie selon la nature du terrain et le type de semelle à envisager.

Efforts tranchants dans les poteaux efforts normaux dans les poutres.

Par simplification , on ne fait pas état, dans les calculs , des efforts tranchants dans les poteaux, ni des efforts normaux dans les poutres.

Conclusions

Le calcul du portique aurait pu être effectué selon l'une des méthodes exactes de la résistance des matériaux .. Cependant ces méthodes exactes sont bien

rarement **utilisées** par les calculs des ossatures de bâtiments en béton armé, les raisons en sont multiples

a) Elles sont d'emploi laborieux ; Même les plus simples Cross ou méthode des rotations, elles sont d'emploi délicat pour un nombre d'étages important surtout s'il n'ya aucune symétrie, ni de charges , ni de formes.

b) Elles sont hyperstatiques , ce qui signifie du point de vue calcul qu'elles necessitent la connaissance préalable au calcul des inerties des pièces (poteau et poutres) ce qui signifie qu'il faut procéder par ajustement successifs de ces inerties, avec calculs conduits jusqu'à la détermination des aciers des sections ; Autrement dit , on doit faire non pas un calcul , mais au moins deux , et le plus souvent 3 et 4

c) Faire des calculs exacts est très souvent illusoire car ces calculs négligent l'intervention des remplissages, murs de façades et cloisons qui suffisent à perturber plus ou moins complètement le fonctionnement effectif du système, et tout au moins changent la répartition des charges sur les poutres.

d) Une autre raison encore est le fait de la variation du coefficient d'élasticité du béton en fonction des contraintes qu'il supporte et du phénomène de fluage qui en découle ; Au début de la mise en service d'une pièce, le coefficient d'élasticité est constant tout le long de cette pièce et la distribution des moments de flexion y suit la loi élastique. Mais, dans le temps, le E diminue là où les contraintes ne sont pas nulles (donc en tous points, sauf aux points d'inflexion) et d'autant plus que ces contraintes sont plus fortes, par conséquent les moments élastiques maximum diminuent dans le temps et au contraire les moments minimum augmentent. Par conséquent, la courbe représentative des moments élastiques calculés théoriques est variable dans le temps.

e) D'autre part, la mise en charge de la structure se fait progressivement :

D'abord l'ossature elle même, puis les planchers, le remplissage, les surcharges d'exploitation ; il en résulte dans les sections de béton des séries successives d'états de contraintes différentes dont l'état final peut être différent de l'état calculé supposant implicitement une mise en charge totale instantanée. Le jeu de la construction progressive par étage doit perturber beaucoup, la répartition des flexions. D'autre part, les déformations successives correspondant à ces différents états de contraintes peuvent être plus ou moins gênées par la présence des murs

de remplissage et des cloisons intérieures

Remarque:

Par rapport à la méthode exacte (Cross par exemple) les moments sur appuis donnés par le calcul conduit suivant la méthode de Caquot, sont plus faibles que les moments élastiques, et qu'au contraire les moments positifs en travées sont plus forts. Ce résultat obtenu par la méthode de Caquot est concordant puisqu'il tient compte dans une certaine mesure des phénomènes de fluage du béton armé.

TERASSE

Etude d'une poutre principale

Zone classe

Estimation des charges

Charges permanentes transmises par les poutrelles terrasse (par ml)

$$\frac{1485 \times I}{0,65} \qquad 2280 \text{ kg/ml}$$

Poids propre de la poutre principale terrasse (par ml)

$$0,20 \times 0,40 \times 2500 \qquad 200 \text{ kg/ml}$$

Charges permanentes sur la poutre principale terrasse (par ml)

$$670 \times 0,20 \times I \qquad 134 \text{ kg/ml}$$

$$g = 2614 \text{ kg/ml}$$

$$\underline{g = 2620 \text{ kg/ml}}$$

Surcharges transmises par les poutrelles (par ml)

$$\frac{266 \times I}{0,65} = \qquad p_I = 410 \text{ kg/ml}$$

Surcharges sur la poutre principale terrasse (par ml)

$$120 \times 0,20 = \qquad p_2 = 24 \text{ kg/ml}$$

$$p = 434 \text{ kg/ml}$$

$$\underline{\underline{p = 440 \text{ kg/ml}}}$$

Etude d'une poutre principale terrasse

Zonc couloir :

Estimation des charges

Charges permanentes transmises par les poutrelles terrasse (par ml)

$$\frac{1485 \times I}{0,65} \qquad 2280 \text{ kg/ml}$$

Poids propre de la poutre principale terrasse (par ml)

$$0,20 \times 0,30 \times 2500 \qquad 150 \text{ kg/ml}$$

Charges permanentes sur la poutre principale terrasse (par ml)

$$670 \times 0,20 \times I \qquad 134 \text{ kg/ml}$$

$$g = 2564 \text{ kg/ml}$$

$$g = 2570 \text{ kg/ml}$$

Surcharges transmises par les poutrelles (par ml)

$$\frac{266 \times I}{0,65} \qquad p_I = 410 \text{ Kg/ml}$$

Surcharges sur la poutre principale terrasse (par ml)

$$120 \times 0,20 \qquad p_2 = 24 \text{ kg/ml}$$

$$p = 440 \text{ kg/ml}$$

=====

$$p = 434 \text{ kg/ml}$$

Hypothèses :

1°) La solidarité avec les poteaux est négligée d'où

$$K_s = K_n = 0 \quad (\chi_I = \chi_3 = I)$$

2°) Les moments d'inertie des deux poutres aboutissant au nœud 2 sont différents

$$I_{w2} \neq I_{c2}$$

$$M_{w2} = M_{c2} = M'_{c2} \frac{K_{w2}}{K_{c2} + K_{w2}} + M'_{w2} \frac{K_{c2}}{K_{c2} + K_{w2}}$$

avec $M'_{w2} = \left(\frac{q_w l'_{w2}}{8,5} \right)$ nœud 2.

et $M'_{c2} = \left(\frac{q_c l'_{c2}}{8,5} \right)$ nœud 2.

$l'_{w2} = \chi_I l_{w2}$ comme $\chi_I = I \rightarrow l'_{w2} = l_{w2}$

$l'_{c2} = l_{c2} \rightarrow$ la poutre est limitée à l'appui 3.

$$K_{w2} = \frac{I_{w2}}{l'_{w2}} \qquad K_{c2} = \frac{I_{c2}}{l'_{c2}}$$

Caractéristiques géométriques :

=====

$$l_{w2} = 2,65 \text{ m} \qquad I_{w2} = \frac{20 \times 30^3}{I_2} = 45000 \text{ cm}^4$$

$$l_{c2} = 5,60 \text{ m} \qquad I_{c2} = \frac{20 \times 40^3}{I_2} = 106666 \text{ cm}^4$$

CCBA
68
p.144

$$K_{w2} = \frac{45000}{265} = 170 \text{ cm}^3$$

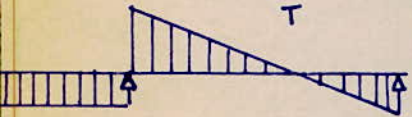
$$K_{o2} = \frac{106666}{560} = 190,5 \text{ cm}^3$$

$$\frac{K_{w2}}{K_{o2} + K_{w2}} = \frac{170}{170 + 190,5} = \frac{170}{360,5} = 0,472$$

$$\frac{K_{o2}}{K_{o2} + K_{w2}} = \frac{190,5}{170 + 190,5} = \frac{190,5}{360,5} = 0,528$$

Surcharges

Moment max dans la travée II
et mini dans la travée I



0,760 tm

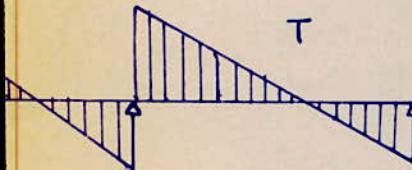
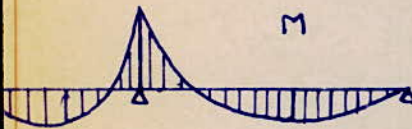
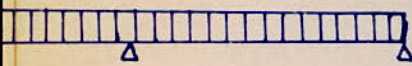
$M_t = 1,33 \text{ tm}$

1,35 t

1,09t

Surcharges

Moment max à l'appui 2



0,950 tm

0,23t

0,93t 1,39t

1,05t

PLANCHER HAUT DU REZ DE CHAUSSEE

Etude d'une poutre principale:

Zone classe.

Estimation des charges

- Charges permanentes transmises par les poutrelles (par ml)

$$\frac{851 \times 1}{0,65} \qquad 1310 \text{ kg / ml}$$

Poids propre de la poutre principale(par ml)

$$0,20 \times 0,40 \times 2500 \qquad 200 \text{ kg / ml}$$

Charges permanentes sur la poutre principale(par ml)

$$386 \times 0,20 \times 1 \qquad 78 \text{ kg/ ml}$$

$$g = 1600 \text{ kg/ ml}$$
$$= = = = =$$

Surcharges transmises par les poutrelles (par ml)

$$\frac{650 \times 1}{0,65} \qquad p1 = 1000 \text{ kg/ ml}$$

Surcharges sur la poutre principale (par ml)

$$p2 = 60 \text{ kg / ml}$$

$$p = 1060 \text{ kg / ml}$$
$$= = = = =$$

Z O N E C O U L O I R :

Charges permanentes transmises par les poutrelles (par ml)

$$\frac{851 \times 1}{0,65} \qquad 1310 \text{ kg / ml}$$

Poids propre de la poutre principale (par ml)

$$0,20 \times 0,30 \times 2500 \qquad 150 \text{ kg / ml}$$

charges permanentes sur la poutre principale (par ml)

$$386 \times 0,20 \times 1 \qquad 78 \text{ kg / ml}$$

$$g = 1540 \text{ kg / ml}$$

=====

Sur charges transmises par les poutrelles (par ml)

$$\frac{1065 \times 1}{0,65} \qquad p1 = 1640 \text{ kh/ml}$$

Surcharges sur la poutre principale

$$480 \times 0,20 \times 1 \qquad p2 = 96 \text{ kg / ml}$$

$$p = 1750 \text{ kg / ml}$$

ETUDE D'UNE POUTRE PRINCIPALE

=o=o=o::o=o=o=o=o=o=o=o=o=

Noeud 1:

$M_{w1} = 0$ → pas de console

$M_{e1} = M'e1 \quad (1 - \frac{K_{e1}}{D1})$

$M_{s1} = M'e1 \frac{K_{s1}}{D1}$

$M_{n1} = M'e1 \frac{K_{n1}}{D1}$

$M'e1 = \frac{qel^2}{8,5} \quad (\text{noeud 1})$

$D1 = K_{e1} + K_{s1} + K_{n1}$

$K_{e1} = \frac{I_{e1}}{le_1} \quad , \quad k_{s1} = \frac{I_{s1}}{h's1} \quad , \quad k_{n1} = \frac{I_{n1}}{h'n1}$

$l'e1 = 0,8 le1 \quad , \quad h's1 = 0,8 hs1 \quad , \quad h'n1 = 0,8 hn1$

Noeud 2 (Noeud voisin de rive)

$l'w2 = \chi_{11} l w2$

$\chi_1 = 0,8 \text{ pour } K_{s1} + K_{n1} > 1,5 K_{e1}$

$\chi_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7,5 K_{e1}} \text{ pour } K_{s1} + K_{n1} < 1,5 K_{e1}$

$$K_{e1} = \frac{I_{e1}}{l'e1} , \quad K_{s1} = \frac{I_{s1}}{h's1} , \quad K_{n1} = \frac{I_{n1}}{h'n1}$$

$$l'e2 = 3l'e2$$

$$\chi_3 = 0,80 \text{ pour } K_{s3} + K_{n3} \geq 1,5 K_{w3}$$

$$\chi_3 = 1 - \frac{K_{s3} + K_{n3}}{7,5 K_{w3}} \text{ pour } K_{s3} + K_{n3} < 1,5 K_{w3}$$

$$K_{s3} = \frac{I_{s3}}{h's3} , \quad K_{n3} = \frac{I_{n3}}{h'n3} , \quad K_{w3} = \frac{I_{w3}}{l'w3}$$

$$l'w3 = 0,8l'w3 = 0,8l'e2$$

$$M'w2 = \frac{(qwl'w^2)}{8,5} \text{ noeud 2}$$

$$M'e2 = \frac{(qe l'e^2)}{(8,5)} \text{ noeud 2}$$

$$Mw2 = M'e2 \frac{Kw2}{D} + M'w2 + M'w2 \left(1 - \frac{Kw2}{D}\right)$$

$$Me2 = M'e2 \left(1 - \frac{Ke2}{D}\right) + M'w2 \frac{Ke2}{D}$$

$$Ms2 = \frac{Ks2}{D} (M'e2 - M'w2)$$

$$Mn2 = \frac{Kn2}{D} (M'e2 - M'w2)$$

$$D2 = Ke2 + Kw2 + Kn2 + Ks2$$

Noeud 3

$$M_{e3} = 0 \longrightarrow \text{pas de console}$$

$$M_{w3} = M'w3 \left(1 - \frac{Kw3}{D} \right)$$

$$M_{s3} = - \frac{Ks3}{D} M'w3$$

$$M_{n3} = - \frac{Kn3}{D} M'w3$$

$$D = Ke3 + Kw3 + Kn3 + Ks3$$

$$M'w3 = \frac{q_w l'w^2}{8,5} \quad (\text{noeud3})$$

Caractéristiques géométriques

$$l'e1 = 0,8le1 = 0,8 \times 2,65 = 2,12 \text{ m}$$

$$h's1 = 0,8hs1 = 0,8 \times 3,54 = 2,83 \text{ m}$$

$$hn1 = 0,8hn1 = 0,8 \times 3,54 = 2,83 \text{ m}$$

$$Ke1 = \frac{Ie1}{l'e1} = \frac{45000}{212} = 212 \text{ cm}^3$$

$$Ks1 = \frac{Is1}{h's1} = \frac{56250}{283} = 199 \text{ cm}^3$$

$$Kn1 = \frac{In1}{h'n1} = \frac{56250}{283} = 199 \text{ cm}^3$$

$$Ks1 + Kn1 = 199 + 199 = 398 \text{ cm}^3$$

$$1,5 Ke1 = 318 \text{ cm}^3$$

$$\text{d'ou } Ks1 + Kn1 > 1,5 Ke1 \longrightarrow \chi_1 = 0,8$$

$$\text{d'ou } l'w2 = \chi_1 l w2 = 0,8 l w2 = 0,8 \times 2,65 = 2,12 \text{ m}$$

valeur de χ_3 :

$$Ks3 = \frac{Is3}{h's3} = \frac{133250}{275} = 485 \text{ cm}^3$$

$$Kn3 = \frac{In3}{h'n3} = \frac{133250}{275} = 485 \text{ cm}^3$$

$$Kw3 = \frac{Iw3}{l'w3} = \frac{Iw3}{0,8l w3} = \frac{106666}{448} = 238 \text{ cm}^3$$

$$\text{d'où } Ks3 + Kn3 = 485 + 485 = 970 \text{ cm}^3$$

$$1,5 Kw3 = 375 \text{ cm}^3$$

$$Ks3 + Kn3 > 1,5 Kw3 \longrightarrow \chi_3 = 0,8$$

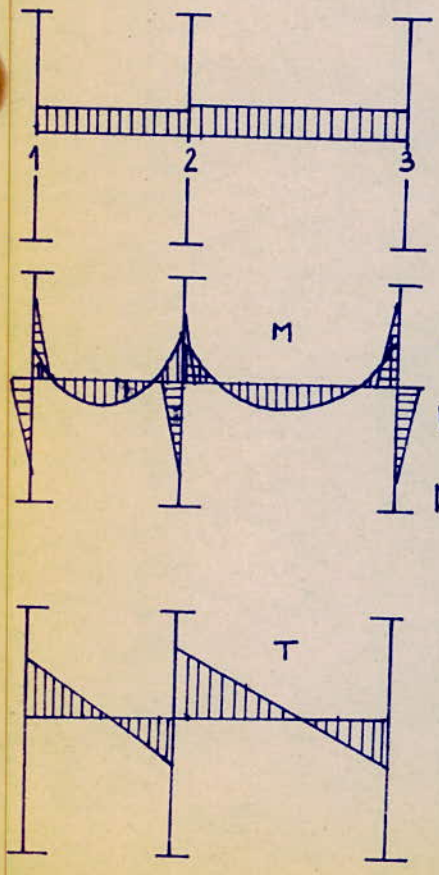
$$l'e2 = \chi_3 l e2 = 0,8 \times 5,60 = 4,48 \text{ m}$$

$$D2 = Ke2 + Kw2 + Kn2 + Ks2 = 238 + 212 + 485 + 485 = 1420 \text{ cm}^3$$

1 I 2 II 3

ℓ 2,65 m 5,60 m
 ℓ' 2,12 m 4,48 m

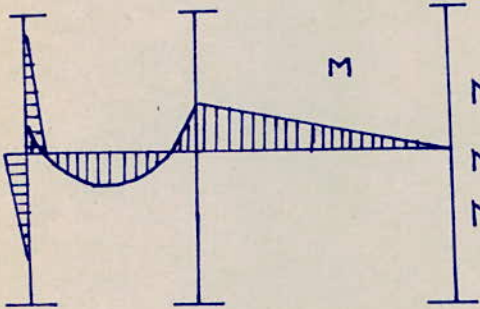
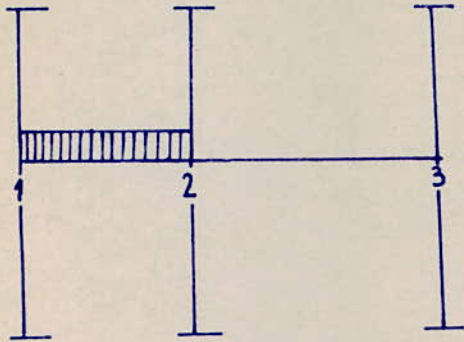
Charges permanentes



$M_{n1} = 0,2658 \text{ tm}$	$M_{n2} = 1,01 \text{ tm}$	$M_{n3} = 1,515 \text{ tm}$
$M_{e1} = 0,529 \text{ tm}$	$M_{w2} = 1,257 \text{ tm}$	$M_{w3} = 3,012 \text{ tm}$
$M_{s1} = 0,2658 \text{ tm}$	$M_{e2} = 3,276 \text{ tm}$	$M_{s3} = 1,515 \text{ tm}$
	$M_{s2} = 1,01 \text{ tm}$	
$M_t = 0,486 \text{ tm}$		$M_t = 3,14 \text{ tm}$
1,766 t	2,314 t	4,537 t
		4,423 t

Surcharges

Moment maximum dans la travée I et minimum dans la travée II



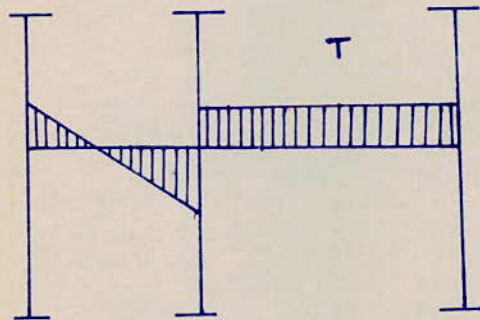
$$M_{n1} = 0,3022 \text{ tm}$$

$$M_{e1} = 0,606 \text{ tm}$$

$$M_{s1} = 0,3022 \text{ tm}$$

$$M_{w2} = 0,789 \text{ tm}$$

$$M_t = 1,734 \text{ t}$$

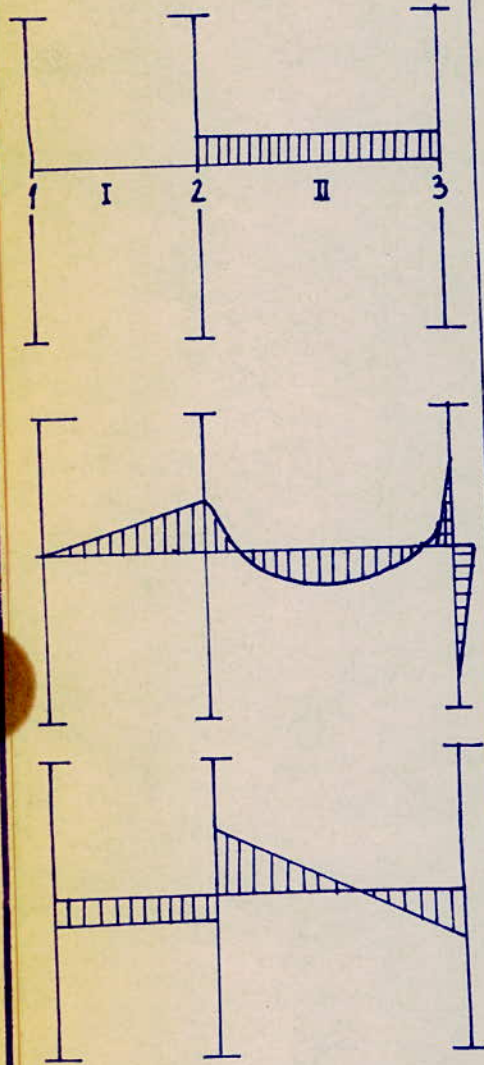


$$2,250 \text{ t}$$

$$2,39 \text{ t}$$

Surcharges

Moment maximum dans la travée II et minimum dans la travée I



$$M_{c2} = 1,934 \text{ tm}$$

$$M_{n3} = 1,01 \text{ tm}$$

$$M_{w3} = 2,028 \text{ tm}$$

$$M_{s3} = 1,01 \text{ tm}$$

$$M_t = 2,08 \text{ tm}$$

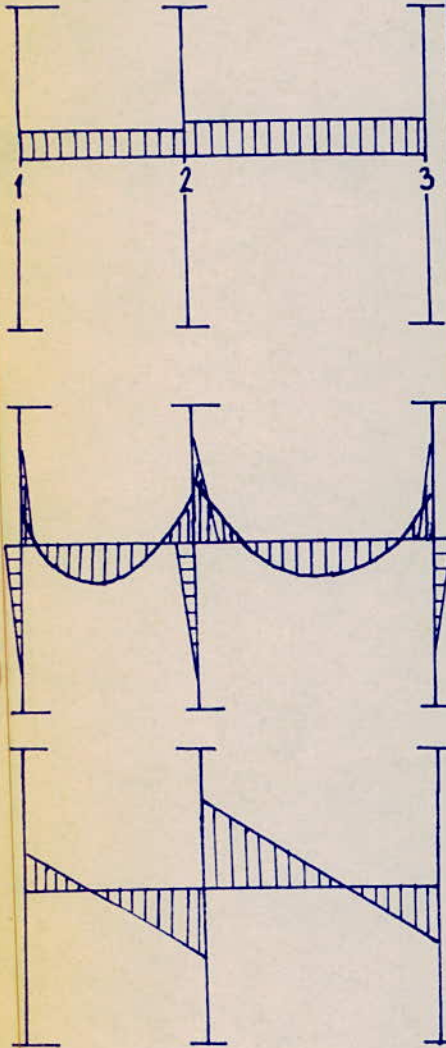
$$2,9714 \text{ t}$$

$$2,9686 \text{ t}$$

$$M_t = 2,08$$

Surcharges

Moment maximum à l'appui 2 :



$$M_{n1} = 0,3022 \text{ tm}$$

$$M_{n2} = 0,54 \text{ tm}$$

$$M_{n3} = 1,01 \text{ tm}$$

$$M_{e1} = 0,606 \text{ tm}$$

$$M_{w2} = 1,160 \text{ tm}$$

$$M_{w3} = 2,028 \text{ tm}$$

$$M_{s1} = 0,3022 \text{ tm}$$

$$M_{e2} = 2,246 \text{ tm}$$

$$M_{s3} = 1,01 \text{ tm}$$

$$M_{s2} = 0,54 \text{ tm}$$

$$M_t = 0,664 \text{ tm}$$

$$M_t = 2,08 \text{ tm}$$

$$2,11 \text{ t}$$

$$2,530 \text{ t}$$

$$2,999 \text{ t}$$

$$2,941 \text{ t}$$

Conditions de non vérification de la flèche:

CCBA

68

P.116

travée n° I

$$\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{Mt}{Mo} \longrightarrow \frac{30}{265} = \frac{1}{8,84} > \frac{1}{10} \frac{2,22}{2,88} = \frac{1}{12,97} \longrightarrow (\text{vérifié})$$

$$\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{30}{265} = \frac{1}{8,84} > \frac{1}{16} \longrightarrow \text{vérifié}$$

$$\frac{A}{boh} \leq \frac{43}{\sqrt{en}} \longrightarrow \frac{3,39}{20 \times 28} \leq \frac{43}{4120} \longrightarrow 6,05 \cdot 10^{-3} < 1,042 \times 10^{-2} (\text{vérifié})$$

travée n° II

$$\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{Mt}{Mo} \longrightarrow \frac{40}{560} = \frac{1}{14} > \frac{1}{10} \frac{5,22}{10,43} = \frac{1}{20} \longrightarrow (\text{vérifié})$$

$$\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{40}{560} = \frac{1}{14} > \frac{1}{16} \longrightarrow \text{vérifié}$$

$$\frac{A}{boh} \leq \frac{43}{\sqrt{en}} \longrightarrow \frac{6,03}{20 \times 38} \leq \frac{43}{4120} \longrightarrow 7,91 \cdot 10^{-3} < 1,042 \times 10^{-2} \longrightarrow (\text{vérifié})$$

vérification au flambement:

Condition de non vérification du flambement:

$$h_0 \leq 20 a \longrightarrow 3,84 \text{ m} < 20 \times 0,25 = 5 \text{ m} \longrightarrow (\text{vérifié})$$

REZ DE CHAUSSEE.

=====

Même étude que pour le plancher haut du rez de chaussée ,
seulement on doit prendre $h_s = 2,05 - 0,65 = 1,40$ m. Les fondations
sont supposées encastées donc $h's = 0,8h_s = 1,12$ m
donc $h's_1 = h's_2 = h's_3 = 0,8 h_s = 1,12$ m

Niveau II

Même étude que pour le plancher haut du rez de chaussée , seu-
lement on doit prendre $h'n_1$, $h'n_2$, $h'n_3$ égaux respectivement
à
 $0,9 h_n_1$, $0,9 h_n_2$, $0,9 h_n_3$

Determination des efforts dans les traverses
du portique transversal intermédiaire

Niveaux	Reperage	Mg+Ms en tm	Mg+Ms+My en tm	Mg+Ms+Mvd en tm	Tg+Ts en t	Tg+Ts+Tvg en t	Tg+Ts+Tvd en t	M max en tm	T max en t
TERRASSE	appui de rive 1	0,398	0,183	0,613	1,76	1,617	1,903	0,613	1,903
	travée I	0,525	0,668	0,382	2,36	2,503	2,217	0,668	2,503
	appui intermédiaire - axe 2I	6,655	6,870	6,44	6,49	6,633	6,347	6,870	6,633
	appui intermédiaire - axe 2II	6,655	6,230	7,08	9,75	9,593	9,906	7,08	9,906
	travée II	8,97	8,626	9,314	1,17	1,013	1,327	9,314	1,327
	appui de rive 3	1,8	2,315	1,285	7,41	7,566	7,253	2,315	7,566
II	appui de rive 1	1,11	0,248	1,972	4,00	3,425	4,575	1,972	4,575
	travée I	1,585	1,873	1,297	0,432	1,007	0,143	1,873	1,007
	appui intermédiaire - axe 2I	2,445	3,307	1,583	4,864	5,439	4,289	3,307	5,439
	appui intermédiaire - axe 2II	5,484	3,786	7,182	7,536	6,911	8,16	7,182	8,16
	travée II	5,22	4,536	5,904	0,151	0,474	0,776	5,904	0,776
	appui de rive 3	4,37	7,02	2,92	7,385	8,00	6,76	7,02	8,00
I	appui de rive 1	1,135	-0,587	2,857	4,016	2,866	5,166	2,857	5,166
	travée I	2,22	2,794	1,646	0,414	1,564	0,736	2,794	1,564
	appui intermédiaire - axe 2I	2,417	4,139	0,695	4,844	5,994	3,694	4,139	5,994
	appui intermédiaire - axe 2II	5,522	2,114	8,93	7,536	6,285	8,787	8,93	8,787
	travée II	5,22	4,81	5,63	0,0722	1,179	1,3235	5,63	1,3235
	appui de rive 3	5,04	9,14	0,94	7,3916	8,643	6,14	9,14	8,643
REZ DE CHAUSSEE	appui de rive 1	1,335	-0,318	2,988	4,13	3,03	5,23	2,988	5,23
	travée I	1,24	1,79	0,69	0,276	1,376	0,824	1,79	1,376
	appui intermédiaire - axe 2I	2,194	3,847	0,541	4,683	5,783	3,583	3,847	5,783
	appui intermédiaire - axe 2II	5,755	2,478	9,03	7,495	6,292	8,697	9,03	8,697
	travée II	4,9	4,506	5,294	0,037	1,165	1,24	5,294	1,24
	appui de rive 3	5,5	9,44	1,56	7,421	8,623	6,219	9,44	8,623

Armatures longitudinales des traverses
 du portique transversal intermediaire

Niveaux	Reperage	M max en tm	μ'	h	$\sigma' b$ kg/cm ²	$\bar{\omega}$ et $\bar{\omega}'$	$\bar{\omega}$ min	A et A' cm ²	nombre et diametre des barres
TERRASSE	appui de rive 1	0,613	0,0218	62	45,1	0,157	0,134	0,864	2T8
	traverse I	0,668	0,0237	59,5	47,1	0,169	0,134	0,93	2T8
	appui intermediaire - aire 2I	6,870	0,244	13,3	210,2	$\frac{1,41}{1,84}$	0,134	$\frac{7,75}{10,12}$	2T20+1T14 3T16+3T14
	appui intermediaire - aire 2II	7,08	0,146	19,2	146	$\frac{0,19}{1,12}$	0,139	$\frac{1,37}{8,06}$	3T8 2T20+1T16
	traverse II	9,314	0,192	15,9	176	$\frac{0,83}{1,48}$	0,139	$\frac{5,97}{10,65}$	3T16 3T16+3T14
	appui de rive 3	2,315	0,0476	39,4	71,1	0,350	0,139	2,52	2T12+1T8
II	appui de rive 1	1,972	0,07	31	90,4	0,526	0,134	2,9	2T14
	traverse I	1,873	0,0665	32,1	87,4	0,496	0,134	2,72	2T12+1T8
	appui intermediaire - aire 2I	3,307	0,1175	22,2	126	0,908	0,134	5	2T16+1T12
	appui intermediaire - aire 2II	7,182	0,147	19,1	146,5	$\frac{0,23}{1,15}$	0,139	$\frac{1,65}{8,28}$	2T10+1T8 2T20+1T16
	traverse II	5,904	0,122	21,7	129	0,942	0,139	6,78	2T20+1T8
	appui de rive 3	7,02	0,144	19,4	144,2	$\frac{0,19}{1,12}$	0,139	$\frac{1,37}{8,06}$	3T8 2T20+1T16
I	appui de rive 1	2,857	0,1013	24,5	114,3	0,775	0,134	4,26	2T16+1T8
	traverse I	2,794	0,099	24,9	112,5	0,755	0,134	4,15	2T16+1T8
	appui intermediaire - aire 2I	4,139	0,147	19,1	147	$\frac{0,20}{1,12}$	0,134	$\frac{1,1}{8,16}$	3T8 2T20
	appui intermediaire - aire 2II	8,93	0,184	16,3	172	$\frac{0,73}{1,41}$	0,139	$\frac{5,25}{10,15}$	2T16+1T12 3T16+3T14
	traverse II	5,63	0,116	22,4	125	0,895	0,139	6,44	2T20+1T8
	appui de rive 3	9,14	0,188	16,1	174	$\frac{0,79}{1,48}$	0,139	$\frac{5,68}{10,65}$	3T16 3T16+3T14
REZ DE CHAUSSEE	appui de rive 1	2,988	0,106	23,8	117,5	0,813	0,134	4,47	2T16+1T8
	traverse I	1,79	0,0635	33	85	0,474	0,134	2,61	2T12+1T8
	appui intermediaire - aire 2I	3,847	0,137	20,0	140	$\frac{0,06}{1,04}$	0,134	$\frac{0,33}{5,72}$	1T8 3T16
	appui intermediaire - aire 2II	9,03	0,186	16,2	173	$\frac{0,75}{1,45}$	0,139	$\frac{5,40}{10,44}$	2T16+1T14 3T16+3T14
	traverse II	5,294	0,109	23,3	120	0,840	0,139	6,04	3T16
	appui de rive 3	9,44	0,194	15,7	178,2	$\frac{0,89}{1,51}$	0,139	$\frac{6,41}{10,87}$	2T20+1T8 3T20+3T8

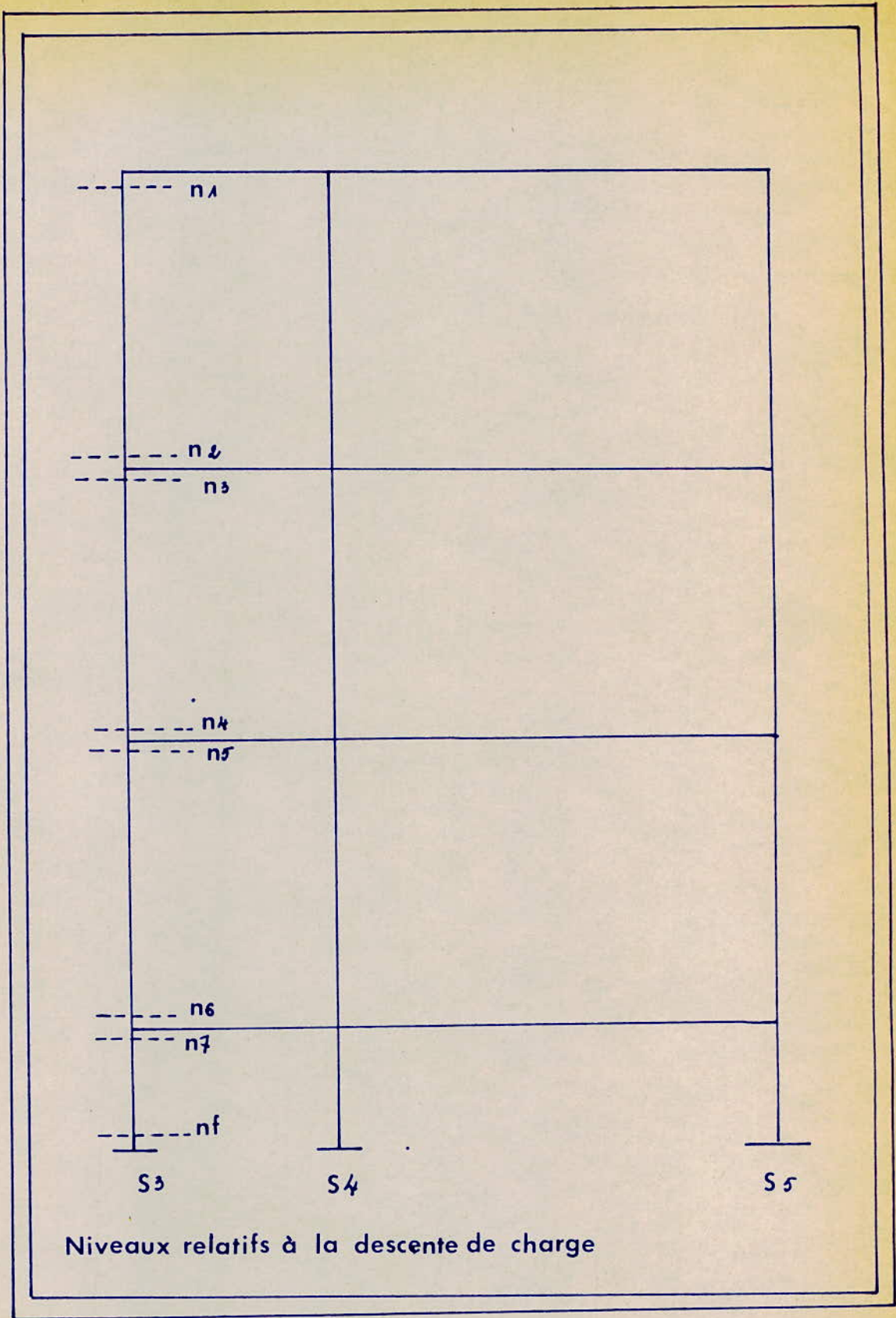
DESCENTE DE CHARGE

Introduction.

Les charges et les surcharges provenant de chaque plancher sont transmises par les poutrelles d'abord aux poutres principales ensuite de ces dernières aux poteaux , puis aux semelles des fondations et finalement au terrain

Remarque:

Comme il s'agit d'un bâtiment scolaire dont le nombre d'étages est inférieur à 6 , il n'ya pas lieu d'appliquer la loi de degression des surcharges pour le calcul des points d'appui.



h

DESCENTE DES CHARGES DUES AUX CHARGES PERMANENTES

Niveau n1

Poteau 53

- Charges venants des poutres longitudinales	1240 kg
<u>- Charges venants des poutres transversales:</u>	
- Poids propre de la poutre 0,18x0,30x2500x1,1x3,05	453 kg
- Poids propre de la retombée 0,18x0,30x2500x1,1x3,05	453 kg
- Poids de l'enduit sur la poutre et la retombée 2x 0,30x0,30 x0,02x1400x1,1x3,05	113 kg
- Charges permanentes provenant du plancher (charge transmise so par $\frac{1}{2}$ corps creux) $\frac{670 \times 0,65}{2} \times 3,05 \times 1,1$	730 kg
Charges provenant de l'acrotère 0,35 x 0,75x2500x3,05x1,1	2200 kg
	<hr/>
<u>TOTAL</u>	5190 kg

Poteaux S4.

- Charges venant des poutres longitudinales	13920 kg
<u>Charges venants des poutres transversales.</u>	
Poids propre de la poutre 0,16x0,40x2500x1,1x3,05	537 kg
Poids de l'enduit sur la poutre 2x0,40x0,02x1400x3,05x1,1	75,3 kg
-Charges permanentes provenant du plancher (charges transmise par $2 \times \frac{1}{2}$ corps creux) 670x0,65x3,05x1,1	1460 kg
	<hr/>
TOTAL	15993 kg

Poteau S 5 :

-Charges venant des poutres longitudinales 6320 kg

-Charges venant des poutres transversales:

Poids propre de la poutre

0,18x0,40x2500x3,05x1,1 604 kg

Poids de l'enduit sur la poutre

2x0,40x0,02x1400x3,05x1,1 75,3 kg

Charges permanentes provenant du plancher

(Charges transmises par $\frac{1}{2}$ corps creux)

$\frac{670 \times 0,65}{2} \times 3,05 \times 1,1$ 730 kg

charges provenant de l'acrotère

0,35x0,75x2500x3,05x1,1 2200 kg

9930 kg

=====

Niveau n 2

Plateau S3

venant de n 1 5190 kg

Poids propre du poteau

0,30x0,25x3,84x2500 720 kg

TOTAL 5910 kg

Poteau S 4.

venant de n 1 15993 kg

Poids propre du poteau

0,40x0,25x3,84x2500 960 kg

TOTAL: 16953 kg

Poteau S5

venant de n1 9930 kg

Poids propre du poteau

0,40x0,25x3,84x2500 960 kg

TOTAL: 10890 kg

niveau n3

Poteau S3

venant de n2 5910 kg

charges venant des poutres longitudinales 1756 kg

charges venant des poutres transversales

Poids propre de poutre

0,18x0,30x2500x1,1x3,05 453 kg

Poids propres de la retombée

0,18x0,30x2500x1,1x3,05 453 kg

Poids de l'enduit sur la poutre et la retombée

2x 0,30+0,30 x0,02x1400x1,1x3,05 113 kg

Poids propre du parapet

1x0,07x3,05x2500x1,1 587 kg

<u>Poids de l'enduit sur le parapet</u>	
(2+0,07)0,02x400x3,05x1,1	194,5 kg
charge permanente provenant du plancher	
(Charges transmises par $\frac{1}{2}$ corps creux)	
$\frac{386 \times 0,65 \times 3,05 \times 1,1}{2}$	420 kg

<u>TOTAL</u>	<u>9890 kg</u>

<u>Poteau S4</u>	
venant de n2	16935 kg
charges venant des poutres	
longitudinales	6861 kg
<u>Charges venant des poutres transversales</u>	
Poids propre de la poutre	
0,16x0,40x2500x3,05x1,1	537 kg
Poids de l'enduit sur la poutre	
2x0,40x0,02x1400x3,05x1,1	75,3 kg
Poids de cloison	
0,16x3,84x1300x3,05x1,1	2680 kg
Poids de l'enduit sur la cloison	
2x0,02x3,84x3,05x1400x1,1	722 kg
charges permanentes provenant	
du plancher (charges transmises	
par $2 \times \frac{1}{2}$ corps creux)	
$386 \times 0,65 \times 3,05 \times 1,1$	840 kg

<u>TOTAL</u>	<u>28669 kg</u>

<u>Poteau S 5</u>	
venant de n2	10890 kg
charges venant des poutres longitudinales	4445 kg
charges venant des poutres transversales	
Poids propre de la poutre	
0,18x0,40x2500x3,05x1,1	604 kg
poids de l'enduit sur la poutre	
2x0,40x0,02x1400x3,05x1,1	75,3 kg
Poids du mur de façade	
8,65x0,16x1300x1,1	1980 kg
Poids de l'enduit sur mur de façade	
8,65x2x0,02x1400x1,1	530 kg
charges permanentes provenant du plancher (charges transmises par $\frac{1}{2}$ corps creux)	
$\frac{386 \times 0,65}{2} \times 3,05 \times 1,1$	420 kg

TOTAL	18950kg

<u>niveau n 4</u>	
<u>Poteau S3</u>	9890 kg
Poids propre du poteau	
0,25 x 0,30 x 3,84 x 2500	720

TOTAL	10610 kg

Poteau S 4

venant de n3	28669 kg
Poids propre de poteau 0,25x0,40x3,84x2500	960 kg

	29629 kg

Poteau S5

venant de n3	18950 kg
poids propre du poteau 0,25x0,40x3,84x2500	960 kg

TOTAL 19910 kg

niveau S5

=====

Poteau S 3

venant de n 4	10610 kg
charges venant des poutres longitudinales	1766 kg
<u>charges venant des poutres transversales</u>	
poids propre de la poutre 0,18x0,30x2500x1,1x3,05	453 kg
poids propre de la retombée 0,18x0,30x2500x1,1x3,05	453 kg
poids de l'enduit sur la poutre et la retombée 2 0,30+0,30 x0,02x1400x1,1x3,05	113 kg
poids propre du parapet 1x0,07x3,05x2500x1,1	587 kg

Poids de l'enduit sur le parapet (2+0,07)0,02x1400x3,05x1,1	194,5 kg
charges permanentes provenant du plancher (charges transmises par $\frac{1}{2}$ corps creux)	
$386 \times \frac{0,65}{2} \times 3,05 \times 1,1$	420 kg

TOTAL	14600 kg
====	=====

Poteau S 4 :

venant de n 4	29629 kg
charges venant des poutres longitudinales	6851kg
<u>charges venant des poutres transversales</u>	
poids propre de la poutre 0,16x0,40x2500x3,05 x 1,1	537 kg
Poids de l'enduit sur la poutre 2x0,40x0,02x1400x3,05x1,1	75,3 kg
Poids de la cloison 0,16x3,84x1300x3,05x1;1	2680 kg
Poids de l'enduit sur la cloison 2x0,02x3,84x3,05x1400x1,1	722 kg
charges permanentes provenant du plancher (charges transmises par $2 \times \frac{1}{2}$ corps creux	
$386 \times 0,65 \times 3,05 \times 1,1$	840 kg
TOTAL	41335 kg
=====	=====

Poteau S5

venant de n4	19910 kg
charges venant des poutres longitudinales	4423 kg
<u>charges venant des poutres transversales:</u>	
Poids propre de la poutre 0,18x0,40x2500x3,05x1,1	604 kg
Poids de l'enduit sur la poutre 2x0,40x0,02x1400x3,05x1,1	75,3 kg
Poids du mur de façade 8,65x0,16x1300x1,1	1980 kg
Poids de l'enduit sur mur de façade 8,65x2x0,02x1400x1,1	530 kg
charges permanentes provenant du plancher (charges transmises par $\frac{1}{2}$ corps creux $\frac{386 \times 0,65}{2} \times 3,05 \times 1,1$)	420 kg

TOTAL	28950 kg

niveau n 6

=====

Poteau S 3

venant de n 5	14600 kg
Poids propre du poteau 0,25x0,30x3,84x2500	720 kg

TOTAL	15320 kg

Poteau S 4

venant de n5	41335 kg
Poids propre du poteau 0,40x0,25x3,84x2500	960 kg

TOTAL: 42295 kg

Poteau S 5

venant de n 5	28950 kg
Poids propre du poteau 0,25x0,40x3,84x2500	960 kg

TOTAL: 29910 kg

niveau n 7

Poteau S3

venant de n 6	15320 kg
charges venant des poutres longitudinales	1858 kg
<u>charges venant des poutres transversales</u>	
Poids propre de la poutre 0,18x0,30x2500x1,1x3,05	453 kg
Poids de l'enduit sur la poutre 0,30x0,02x1400x1,1x3,05	28,2 kg
Poids propre du parapet 1x0,07x3,05x2500x1	587 kg

Poids de l'enduit sur le parapet (2+0,07)0,02x1400x3,05x1,1	194,5 kg
charges permanentes provenant du placher (charges transmises par $\frac{1}{2}$ corps creux)	
$\frac{386 \times 0,65 \times 3,05 \times 1,1}{2}$	420 kg

TOTAL	===== 18860 kg =====

Poteau S 4

venant de n6	42295 kg
charges venant des poutres longitudinales	6722 kg
<u>charges venant des poutres transversales</u>	
Poids propre de la poutre 0,16x0,40x2500x3,05x1,1	537 kg
Poids de la cloison 0,16x3,84x1300x3,05x1,1	2680 kg
Poids de l'enduit sur la cloison 2x0,02x3,84x3,05x1400x1,1	722 kg
charges permanentes provenant du plancher (charges transmises par $2 \times \frac{1}{2}$ corps creux)	
386x0,65x3,05x1,1	840 kg

TOTAL	53800 kg

<u>Poteau S 5</u>	
venant de n 6	29910 kg
charges venant des poutres	
longitudinales	4460 kg
<u>charges venant des poutres transversales</u>	
Poids propre de la poutre	
0,18x0,40x2500x3,05x1,1	604 kg
Poids de l'enduit sur la poutre	
0,40x0,02x1400x3,05x1,1	37,6 kg
Poids du mur de façade	
8,65x0,16x1300x1,1	1980 kg
Poids de l'enduit sur mur de façade	
8,65x2x0,02x1400x1,1	530 kg
charges permanentes provenant du plancher (charges transmises par 1/2 corps creux)	
<u>386x0,65x3,05x1,1</u>	420 kg
2	-----
TOTAL	37950 kg

Niveau Fondations soit n F

Poteau S3

venant de n 7	18860 kg
Poids propre du poteau	
0,25x0,30x1,80x2500	340 kg
Longrines 0,30x0,40x2500x $\frac{2,65}{2}$	400 kg
0,30x0,40x2500x3,05	915 kg

TOTAL	20515 kg

Poteau S 4

venant de n7	53800 kg
Poids propre du poteau	
0,25x0,40x1,30x2500	450 kg
Longrines { 0,30x0,40x2500x $\frac{(2,65+5,60)}{2}$	1240 kg
0,30x0,40x2500x3,05	915 kg

	56405 kg

Poteau S5

venant de n7	37950 kg
Poids propre du poteau	
0,25x0,40x1,80x2500	450 kg
Longrines 0,30x0,40x2500x $\frac{5,60}{2}$	840 kg
0,30x0,40x2500x3,05	915 kg

TOTAL	40155 kg

DESCENTE DES CHARGES DUES AUX SURCHARGES

D'EXPLOITATION

niveau n1

Poteau S3

Surcharges venants des poutres lon-
gitudinales 520 kg

Surcharges venants du plancher (surcharges
transmises par $\frac{1}{2}$ corps creux.

$$\frac{120 \times 0,65}{2} \times 3,05 \times 1,1 \quad 131 \text{ kg}$$

TOTAL 651 kg

Poteau S4:

surcharges venants des poutres longi-
tudinales 2320 kg

surcharges venant du plancher (surcharges par
 $\frac{2}{2}$ corp creux)

$$120 \times 0,65 \times 3,05 \times 1,1 \quad 262 \text{ kg}$$

TOTAL 2582 kg

Poteau S5

Surcharges venants des poutres longitu-
dinales 1090 kg

surcharges venant du plancher (surcharge transmises
par $\frac{1}{2}$ corps creux)

$$\frac{120 \times 0,65 \times 3,05 \times 1,1}{2} \quad 131 \text{ kg}$$

TOTAL 1221 kg

Niveau N3
Poteau S3

venant de n1	651 kg
surcharges venant des poutres longitudinales	2247 kg
surcharges venants du plancher (surcharges transmises par $\frac{1}{2}$ corps creux)	
$\frac{480 \times 0,65}{2} \times 3,05 \times 1,1$	523 kg

	3421 kg

Poteau S4

venant de n1	2582 kg
surcharges venant des poutres longitudinales	5540 kg
surcharges venant du plancher.	
$\frac{300 \times 0,65}{2} \times 3,05 \times 1,1$	327 kg
$\frac{480 \times 0,65}{2} \times 3,05 \times 1,1$	523 kg

TOTAL	8975 kg

Poteau S5

venant de n1	1221 kg
surcharges venant des poutres lo- gitudinales	2942 kg
surcharges venant du plancher	
$\frac{300 \times 0,65}{2} \times 3,05 \times 1,1$	327 kg

	4490 kg

niveau n5

Poteau S3

venant de n3	3421 kg
surcharges venant des poutres longitudinales	2250 kg
surcharges venant du plancher $\frac{480 \times 0,65}{2} \times 3,05 \times 1,1$	<u>523 kg</u>
TOTAL	6194 kg

Poteau S4

venant de n3	8975 kg
surcharges venant des poutres longitudinales	5530 kg
surcharges venant du plancher $\frac{300 \times 0,65}{2} \times 3,05 \times 1,1$	327 kg
$\frac{480 \times 0,65}{2} \times 3,05 \times 1,1$	523 kg

TOTAL 15355 kg

Poteau S5

venant de n3	4490 kg
surcharges venant des poutres longitudinales	2969 kg
surcharges venant du plancher $\frac{300 \times 0,65}{2} \times 3,05 \times 1,1$	327 kg

TOTAL 7790 kg

Niveau n 7

Poteau S 3

venant de n 5	6194 kg
surcharges venant des poutres longitudinales	2272 kg
surcharges venant des plancher	
$\frac{480 \times 0,65}{2} \times 3,05 \times 1,1$	523 kg

	8990 kg

Poteau S4

venant de n5	15355 kg
surcharges venant des poutres longitudinales	5460 kg
surcharges venant du plancher	
$\frac{300 \times 0,65}{2} \times 3,05 \times 1,1$	327 kg
$\frac{480 \times 0,65}{2} \times 3,05 \times 1,1$	523 kg

	21670 kg

Poteau S5

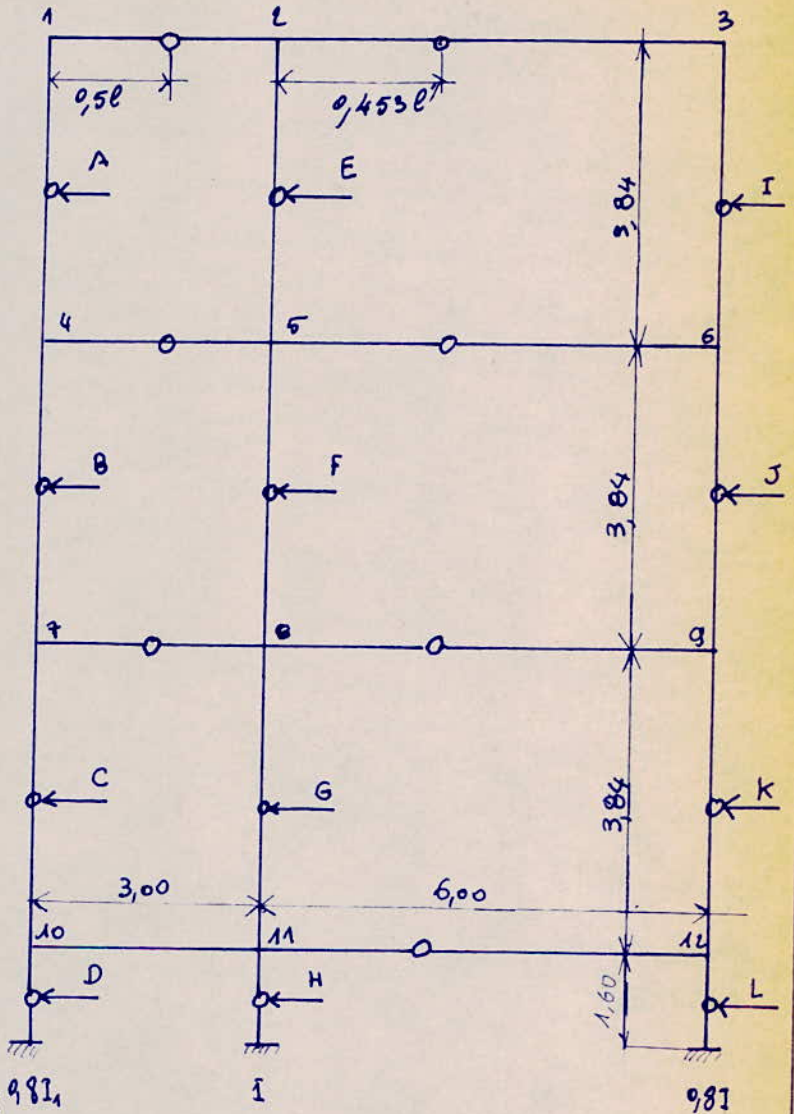
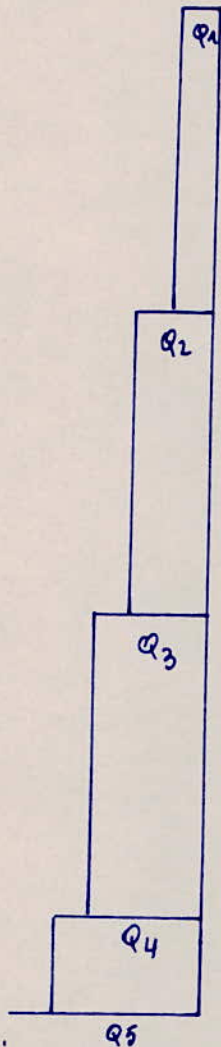
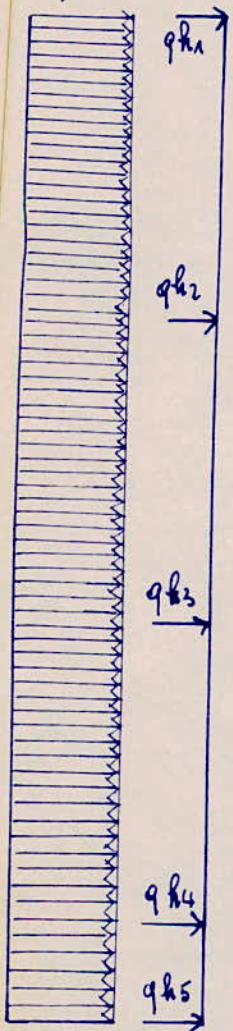
venant de n 5	7790 kg
surcharges venant des poutres longitudinales	2962 kg
surcharge venant du plancher	
$\frac{300 \times 0,65}{2} \times 3,05 \times 1,1$	523 kg

TOTAL 11275 kg

Chapitre C

EFFET DU VENT

9 kg/ml



forces reparties
forces concentrees
au niveau des
traverses

effort tranchant 981,
dû vent

points de moment nul

ETUDE D'UN PORTIQUE PRINCIPAL

L'application des règles N.V. en vigueur a donné $p=III,93 \text{ Kg/m}^2$ de façade ; compte tenu de la trame régulière de portique, on voit que chaque portique devra résister aux efforts du vent sur 3,30 m de façade.

On utilise la méthode simplifiée des C.C.B.A 68, en remplaçant la condition sur la répartition de l'effort normal par le positionnement à priori de moment nul pour la petite traverse à mi-portée, pour la grande traverse, le point de moment nul est obtenu par l'équilibre des nœuds.

Etude du portique

=====

$$P = III,93 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$q = 3,3 \times III,93 = 370 \text{ Kg/ml.}$$

$$Q_1 = qh_1 = 370 \times \frac{3,84}{2} = 710 \text{ Kg.}$$

$$Q_2 = Q_1 + qh_2 = 710 + 370 \times 3,84 = 2130 \text{ Kg.}$$

$$Q_3 = Q_2 + qh_3 = 2130 + 370 \times 3,84 = 3550 \text{ Kg.}$$

$$Q_4 = Q_3 + qh_4 = 3550 + 370 \left(\frac{3,84}{2} + \frac{1,60}{2} \right) = 4560 \text{ Kg.}$$

$$Q_5 = Q_4 + qh_5 = 4560 + 370 \times \frac{1,60}{2} = 4856 \text{ Kg.}$$

Le total des inerties réduits est :

$$\text{- poteau intermédiaire } 25 \times \frac{40^3}{12} \sim 133.10^3 \text{ cm}^4$$

$$\text{- poteaux de Rive } 0,8 \times 25 \times \frac{30^3}{12} + 0,8 \times 25 \times \frac{40^3}{12} \sim$$

$$\downarrow$$
$$151,4.10^3 \text{ cm}^4$$

$$\text{Total} = 284,4.10^3 \text{ cm}^4$$

Répartition des efforts horizontaux

D'après les Règles B.A.60 p I35

Poteaux intérieurs	Poteaux de Rive
$Q_I \cdot \frac{I33}{284,4} = E$	$Q_I \cdot \frac{45}{284,4} = A$
$Q_2 \cdot \frac{I33}{284,4} = F$	$Q_2 \cdot \frac{45}{284,4} = B$
$Q_3 \cdot \frac{I33}{284,4} = G$	$Q_3 \cdot \frac{45}{284,4} = C$
$Q_4 \cdot \frac{I33}{284,4} = H$	$Q_4 \cdot \frac{45}{284,4} = D$
	$Q_I \cdot \frac{I06,4}{284,4} = I$
	$Q_2 \cdot \frac{I06,4}{284,4} = J$
	$Q_3 \cdot \frac{I06,4}{284,4} = K$
	$Q_4 \cdot \frac{I06,4}{284,4} = L$

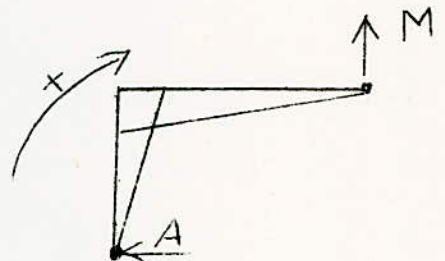
Poteau intérieur	Poteaux de Rive
	7 I10. $\frac{45}{284,4} = 112 \text{ Kg} = A$
7 I10. $\frac{I33}{284,4} = 334 \text{ Kg} = E$	2 I30. $\frac{45}{284,4} = 337 \text{ Kg} = B$
	3550. $\frac{45}{284,4} = 560 \text{ Kg} = C$
2 I30. $\frac{I33}{284,4} = 1000 \text{ Kg} = F$	4560. $\frac{45}{284,4} = 723 \text{ Kg} = D$
3550. $\frac{I33}{284,4} = 1670 \text{ Kg} = G$	7 I10. $\frac{106,4}{284,4} = 268 \text{ Kg} = I$
	2 I30. $\frac{106,4}{284,4} = 805 \text{ Kg} = J$
4560. $\frac{I33}{284,4} = 2150 \text{ Kg} = H$	3550. $\frac{106,4}{284,4} = 1340 \text{ Kg} = K$
	4560. $\frac{106,4}{284,4} = 1720 \text{ Kg} = L$

NIVEAU TERRASSE

Nocud "I"

$$MA = 112 \times \frac{3,84}{2} = 215 \text{ Kg.m}$$

$$M = \frac{215}{1,5} = 143 \text{ Kg}$$



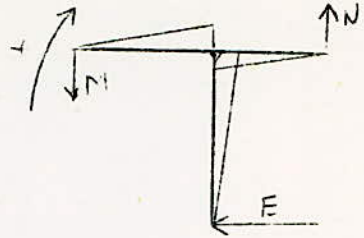
Nocud "2"

$$M_c = 334 \times \frac{3,84}{2} = 640 \text{ Kg.m}$$

$$M_c - M_m - M_n = 0$$

$$M_n = M_c - M_m = 425 \text{ Kg.m}$$

$$N = \frac{425}{2,72} = 156 \text{ Kg}$$

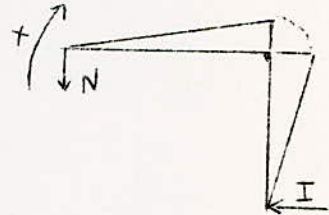


Nocud "3"

$$M_n = 156 \times 3,28 = 515 \text{ Kg.m}$$

$$M_I = 268 \times \frac{3,84}{2} = 515 \text{ Kg.m}$$

Donc le nocud est en équilibre



Nocud "4"

NIVEAU II

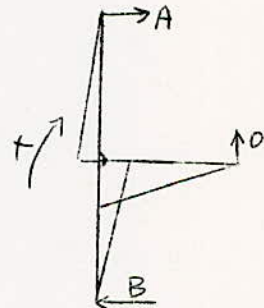
$$M_A = 112 \times \frac{3,84}{2} = 215 \text{ Kg.m}$$

$$M_B = 337 \times \frac{3,84}{2} = 647 \text{ Kg.m}$$

$$M_A + M_B - M_o = 0$$

$$M_o = M_A + M_B = 862 \text{ Kg.m}$$

$$Q = \frac{862}{1,5} = 575 \text{ Kg}$$



Nocud "5"

$$M_c = 640 \text{ Kg.m}$$

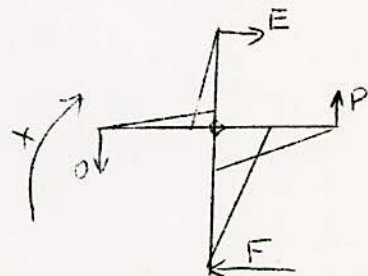
$$M_o = 862 \text{ Kg.m}$$

$$M_F = 1000 \times \frac{3,84}{2} = 1920 \text{ Kg.m}$$

$$M_c + M_F - M_o - M_p = 0$$

$$M_p = 1698 \text{ Kg.m}$$

$$P = \frac{1698}{2,72} = 625 \text{ Kg}$$



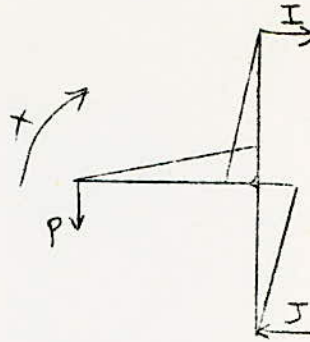
Nocud "6"

$$M_I = 515 \text{ Kg.m}$$

$$M_p = 625 \times 328 = 2050 \text{ Kg.m}$$

$$M_I + M_I - M_p = 0$$

$$M_I = M_p - M_I = 1535 \text{ Kg.m}$$



Nocud "7"

NIVEAU III

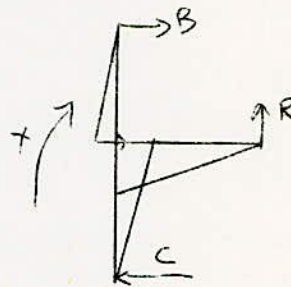
$$M_B = 647 \text{ Kg.m}$$

$$M_o = 560 \times \frac{3,84}{2} = 1075 \text{ Kg.m}$$

$$M_B + M_o - M_R = 0$$

$$M_R = 1722 \text{ Kg.m}$$

$$R = \frac{1722}{1,5} = 1150 \text{ Kg}$$



Nocud "8"

$$M_F = 1920 \text{ Kg.m}$$

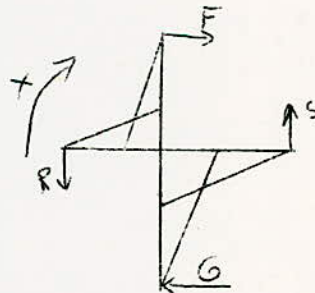
$$M_R = 1722 \text{ Kg.m}$$

$$M_G = 1670 \times \frac{3,84}{2} = 3210 \text{ Kg.m}$$

$$M_F + M_G - M_R - M_S = 0$$

$$M_S = 3408 \text{ Kg.m}$$

$$S = \frac{3408}{2,72} = 1250 \text{ Kg}$$



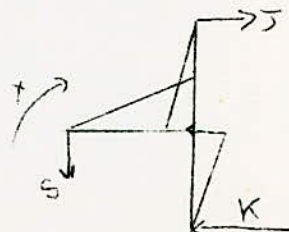
Nocud "9"

$$M_I = 1535 \text{ Kg.m}$$

$$M_S = 1250 \times 3,28 = 4100 \text{ Kg.m}$$

$$M_I + M_K - M_S = 0$$

$$M_K = 2565 \text{ Kg.m}$$



NIVEAU IV

Nocud "I0"

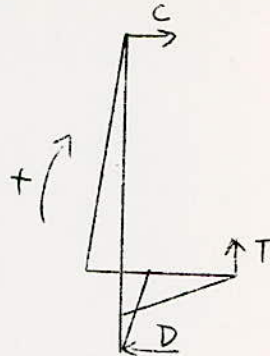
$$M_c = 1075 \text{ Kg.m}$$

$$M_D = 723 \times \frac{1,6}{2} = 578 \text{ Kg.m}$$

$$M_c + M_D - M_T = 0$$

$$M_T = 1653 \text{ Kg.m}$$

$$T = \frac{1653}{1,5} = 1100 \text{ Kg}$$



Nocud "II"

$$M_G = 3210 \text{ Kg.m}$$

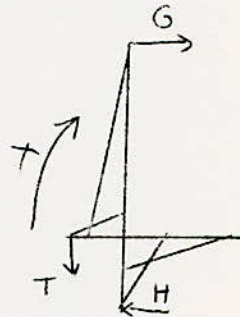
$$M_T = 1653 \text{ Kg.m}$$

$$M_H = 2150 \times \frac{1,6}{2} = 1720 \text{ Kg.m}$$

$$M_G + M_H - M_T - M_V = 0$$

$$M_V = 3277 \text{ Kg.m}$$

$$V = \frac{3277}{2,72} = 1200 \text{ Kg}$$



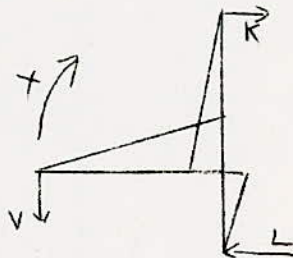
Nocud "I2"

$$M_K = 2565 \text{ Kg.m}$$

$$M_V = 1200 \times 3,28 = 3940 \text{ Kg.m}$$

$$M_K + M_L - M_V = 0$$

$$M_L = 1375 \text{ Kg.m}$$



NIVEAU ENCASTR2 (0)



Forces concentrées aux niveaux des traverses

$$f_1 = qh_1 = 370 \times \frac{3,84}{2} = 710 \text{ Kg}$$

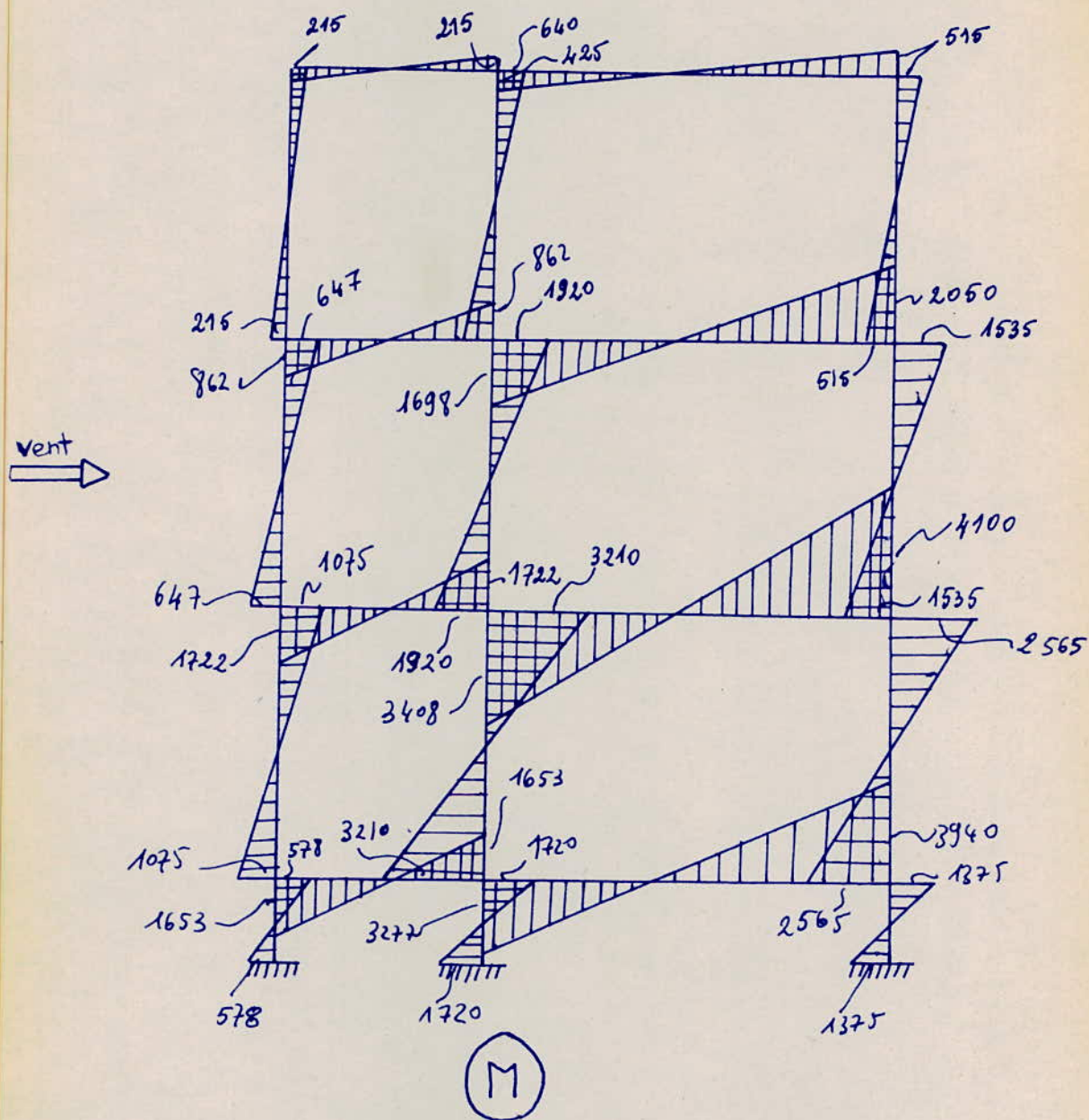
$$f_2 = qh_2 = 370 \times 3,84 = 1420 \text{ Kg}$$

$$f_3 = qh_3 = 370 \times 3,84 = 1420 \text{ Kg}$$

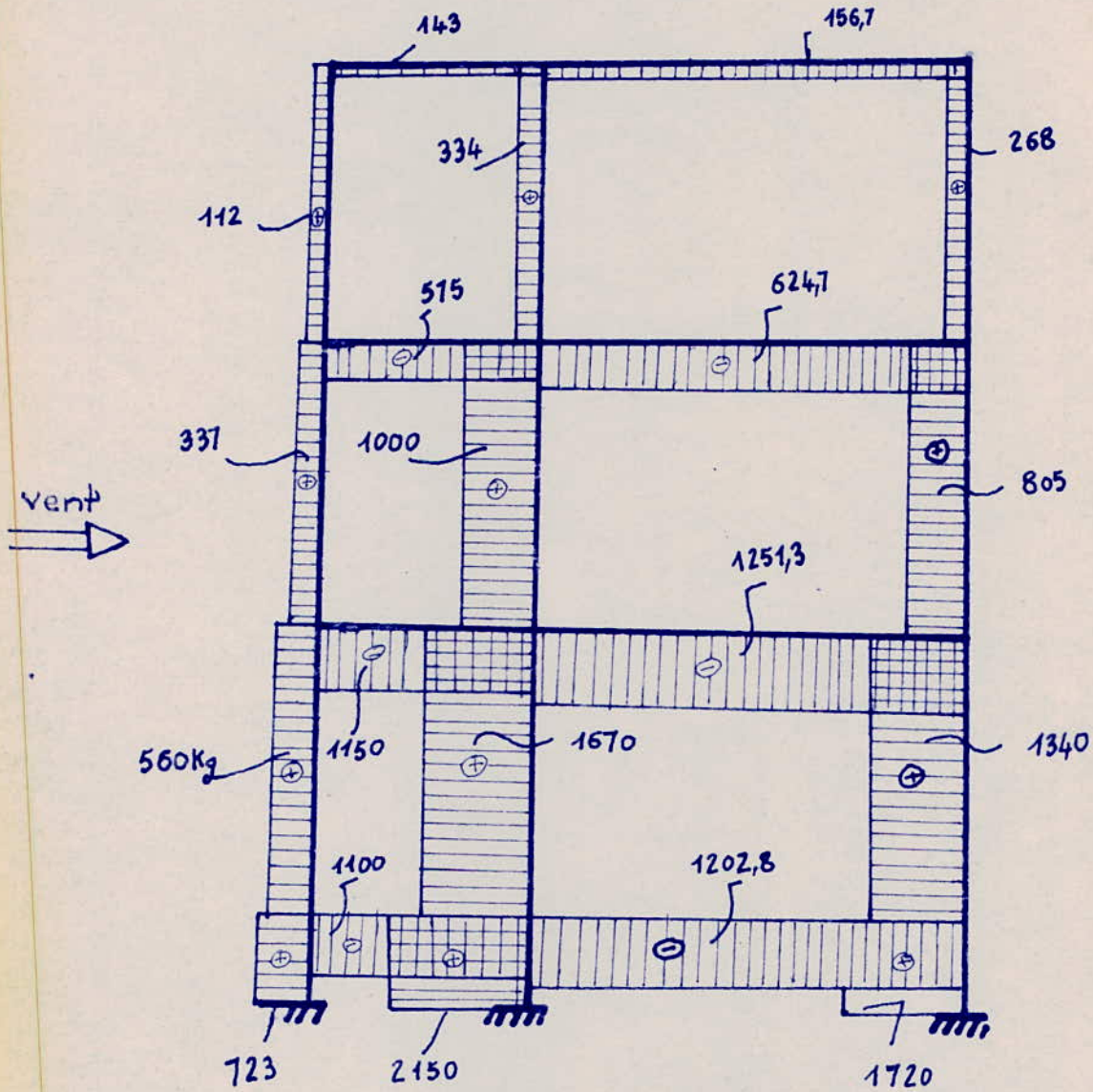
$$f_4 = qh_4 = 370 \left(\frac{3,84}{2} + \frac{1,60}{2} \right) = 1000 \text{ Kg}$$

$$f_5 = qh_5 = 370 \times \frac{1,60}{2} = 296 \text{ Kg}$$

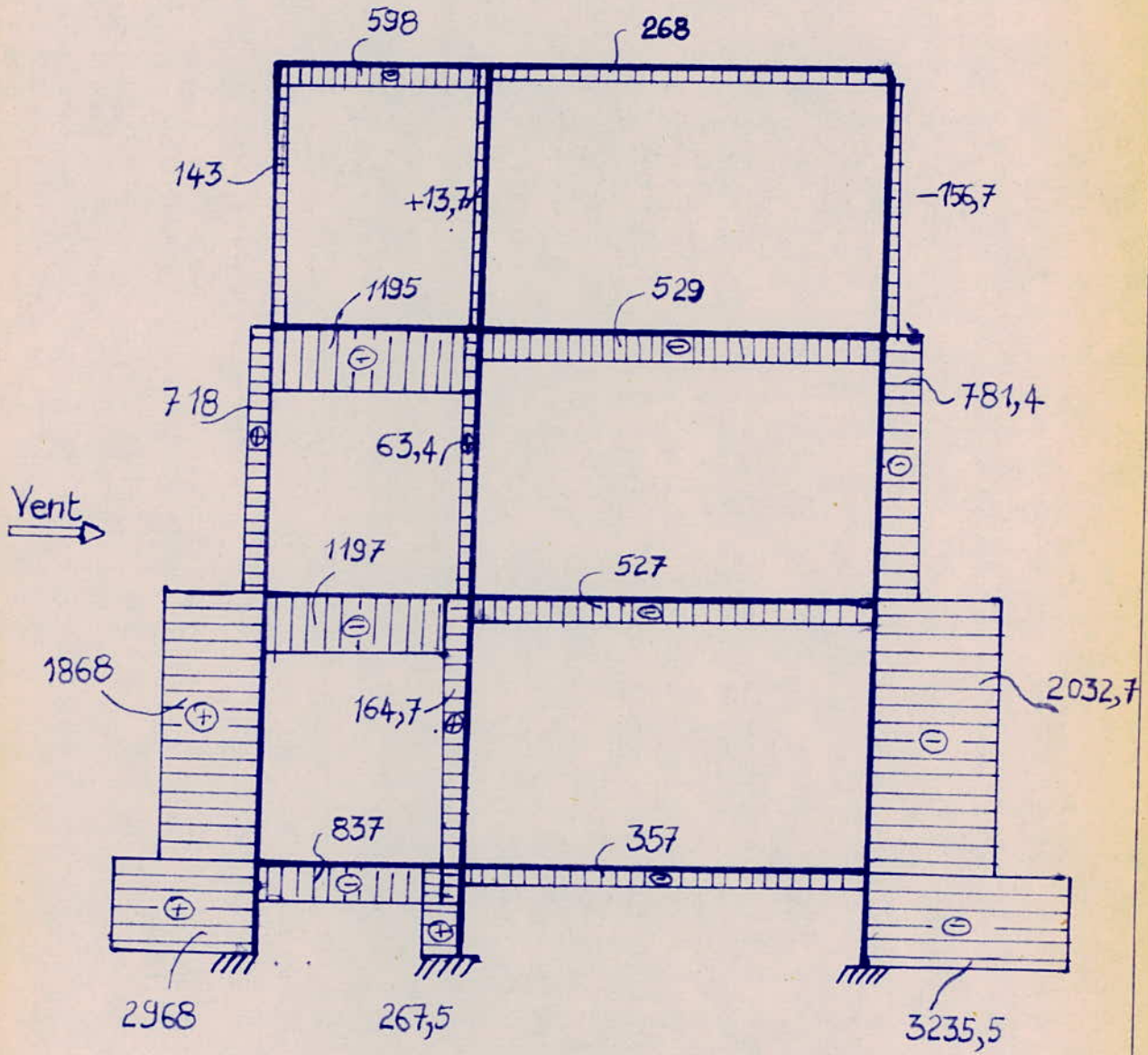
Diagramme du moment dû au vent



EFFORT TRANCHANT DÛ AU VENT (Kg)



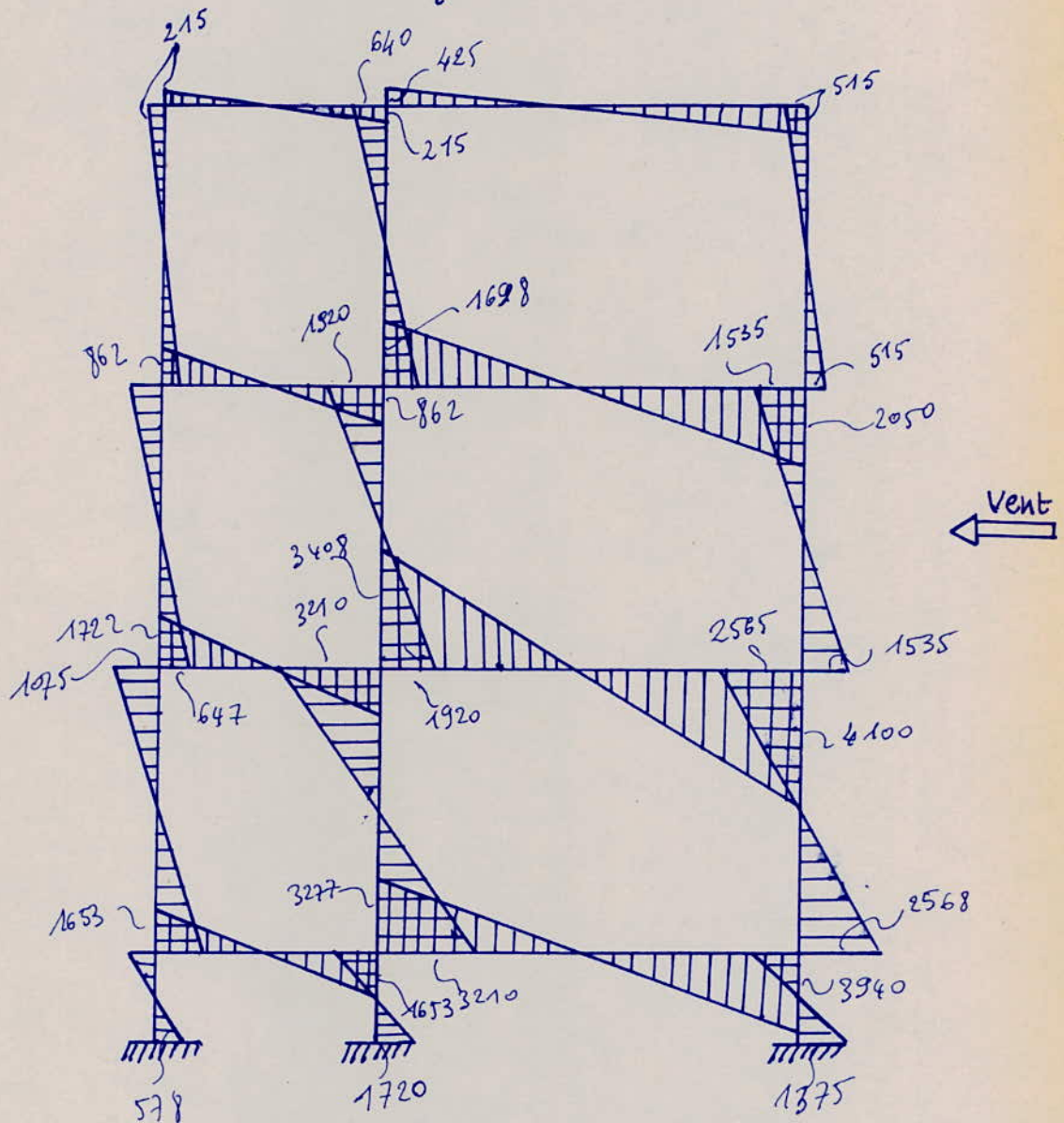
EFFORT NORMAL DÛ AU VENT (Kg)



(N)

DIAGRAMME DU MOMENT DU AU VENT

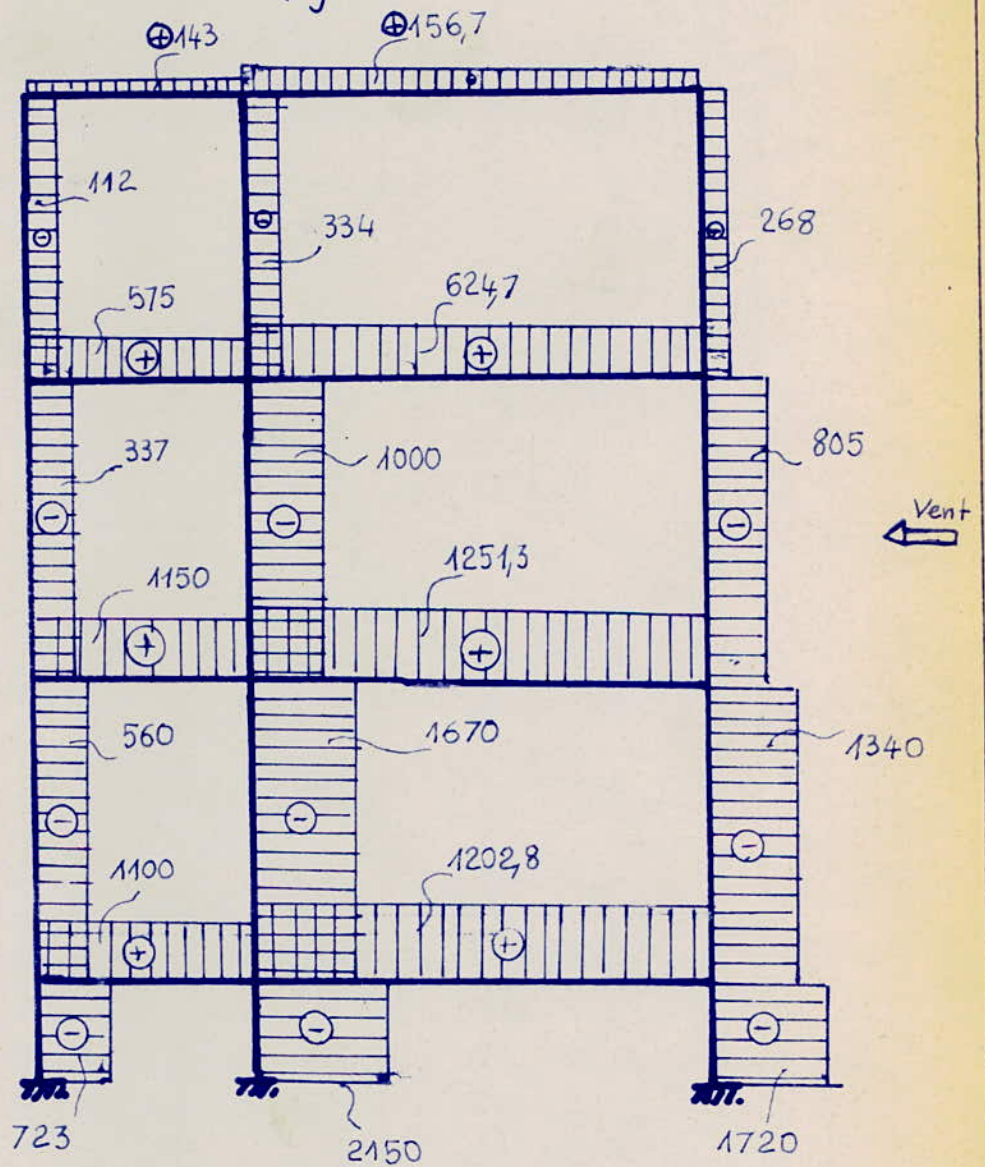
(kg m)



(M)

EFFORT TRANCHANT DÛ AU VENT

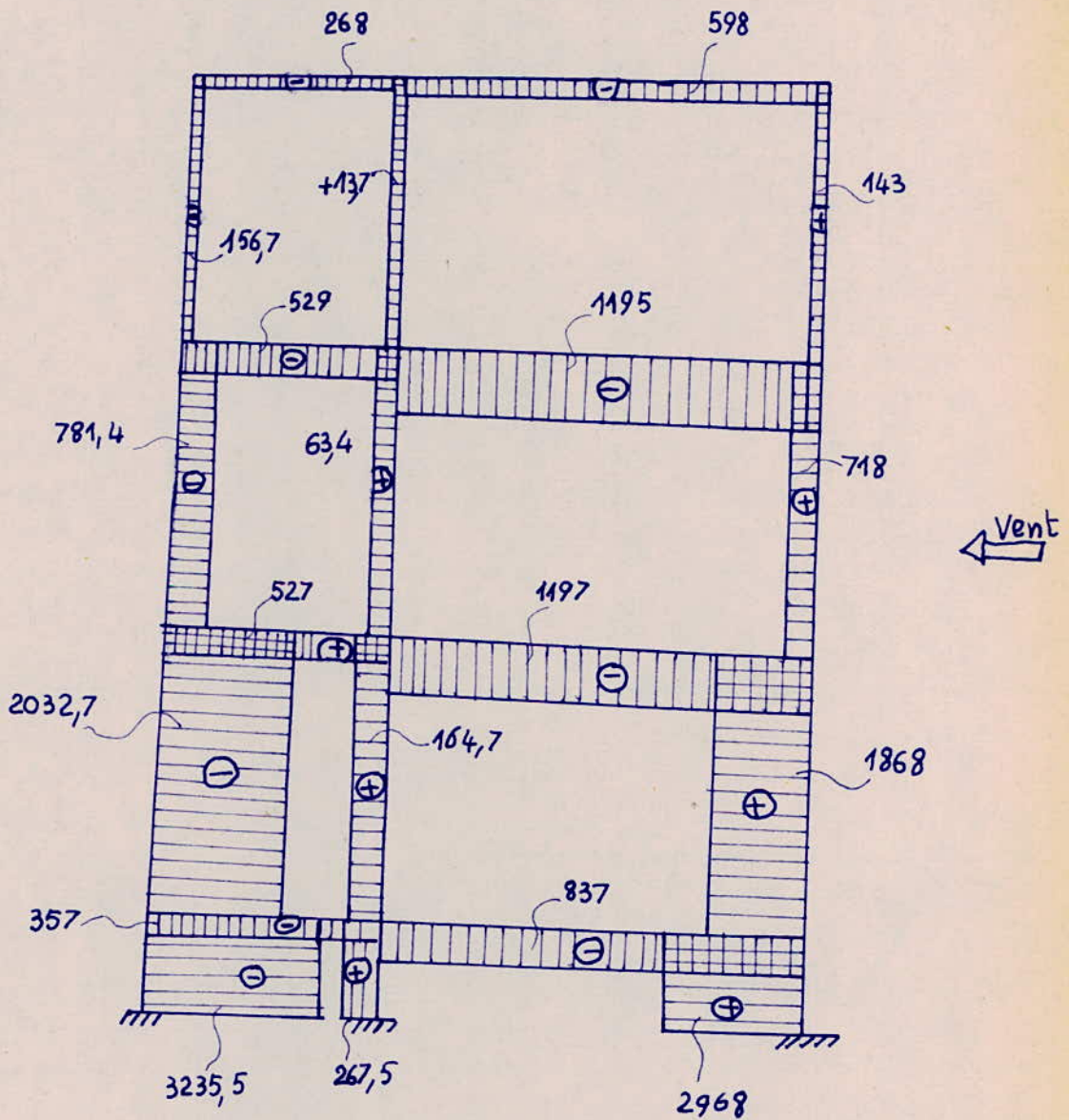
(Kg)



(T)

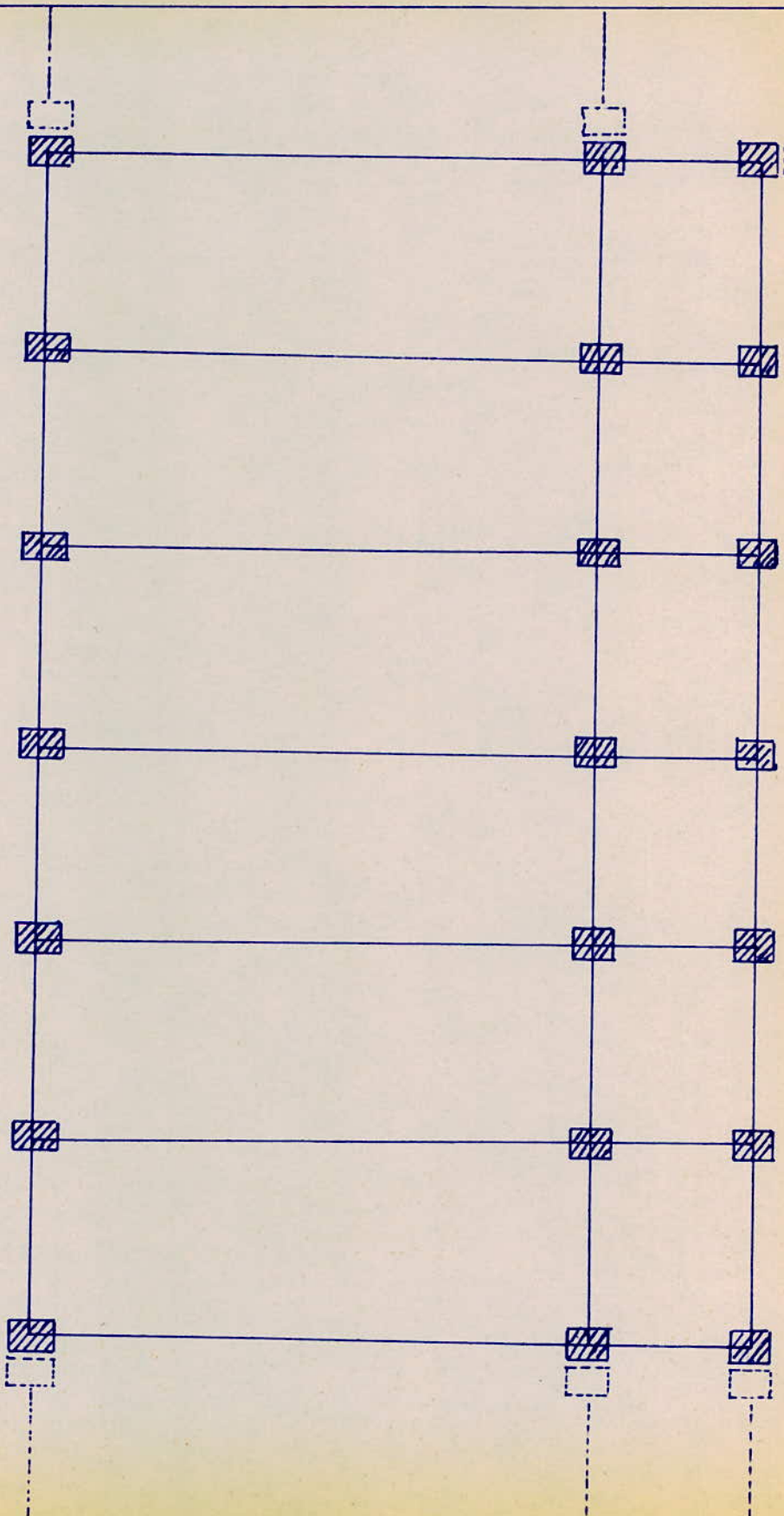
EFFORT NORMAL DÛ AU VENT

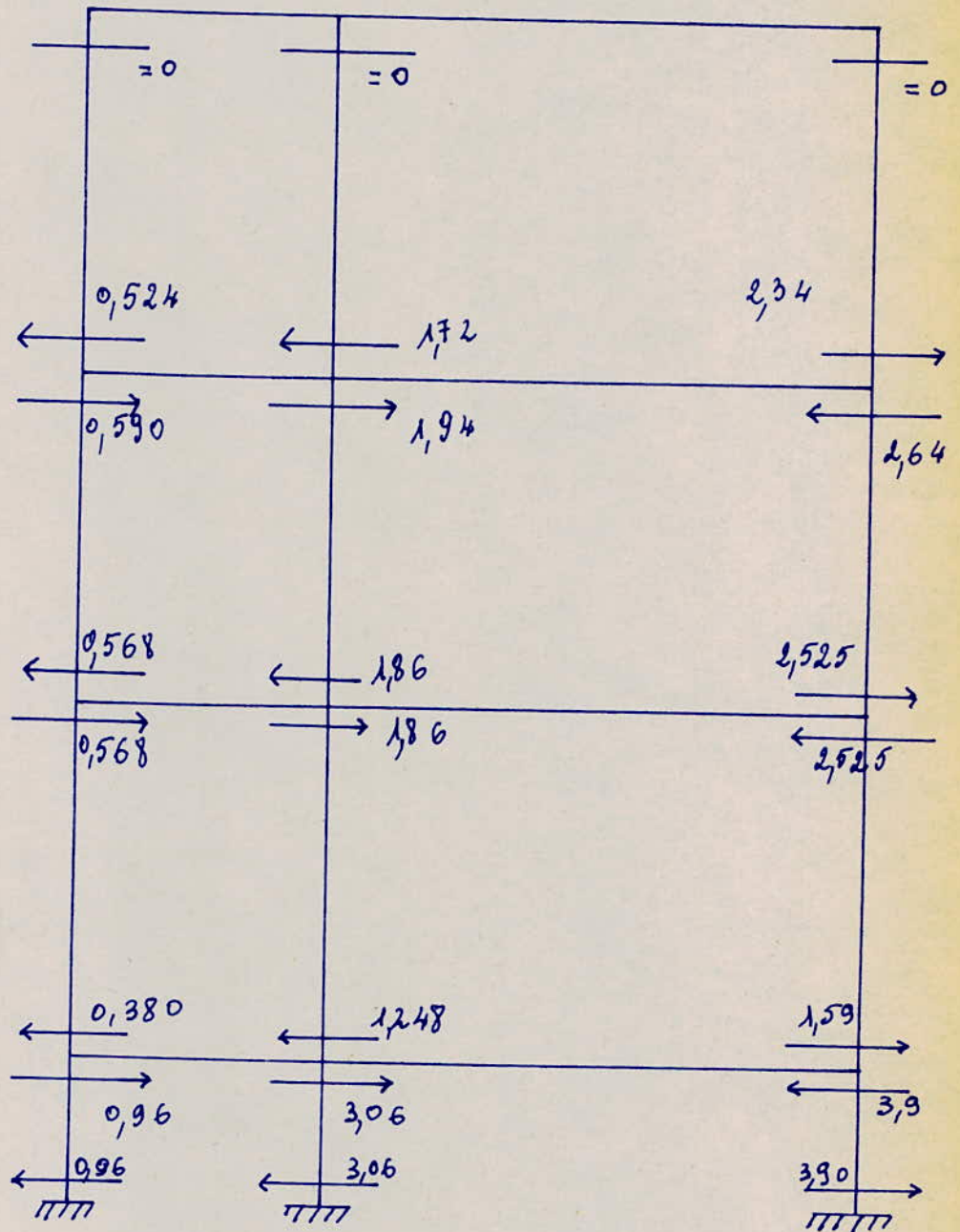
(kg)



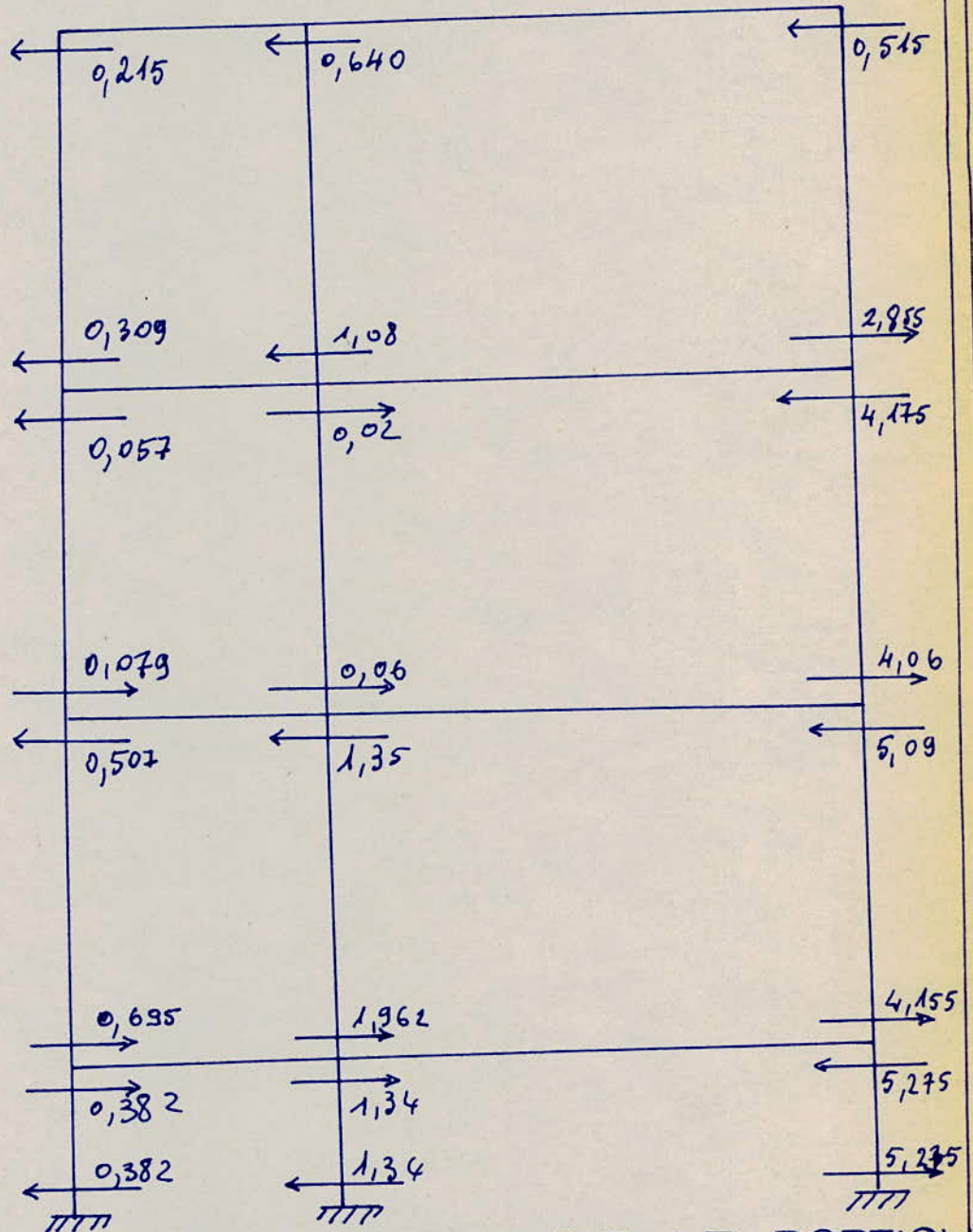
ETUDE DES POTEAUX

POSITION DES POTEAUX

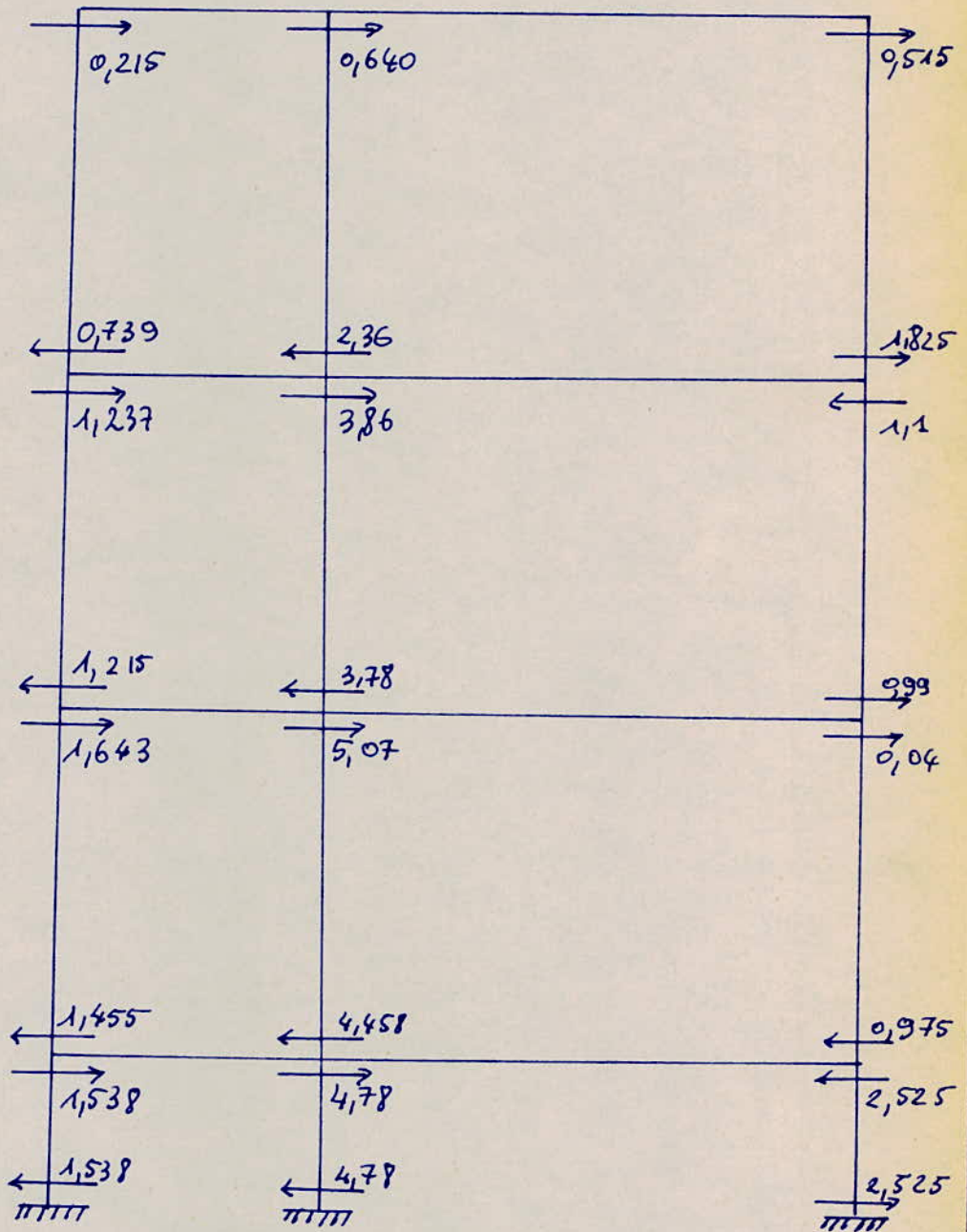




Effet de $M_g + M_s$ sur le portique transversal intermediaire, effet le plus defavorable



EFFORT DE $M_g + M_s + M_{vg}$ SUR LE PORTIQUE
 TRANSVERSAL INTERMEDIAIRE



EFFET DE $M_g + M_s + M_{vd}$ SUR LE
 PORTIQUE TRANSVERSAL INTERMEDIARE

Poteau S3

Niveaux	charges permanents en t	surcharges d'exploitation en t	surcharges dûes au vent en t	Total en t	$M_g + M_s$ en tm	$M_g + M_s + M_{vg}$ en tm	$M_g + M_s + M_{ud}$ en tm
m ₁	5,19	0,651	0,1567	6	0	0,215	0,215
m ₂	5,91	0,651	0,1567	6,72	0,524	0,309	0,739
m ₃	9,89	3,421	0,7814	14,1	0,590	-0,057	1,237
m ₄	10,61	3,421	0,7814	14,82	0,568	-0,079	1,215
m ₅	14,6	6,194	2,0327	22,83	0,568	-0,507	1,643
m ₆	15,32	6,194	2,0327	23,55	0,380	-0,695	1,455
m ₇	18,86	8,99	3,2355	31,1	0,960	0,382	1,538
niveau fondations mf	20,515	8,99	3,2355	32,75	0,960	0,382	1,538

Poteau S4

Niveaux	charges permanents en t	surcharges d'exploitation en t	surcharges dûs au vent en t	total en t	$M_g + M_s$ en tm	$M_g + M_s + M_{vg}$ en tm	$M_g + M_s + M_{vd}$ en tm
n1	15,993	2,582	-0,0137	18,575	0	-0,640	0,640
n2	16,953	2,592	-0,0137	19,535	1,72	1,080	2,136
n3	29,669	3,975	-0,0634	37,644	1,94	0,02	3,86
n4	29,529	9,975	-0,0634	39,604	1,86	-0,06	3,78
n5	41,335	15,355	-0,1647	56,690	1,86	-1,35	5,07
n6	42,295	15,355	-0,1647	57,65	1,248	-1,962	4,458
n7	53,8	21,67	-0,2675	75,47	3,060	1,34	4,78
niveau fondations n.f.	56,405	21,67	-0,2675	78,075	3,060	1,34	4,78

Poteau S5

Niveaux	charges permanentes en t	surcharges d'exploitation en t	surcharges dûes au vent	total en t	$M_g + M_s$ en tm	$M_g + M_s + M_{vg}$ en tm	$M_g + M_s + M_{vd}$ en tm
m1	9,93	1,221	0,1567	11,3	0	0,515	-0,515
m2	10,89	1,221	0,1567	12,27	2,34	2,855	1,825
m3	13,95	4,49	0,7814	24,22	2,64	4,175	1,10
m4	19,91	4,49	0,7814	25,2	2,525	4,06	0,99
m5	28,95	7,79	2,033	39,79	2,525	5,09	-0,04
m6	29,91	7,79	2,033	39,75	1,590	4,155	0,975
m7	37,95	11,275	3,2355	52,5	3,9	5,275	2,525
niveau fondations mf	40,155	11,275	3,2355	54,7	3,9	5,275	2,525

Poteau S₃

Niveaux	charges totales en t	M _g +M _s en tm	M _g +M _s +M _{rg} en tm	M _g +M _s +M _{rd} en tm	Section B du poteau cm ²	Section des armatures longitudinales en cm ²	nombre de barres et φ	ecartement τ des Armatures transversales cm
m ₁	6	0	-0,215	0,215	750	1,06	4T8	12
m ₃	14,1	0,590	-0,057	1,237	750	442	4T10	25
m ₅	22,83	0,568	-0,507	1,643	750	3,75	4T12	16
m _f	32,75	0,960	0,382	1,538	750	3,75	4T12	20

Poteau S₄

Niveaux	charges totales en t	M _g +M _s en tm	M _g +M _s +M _{vg} en tm	M _g +M _s +M _{vd} en tm	Section B du poteau cm ²	Section des armatures longitudinales cm ²	nombre de barres et φ	écartement t des armatures transversales en cm
M ₁	18,575	0	-0,640	0,640	1000	2,4	4T10	15
M ₃	37,644	1,94	0,02	3,86	1000	4,85	4T14	16,5
M ₅	56,69	1,86	-1,35	5,07	1000	7,3	4T16	11
M _f	78,075	3,06	1,34	4,78	1000	7,3	4T16	14,5

Poteau S5

Niveaux	charges totales en t	Mg + Ms en tm	Mg + Ms + Mvg en tm	Mg + Ms + Mvd en tm	Section B du poteau cm ²	Section des armatures longitudinales cm ²	nbre de barres et ϕ	écartement E des armatures transversales cm
m1	11,3	0	0,515	-0,515	1000	2,08	4T8	12
m3	24,22	2,64	4,175	1,10	1000	4,25	4T12	16,5
m5	38,78	2,525	5,09	-0,04	1000	6,64	4T16	10
mf	54,7	3,9	5,275	2,575	1000	6,64	4T16	14,5

Chapitre D

ETUDE DE L'ESCALIER

G E N E R A L I T E S

I) Terminologie

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches. On appelle "emmarchement", la longueur de ces marches ; la largeur d'une marche : g s'appelle le giron ; h est la hauteur d'une marche. Le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur d'echiffre. Le plafond qui monte sous les marches s'appelle "paillasse". La partie verticale d'une marche s'appelle la contre-marche. La cage est le volume circonscrit à l'escalier. Une suite ininterrompue de marches s'appelle une "volée".

A chaque étage l'escalier aboutit à un palier d'arrivée qui est en même temps palier de départ de l'étage au-dessus.

II) Calcul de l'escalier

$$\text{On a } 2 H = 384 \text{ cm} \quad L = 330 \text{ m}$$

Pour qu'un escalier soit conçu, il faut que l'équation de "balançage" de cet escalier soit vérifiée (équation de Blondel)

$$64 n^2 - n(64 + 384 + 330) + 384 = 0$$

$$\Delta = 778^2 - 4 \times 64 \times 384 = 506500$$

$$\sqrt{\Delta} = 710$$

$$n' = \frac{778 - 710}{128} = 0,53 \quad (\text{racine à rejeter})$$

$$n'' = \frac{778 + 710}{128} = 11,6 \approx 12$$

Donc :

- nombre de contre-marches par volée d'escalier

$$n = 12$$

- nombre de marches par volée d'escalier

$$n-1 = 11$$

- hauteur d'une marche

$$h = \frac{H}{n} = \frac{192}{12} = 16 \text{ cm}$$

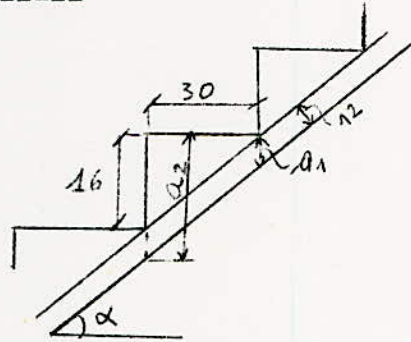
$$\text{avec } 15 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} \rightarrow 15 \text{ cm} < 16 \text{ cm} < 18 \text{ cm} \text{ (vérifié)}$$

- le giron est

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{330}{11} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{avec } 24 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm} \rightarrow 24 \text{ cm} < 30 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \text{ (vérifié).}$$

ETUDE D'UNE MARCHE ; emmarchement : 1,50 m.
 =====



L'inclinaison de la paillasse est

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{192}{330} = 0,583$$

$$\frac{I}{\operatorname{Cos}^2} = I + \operatorname{tg}^2 \alpha = 1,34 \rightarrow \operatorname{Cos} \alpha = \frac{I}{\sqrt{1,34}} = 0,863$$

$$a_1 = \frac{I_2}{\operatorname{Cos} \alpha} = 13,9 \text{ cm}$$

$$a_2 = 16 + \frac{I_2}{\operatorname{Cos} \alpha} = 29,9 \text{ cm}$$

d'où

$$ht = \frac{a_1 + a_2}{2} = \frac{13,9 + 29,9}{2} = 21,9 \text{ cm} \quad \text{On prend donc } ht=20\text{cm}$$

On a donc une poutre de longueur 150 cm et de hauteur 20 cm

• Charge sur la marche par ml

- poids propre d'une marche	2500 X 0,20 X 0,30	150 kg/ml
- revêtement	70 X 0,30	21 kg/ml
- Sur charge	400 X 1,2 X 0,30	144 kg/ml
		<hr/>
		Total = 315 kg/ml

On prend donc comme charge totale

320 Kg/ml

$$M = \frac{320 \times 1,50^2}{8} = 90 \text{ kgm}$$

$$\mu' = \frac{15 \cdot 9000}{2800 \times 30 \times 18^2} = 0,00495$$

$$\mu' = 0,0495 \rightarrow \begin{cases} K = 140 \\ \alpha = 0,0346 \end{cases} \rightarrow \sigma'_b = \frac{2800}{140} = 20 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{0,0346 \times 30 \times 20}{100} = 0,207 \text{ cm}^2$$

Vérification du pourcentage maximal d'armature

$$\frac{A}{b h} \geq \psi^4 \frac{\sigma'_b}{\sigma_a} \left(\frac{ht}{h} \right)^2 \rightarrow \frac{0,207}{30 \times 18} \geq \frac{0,54 \times 5,8}{2800} \left(\frac{20}{18} \right)^2$$

$$3,84 \cdot 10^{-4} < 13,8 \cdot 10^{-4} \text{ (non vérifié)}$$

On prend donc le pourcentage minimal d'armature

$$A = 0,00138 \times 30 \times 18 = 0,745 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \text{ T } 8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

.. Résistance à l'effort tranchant

=====

$$T = \frac{320 \times 1,5}{2} = 240 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{240 \times 8}{30 \times 7 \times 18} = 0,508 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{bo} \rightarrow \tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}'_b, \text{ d'où}$$

$$20 \text{ kg/cm}^2 < 67,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 0,508 < 3,5 \times 5,8 \text{ (vérifié)}$$

$$\bar{\sigma}'_{at} = \rho_a \bar{\sigma}'_{en} \rightarrow \rho_a = 1 - \frac{0,508}{9 \times 5,8} = 0,991 > \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}'_{at} = 0,991 \times 2400 = 2380 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 2 \phi 5 \quad A_{dx} = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$t \leq \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}'_{at} \cdot Z}{T} = \frac{0,39 \times 2380 \times 7 \times 18}{240 \times 8} = 60,8 \text{ cm.}$$

$$\bar{t} = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) = 18 \left(1 - 0,3 \frac{0,508}{5,8} \right) = 17,5 \text{ cm.}$$

$$\bar{t} \geq 0,2h = 3,6 \text{ cm on prend donc}$$

$$\bar{t} = 17 \text{ cm}$$

Traction des armatures inférieures

Aux appuis de Rive, on Vérifie que

$$A \bar{\sigma}'_a \geq T \rightarrow 1 \times 2800 > 240 \text{ (Vérifié)}$$

Entraînement des armatures de traction

$$Z = \frac{7}{5} \cdot 18 = 15,75 \text{ cm}$$

$$\tau_d = \frac{T}{p_z} = \frac{240}{5,03 \times 15,75} = 3,03 \text{ KG/cm}^2$$

Contrainte d'adhérence dans la zone d'ancrage normale est

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \psi^2 d \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,5^2 \times 5,8 = 16,3 \text{ kg/cm}^2$$

On vérifie

$$\tau_d \leq \bar{\tau}_d \rightarrow 3,03 < 16,3 \text{ (Vérifié)}$$

• Ancrage des armatures

Aux appuis de Rive, on a

$$\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{240}{1} = 240 \text{ kg/cm}^2$$

La longueur d'ancrage par scellement droit est donc :

$$l_d = \frac{\phi \sigma_a}{4 \bar{\tau}_d} = \frac{0,8 \times 240}{4 \times 16,3} = 2,95 \text{ cm}$$

Soit une longueur d'ancrage de 20 cm à l'appui A et 6 cm à l'appui B.

• Ferrailage

ETUDE du limon supportant la garde corps

• Charge sur le limon par ml

- poids propre du limon

$$2500 \times 0,08 \times 0,70 \qquad 140 \text{ kg/ml.}$$

- poids de l'enduit en plâtre

$$1400 \times 2,0,01 \times 0,7 \times 1 \qquad 19,6 \text{ kg ml}$$

- poids du garde corps (privé)

$$30 \text{ kg/ml}$$

- charge transmise par les réactions des marches

$$\frac{240 \times 1}{0,30}$$

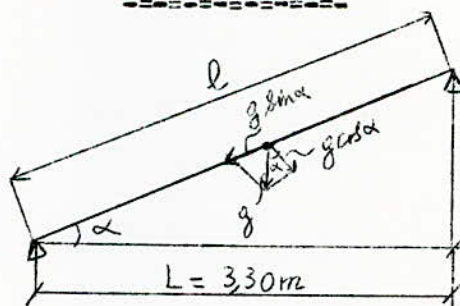
$$0,30$$

$$\frac{800 \text{ kg/ml}}{0,30}$$

$$g = 989,6 \text{ kg/ml}$$

on prend donc comme charge totale

$$g = 1000 \text{ kg/ml.}$$



Cette charge g peut se décomposer :

- en $g \cos \alpha$ perpendiculaire au limon ;
- en $g \sin \alpha$ dans le sens du limon

$g \cos \alpha$ fléchit la poutre de portée l

mais $g \cos \alpha$ intéresse 1 m horizontal, la charge du mètre

courant incliné n'est que $g \cdot \cos^2 \alpha$; le moment de flexion dans

la poutre est donc.

$$M = \frac{g \cos^2 \alpha \cdot l^2}{8}, \text{ mais } l = \frac{L}{\cos \alpha}$$

$$\text{d'où } M = g \frac{L^2}{8}$$

C'est-à-dire que le moment dans la poutre inclinée est le même que celui de la poutre de même portée horizontale et chargée de g kg/ au ml.

Pour l'effort tranchant :

$$T = g \cos^2 \alpha \cdot \frac{l}{2} = \frac{g L}{2} \cdot \cos \alpha$$

Ce qui précède exprime l'effet de la composante $g \cos \alpha$. Reste l'effet de $g \sin \alpha$ qui est un effort normal par ml horizontalement.

L'effort total vaut $g L \sin \alpha$

Comment est-il équilibré ?

Si on admet que les conditions d'appuis sont identiques en haut sur la poutre palière supérieure, et en bas sur la poutre palière inférieure, il en résulte deux efforts $g L \frac{\sin \alpha}{2}$ à chaque extrémité donnant, avec l'effort tranchant $g L \frac{\cos \alpha}{2}$ une résultante $g \frac{L}{2}$, verticale bien entendu.

Ceci implique à partir de l'axe de la poutre un effort normal de traction variant de 0 à $g L \frac{\sin \alpha}{2}$ et une même distribution en compression dans la moitié inférieure.

Pratiquement il n'y a d'ailleurs pas lieu de tenir compte pour le limon, les contraintes y correspondantes étant très faibles.

$$\sin \alpha = 0,503.$$

$$g L \frac{\sin \alpha}{2} = \frac{1000 \times 3,30 \times 0,503}{2} = 826 \text{ kg}$$

Pour une section de 70 X 8 du limon ; la contrainte : $R = \frac{826}{70 \times 8} = 1,49 \text{ kg/cm}^2$

est négligeable aussi bien en traction qu'en compression.

.Détermination des armatures

$$M = 1000 \times \frac{3,3^2}{8} = 1360 \text{ kg.m}$$

$$M' = \frac{15.1360}{2800 \times 68^2} = 0,000197$$

$$\text{d'où } K = 700 \rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{700} = 4 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2$$

Le pourcentage minimal n'étant pas vérifié, on prend donc comme section celle correspondant au pourcentage minimal ; soit 2 T 8

. Résistance à l'effet tranchant

$$T = 1000 \times 3,30 \cdot \frac{0,863}{2} = 1420 \text{ kg}$$

$$Z = \frac{7}{8} \cdot 68 = 59,5 \text{ cm.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b Z} = \frac{1420}{8 \times 59,5} = 2,98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \rightarrow \tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}'_b, \text{ d'où}$$

$$4 \text{ kg/cm}^2 < 67,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 2,98 < 3,5 \times 5,8 \text{ (Vérifié)}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{en} \rightarrow \rho_a = 1 - \frac{2,98}{9 \times 5,8} = 0,943 > \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,943 \times 2400 = 2260 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 2 \phi 5 \text{ Adx} = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$t \leq \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot Z}{T} = \frac{0,39 \times 2260 \times 59,5}{1420} = 37 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 68 \left(1 - \frac{0,3 \times 2,98}{5,8}\right) = 57,5 \text{ cm}$$

$$\bar{t} \gg 0,2 h = 13,6 \text{ cm}$$

On prend donc t = 30 cm

• Traction des armatures inférieures

Aux appuis de Rive, on vérifie que

$$A \bar{\sigma}_a \gg T \rightarrow 1 \times 2800 > 1420 \text{ (Vérifié)}$$

• Entraînement des armatures de traction

$$\tau_d = \frac{1420}{5,03 \times 59,5} = 4,75 \text{ kg/cm}^2$$

On vérifie que

$$\tau_d < \bar{\tau}_d \rightarrow 4,75 < 16,3 \text{ (Vérifié)}$$

• Ancrage des armatures

Aux appuis de Rive, on a

$$\bar{\sigma}_a = \frac{T}{A} = \frac{1420}{1} = 1420 \text{ kg/cm}^2$$

La longueur d'ancrage par scellement droit est donc

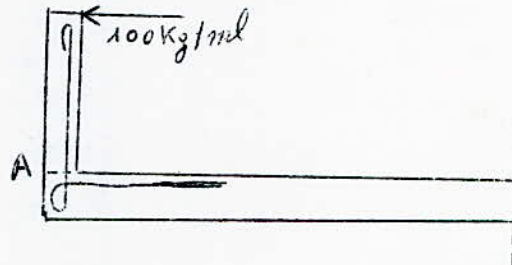
$$l_d = \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{4 \cdot \bar{\sigma}_d} = \frac{0,8 \times 1420}{4 \times 16,3} = 17,4 \text{ cm soit } 20 \text{ cm}$$

• Effet de la surcharge horizontale

Il s'agit de la surcharge horizontale du garde corps soit

$$100 \times 1,2 = 120 \text{ kg/ml}$$

On considère 1 ml du limon



$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}, \quad W = \frac{1}{6} b \cdot h^2 = \frac{1}{6} \times 100 \times 12^2 = 2400 \text{ cm}^3$$

$$\text{d'où } \sigma = \frac{120}{12 \times 100} + \frac{120 \times 100}{2400} = 0,10 + 5,00 = 5,10 \text{ kg/cm}^2$$

$< 5,8 \text{ kg/cm}^2$ (Vérifié)

ETUDE DE LA DALLE

I) Détermination des efforts

. Coffrage

$l_x = 1,50 \text{ m}$

$l_y = 4,00 \text{ m}$

$\frac{400}{40} \leq c \leq \frac{400}{30}$, donc on prend $c = 12 \text{ cm}$

$\xi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{150}{400} = 0,375 \quad 0,4$

La dalle porte donc dans le sens l_x

. Charge sur la dalle par m^2

- poids propre de la dalle

$2500 \times 0,12 \qquad 300 \text{ Kg}/m^2$

- revêtement, carrelage en mortier ciment $65 \text{ Kg}/m^2$

- Enduit de planéité $21 \text{ Kg}/m^2$

- Surcharge

$400 \times 1,2 \qquad 480 \text{ Kg}/m^2$

Total = $866 \text{ Kg}/m^2$

On prend donc une charge totale de

$870 \text{ Kg}/m^2$

$M_x = q \frac{l_x^2}{8} = 870 \times \frac{1,5^2}{8} = 245 \text{ Kg}/m$

. Détermination du taux de travail admissible

-- $\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma'_{28}$, d'où

$\bar{\sigma}_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,6 \times 1 \times 270 = 135 \text{ Kg}/cm^2$

-- $\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,0257 \times 270 = 5,8 \text{ Kg}/cm^2$

(Voir chapitre A).

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{5} \bar{\sigma}_c = 2 \times 4200 = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

ces barres en acier Tor sont utilisées à condition que

$$\sigma_{bo} \leq 20 (1 + 1,25 \psi_a), \text{ comme } \psi_d = 2, \text{ on a}$$

$$67,5 \text{ Kg/cm}^2 < 57,5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

. Détermination des armatures

$$\mu' = \frac{15 \cdot 24500}{2800 \times 100 \times 10,6^2} = 0,01165$$

$$\mu' = 0,01165 \begin{cases} K = 88,5 \\ \omega = 0,0819 \end{cases} \rightarrow \sigma'_b = \frac{2800}{88,5} = 31,7 \text{ Kg/cm}^2 < 135 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_x = \frac{0,0819 \times 100 \times 10,6}{100} = 0,87 \text{ cm}^2$$

Vérification du pourcentage minimal d'armature

Dans le sens lx, on vérifie

$$\frac{100 A_x}{b h x} \geq 54 \cdot (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h t}{h x} \right)^2 \rightarrow \frac{100 \times 0,87}{100 \times 10,6} \geq$$

$$54 \cdot 1,625 \times \frac{5,8}{2800} \frac{12}{10,6}^2$$

d'où

$$0,082 < 0,233 \text{ (pas vérifié), on prend donc le}$$

pourcentage minimal d'armature

$$A_x = 0,233 \times 10,6 = 2,47 \text{ cm}^2$$

Comme on choisit des T8 (IT8 = 0,5 cm²), le nombre des barres

est

$$\frac{2,47}{0,5} = 4,94 \text{ d'où l'écartement } \frac{100}{4,94} = 20,2 \text{ cm}$$

L'écartement limite des armatures dans la direction lx est $c=3 \times 12=36$ cm

On prend donc des T 8 tous les 20 cm

les armatures de répartition A_y est

$$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{2,47}{4} = 0,617 \text{ cm}^2$$

Vérification du pourcentage minimal d'armature

On vérifie

$$\frac{100 A_y}{b h y} \geq 54 \times 0,35 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h_y} \right)^2 \rightarrow \frac{100 \times 0,617}{100 \times 9,8} \geq 54 \times 0,35 \times \frac{5,8}{2800} \left(\frac{12}{9,8} \right)^2$$

d'où

$$0,063 > 0,0586 \quad (\text{Vérifié})$$

Comme on choisit des T 6, le nombre des barres est

$$\frac{0,617}{0,28} = 2,2 \quad , \quad e = \frac{100}{2,2} = 45,5 \text{ cm}$$

L'écartement limite des armatures dans la direction ly est

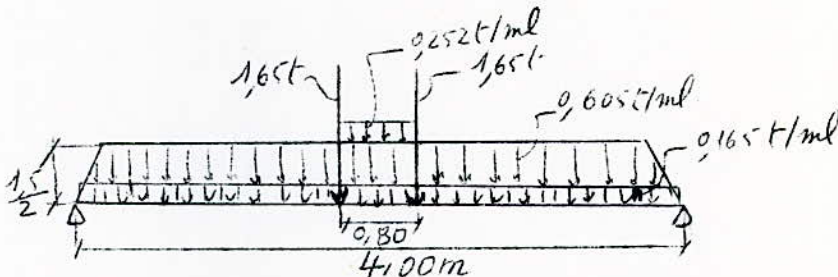
$$c = 4 \times 12 = 48 \text{ cm} \quad , \quad \text{on prend donc des}$$

T 6 tous les 45,5 cm.

ETUDE DE LA POUTRE PALIERE DE LA PREMIERE VOLÉE

. Estimation des charges

- poids propre de la poutre
 $2500 \times 0,20 \times 0,30$ 150 Kg/ml.
- poids de l'enduit
 $1400 \times 0,01 (2 \times 0,30 + 0,20)$ 11,2 Kg/ml.
- poids du garde corps sur la poutre
 $2500 \times 0,08 \times 1,10$ 220 Kg/ml.
- poids de l'enduit sur le garde corps
 $1400 \times 0,01 (2 \times 1,10 + 0,08)$ 31,92 Kg/ml.
- charge transmise par la dalle
 $870 \times \frac{1,5}{2}$ 602,5 Kg/ml.
- réaction provenant du limon
 $1000 \times \frac{3,30}{2}$ 1650 Kg.



$$M_0 = 0,165 \times \frac{4^2}{8} + 0,605 \left[\frac{4^2}{8} - \frac{0,75^2}{8} \right] + 1,65 (2 - 0,40) + 0,252 \times \frac{0,80}{4} (4 - 0,40)$$

$$M_0 = 4,32 \text{ tm}$$

$$T_0 = 0,165 \cdot \frac{4}{2} + 0,605 \cdot \frac{4}{2} - \frac{1}{2} \cdot 0,75^2 \times 0,870 + 1,65 + 0,252 \times \frac{0,80}{2}$$

$$T_0 = 3,045 \text{ t.}$$

ETUDE DE LA POUTRE PARAPET N° I

=====

. Estimation des charges

- poids propre de la poutre

$$2500 \times 0,08 \times 1,10$$

220 Kg/ml.

- poids de l'enduit

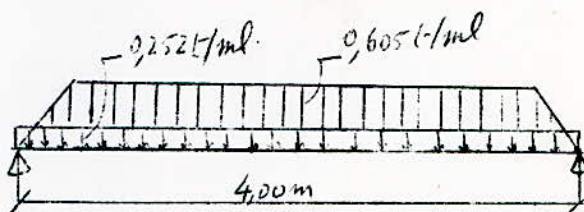
$$1400 \times 0,01 (2 \times 1,1 + 0,08)$$

31,92 Kg/ml.

- Charge transmise par la dalle

$$270 \times \frac{1,5}{2}$$

602,5 Kg/ml.



$$M_0 = 0,252 \times \frac{4^2}{8} + 0,605 \left[\frac{4^2}{8} - \frac{0,75^2}{8} \right] = 1,67 \text{ tm}$$

$$T_0 = 0,252 \times \frac{4}{2} + 0,605 \cdot \frac{4}{2} - \frac{1}{2} \cdot 0,75^2 \times 0,870 = 1,40 \text{ t}$$

ETUDE DE LA POUTRE PARAPET N°2

- poids propre de la poutre

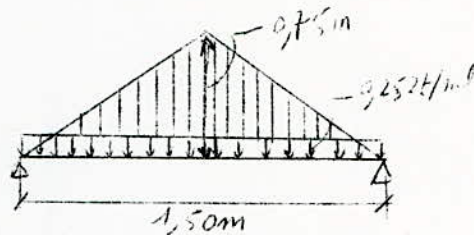
$$2500 \times 0,08 \times 1,10$$

220 Kg/ml.

- poids de l'enduit

$$1400 \times 0,01 (2 \times 1,1 + 0,08)$$

31,92 Kg/ml.



$$M_0 = 0,252 \times \frac{1,5^2}{8} + \frac{1}{2} \cdot 0,75 \times 1,5 \times 0,870 \times \frac{1,5}{6} = 0,193 \text{ Tm}$$

$$T_0 = 0,252 \times \frac{1,5}{2} + \frac{1}{2} \cdot 0,75 \times 1,5 \times 0,870 \cdot \frac{1}{2} = 0,433 \text{ t}$$

ETUDE DU LIMON A B

=====

. Estimation des charges sur A B

- poids propre de la poutre

$$2500 \times 0,20 \times 0,30 \quad 150 \text{ Kg/ml}$$

- poids du mur

$$1300 \times 0,16 \times 3,34 \quad 695 \text{ Kg/ml.}$$

- poids de l'enduit sur le mur

$$1400 \times 0,01 \times 2 \times 3,34 \quad 93,5 \text{ Kg/ml.}$$

- charge transmise par les réactions des marches

$$\frac{240 \times 1}{0,30} \quad 800 \text{ Kg/ml}$$

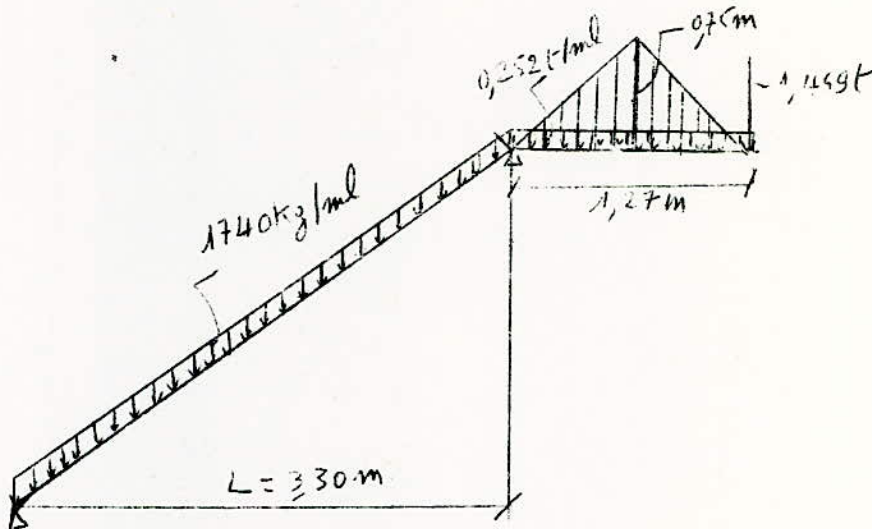
$$\text{Total} = 1738,5 \text{ Kg/ml.}$$

On prend donc comme charge totale

$$1740 \text{ Kg/ml.}$$

. Estimation des charges sur B C

(voir poutre parapet N°2).



Pour le limon AB, on a

$$M_0 = \frac{1,740 \times 3,3^2}{8} = 2,37 \text{ tm}$$

$$T_0 = \frac{1,740 \times 3,3 \cos}{2} = 2,48 \text{ t}$$

Pour la console BC, on a

$$M = 0,252 \times \frac{1,27^2}{2} + \frac{1}{2} \cdot 0,75 \times 1,27 \times 0,870 \times \frac{1}{2} + 1,469 \text{ tm}$$

$$M = 2,327 \text{ tm.}$$

$$T = 0,252 \times 1,27 + \frac{1}{2} \cdot 0,75 \times 1,27 \times 0,870 \cdot \frac{1}{2} + 1,469$$

$$T = 1,996 \text{ t}$$

Chapitre E

ETUDE DES FONDATIONS

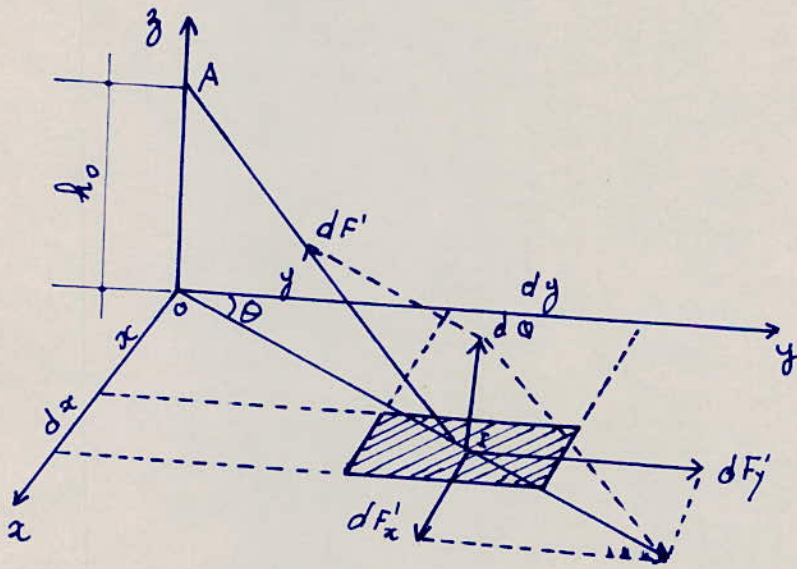
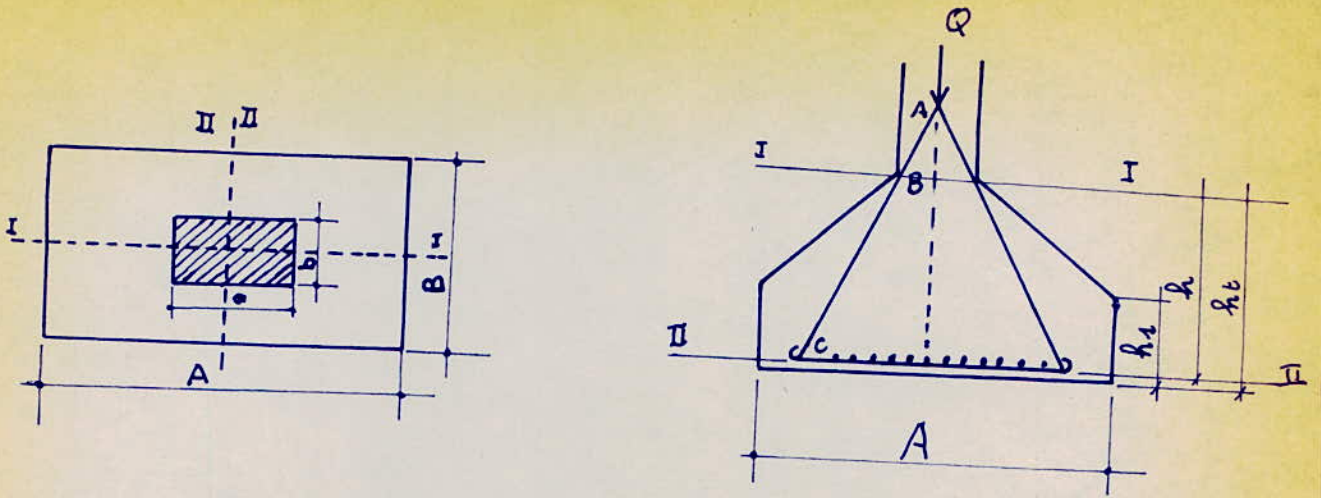


Fig: 1

D'après les Etudes géotechniques faites sur le sol, nous aurons à faire à un sol de résistance moyenne à une profondeur de 1,50 m, dont la contrainte moyenne est

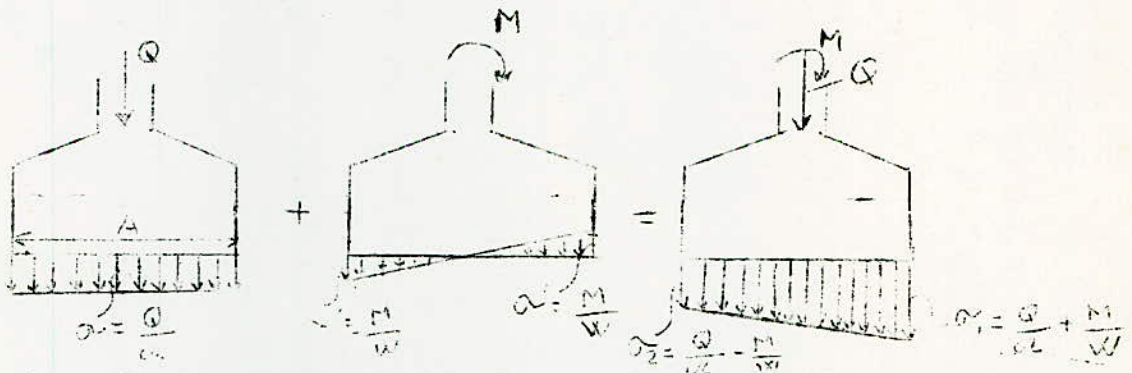
$$q_a = 3 \text{ kg / cm}^2$$

I) Calcul des fondations

a) généralités

Une semelle est par définition un organe qui assure la transmission des charges de la superstructure au sol .

b) Dimensionnement



Dans le dimensionnement de la semelle, on doit d'arranger pour éviter les contraintes de traction dans le sol car elles aurent pour effet de décoller la semelle du sol on doit s'arranger pour que le sol soit comprimée . On suppose une variation trapézoidale des contraintes . Soit e l'excentricité de l'effort normal ; $e = \frac{M}{Q}$, pour que le sol sous la semelle soit entièrement comprimée , il faut que $e \leq \frac{A}{6}$,

$$q_a \geq \frac{Q}{A^2} + \frac{M}{I} \cdot V, \text{ avec}$$

$$I = A \cdot B, \quad I = B \cdot \frac{A^3}{12}, \quad V = \frac{A}{2}, \quad B = \frac{b}{a} \cdot A = \lambda A, \quad \lambda = \frac{b}{a}$$

$$q_a \geq \frac{Q}{A^2} + \frac{6M}{A^3}, \text{ posons } \mu = \frac{Q}{q_a}, \quad V = \frac{6M}{q_a}, \text{ on a}$$

$$\boxed{A^3 - \mu A - V \geq 0}$$

L'étude de cette inéquation permet de déterminer la valeur de A

C) Détermination des armatures

) étude des semelles

On a une semelle soumise à une charge verticale et un moment M_{gx} qui sont dus à la charge permanente. Comme le vent change de direction, la semelle sera soumise en plus des charges permanentes, à des charges dus au vent selon que le vent agit de droite à gauche, ou de gauche à droite; la semelle sera donc étudiée suivant 3 cas

- Charge permanente
- Charge permanente + Vent agissant de droite à gauche
- charge permanente + Vent agissant de gauche à droite

On garde la plus grande section d'armature et les plus grandes dimensions de la semelle ($A \times B$), suivant les 3 cas ci dessus indiquées, qu'on vérifie également lorsque le vent agit dans le sens longitudinal de la construction

B) méthode de calcul

On utilise la méthode des bielles car elle est vérifiée par l'expérience, cette méthode suppose que les efforts sont transmis du poteau à la semelle par l'intermédiaire des

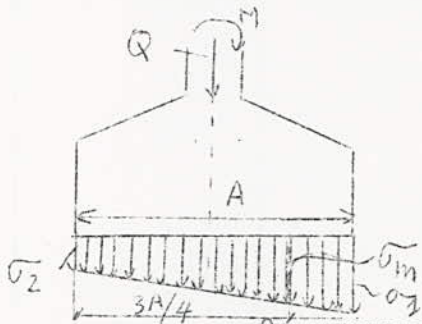
Comme :

$$h_0 = \frac{A \cdot h}{A - a} = \frac{B \cdot h}{B - b}$$

$$\text{On a } f'y = \frac{Q(A - a)}{B \cdot h}, \quad F'x = \frac{Q(B - b)}{B \cdot h}$$

$$A'y = \frac{f'y}{\sigma_a}, \quad A'x = \frac{F'x}{\sigma_a}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{3}{5} \sigma \text{ en}$$

) Calcul des armatures.

Dans ce cas, on a

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{Q}{B} + \frac{6 \cdot M}{B \cdot A^2}$$

$$\bar{\sigma}_2 = \frac{Q}{B} - \frac{6 \cdot M}{B \cdot A^2}$$

On suppose que la compression est uniforme et ayant pour valeur, celle correspondant au quart de la longueur de la section ;

$$\bar{\sigma}_m = \frac{3\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2}{4}$$

On calcule $Q' = \bar{\sigma}_m \cdot B \cdot A$

$$F'y = Q' \frac{(A - a)}{B \cdot h}, \quad F'x = \frac{Q' \cdot (B - b)}{B \cdot h}$$

d'où les armatures $A'y$, $A'x$

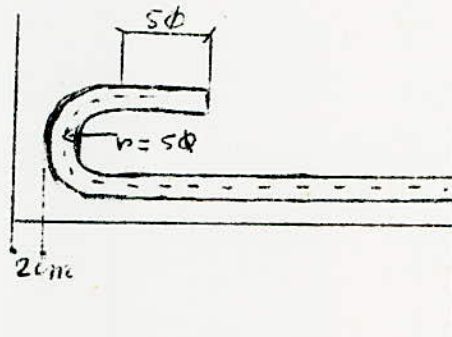
II) Ancrage des armatures

Afin d'assurer une résistance suffisante des armatures pour s'opposer au glissement des bielles il faut prévoir des crochets ordinaires aux extrémités des barres .

La condition de non écrasement du béton dans l'ancrage est donc

$$\lambda \geq 0,10 \phi \cdot \frac{\sigma_a}{\sigma_{bo}} \left(1 + \frac{\phi}{d} \right) \lambda$$

$\lambda = 1$ pour une seule nappe ancrée



Change des semelles (longrines)

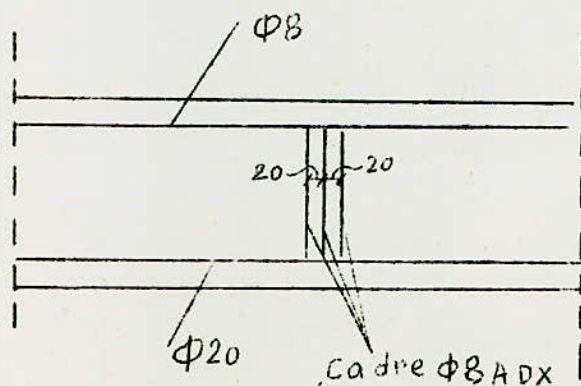
Il est recommandé de lier les semelles au moyen d'éléments appelés "longrine" ou "chainage", ou "poutre **trainante**". Ces éléments permettent aux semelles de mieux résister aux tassements différentiels ainsi qu'aux efforts

Honrizontaux (séisme , vent) il faut que ces longrines doivent être assez rigides pour lui en remplir les fonctions qu'on attend d'elles .

Les longrines soumises au poids de terre situé au dessus elles ne se calculent pas pour les raisons suivantes .

- Les surcharges varient souvent d'un point à l'autre Ainssi , on les arme forfaitement 0,6 à 1% avec des cadres (ϕ 6 ou ϕ 8 Adx) espacés de 20 à 25 m

On adopté le ferrailage suivant



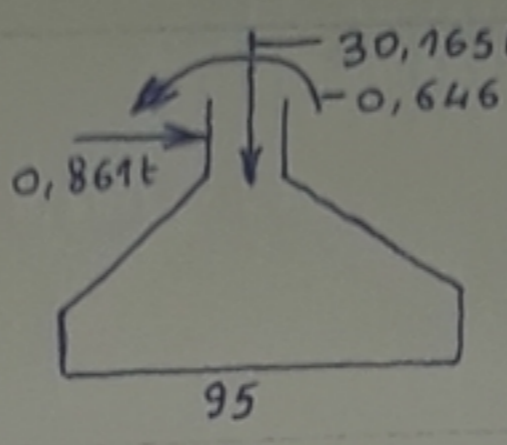
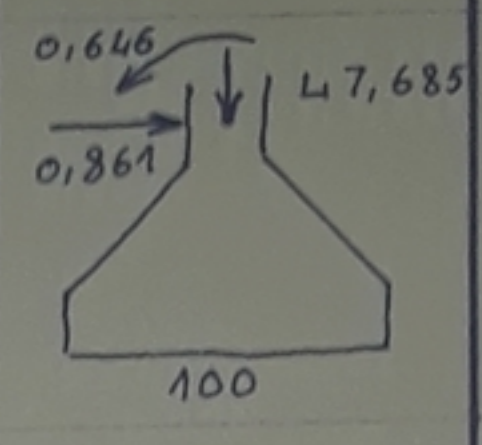
$t = 20,1m$

Charge permanente + vent agissant.
dans la direction longitudinale de la construction

P13 00971

ad. is P.

329

Fondation: repérage	A ₁	B ₁
Charge transmise par le poteau (t, tm)		
Dimensions de la semelle (cm x cm)	95 x 190	100 x 200
Dimensions du poteau A x B (cm x cm)	20 x 40	20 x 40
Condition de non vérification de T $h \geq \frac{A-a}{4}$ (cm)	18,75	20
Condition de non vérification de T $h \geq \frac{B-b}{4}$	37,5	40
Hauteur adoptée h (cm)	42	42
Hauteur adoptée ht	45	45
Contrainte maximale σ_1 Kg/cm ²	1,79 < 3	2,462 < 3
Contrainte minimale σ_2 Kg/cm ²	1,61	2,306
$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$	1,745	2,423
$Q' = \sigma_m \cdot A \cdot B$	31500	48460
$F'_x = \frac{Q'(A-a)}{8h} \text{ Kj}$	7050	11500
$A'_x = \frac{F'_x}{\frac{3}{5}\sigma_{en}}$ (cm ²)	2,8	4,57
Ferrailage	6 T8	10 T8
$F'_y = \frac{Q(B-b)}{8h}$ (cm ²)	13400	22700
$A'_y = \frac{F'_y}{\frac{3}{5}\sigma_{en}}$	5,34	9,00
Ferrailage	7 T10	8 T12
Le sol sous la semelle est entièrement comprimé si: $e = \frac{M}{N} \leq \frac{A}{6}$	0,850 < 15,80 (Vérifié)	0,538 < 16,66 (Vérifié)

SECTION I

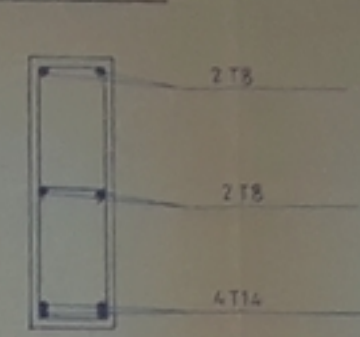
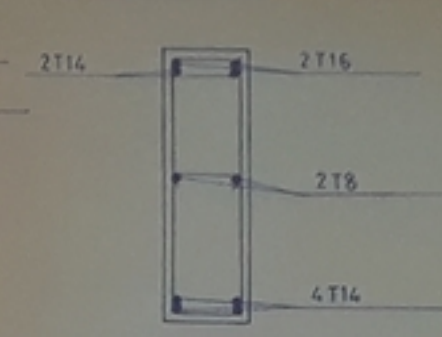
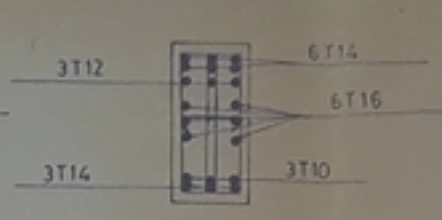
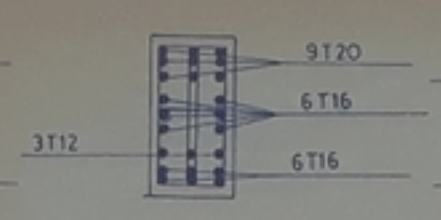
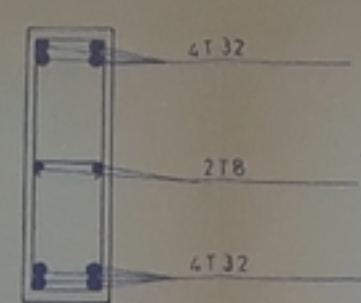
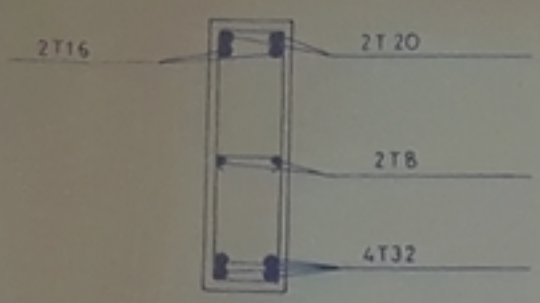
SECTION II

SECTION III

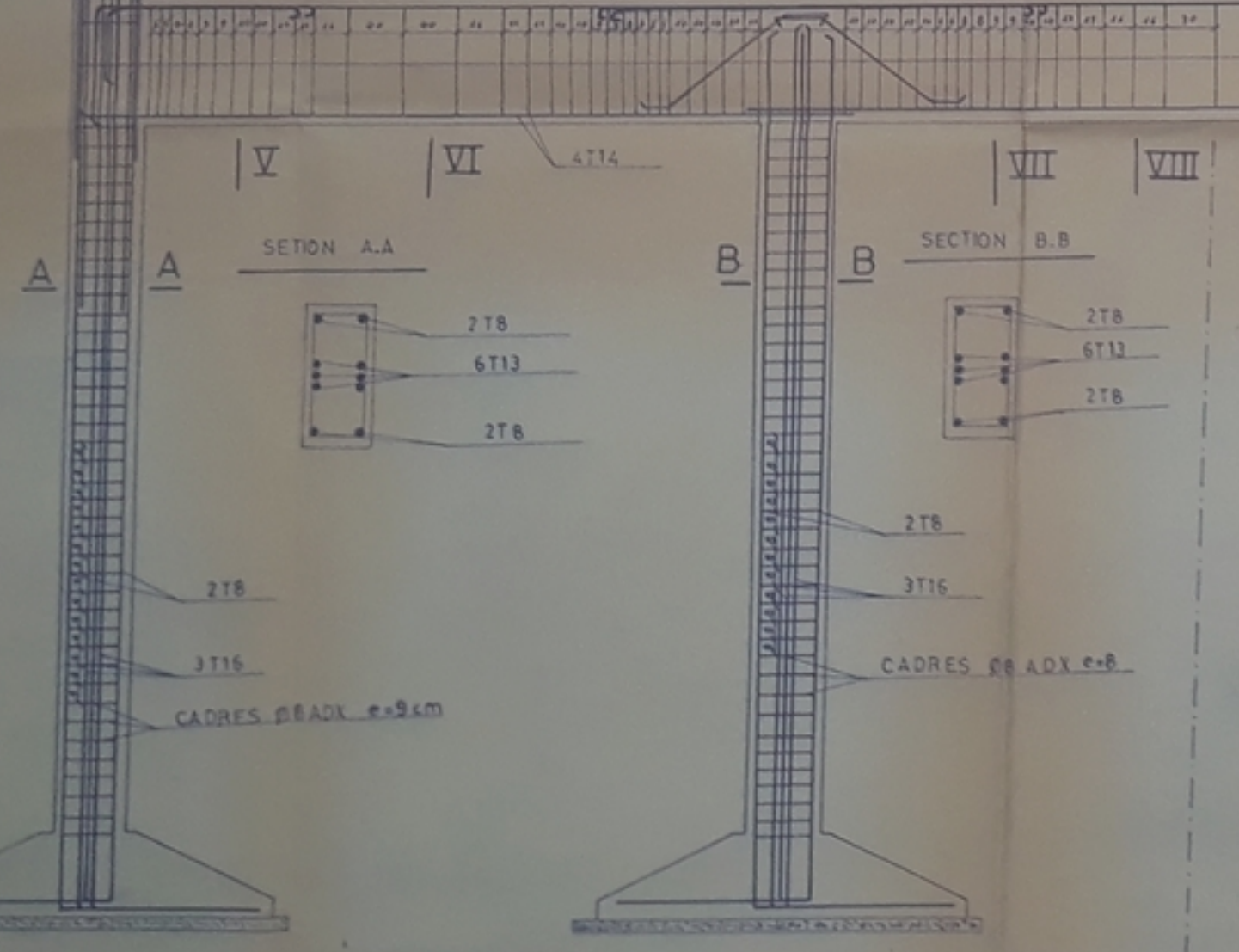
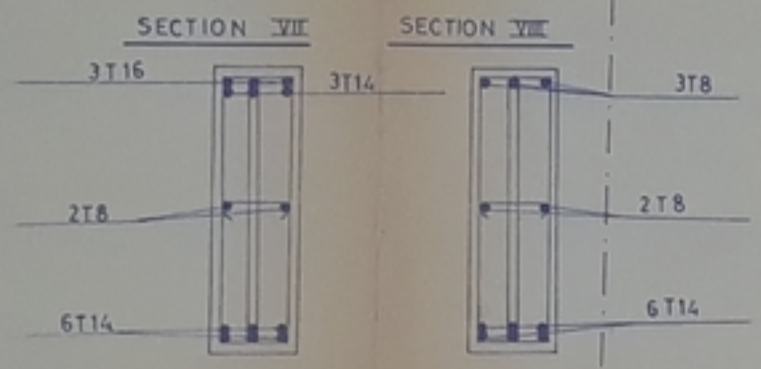
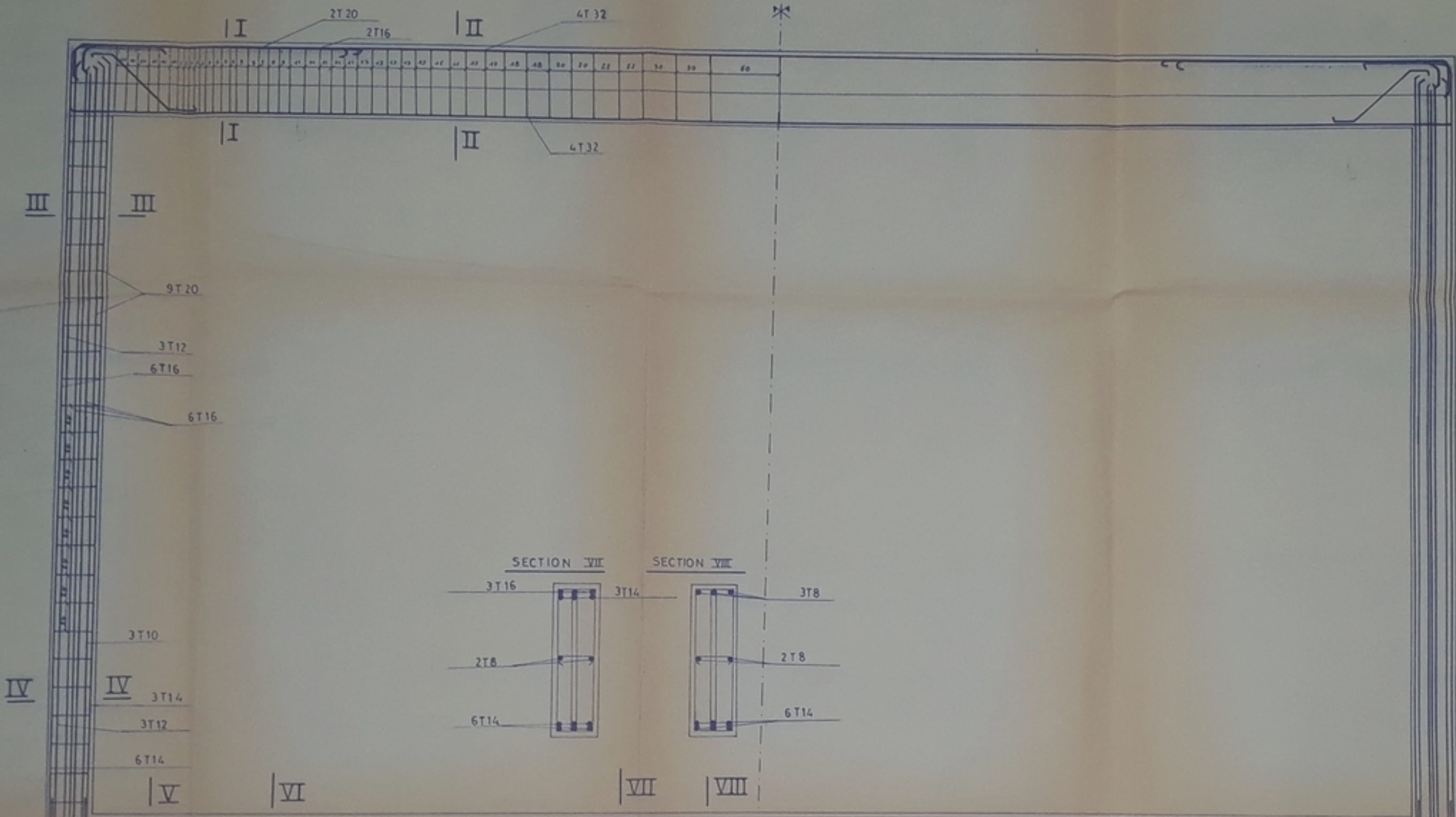
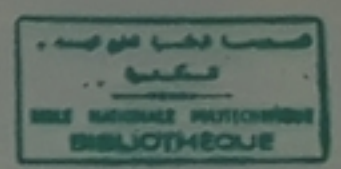
SECTION IV

SECTION V

SECTION VI

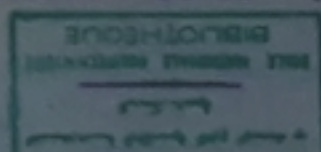


echelle 1/10



PB00971
-1-

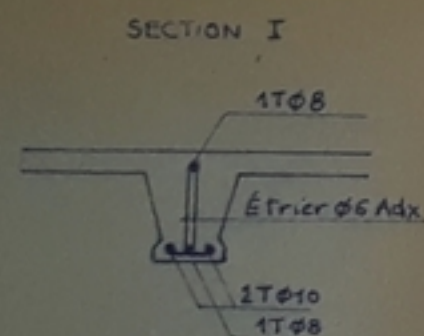
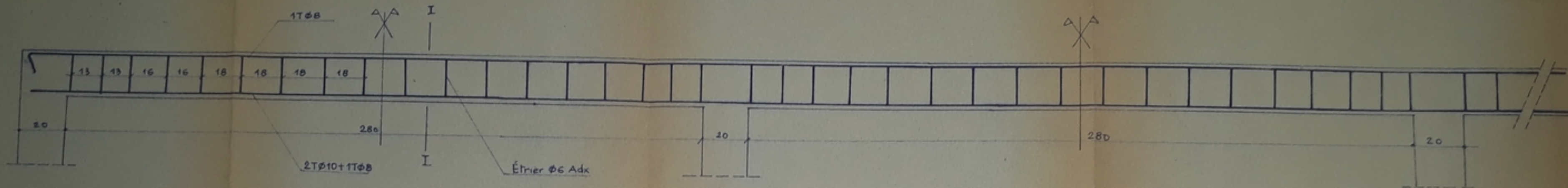
UNIVERSITE D'ALGER
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL



**BÂTIMENT
 SCOLAIRE**

projet de S.TOUATI & H.ZERROUG
 sous la conduite de M. SLAVKOV
 ingenieur diplome

PORTIQUE TRANSVERSAL INT.
 FERRAILLAGE



المكتبة
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 BIBLIOTHEQUE

PB00971

UNIVERSITÉ D'ALGER
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

المكتبة
 المكتبة
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 BIBLIOTHEQUE

**BÂTIMENT
 SCOLAIRE**

projet de S.TOUATI & H.ZERROUG
 sous la conduite de Mr. SLAVKOV
 ingénieur diplômé

SALLE DES ACTES
 POUTRELLE TERRASSE
 FERRAILLAGE

ALGER
 1971
 ECHELLE
 1/10

BÂTIMENT
SCOLAIRE

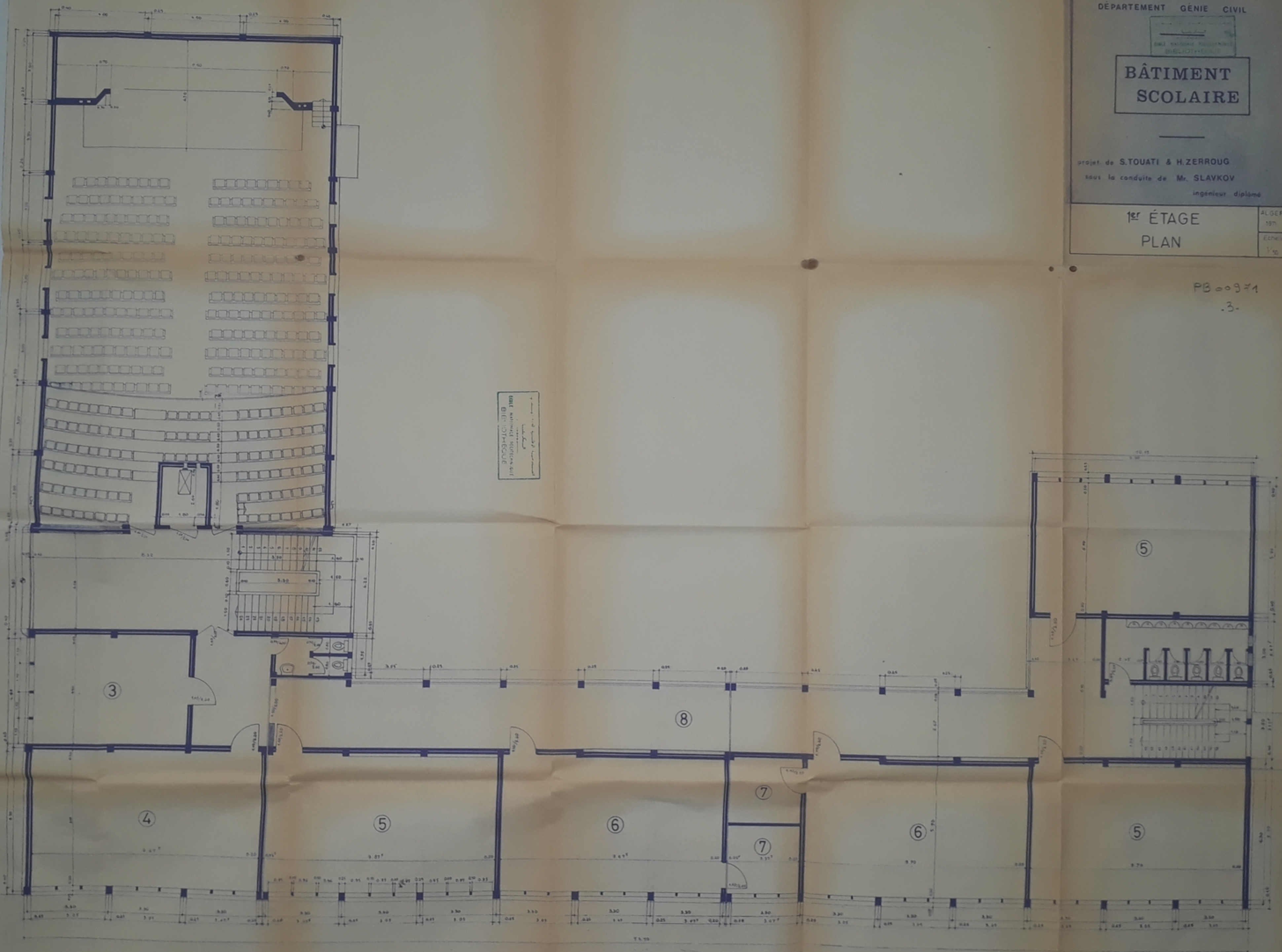
projet de S.TOUATI & H.ZERROUG
sous la conduite de Mr. SLAVKOV
ingénieur diplômé

1^{er} ÉTAGE
PLAN

ALGER
1971
Echelle
1/50

PB 00971

.3-



**BÂTIMENT
SCOLAIRE**

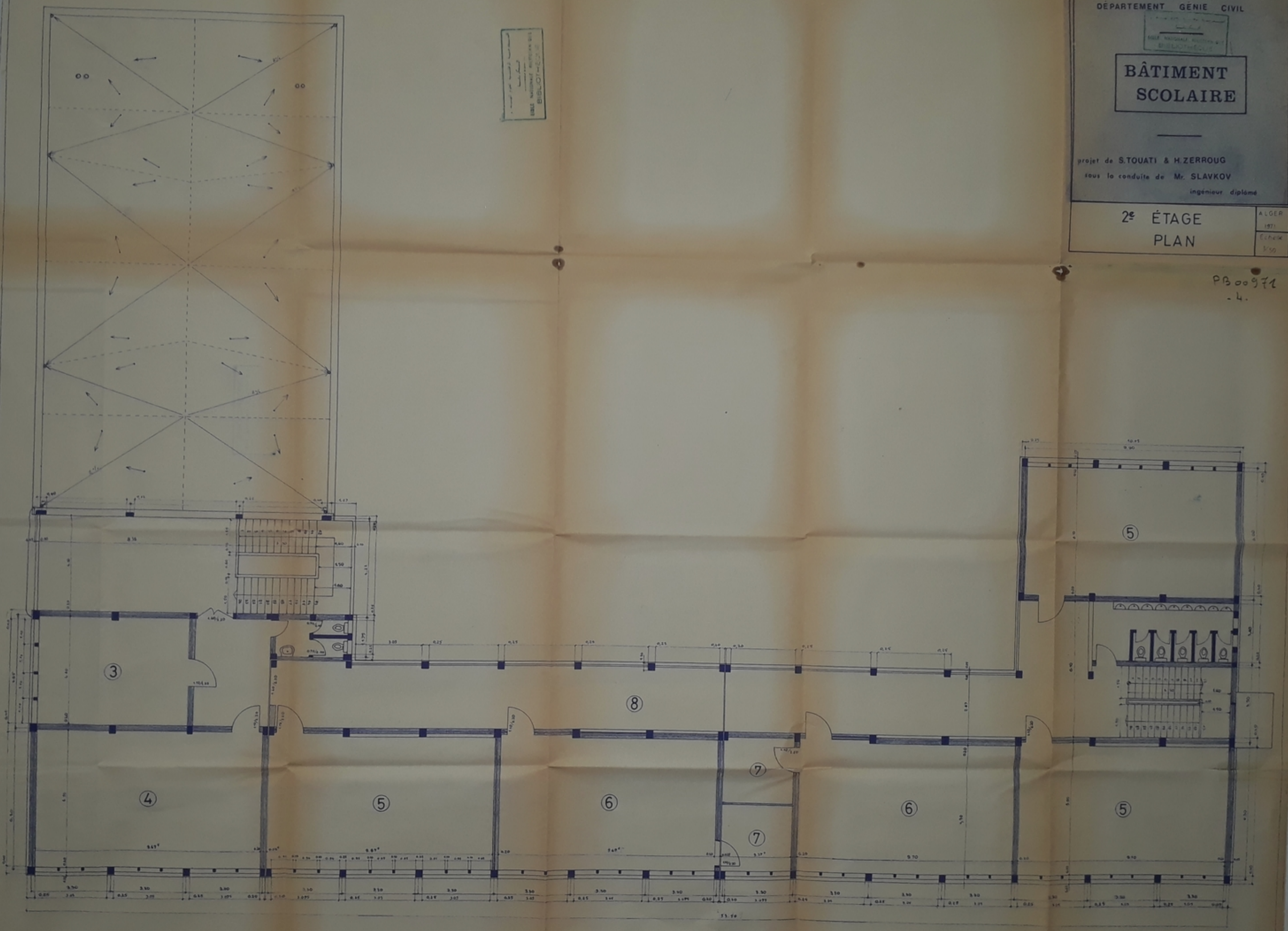
projet de S.TOUATI & H.ZERROUG
sous la conduite de Mr. SLAVKOV
ingénieur diplômé

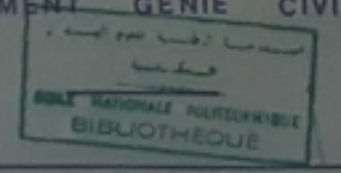
2^e ÉTAGE
PLAN

ALGER
1971
C. H. H. K.

PB 00971
- 4.

مكتبة جامعة الجزائر
BIBLIOTHÈQUE
UNIVERSITAIRE





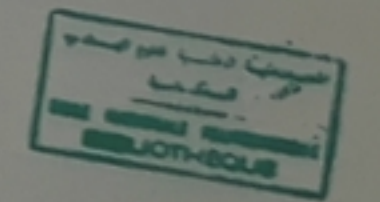
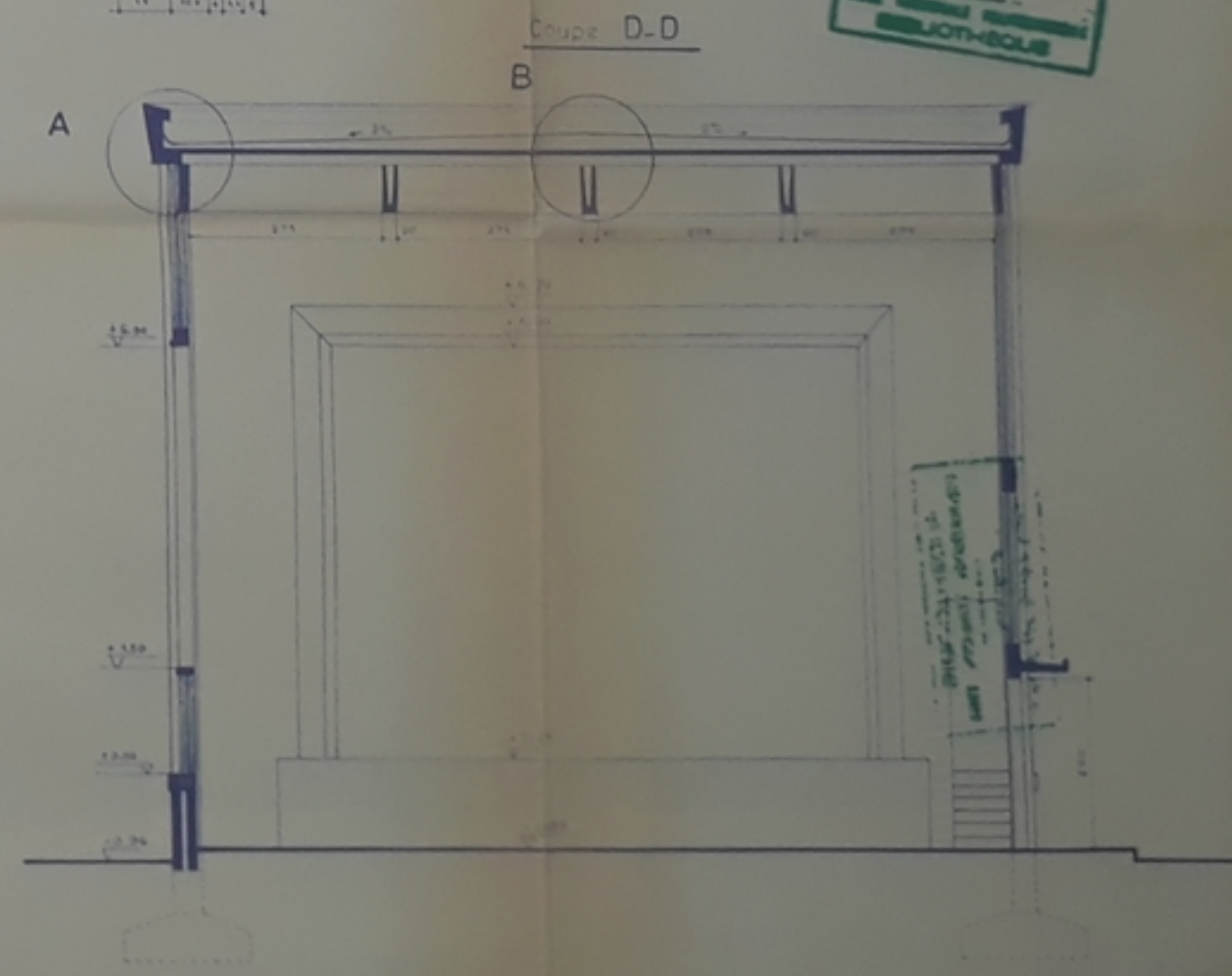
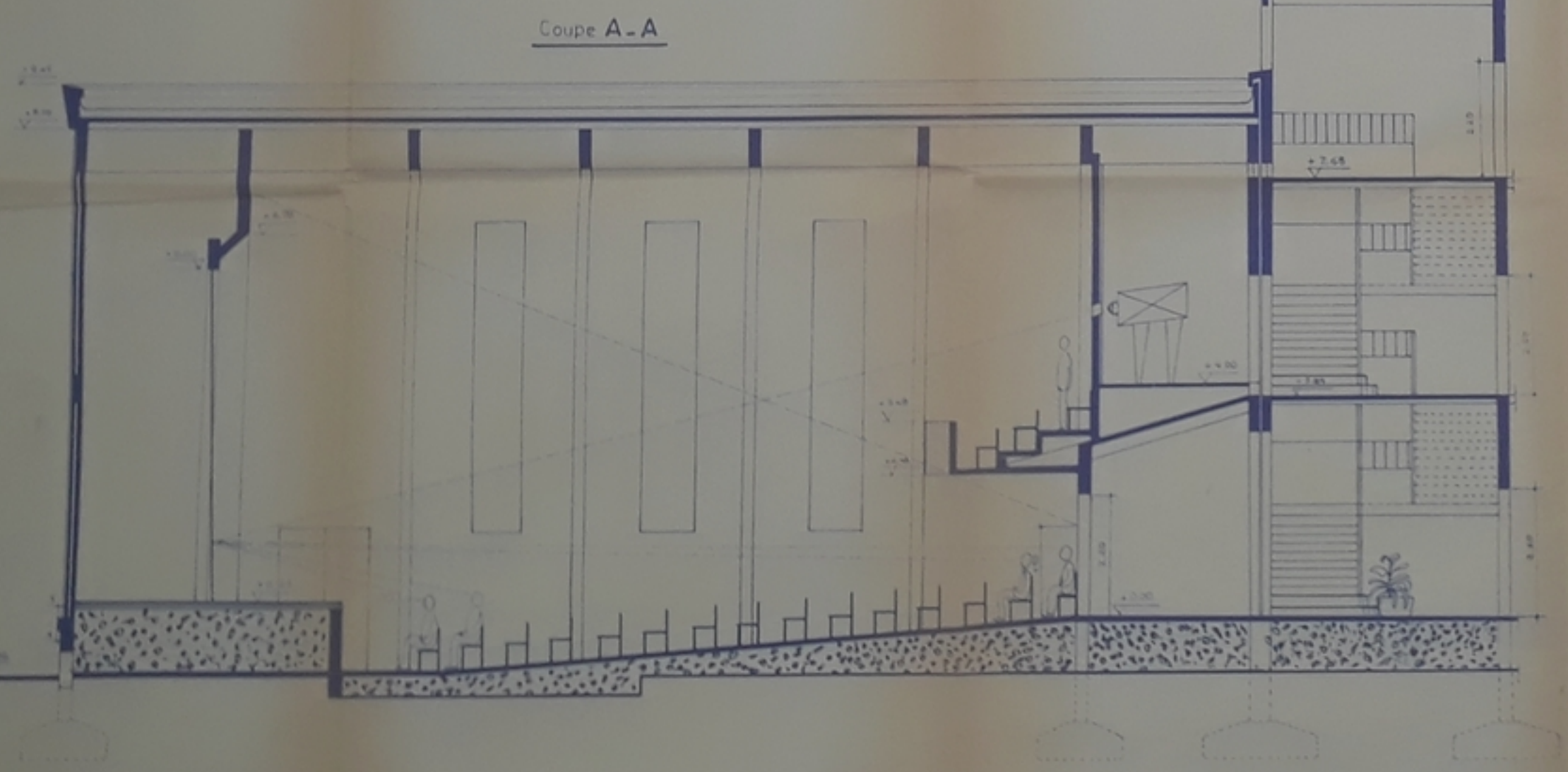
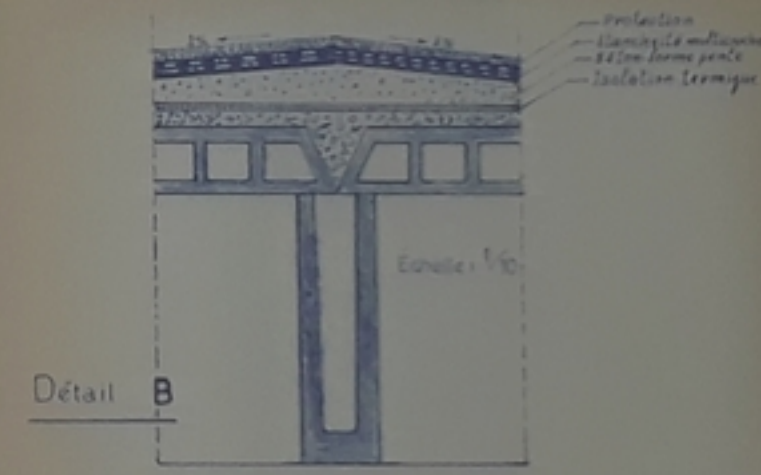
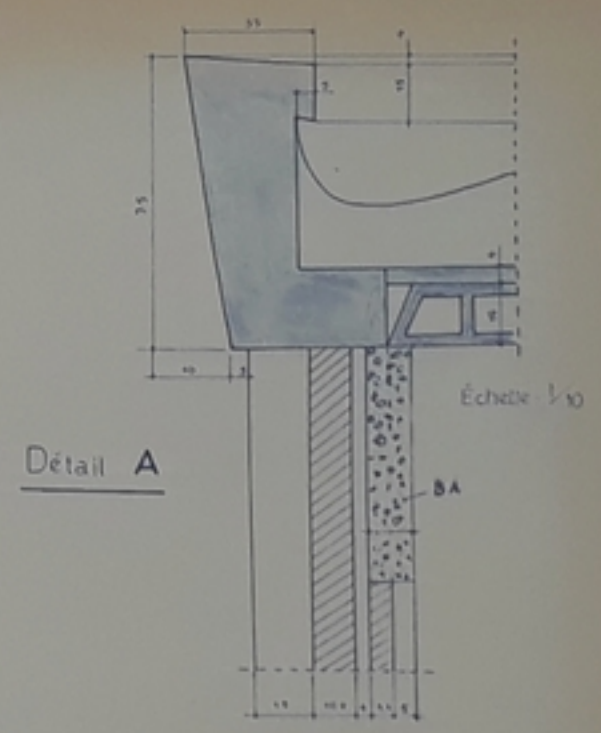
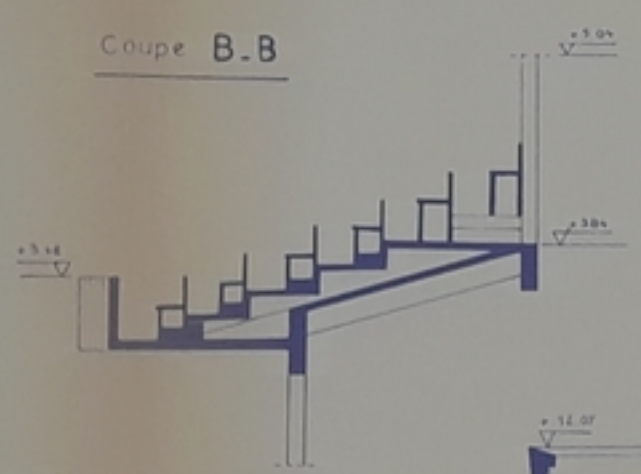
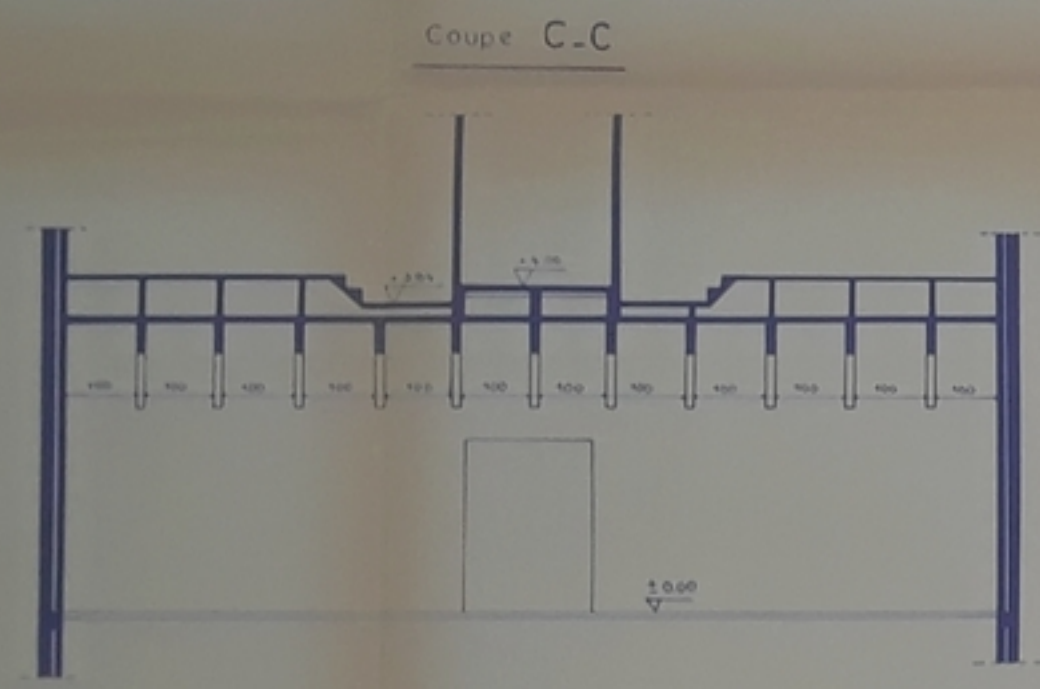
**BÂTIMENT
 SCOLAIRE**

Projet de S. TOUATI & H. ZERROUG
 sous la conduite de Mr. SLAVKOV
 ingénieur diplômé

SALLE DES ACTES
 COUPES

ALGER
 1971
 Échelle

PB00271
 .5-



BIBLIOTHÈQUE

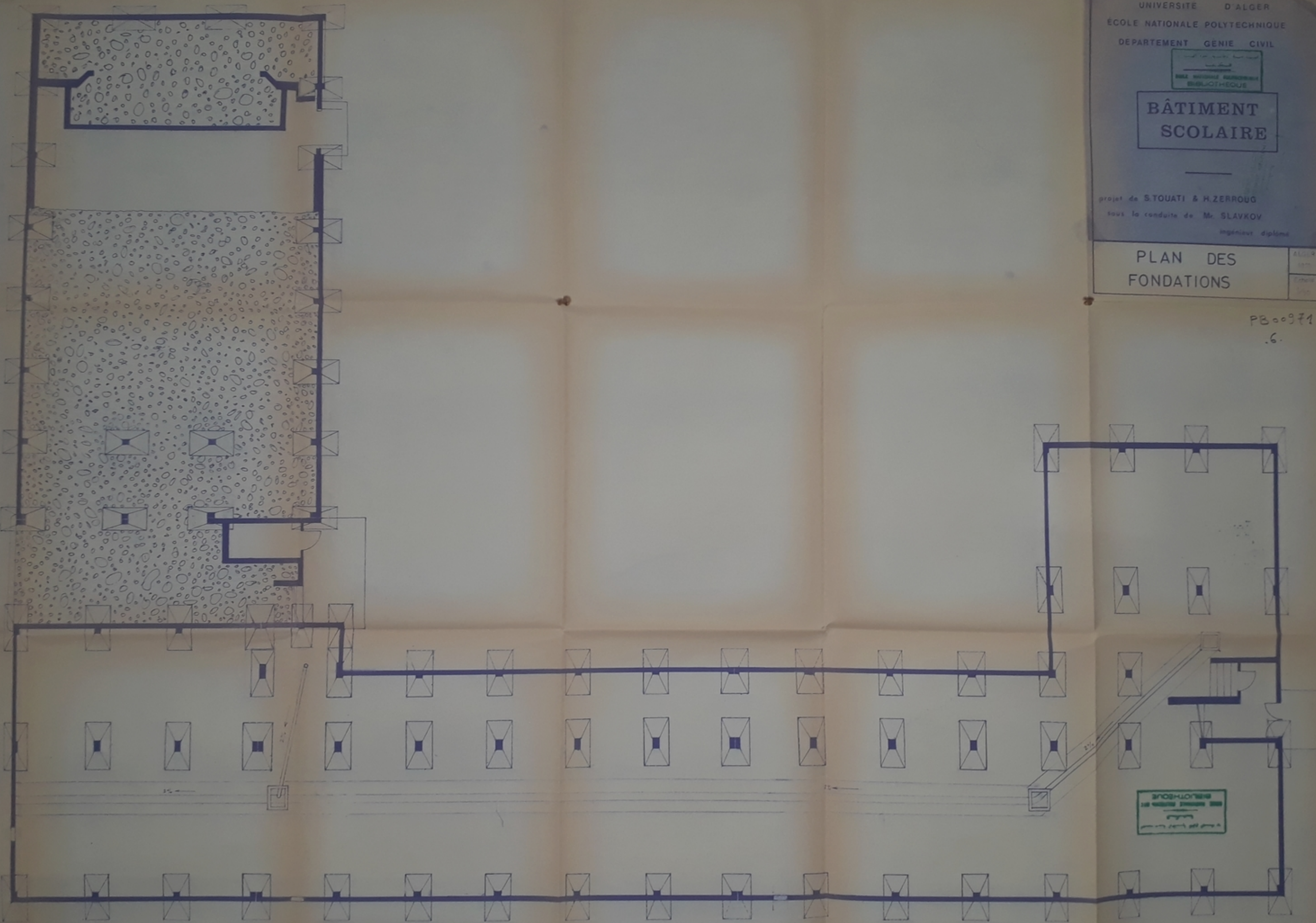
**BÂTIMENT
SCOLAIRE**

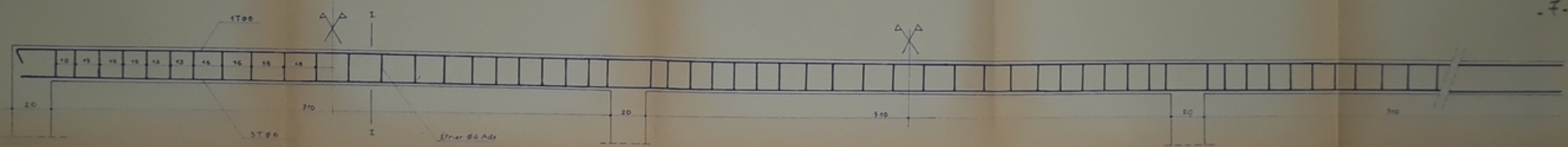
projet de S. TOUATI & H. ZERROUG
sous la conduite de Mr. SLAVKOV
ingénieur diplômé

**PLAN DES
FONDATIONS**

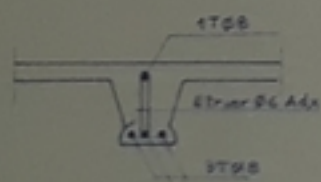
ALGER
Échelle
1/500

PB 00971
.6.





SECTION I



UNIVERSITE D'ALGER
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

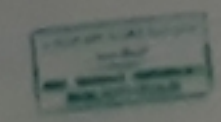
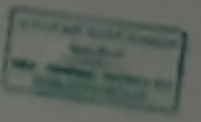
**BÂTIMENT
 SCOLAIRE**

projet de S.TOUATI & H.ZERROUG
 sous la conduite de Mr. SLAVKOV
 ingénieur diplômé

CORPS D'ÉTUDE
 POUTRELLE PLANCHER
 FERRAILLAGE

ALGER
 1971
 ÉCHELLE
 1/10

PG-1011
-4-



PROJET DE BÂTIMENT
ÉLÉMENTAIRE
BÂTIMENT
SCOLAIRE

BIBLIOTHÈQUE
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



بکتابخانه
مدرسه ملی پلی‌تکنیک
BIBLIOTHÈQUE
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

BIBLIOTHÈQUE
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

UNIVERSITÉ D'ALGER
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE
DÉPARTEMENT GENIE CIVIL

BÂTIMENT SCOLAIRE

projet de : S. TOUATI & H. ZERROUG
sous la conduite de : Mr. SLAVKOV
ingénieur diplômé

FACADE EST

ALGER 1951
ÉCHELLE 1/50

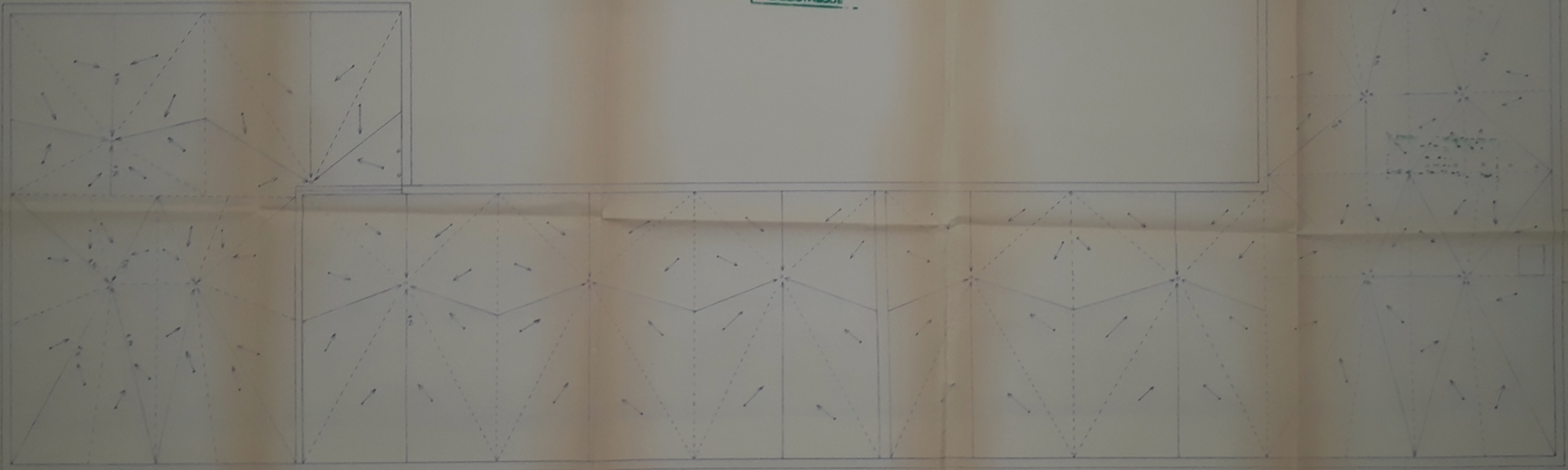
BÂTIMENT
SCOLAIRE

projet de S. TOUATI & H. ZERROUG
sous la conduite de M. SLAVKOV
ingénieur diplômé

TOITURE TERRASSE
ÉCOULEMENT DES EAUX

بمكتبة جامعة الجزائر
جامعة الجزائر
BIBLIOTHÈQUE

بمكتبة جامعة الجزائر
جامعة الجزائر
BIBLIOTHÈQUE



جامعة الجزائر
مكتبة
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

PB 00371
- 11 -



جامعة الجزائر
مكتبة
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

جامعة الجزائر
مكتبة
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

UNIVERSITÉ D'ALGER
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

جامعة الجزائر
مكتبة
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

BÂTIMENT SCOLAIRE

Projet de S.TOUATI & H.ZERROUG
sous la conduite de Mr. SLAVKOV
ingénieur diplômé

FAÇADE NORD
VUE

ALGER
1971
Echelle
1/50

جامعة الوطنيه للعلوم والتقنيه
البيروت
Ecole Nationale Polytechnique
BIBLIOTHEQUE



PB00971
12-

Ecole Nationale Polytechnique
BIBLIOTHEQUE

UNIVERSITÉ D'ALGER
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

**BÂTIMENT
SCOLAIRE**

Projet de S.TOUATI & H.ZERROUG
sous la conduite de Mr. SLAVKOV
ingénieur diplômé

FAÇADE SUD
VUE

ALGER
1971
Échelle
1/50

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

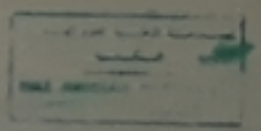
**BÂTIMENT
SCOLAIRE**

projet de S. TOUATI & H. ZERROUG
sous la conduite de Mr. SLAVKOV
ingénieur diplômé

FAÇADE OUEST
VUE

ALGER
1931
Echelle
1/50

PB 00971
.13.



UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

