

UNIVERSITÉ D'ALGER

14/78

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

22x

PROJET DE FIN D'ETUDES

APPARTHOTEL 600 Lits

V S + S S + R C + 5 E

Proposé par :

ONAT : DET

Dirigé par :

M. BONAR

Etudié par :

M. F. LAKHDARI

Promotion Juin 1978

UNIVERSITÉ D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

APPARTHOTEL 600 Lits

V S + S S + R C + 3 E

Proposé par :

ONAT : DET

Dirigé par :

M. BONAR

Etudié par :

M. F. LAKHDARI

Promotion Juin 1978

- Sommaire -

L'étude ci-après présentée comporte le calcul de résistance d'un bâtiment faisant partie d'un appart-hôtel de 600 lits qui doit être réalisé à Sidi - Ferruch.

- 1) Le bloc en question est le bloc D, il comprend un vide sanitaire, un sous-sol un rez de chaussée et trois (3) étages.
Le bâtiment est composé de deux (2) parties, séparées par un joint de dilatation au niveau de l'axe H.
Aux étages courants on utilise des planchers à corps creux (18+4).
Ce plancher est remplacé au niveau du vide sanitaire par une dalle pleine de 20cm.
La hauteur libre entre étages est de 3m. Entre le vide sanitaire et le sous-sol est de 4,5m.

2) - Structure -

On distingue 2 sortes de structures suivant le sens considéré :

Sens longitudinal : Villes porteurs en béton armé reposés au niveau du sous-sol par des poteaux.

Sens transversal : Structure en portiques, qui n'ont aucun rôle de résistance aux charges permanentes, mais qui assurent le contreventement du bâtiment.

L'étude doit comporter les points suivants :

• Projet de résistance béton armé qui doit fournir tous les éléments nécessaires à la réalisation de l'ouvrage selon les normes économiques.

- Calcul des sollicitations auxquelles sont soumis les éléments de la structure, dues aux charges permanentes.

- Calcul et détails d'exécution des éléments en question.

3) Eaux de travail du sol.

Les rapports de l'entre prise chargée de l'étude du sol, recommandent de prendre un taux de 3 kg/cm^2 avec une marge de 1 kg/cm^2 . On peut donc aller jusqu'à 4 kg/cm^2 .
La profondeur d'usage sera voisine de 400m.

II) Béton Armé.

- a) Tout le béton armé entrant dans la construction de l'immeuble sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul de ouvrages (CCBA68) et à tous les règlements en vigueur.
- b) la conception du béton sera en principe de 800 l de gravillons de 20 mm de diamètre, de 400 l de sable de diamètre au plus égal à 5 mm et de 350 kg de CPA classe 325.
- c) les armatures seront en bars HA, parfaitement propres et débarrassés de toute trace de rouille non adhérente, de peinture ou de graisse.
- d) Le béton sera préparé mécaniquement, et le chantier devra être muni de tout le matériel nécessaire au dosage et au contrôle.
- e) Tous l'ouvrage reposera directement sur le sol par l'intermédiaire d'une couche de béton de propreté.

III) Précisions sur l'ossature.

- a) Les semelles seront telles que la répartition des pressions sur le sol soit uniforme.
- b) Plancher sous terrasse. Il sera identique aux planchers de étages inférieurs avec une isolation multicouche pare-feu selon les normes DTU.
- c) On mettra systématiquement le plancher inférieur, immédiatement après le décoffrage du plancher supérieur.

IV) Maçonnerie

- a) Murs de façade : Il est composé
 - d'un enduit extérieur de 2 mm d'épaisseur
 - de briques creuses
 - d'un vide d'air

V) Escaliers

- Ils seront construits étage par étage simultanément avec l'ossature, ils seront munis de garde-corps protégés.
- Ils seront tous composés d'un système paillasse portuse encastré sur les poutres en porte à faux sur la voûte de la cage d'escaliers.

Caractéristiques des matériaux utilisés.

I/ Béton

Il est dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA classe 250/325 à contrôle atténué.

Grosseur des granulats : $e_g = 1/15$ mm.

Résistance nominale de compression

$$\bar{\sigma}'_{28} = 27,5 \text{ kg/cm}^2$$

Résistance nominale de traction

$$\bar{\sigma}'_{28} = 23,6 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes de compression admissible.

$$3.1.68 \text{ p.12} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = f'_b \cdot \gamma_b = \alpha \beta \gamma_1 \delta \bar{\sigma}'_{28}$$

$\alpha = 1$ pour la classe 250/325.

$\beta = \frac{1}{6}$ " un contrôle atténué.

$\gamma_1 = 1$ car $e_m = 8 \text{ cm}$ et $4 e_g = 4 \times 1,5 = 6 \text{ cm}$.

$$\delta = \begin{cases} 0,30 & \text{pour la compression simple} \\ 0,60 & \text{" " flexion simple.} \end{cases}$$

En flexion composée

- Effort normal de traction $\rightarrow \delta = 0,60$

- Effort normal de compression.

$$\delta = \begin{cases} 0,30 (1 + e_0/3e_g) & \text{si } \delta < 0,60 \\ 0,60 & \text{dans le cas contraire.} \end{cases}$$

avec :

$e_0 =$ excentrement de la résultante / au C.d.g de la section de béton seul.

$e_1 =$ distance de la limite du noyau central au C.d.g de la section, dans le plan radial passant par le centre de pression (Art. 10 du b.a 68)

$$\varepsilon = \begin{cases} 1 & \text{pour la compression simple} \\ 0,5 < \varepsilon < 1 & \text{dans les autres cas avec } \sigma'_m < \bar{\sigma}'_{ho} \end{cases}$$

Finalement on aura :

- Contraintes admissibles de compression :

$$\bar{\sigma}'_{ho} = \frac{5}{6} \times 0,30 \times 27,5 = 68,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1.}$$

$$\bar{\sigma}'_{ho} = 1,5 \times 68,7 = 103,05 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2.}$$

- Contrainte admissible de Flexion.

$$\bar{\sigma}_b' = 2 \times 68,7 = 137,4 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1.}$$

$$\bar{\sigma}_b' = 1,5 \times 137,4 = 206,1 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2.}$$

- Contrainte de traction de Référence.

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \varnothing \sigma_{28}' \quad (\text{B.A 68 art 9}).$$

$$\varnothing = 0,018 + 2,1 / \sigma_{28}'.$$

soit :

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \times 5,9 = 8,85 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2.}$$

II) Acier.

- Acier doux (londs lattes) de nuance Fe E 24

Contrainte nominale d'élasticité : $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

Contraintes admissibles

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

$$\sigma_{en} = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1.}$$

$$p_a = 1 \text{ sous SP2} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2.$$

- Acier à haute adhérence (H.A) de nuance Fe E 40.

$$\phi \leq 20 \rightarrow \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1.}$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2.}$$

III) Compatibilité avec le béton.

Les règles b.a 68 autorisent l'utilisation de ces aciers si

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

$$\psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} n_d$$

$n_d = \sqrt{2}$ est la valeur du Coefficient de scellement (Art. 29 de b.a 68).

$$\bar{\sigma}'_{30} > 20(1 + 1,25 \times 1,5) = 57,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ qui est vérifié!}$$

On signalera le fait que les contraintes ci-dessus calculées ne sont à retenir que si elles sont compatibles avec les conditions de fissuration (bas art 49.22).

Valeur maximum de la contrainte admissible de l'acier.

$$\sigma_a \leq \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_I = k \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{(1 + 10 w_f)} \\ \bar{\sigma}_{II} = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_s}{\phi}} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

- DESCENTE DES CHARGES -

I) charges permanentes et surcharges.

1) Niveau terrasse.

a) charges.

- Etanchéité 10 kg/m^2 .
- Forme de pente 200 kg/m^2 .
- Protection étanchéité
(granit non roulé) 100 kg/m^2 .
- Aurotère 160 kg/m^2 .

Plancher:
Corps creux (16+4) 250 kg/m^2 .
 $g = 720 \text{ kg/m}^2$.

b) surcharge.

terrasse non accessible

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

$$g + 1,2p = 840 \text{ kg/m}^2$$

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

$$g + \frac{1}{2}p = 740 \text{ kg/m}^2$$

2) Etage courant.

a) charges.

Plancher à corps creux 250 kg/m^2 .
Revetement $\left\{ \begin{array}{l} \text{Chape sem. } 66 \\ \text{Carrelage } 44 \\ \text{Plaque } 20 \end{array} \right\} \rightarrow 130 \text{ ''}$

Bois de distributions 75 kg/m^2 .

Poutres chaînage voûtes 700 kg/m^2 .

Poutres bandeaux $62,5$

b) surcharges

Usage d'habitation $\rightarrow p = 175 \text{ kg/m}^2$.

$$g + 1,2p = 1265 \text{ kg/m}^2$$

$$g + p = 1230 \text{ kg/m}^2$$

$$g + \frac{1}{2}p = 1090 \text{ kg/m}^2$$

Nota: la surcharge sur les escaliers et sur le vide sanitaire sera $p = 400 \text{ kg/m}^2$

- Calcul des éléments du plancher -

Poutrelles.

1) Niveau terrasse.

Caractéristiques générales.

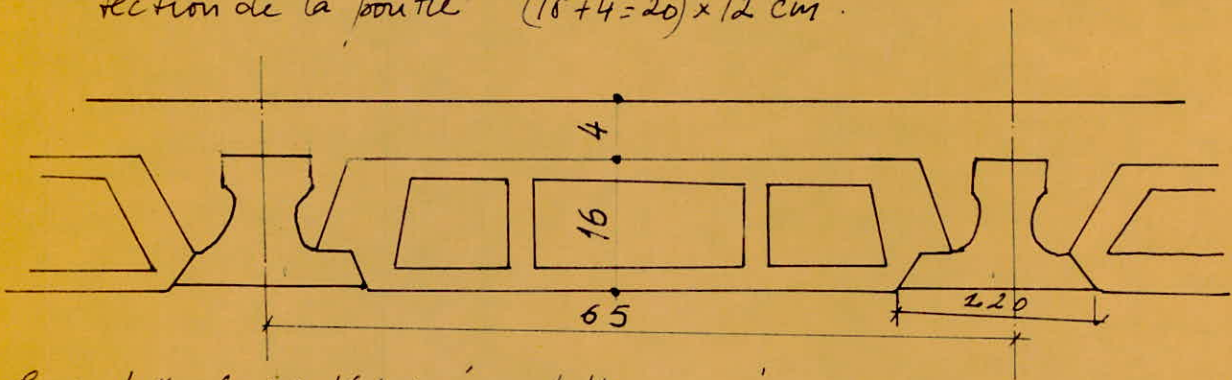
Hourdis : $L = 58 \text{ cm}$.

Distance entre l'axe des corps = 65 cm .

Épaisseur poutrelle = $65 - 54 = 11 \text{ cm}$.

$h = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$.

Section de la poutre $(16 + 4 = 20) \times 12 \text{ cm}$.



Ces poutrelles sont préfabriquées en béton armé.

Toutes les poutrelles du niveau terrasse, sont les mêmes à l'exception de poutrelle entre gains. Chaque poutrelle reprend 1 surface de $(0,65 \times 1) \text{ m}^2$.

la charge / ml tra.

$$q = 840 \times 0,65 = 546 \text{ kg/ml.}$$

la poutrelle est simplement appuyée sur les bords.

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 546 \times \frac{3,32^2}{8} = 752,3 \text{ kg m.}$$

$$T = q \frac{l}{2} = 546 \times \frac{3,32}{2} = 906,4 \text{ kg.}$$

Nous sommes en zone humide \rightarrow On prendra un entourage de 3 cm.

$$h = 20 - 3 = 17 \text{ cm.}$$

Armatures

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 75230}{2800 \times 12 \times 17^2} = 0,1162.$$

$$\rightarrow k = 22,4 \quad \varepsilon = 0,8663$$

$$\sigma_s' = \sigma_a / k = 2800 / 22,4 = 125 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s'$$

$$A = M / \bar{\sigma}_a \varepsilon l = 75280 / 2800 \times 0,8663 \times 17 = 1,12 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Section à la poutre

$$A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = 906,4 / 2800 = 0,3237 \text{ cm}^2$$

Cette section n'étant pas très importante, on fera filer les aciers de travée.
Les Aciers de montage seront en T8 avec 1 cadre Ø8.



- Poutelles entre gaine.

$$L = 2,72 \text{ m}$$

$$M_0 = 546 \times 2,72^2 / 8 = 504 \text{ kgm}$$

$$T = 546 \times 2,72 / 2 = 742,6 \text{ kg}$$

$$\mu = 15 \times 50400 / 2800 \times 12 \times 17^2 = 0,080$$

$$\rightarrow b = 28,6 \quad \varepsilon = 0,8853$$

$$A = 50400 / 2800 \times 0,8853 \times 17 = 1,19 \text{ cm}^2$$

On prendra 2T12 et l'on aura les mêmes armatures que les poutelles sur lame.

- Poutelles sur circulation.

a) $l = 1,90 \text{ m}$. Ecartement: 65cm

$$\rightarrow \text{charges} = 565 \text{ kg/ml}$$

$$M_0 = 565 \times 1,90^2 / 8 = 255 \text{ kgm}$$

$$T = 565 \times 1,90 / 2 = 536,8 \text{ kg}$$

$$\mu = 15 \times 25500 / 2800 \times 12 \times 17^2 = 0,004 \quad \rightarrow b = 160 \quad \varepsilon = 0,9714$$

$$A = 25500 / 2800 \times 17 \times 0,9714 = 0,55 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T8 = 1 \text{ cm}^2$$

Effort tranchant.

$$A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = 536,8 / 2800 = 0,192 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Aciers de travée}$$

b) $l = 1,70 + 0,20 + 0,35 + 0,20 = 2,45$

$M_0 = 536,75^2 \times 2,45^2 / 8 = 403 \text{ kgm}$

$T = 657,5 \text{ kg}$

$\mu = 40300 / (2800 \times 12 \times 17^2) = 0,062$

$\lambda = 33,3 \quad \varepsilon = 0,8948 \quad \sqrt{\sigma'_b} < \sqrt{\sigma_b}$

$\Rightarrow A = 0,94 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T10$



2) Niveau Etage Courant.

Mêmes caractéristiques géométriques que les poutres sur niveau terrasses correspondantes.

- trame.

$l = 3,32$

$q = 665 \times 0,65 = 432,25 \text{ kg/ml}$

$M = q \frac{l^2}{8} = 432,25 \times 3,32^2 / 8 = 595,9 \text{ kgm}$

$T = q \frac{l}{2} = 432,25 \times 3,32 / 2 = 717,94 \text{ kg}$

$\mu = 15 \times 595,9 \cdot 10^3 / (2800 \times 12 \times 17^2) = 0,175 \rightarrow \lambda = 30,9 \text{ et } \varepsilon = 0,8432$

$z = \frac{7}{8} l = \frac{7}{8} \times 17 = 14,87 \text{ cm}$

$A = \frac{M}{z \sigma_a} = 6959 / (14,87 \times 2800) = 1,43 \text{ cm}^2$

$z \sigma_a \quad 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

Effort tranchant:

$A \geq \frac{T}{\sigma_a} = \frac{717,9}{2800} = 0,25 \rightarrow \text{On fait filer les } T10$

Poutelle - circulation .

• $l = 1,90 \text{ m} .$

$M = 432,25 \times 1,90^2 / 8 = 195,05 \text{ kgm} .$

$T = 432,25 \times 1,90 / 2 = 410 \text{ kg} .$

$z = 14,8 \text{ cm} .$

$A = 0,468 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \text{ T8 avec } 158 \text{ filant et } 1 \text{ Cadre } \phi 6 .$

• $l = 2,45 \text{ m} .$

$M = 324,32 \text{ kgm} .$

$T = 529,5 \text{ kg} .$

$z = 14,7 \text{ cm} .$

$A = 0,77 \text{ cm}^2 .$

$2 \text{ T8} = 1 \text{ cm}^2 + 1 \text{ Cadre } \phi 6 .$

Ferraillage table de Comportement .

a) Le CEBA 68 recommande pour un écartement l_n entre axes des nervures compris entre 50 et 80 cm, la section des armatures perpendiculaires aux nervures se fonde en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$A_{\perp} = 0,02 l_n \frac{2100}{\sigma_{\text{ten}}} = \frac{43 l_n}{\sigma_{\text{ten}}} .$

b) Pour les armatures parallèles aux nervures autres que les armatures supérieures des poutelles, elles doivent avoir la section A_{\parallel} (mais égale à la moitié de A_{\perp}).

$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} .$

On adoptera des feuilles fondus en $\phi 5$. $\sigma_{\text{ten}} = 5300 \text{ bars} = 5200 \text{ kg/cm}^2 .$

$\Rightarrow A_{\perp} = \frac{43 \times 65}{5200} = 0,54 \text{ cm}^2 .$

et

$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,54}{2} = 0,27 .$

Les fils seront espacés de 20 cm soit 5 p. m.

CALCUL DES VOILES

Caractéristiques des voiles constituant l'ouvrage.

Les voiles étudiées sont de trois (3) types : Voile type sur Axe A, Voile type sur Axe B et voile type sur Axe D. Tous les autres voiles seront identiques.

Exception faite de la voile type sur Axe A, tous les autres voiles sont reposés au niveau inférieur par une structure en portique.

L'étude de voiles doit être faite sous les sollicitations totales pondérées du 1^{er} et du 2^e genre. Elle sera faite selon la méthode de MM Allières et Goulet publiée dans les annales du bâtiment en Mai 1960.

1) Hypothèse de Calcul.

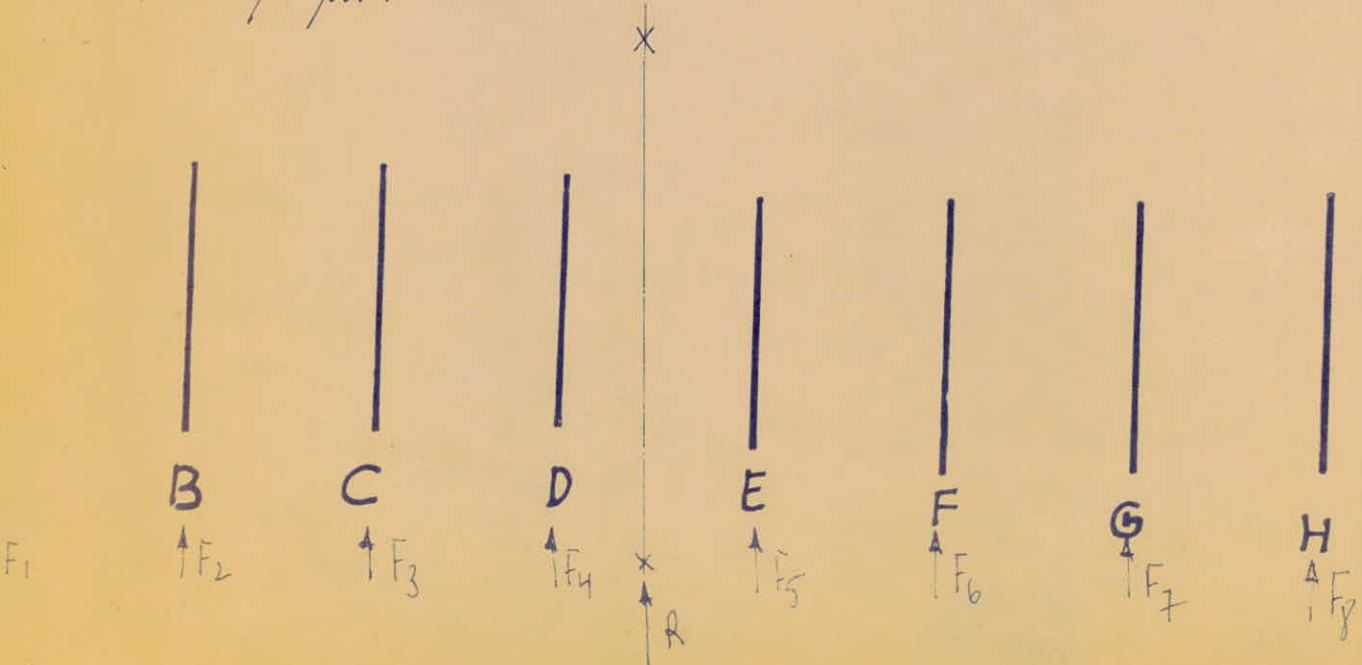
Pour simplifier l'étude du problème, M^r Allières a envisagé les hypothèses suivantes :

- Les planchers sont assimilables à des poutres infiniment longues, ce qui permet de compter sur une indéformabilité horizontale.
- Les refends sont parfaitement encastés à leur base.
- L'Inertie des refends est constante sur toute la hauteur et en la variation d'Inertie suit la même loi pour tous les refends.

Dans notre étude, nous appliquerons cette méthode pour la partie gauche de l'ouvrage (A-H), l'autre partie étant étudiée de la même manière.

2) Efforts sollicitant le refend.

Les refends considérés sont parallèles, et l'on peut considérer que les inerties n'ont pas de grands écarts. L'effort sur chaque refend sera donc proportionnel à son inertie.



Pour le calcul, on choisira l'origine des abscisses sur l'axe x-x.

3) Détermination du degré de monolithisme α .

Pour la classification des refends, on étudie les valeurs du Coefficient α .

$\alpha \leq 1$ Refend avec ouvertures de grandes dimensions.

$1 < \alpha < 10$ Refend avec ouvertures de moyennes dimensions.

$\alpha \geq 10$ Refend avec ouverture de faibles dimensions.

Selon le cas considéré le calcul se fera d'une manière correspondante.

$\alpha = w H$ avec $H =$ hauteur du bâtiment.

$$w^2 = \frac{6 E'}{\Sigma h \Sigma I_i} \times \frac{\Sigma I_i C_i^2}{a_i^3}$$

$E =$ Coefficient d'élasticité du matériau constituant le refend.

$E' =$ Coefficient d'élasticité du matériau constituant le linteau.

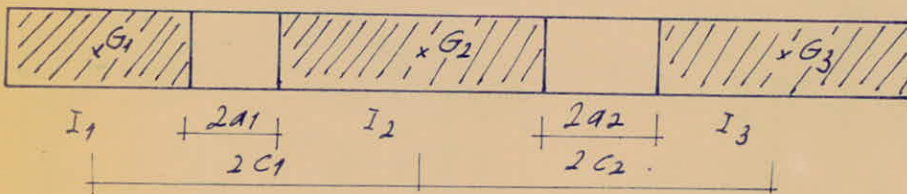
$I_i =$ Inertie du linteau.

$h =$ hauteur d'un étage.

$I_i =$ Inertie du refend / à son C. de G.

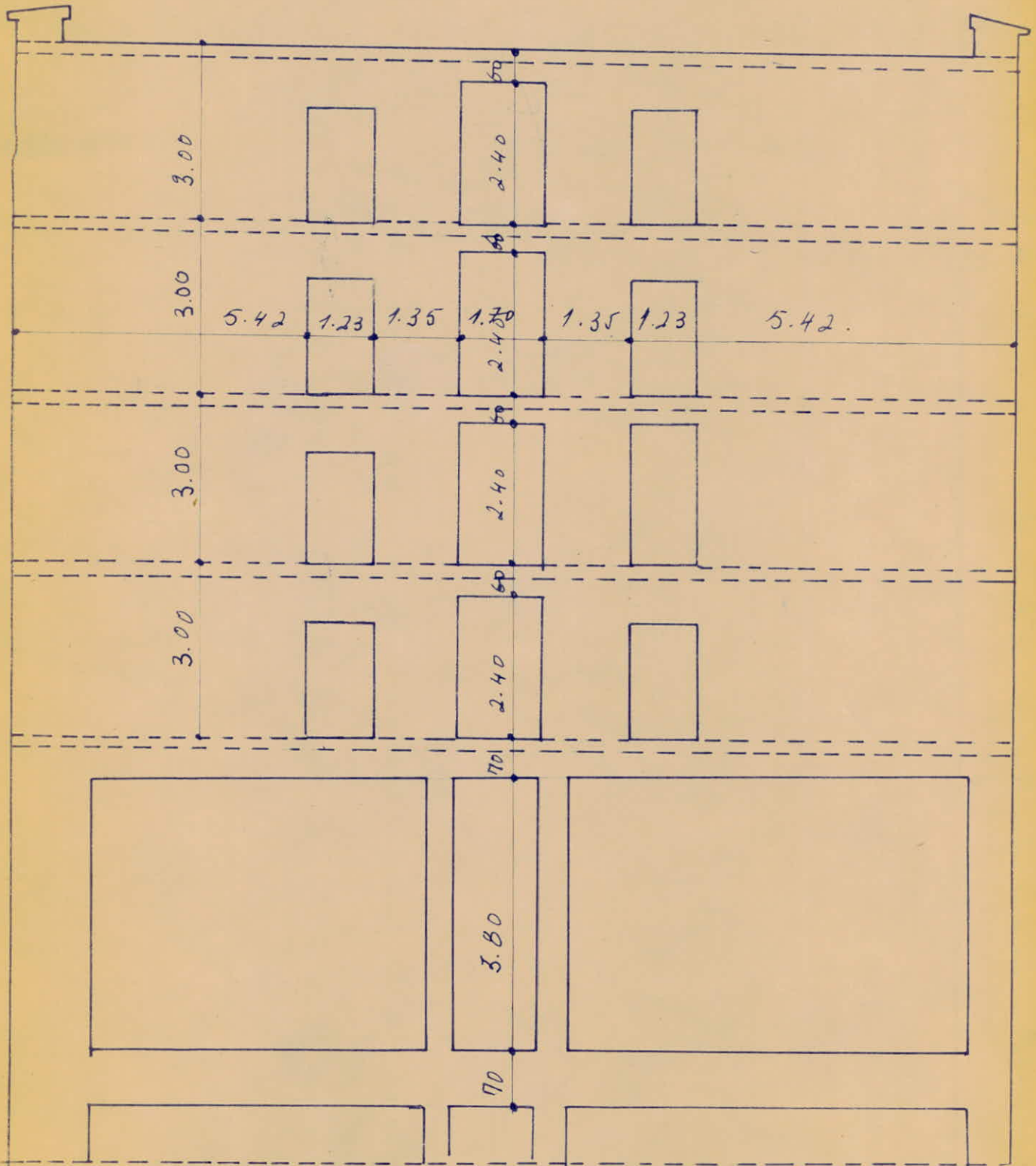
$C_i = 1/2$ distance entre les C. de G de 2 refends consécutifs.

$a_i = 1/2$ longueur d'une ouverture.

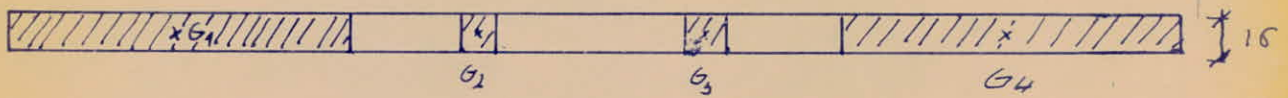


Pour le calcul, on fera l'étude du voile type sur l'axe J.

Elevation et section au niveau d'une ouverture du voile.



Coupe au Niveau de ouvertures.



Détermination du Centre de gravité de section.

$$x_{G1} = x_{G4} = \frac{5,42}{2} = 2,71 \text{ m.}$$

$$x_{G2} = x_{G3} = \frac{1,35}{2} = 0,675 \text{ m.}$$

Moments d'Inertie du refend.

$$I_{G1} = I_{G4} = 2,12 \text{ m}^4.$$

$$I_{G2} = I_{G3} = .12 \times 1,35^3 / 12 = 1,49 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4 = 0,015 \text{ m}^4.$$

Centres de gravité du linteau.

$$x_{G1} = 1,23 / 2 = 0,615 \text{ m.}$$

$$x_{G2} = 0,85 \text{ m}$$

Inertias des linteaux.

$$i_1 = .15 \times .70^3 / 12 = 0,0046 \text{ m}^4$$

$$i_2 = 0,0029 \text{ m}^4.$$

Calcul de w^2 .

Les refends et les linteaux ont même Constitution $\Rightarrow E = E'$

$$\Rightarrow w^2 = \frac{6}{h^2 \sum I_i} \times \frac{\sum I_i i_i}{\sum a_i^3}$$

$$\sum I_i = 2,12 \times 2 + 0,015 \times 2 = 4,24 + 0,030 = 4,54 \text{ m}^4.$$

$$\sum I_i i_i / a_i^3 = \left(\frac{0,0046 \times 2,30^2}{0,23} + \frac{0,0029 \times 1,46^2}{0,6} \right) 2 = 0,106 \times 2 + 0,01 = 0,222.$$

$\bar{2}$

$$w^2 = \frac{6}{3} \cdot \frac{1}{4,54} \times 0,222 = 9,7 \cdot 10^{-2} \Rightarrow w = 0,31.$$

$$\alpha = w \cdot h = 0,31 \times 3,00 = 0,93 < 1.$$

\Rightarrow Ouvertures de grande dimensions.

• Lorsque la rigidité des linteaux est très faible, on néglige les moments d'encastrements des linteaux et on considère que les 2 parties de refends sont simplement entretoises, donc assujetties aux mêmes déformations horizontales. Dans ces conditions, l'effort total F sur le voile sera distribué entre les éléments de voile au prorata de leurs inerties. Comme les 2 parties sont identiques, si F_D est l'effort total sur le voile $\Rightarrow F_I = F_{II} = F_D/2$.

Etude de la stabilité du refend.

L'étude de la stabilité de chaque partie, sera faite en considérant un mur plein soumis à un effort horizontal.

les éléments de réduction sont donnés à un niveau donné, par:

N = effort Normal.

T = Effort tranchant.

M = Moment de flexion.

les contraintes sont données par les formules classiques:

Ω = section horizontale du refend.

e son épaisseur.

$\frac{I}{v}$ et $\frac{I}{v'}$ les modules de résistance de la section.

m = Moment statique / à l'axe passant par le C. de G. de la partie de section située d'un côté de cet axe.

Contrainte normale sur les fibres extrêmes.

$$r = \frac{N}{\Omega} + \frac{Mv}{I} \quad \text{et} \quad r' = \frac{N}{\Omega} - \frac{Mv}{I}$$

Contrainte tangentielle (maximale).

$$t = Tm/eI.$$

Evaluation des Efforts.

les efforts horizontaux sont dus au séisme. On devra donc faire un calcul de efforts sismiques.

• Evaluation des coefficients sismiques.

- Période.

On a un contreventement par voile en b.a.

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L_x}} \cdot \sqrt{\frac{H}{L_x + H}}$$

H = Hauteur totale = 18 m.

Lx = Longueur du voile = 17,20 m.

$$T = 0,08 \times 18 / (17,20)^{1/2} \times (18 / 35,20)^{1/2} = 0,248.$$

Coefficient d'intensité ALGER zone 1 $\Rightarrow \alpha = 1,0$.

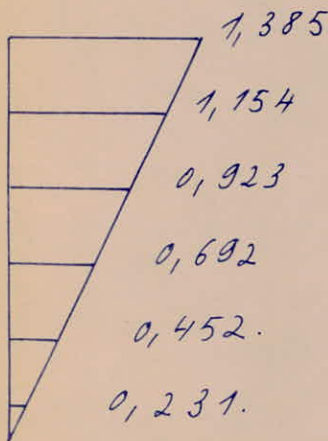
Coefficient de Réponse

$$\beta = 0,065 / \sqrt[3]{0,248} = 0,106.$$

- Coefficient de fondation $\delta = 1,15$ (semelle isolée).

- Coefficient de Répartition $\eta_n = h^{-1/2}$.

Mais on a des étages sensiblement égaux.



Charge totale / Niveau.

$$\text{surface chargée} = 17,70 \times 23,49 = 415,773 \text{ m}^2.$$

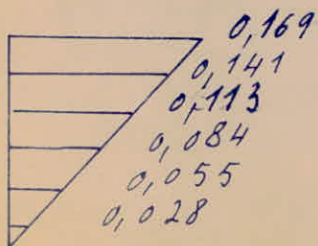
$$\text{terrace } G + P/5 = W = 415,773 \times 740 = 307672 \text{ kg} = 307,67 \text{ t}.$$

$$\text{Etage courant } W = 1090 \times 415,773 = 453192 \text{ kg} = 453,19 \text{ t}.$$

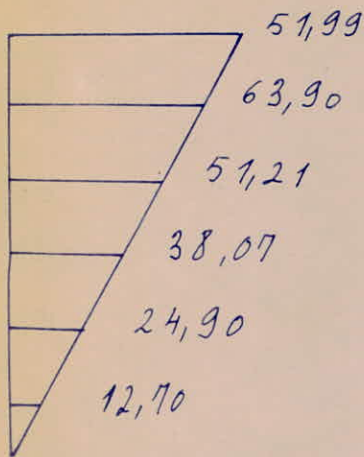
$$\text{Vide sanitaire } W = 1090 \times 415,773 = 453,19 \text{ t}.$$

Donc les Forces Sismiques / Niveau $\sigma_H = \alpha \beta \delta \eta(\eta)$

σ_H



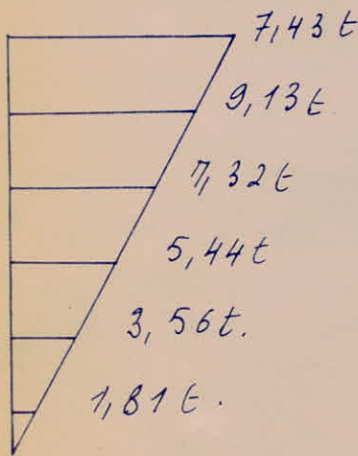
Soit ma. $F(t)$



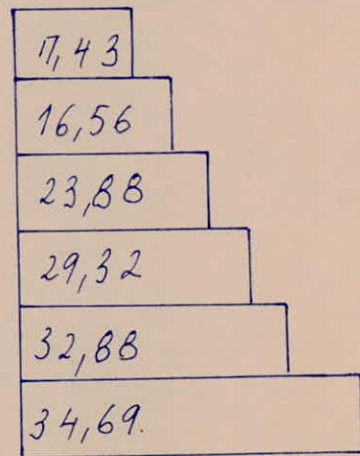
Cette force sera à distribuer entre les voiles en fonction de leurs inertias.
Comme les voiles sont sensiblement identiques, on aura 1/voile.

$$R = \frac{F}{7} = \text{Force par Niveau} / \text{Nombre de voiles}.$$

Ce qui nous donne pour la voile 3.

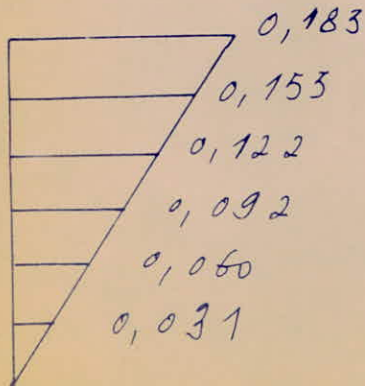


Forces Cumulées (t)

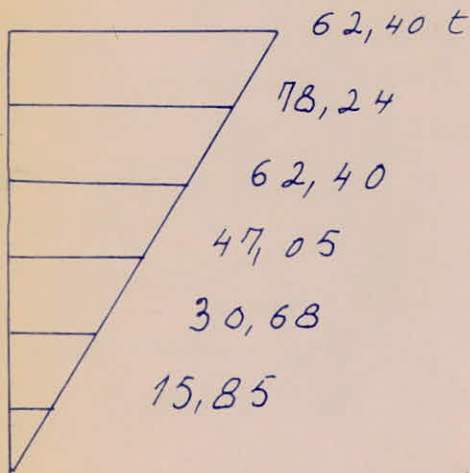


Calcul de $\sigma_v(t)$ (dans le sens vertical).

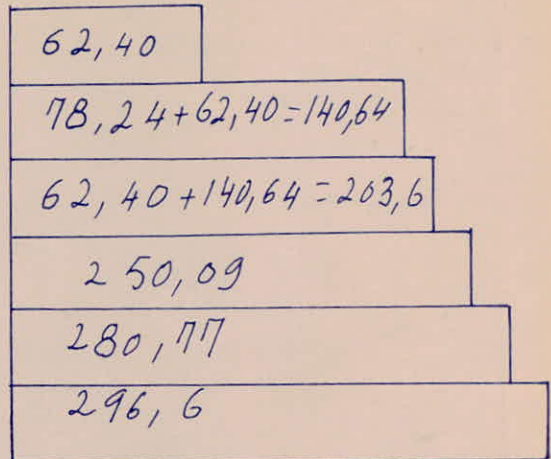
$$\text{On a } \sigma_v(t) = \text{Max}(\sigma_\theta(t), \sigma_H(t)) = \sigma_u(t) \text{ (voir Calculs ultérieurs).}$$



Calcul de $S I_v = (G+P) \sigma_v(r) / (\text{Niveau})$



Forces Cumulées. (t)



Inventaire des Forces globales verticales / (Niveau) $F = G + P + S I_v$.

| Niveau | $G + P(t)$ | $S I_v(t)$ | $G + P + S I_v(t)$ |
|--------|------------|------------|--------------------|
| 6 | 340,98 | 62,40 | 403,38 |
| 5 | 511,37 | 78,24 | 589,60 |
| 4 | 511,27 | 62,40 | 573,88 |
| 3 | 511,21 | 47,05 | 558,46 |
| 2 | 511,33 | 30,68 | 542,01 |
| 1 | 511,29 | 15,85 | 527,14 |

Remarque: Il conviendrait d'ajouter à ces efforts verticaux, l'effet d'un moment de renversement dû à la force horizontale, mais étant donné la rigidité de la construction (planchers assimilables à des ponts à déformable) il n'y a pas lieu d'en tenir compte.

On fera le calcul pour la section de voile située à la base, c'est à dire là où les sollicitations sont maximales.

Pour cette section les éléments de réduction sont

$$F_H = \frac{5,44}{2} = 2,72 t.$$

$$M = \frac{2}{3} F_H \times H = \frac{2}{3} \times 2,72 \times 12 = 21,76 tm.$$

$$N = 250,09/2 = 125 t.$$

D'où les contraintes sur les fibres extrêmes sont avec :

$$\Omega = 5,42 \times 0,16 = 0,867 m^2.$$

$$I = 2,12 m^4.$$

$$V = V' = 2,71 m.$$

$$\sigma_1' = \frac{125}{0,867} + \frac{21,76 \times 2,71}{2,12} = 144,17 + 27,8 = 171,98 t/m^2 \approx 17,2 kg/cm^2.$$

$$\sigma_2' = 11,6 kg/cm^2.$$

Les valeurs de σ' sont très faibles, et par conséquent le critère ne donne pas lieu à des sollicitations notables.

Pour vérifier le voile, on fera donc uniquement un calcul sous les sollicitations du 1^{er} genre et l'on utilisera pour cela la méthode b.a. 68 pour le calcul des ponts - cloisons.

On fera les calculs pour le voile type, les autres étant vérifiés par similitude.

Voile type sur Axe A.

Le b.a. 68 recommande de calculer comme pont-cloison les parois fléchies ayant une section constante et dont la hauteur est supérieure à la 1/2 de la portée sollicitée en flexion simple.

Néanmoins il faut vérifier les armatures verticales.

Évaluation des charges. Sur face chargée = $1,84 m^2$.

$$G + 1,2P = (1265 kg/m^2 \times 1,84 + 840) \times 1,84 = 10,86 t/ml.$$

$$q = 10,86 t/ml$$

$$M_0 = q l^2/8 = 10,86 \times 17,20^2/8 = 401,6 tm.$$

$$T_0 = q l/2 = 10,86 \times 17,20/2 = 93,40 t.$$

Le voile étudié, fléchi est convenablement raidi par des membrures longitudinales

supérieurs et inférieurs constitués par les planchers.

Dans ce cas, on devra vérifier la condition d'épaisseur :

$$h_0 \geq \frac{3}{2} \cdot \frac{q}{\bar{\sigma}_a} \cdot \frac{l_t}{h_t} \left\{ \begin{array}{l} l_t = 17,20 \text{ m.} \\ h_t = 10,50 \text{ m.} \\ q = 10,88 \text{ t/m.} \\ \bar{\sigma}_a = 68 \text{ kg/cm}^2. \end{array} \right.$$

$$h_0 \geq 1,5 \times 10,88 \times 17,20 / 68 \times 10,50 = 2,5 \text{ cm vérifié! (} h_0 = 16 \text{ cm).}$$

- Armatures principaux H.A $\phi \leq 20$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{ca} = 2600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Majoration pour tenir compte de l'effet du vent).}$$

$$\text{On a } \frac{l_t}{2} = 8,26 \text{ m} < h_t = 10,50 < l_t = 17,20.$$

$$\Rightarrow A = 0,90 \frac{M_0}{h_t \bar{\sigma}_a} \left(1 + \frac{2}{3} \frac{h_t}{l_t} \right) = 0,90 \times \frac{401,6}{2,6 \times h_t} \left(1 + \frac{2}{3} \frac{10,5}{17,20} \right) = 13,26 \text{ cm}^2.$$

- Armatures horizontales

$$A_h = 0,25 \bar{\sigma}_0 l_t / h_t \bar{\sigma}_a = 0,25 \times 93,40 \times 17,20 / 10,5 \times 2,6 = 9,36 \text{ cm}^2.$$

- Armatures transversales.

le b.a 68 recommande d'appliquer l'article 25 lorsque $\frac{l_t}{2} \leq h_t \leq l_t$.

Art. 25. On doit calculer $\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_0 z} = 93,40 / 0,16 \times 14 = 9,34 \text{ kg/cm}^2.$

Conditions de non fragilité:

$$\bullet \frac{A}{b_0 h_t} \geq 0,60 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \Rightarrow A \geq 16 \times 1100 \times 0,60 \times 9,34 / 2600 = 23,53 \text{ cm}^2.$$

$$\bullet A_h \geq 16 \times 1100 \times 0,40 \times 9,34 / 2600 = 15,7 \text{ cm}^2.$$

$$\bullet A_t \geq 15,7 \text{ cm}^2.$$

On adoptera donc les sections suivantes :

$$\underline{A = 23,53 \text{ cm}^2.}$$

$$\underline{A_h = A_t = 15,7 \text{ cm}^2.}$$

Voile type sur Axe E.

$$h_t = 11,0 \text{ m.}$$

$$l_t = 7,29 \text{ m.}$$

$$h_o = 0,16 \text{ m.}$$

charges $\rightarrow q = 19,4 \text{ t/ml.}$

$$M_o = q l_t^2 / 8 = 19,4 \times 7,30^2 / 8 = 129,2 \text{ tm.}$$

$$T_o = q l_t / 2 = 19,4 \times 7,30 / 2 = 70,81 \text{ t.}$$

$$T_o = 1,5 \times 70,81 \cdot 10^3 / 16 \times 1100 = 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_t > l_t \Rightarrow A = 1,5 M_o / l_t \sigma_a = 1,5 \times 129,2 \cdot 10^5 / 730 \times 2600 = 10,2 \text{ cm}^2.$$

$$A_h = 0,25 \times 70,81 \cdot 10^3 / 2600 = 6,8 \text{ cm}^2.$$

$A_t \Rightarrow \sigma_a$ $h_t > l_t \Rightarrow$ hauteur fictive $h = l_t$ (ce BA 68).

$$T_{moy} = \frac{T_o}{2} = 70,81 / 2 = 35,4 \text{ t.}$$

$$\text{Acier max } \sigma_{at} = 1800 \text{ kg/cm}^2.$$

$$2 \cdot 8 = 1 \text{ cm}^2 \rightarrow A_t = 35,4 \times 10^3 \text{ t} / 730 \times 1800 \Rightarrow t = 32,9 \text{ cm.}$$

On prendra le carrement $t = 30 \text{ cm.}$

Conditions de Non fragilité.

$$\bullet A \geq 0,50 \times 16 \times 1100 \times 5,8 / 2600 = 28,8 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 28,8 \text{ cm}^2.$$

$$\bullet A_h \geq 16 \times 1100 \times 0,4 \times 5,8 / 2600 = 15,7 \text{ cm}^2 \rightarrow A_h = 15,7 \text{ cm}^2.$$

$$\bullet A_t \geq 16 \times 1100 \times 0,4 \times 5,8 / 1800 = 25,52 \text{ cm}^2 \rightarrow A_t = 25,52 \text{ cm}^2.$$

Repartition des armatures (ce BA 68)

les armatures principaux seront a reparti sur une hauteur $0,15 h_t = 1,65 \text{ m.}$

les armatures horizontals A_h sont a reparti de la maniere suivante $\frac{2}{3} A_h$ sur $\frac{2}{3} h_t$ et le $\frac{1}{3}$ reste sur la partie superieure.

Voile type sur Axe D.

Ce voile, dit pose d'une fonte de 70 cm de retombée, dans laquelle on devra place les armatures principaux (pour des raisons de facilite de montage).

Avec la hauteur effective de ce voile sera telle que (C.C. BA 68).

$$0,15 h_t = 0,70 \rightarrow h_t = 0,70 / 0,15 = 4,67 \text{ m.}$$

$$h_t = 4,67 \text{ m.}$$

$$l_t = 4,92 + 0,5 = 5,42 \text{ m.}$$

$$l_t/2 = 2,71 < h_t = 4,67 < l_t = 5,42 \text{ m.}$$

- At murure principale.

$$A = 0,90 M_0 / h_t \bar{\sigma}_a \left(1 + \frac{2}{3} \frac{h_t}{l_t}\right) =$$

$$q = 19,4 \text{ t/ml.}$$

$$M_0 = q l_t^2 / 8 = 19,4 \times 5,42^2 / 8 = 71,24 \text{ tm} = 71240 \text{ kgm.}$$

$$T_0 = q l_t / 2 = 19,4 \times 5,42 / 2 = 52,57 \text{ t.}$$

$$A = \frac{0,90 \times 71,24 \cdot 10^5}{4,67 \times 2600 \cdot 10^2} \left(1 + \frac{2}{3} \frac{4,67}{5,42}\right) = 8,13 \text{ cm}^2.$$

- At murure secondaire

$$A_h = 0,25 \times 52,57 \times 5,42 \cdot 10^3 / 4,67 \times 2600 = 5,87 \text{ cm}^2.$$

$$A_t \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = T_t / z A_t \rightarrow t = \bar{\sigma}_{at} z A_t / T$$

$$\text{Avec } T = \frac{T_0}{2} = 52,57 / 2 = 26,29 \text{ t.}$$

$$z = \frac{7}{8} (h_t - 5) = \frac{7}{8} \times 462 = 404 \text{ m.}$$

$$A_t = 278 = 1 \text{ cm}^2.$$

$$t \leq 2600 \times 404 \times 1 / 26,9 \cdot 10^3 = 39,9 \text{ cm.}$$

$$\underline{t = 30 \text{ cm.}}$$

- Condition de non fragilité:

$$A \geq 16 \times 467 \times 0,60 \times 5,8 / 2600 = 9,9 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{A = 9,9 \text{ cm}^2.}$$

$$A_h \geq 40 \times 16 \times 467 \times 5,8 / 2600 = 6,7 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{A_t = A_h = 6,7 \text{ cm}^2.}$$

Voile type sur Axe D.

hauteur du voile $h_t = 11,0 \text{ m}$.

$l_t = 17,70 \text{ m}$.

$h_o = 0,16 \text{ m}$.

On a un voile à 3 travées (4 appuis). Les 2 appuis intermédiaires étant constitués par les sections inférieures des gaines et les 2 appuis de rive par les poteaux extérieurs.

- Evaluation des charges :

$$\text{surface chargée} = 3,16/2 + 0,16 + 3,09/2 = 3,30 \text{ m}^2$$

$$q = (840 + 1265 \times 4) \times 3,30 = 19,4 \text{ t/m}^2$$

- Armatures principales.

• travée de rive. $l_t = 6,84 \text{ m}$

$$\text{On a } l_t = 11,0 \text{ m} > l_t = 6,84 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = 1,40 \text{ Mo} / l_t \bar{\sigma}_a \quad (\text{B.A 68})$$

$$M_o = 19,4 \times 6,84^2 / 8 = 113,35 \text{ tm}$$

$$T_o = q l_t / 2 = 19,4 \times 6,84 / 2 = 66,3 \text{ t}$$

$$\Rightarrow A = 1,40 \times 113,35 \cdot 10^5 / 684 \times 2600 = 8,93 \text{ cm}^2$$

• travée intermédiaire. $l_t = 4,40 \text{ m}$.

$$A = 1,20 \text{ Mo} / l_t \bar{\sigma}_a$$

$$M_o = 19,4 \times 4,4^2 / 8 = 48,95 \text{ tm}$$

$$A = 1,20 \times 48,95 \cdot 10^5 / 440 \times 2600 = 4,92 \text{ cm}^2$$

- Armatures secondaires.

• travée de rive.

$$A_h = 0,25 \times 66,3 \cdot 10^3 / 2600 = 6,37 \text{ cm}^2$$

• travée intermédiaire.

$$A_h = 0,25 \times 19,4 \times 4,4 / 2 \times 2600 = 4,1 \text{ cm}^2$$

Armadure transversale. ($h_t > l_t \Rightarrow h_t \text{ effective} = l_t$).

• D'une $h_t = l_t = 6,84 \text{ m}$.

$$T_{\text{moy}} = \frac{T_0}{2} = 33,14 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_t = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (A dx)}. \quad A_t = 208 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_h = 0,25 \times T_{\text{olt}} / h_t \bar{\sigma}_t$$

$$\Rightarrow t = 6,84 \cdot 10^2 \times 1 \times 1600 / 33142 = 33,02 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \underline{t = 25 \text{ cm}}$$

Conditions de Non fragilité:

$$\bullet A \geq 16 \times 6,84 \times 0,60 \times \sqrt{18} / 2600 = 14,6 \text{ cm}^2. \quad \rightarrow \underline{A = 14,67 \text{ cm}^2}$$

$$\bullet A_h \geq 10 \times 684 \times 0,40 \times \sqrt{18} / 2600 = 9,76 \text{ cm}^2. \quad \underline{A_h = 9,76 \text{ cm}^2}$$

$$\bullet A_t \geq 16 \times 684 \times 0,40 \times \sqrt{18} / 1600 = 15,9 \text{ cm}^2. \quad \underline{A_t = 15,9 \text{ cm}^2}$$

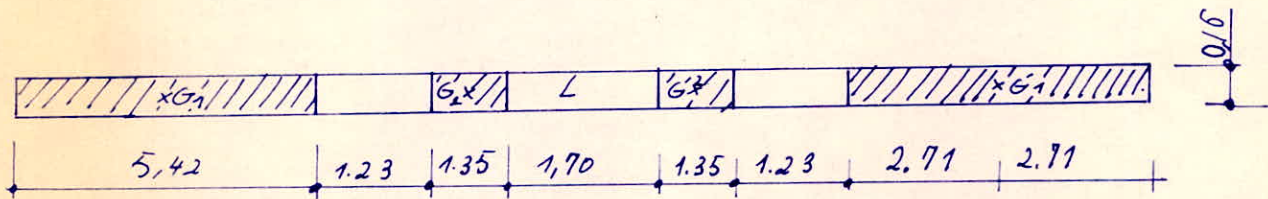
Calcul des linteaux sur voiles de contreventement.

On fera un calcul type pour un linteau, les autres seront ferrailés selon le même principe de calcul.

On prendra l'exemple type du voile sur Axe D, et on utilisera la méthode de MM Albigès et Goulet pour le calcul (Exposé dans les feuilles qui suivent).

Remarque: Pour des raisons dues à l'encombrement, on suppose le linteau se trouvant au dessus du niveau circulation du niveau terrasse (pour les voiles (D, F, H, J et K).

linteau du niveau terrasse



Calcul du paramètre α .

$\alpha = wH$ $H =$ hauteur totale du bâtiment = 18 m.

$w^2 = \frac{6E'}{Eh \sum I_i} \times \sum u_i^2 c_i^3 / a_i^3$

les coefficients seront petits dans les calculs de voiles sur poteaux.

Pour simplifier on se rendra la partie droite, la partie gauche étant symétrique (pour ce que le linteau L est supposé, le voile sera coupe en 2).

$I = 5,42^3 \times 0,16^3 / 12 + 5,42 \times 0,16 \times 1,66 + 0,16 \times 1,35^3 / 12 + 0,16 \times 1,35 \times 11,05$

$I = 2,12 + 1,44 + 0,033 + 2,387 = 5,99 \text{ m}^4 = 6 \text{ m}^4$

$u = 0,16 \times 0,90^3 / 12 = 0,0097 \text{ m}^4 \neq 0,01 \text{ m}^4$

$2a = 1,23 \Rightarrow a = 0,615 \text{ m}$

$2c_1 = 2,71 + 1,23 + 0,675 = 4,615 \text{ m} \Rightarrow c_1 = 2,30 \text{ m}$

$w^2 = \frac{6}{h \sum I_i} \times \sum u_i^2 c_i^3 / a_i^3 = \frac{6}{3 \times 6} \times \frac{0,0097 \times 2,30^3}{0,615^3} = 7,6 \cdot 10^{-2}$

$\Rightarrow w = 0,27$

$\alpha = wH = 18 \times 0,27 = 4,96 \Rightarrow 1 < \alpha < 10$

\Rightarrow Refend avec moyenne ouverture.

On appliquera la méthode présentée au cas de bâtiments peu élevés (nombre d'étages inférieure 7).

Si on désigne par $\pi_{i+1}, \pi_i, \pi_{i-1}$ les efforts tranchants dans les linteaux des étages $i+1, i$ et $i-1$ on a la relation suivante.

$$\frac{(\pi_{i+1} - \pi_i) - (\pi_i - \pi_{i-1})}{h^2} - w^2 \pi_i = - \frac{w^2 m h}{I} T_i$$

T_i = Effort tranchant moyen au niveau de l'étage i .

Soit $\pi_{i+1} - (2 + w^2 h^2) \pi_i + \pi_{i-1} = - w^2 m h^3 / I T_i$

Les conditions aux limites seront

- l'effort tranchant π_0 dans le linteau fictif au niveau 0 est nul.
- l'équilibre des moments entre le linteau et chaque élément de poutre au dernier étage (m) conduit à la relation:

$$\pi_n (1 + w^2 h^2) - \pi_{n-1} = + \frac{w^2 m h^3}{I} T_n$$

Avec $T_n = 1/2$ de l'effort tranchant dans le dernier étage.

On aura donc les relations suivantes.

$$\begin{cases} \pi_2 - (2 + w^2 h^2) \pi_1 = - \frac{w^2 m h^3}{I} T_1 \\ \pi_3 - (2 + w^2 h^2) \pi_2 + \pi_1 = - \frac{w^2 m h^3}{I} T_2 \\ \pi_n - (2 + w^2 h^2) \pi_{n-1} + \pi_{n-2} = - \frac{w^2 m h^3}{I} T_{n-1} \end{cases}$$

Ces relations de récurrence permettent d'évaluer les moments dans les linteaux de tous les niveaux et donc de le ferronner.

Evaluation des Efforts tranchants. (n=6)

$T_6 = 7,43/2 = 3,715 t$

$T_5 = 9,13 t$

$T_4 = 11,89 t$

$T_3 = 11,39 t$

$T_2 = 14,95 t$

$T_1 = 16,76 t$

Calcul des π_i

$\pi_0 = 0$

$$\pi_1 (1 + w^2 h^2) - 0 = w^2 m h^3 / I \times T_1$$

$\pi_1 (1 + 0,684) = 3,84$

$\pi_1 = 2,28 t$

moments

De même, on a tous calculs faits ⁻²⁷⁻

$$\pi_2 = 2,12 \text{ t.}$$

$$\pi_3 = 1,60 \text{ t.}$$

$$\pi_4 = 1,03 \text{ t.}$$

$$\pi_5 = 0,92 \text{ t.}$$

$$\pi_6 = 1,23 \text{ t.}$$

Donc les moments d'encastement dans les linteaux.

$$M_i = \pm \pi_i a \quad (2a = \text{longueur de l'ouverture}).$$

$$a = 1,23/2 = 0,615 \text{ m.}$$

$$M_6 = 0,615 \times 1,23 = 0,756 \text{ tm.}$$

On constate que le séisme ne provoque pas des efforts importants sur les linteaux, ces linteaux seront donc ferrailés selon un calcul fait en sollicitations du 1^{er} genre.

Calcul du linteau Niveau terrasse sous SP1.

Charge agissant sur le linteau.

$$q = 840 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Surface chargée} = 3,32 \times 1 \text{ m.}$$

$$Q = 2,79 \text{ t/ml.}$$

$$L = 1,23 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_0 = q \frac{L^2}{8} = 0,528 \text{ tm.}$$

$$T_0 = q \frac{L}{2} = 1,72 \text{ t.}$$

Pour tenir compte de l'encastement on prendra

$$\text{Aux appuis} \quad M_a = -0,5 M_0 = -0,264 \text{ tm.}$$

$$\text{En travée} \quad M_t = 0,49 \text{ tm.}$$

Armatures par méthode Charon.

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = 1,17 \cdot 10^{-3} \rightarrow k = 245 \rightarrow \sigma_b' < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{0,49 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9808 \times h} = 0,31 \text{ cm}^2.$$

\Rightarrow Armatures données par la condition de non fragilité.

CALCUL DES PORTIQUES

I Rôle des portiques longitudinaux.

Ces portiques qui sont au nombre de quatre (4), ont pour rôle essentiel d'assurer le contreventement de l'ouvrage.

On le vérifiera donc au seisme, et il n'est pas indispensable de faire un calcul sous les charges verticales.

D'autre part les portiques présentant des similitudes sont symétriques par rapport à un axe médian passant par le centre de l'ouvrage. On fera donc deux calculs de portiques pour l'ensemble.

II Évaluation des charges / Etage de l'ouvrage.

• Terrasse
Surface d'un plancher $\rightarrow A = L \times l = 23,50 \times 17,17 \text{ m}$.

$$\left(G + \frac{P}{5}\right)_{\text{m}^2} = 740 \text{ kg/m}^2 \rightarrow G + \frac{P}{5} = 740 \times 23,50 \times 17,17 = 307,8 \text{ t}$$

$$(G+P)_{\text{m}^2} = 820 \text{ kg/m}^2 \rightarrow G+P = 820 \times 23,50 \times 17,70 = 341,08 \text{ t}$$

• Etage Courant.

$$G + \frac{P}{5} = 1090 \times 23,50 \times 17,70 = 453,40 \text{ t}$$

$$G+P = 1230 \times 23,50 \times 17,70 = 511,62 \text{ t}.$$

• Etage sur Vide Sanitaire.

$$G + \frac{P}{5} = 1305 \times 23,50 \times 17,70 = 542,8 \text{ t}.$$

III) Stabilité d'ensemble.

1) Coefficient d'intensité $\alpha = 1$.

2) Coefficient de Réponse.

On a un contreventement mixte

- Ouverture b.a

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L_n}} = 0,09 \times \frac{18,45}{\sqrt{23,46}} = 0,34$$

$$\beta_i = \frac{0,09}{4 \sqrt{T_i^3}} = 0,20$$

3) Coefficient de distribution:

$$\gamma_6 = 1,385.$$

$$\gamma_5 = 1,154.$$

$$\gamma_4 = 0,923.$$

$$\gamma_3 = 0,692.$$

$$\gamma_2 = 0,452.$$

$$\gamma_1 = 0,231.$$

On aura donc les valeurs de σ

| Niveau | σ |
|--------|----------|
| 6 | 0,183 |
| 5 | 0,153 |
| 4 | 0,122 |
| 3 | 0,092 |
| 2 | 0,060 |
| 1 | 0,030 |

d'où les Efforts sismiques horizontaux.

| Niveau | $(G + P/\gamma) \sigma (t)$ | Efforts Cumulés (t) |
|--------|-----------------------------|---------------------|
| 6 | 56,33 | 56,33 |
| 5 | 69,37 | 125,7 |
| 4 | 55,31 | 181,0 |
| 3 | 41,7 | 222,7 |
| 2 | 27,2 | 249,9 |
| 1 | 16,28 | 266,18 |

• On fera le calcul du portique sous l'effet de forces horizontales par la méthode de BOWMAN, l'application de la méthode de CROSS, s'avérant trop ardue et d'application inopportune.

Principe de la méthode:

La force horizontale à chaque niveau se partage selon l'inertie des poteaux. Les points de moments nuls dans les poteaux se situent.

- Au dernier niveau à $0,65 h$ à partir du haut.
- Au niveau immédiatement inférieur à $0,60 h$.
- Au dessous à $0,50 h$.
- Aux autres niveaux, exception faite pour le 1^{er} à $0,50 h$.
- Au 1^{er} niveau à $0,60 h$ à partir de la base du poteau.

Hypothèses.

Si les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et on les considère de points parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux sont tous supérieurs au $1/5^e$ de la hauteur du poteau le plus raide, on admet:

- Que les forces horizontales agissant sur 1 file de poteaux se répartissent entre les différents poteaux de cette file au prorata des moments d'inertie des poteaux, le moment d'inertie des poteaux de rive étant affectés du coefficient 0,8.
- Que les poteaux des étages courants sont encastés au niveau des planchers et sont articulés aux hauteurs sus-indiquées.

Ainsi on peut écrire les formules suivantes.

- Pour un seul niveau.

$$F = F_1 + F_2 + \dots + F_n$$

$$F_1 = F \times 0,8 I_1 / (0,8 I_1 + I_2 + \dots + 0,8 I_n)$$

$$F_2 = F \times I_2 / (0,8 I_1 + I_2 + \dots + 0,8 I_n)$$

Les moments seront

à la base du poteau:

$$M = F_1 \times \beta h e$$

à la tête du poteau

$$M = F_1 \times \alpha h e$$

α et β sont les Coeff. de BOWMAN.

• le moment fléchissant de joints doit équilibrer le moment du poteau.
 Les moments aux nœuds seront :

- file 1 $M = F_1 \alpha h_e$

- file 2 $\left\{ \begin{array}{l} \text{à gauche} \\ \text{à droite} \end{array} \right. \begin{array}{l} M_g = F_2 \alpha h_e k_g / (k_d + k_g) \\ M_d = F_2 \alpha h_e k_d / (k_d + k_g) \end{array}$

$k_g = \frac{I_g}{l_g} \quad k_d = \frac{I_d}{l_d}$

- Étage Intermédiaire :

au niveau du plancher de rang i.

$F = \sum \bar{F}_i = F_i + F_{i+1} + \dots + F_{i+n}$

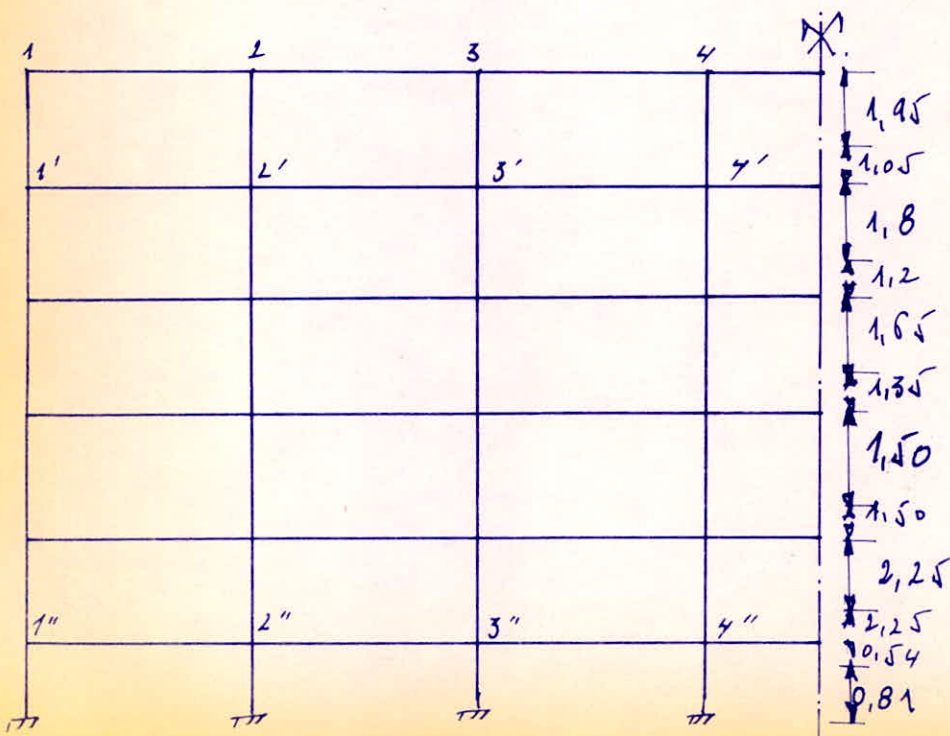
À l'étage de rang i+1 l'Effort F crée au pied du poteau un moment M donné

$M = - F_2 \alpha h_e \quad F_2 \text{ étant Calculé par la formule ci-dessus.}$

Au droit d'un nœud, les moments en trées aboutissant à ce nœud sont calculables en fonction de moments inférieurs et supérieurs aboutissant à ce nœud.

$M_g = -(M_s + M_i) k_g / (k_g + k_d)$

$M_d = -(M_s + M_i) k_d / (k_g + k_d)$



• les caractéristiques géométriques de tous les éléments ont été calculés au début de cette étude.

Evaluation des charges verticales agissant sur le portique.

Le portique est soumis aux charges verticales suivantes

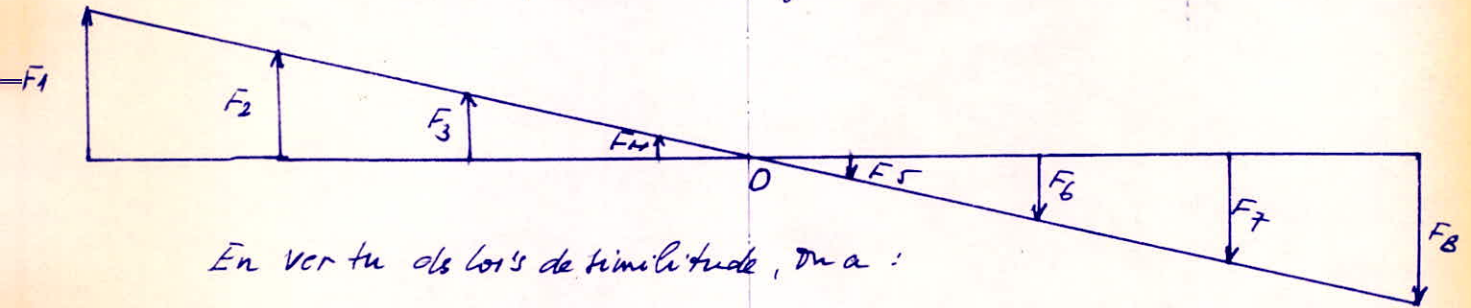
- les charges permanentes plus les surcharges non majorées.
- les sollicitations sismiques verticales SIV

En plus il faut ajouter une flexion latérale d'ensemble du bâtiment, sous les forces horizontales, qui donne sur les poteaux des efforts normaux et sur les joints des efforts tranchants.

Nota: sans la flexion on admet que les planchers restent plans (Rigidité infinie).

Etude du renversement.

La file constituée par les huit (8) poteaux reprend un moment de renversement due à la résultante des forces horizontales. Soit M_T le moment de renversement.



En vertu des lois de similitude, on a :

$$\textcircled{1} \frac{F_1}{11,62} = \frac{F_2}{8,3} = \frac{F_3}{4,98} = \frac{F_4}{1,66}$$

$$\textcircled{2} F_1 \times 11,62 + F_2 \times 8,3 + F_3 \times 4,98 + F_4 \times 1,66 = \frac{M_T}{2}$$

$$F_1 = 11,62 F_2 / 8,3 = 1,4 F_2$$

$$F_3 = 4,98 / 1,66 \times F_4 = 3 F_4$$

On aura donc :

$$1,4 F_2 \times 11,62 + F_2 \times 8,3 + 3 F_4 \times 4,98 + F_4 \times 1,66 = \frac{M_T}{2}$$

$$16,27 F_2 + 8,3 F_2 + 16,6 F_4 = \frac{M_T}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 24,57 F_2 + 16,64 F_4 = \frac{M_T}{2} \\ F_2 = 5 F_4 \rightarrow F_4 = F_2 / 5 \end{array} \right.$$

$$27,9 F_2 = \frac{M_T}{2} \rightarrow F_2 = 0,018 M_T$$

$$F_4 = 0,0036 M_T$$

$$F_3 = 0,011 M_T$$

$$F_1 = 0,022 M_T$$

Calcul du Moment de Renversément.

La résultante des efforts horizontaux est appliquée à $\frac{2}{3}H$ à partir du bas.

D'où le Moment de renversement global

$$M_{R\text{Total}} = 266,18 \times \frac{2}{3} \cdot 18,45 = 3274,014 \text{ tm.}$$

et on aura donc pour le portique ①

$$M_{R1} = 3274,014 \times 1,5/4 = 1227,8 \text{ tm.}$$

D'où les Efforts Normaux sur les poteaux.

$$F_1 = 0,022 \times 1227,8 = 27,02 \text{ t.}$$

$$F_2 = 22,10 \text{ t.}$$

$$F_3 = 13,51 \text{ t.}$$

$$F_4 = 4,42 \text{ t.}$$

D'où le tableau récapitulatif des forces verticales.

| Niveaux | Poteaux | Surface (m ²) | G+P(+) | Siv (-) | Renversément (-) | Ntotal. |
|---------|----------|---------------------------|--------|---------|------------------|---------|
| 6 | A2 et A4 | 5,8 | 7,13 | 1,305 | 27,02 | 35,45 |
| | A1 | 11,62 | 14,3 | 2,2 | 22,10 | 38,6 |
| 5 | A2 et A4 | 5,8 | 7,13 | 1,087 | 27,02 | 70,68 |
| | A1 | 11,62 | 14,26 | 2,78 | 22,10 | 77,12 |
| 4 | A2 et A4 | 5,8 | 7,13 | 0,86 | 27,02 | 105,69 |
| | A1 | 11,62 | 14,26 | 1,72 | 22,10 | 114,7 |
| 3 | A2 et A4 | 5,8 | 7,13 | 0,66 | 27,02 | 140,50 |
| | A1 | 11,62 | 14,26 | 1,32 | 22,10 | 152,38 |
| 2 | A2 et A4 | 5,8 | 7,13 | 0,43 | 27,02 | 175,08 |
| | A1 | 11,62 | 14,26 | 0,86 | 22,10 | 189,6 |
| 1 | A2 et A4 | 5,8 | 7,13 | 0,22 | 27,02 | 209,45 |
| | A1 | 11,62 | 14,26 | 0,44 | 22,10 | 226,40 |

Calcul de Inertie des portiques.

Remarque préliminaire: le contreventement de l'ouvrage est assuré par 4 portiques: 2 de rives et 2 intérieurs. Les 2 portiques intérieurs sont caractérisés par un changement brusque de section au niveau de l'axe C. Ceci provoque des efforts de torsion qu'on devra faire intervenir dans les calculs ultérieurs.

On signalera aussi le fait que ces 2 portiques intérieurs sont grevés au niveau du sous sol par 10 structure clastique en b.a. On fera donc un calcul d'Inertie en conséquence.

On fera les hypothèses suivantes: Au niveau des voiles sur terminie d'escalier on fera travailler les parties sous niveau étage courant en pontes (section 16×50) et l'on aura des potelets ($30 \times 33,5$) pour plus de précision, voir schéma page suivante.

Détermination des Inerties:

Portique ①

tous les poteaux sont identique sauf poteau sur Axe H. Il en est de même des pontes.

- Etage courant

$$\text{Poteaux: } I = 50 \times 50^3 / 12 = 520833 \text{ cm}^4$$

$$\text{pontes: } I = 50 \times 50^3 / 12 = 520833 \text{ cm}^4$$

$$\text{poteau sur Axe H: } I = 50 \times 24^3 / 12 = 57600 \text{ cm}^4$$

- Niveau 2 = Etage courant.

- Niveau 1.

$$\text{pontes: } I_3 = 20 \times 40^3 / 12 = 106666 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Pontes sur Niveau 0: } I = 50 \times 30^3 / 12 = 112500 \text{ cm}^4$$

Portique ②

- Etage courant.

$$\text{Pontes ① } I = 16 \times 50^3 / 12 = 166666 \text{ cm}^4.$$

$$\text{potelets } I = 30 \times 33,5^3 / 12 = 93988 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Pontes ③ } I = 20 \times 60^3 / 12 = 360.000 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Gaines de Rive: } I = 88,5 \times 52^3 / 12 = 73,5 \times 46^3 / 12 = 1.035.984 - 593183$$

$$I = 440801 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Gaines Intermédiaires: } I = 889602 \text{ cm}^4.$$

$$\text{potelet sur Voile } I = 16 \times 20^3 / 12 = 10666,66 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Pontes P4 } I = 20 \times 40^3 / 12 = 106666,66 \text{ cm}^4.$$

Poteaux A5 $I = 50 \times 50^3 / 12 = 520833 \text{ cm}^4$.

Poteaux A8 $I = 80 \times 24^3 / 12 = 34560 \text{ cm}^4$.

Remarque : les portiques intermédiaires, sont repris aux niveaux 2 et 1 et en te les axes AB, et C par la voiles sur rampe d'escaliers.
On devra donc tenir compte des inerties de ces voiles.

Niveau étage courant :

$$I_{voile} = .10 \times 3,48^3 / 12 = 0,562 \text{ m}^4 = 0,562 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

Niveaux 2 et 1.

$$I_{voile} = .15 \times 6,20^3 / 12 = 3,18 \text{ m}^4 = 3,18 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

Donc les Forces sont reprises par les différents éléments en fonction de leurs inerties.

Calcul des Inerties totales des portiques / Niveau pour le portique ①

- Niveau étage courant :

Inertie totale = Inerties des poteaux + Inerties des Goures + Inerties des voiles.

$$I_{tot} = (520833 \times 7 + 57600) \times 2 + (440801 + 881602 \times 2 + 0,562 \cdot 10^8) \times 2 =$$

$$= 0,074 + 0,022 + 0,562 = 0,65804 \text{ m}^4$$

$$I_{tot} = 1,658 \text{ m}^4$$

- Niveau sous-sol et vide sanitaire

$$I_{tot} = 0,074 + 0,0208 + 0,0353 + 0,0007 + 6,36 = 6,49 \text{ m}^4$$

$$I_{tot} = 6,491 \text{ m}^4$$

Repartition des forces pour les poteaux du portique ①

Expression de la Force sur le portique ①

$$F_{\text{①}} = F_{tot} \times I_{\text{①}} / I_{tot}$$

$$\begin{cases} F_{tot} = \text{Force bisannuelle sur un niveau.} \\ I_{\text{①}} = \text{Inertie totale du portique ①} \\ I_{tot} = \text{" " du Niveau.} \end{cases}$$

$$I_{\text{①}} = 0,037 \text{ m}^4$$

F_{tot} = f_{vib} du niveau considéré

I_{tot} = Calculé plus haut pour chaque niveau.

Tableau Récapitulatif des forces horizontales / Niveau et par poteau pour le portique ①

| Niveau | Forces (t) | Poteau | |
|--------|------------|--------|---------|
| 6 | 3,17 | A1 | 0,36 t |
| | | A2 | 0,45 t |
| | | A3 | 0,04 t |
| | 7,07 | A1 | 0,80 t |
| | | A2 | 1,00 t |
| | | A3 | 0,09 t |
| | 10,18 | A1 | 1,17 t |
| | | A2 | 1,00 t |
| | | A3 | 0,09 t |
| | 12,53 | A1 | 1,44 t |
| | | A2 | 1,805 t |
| | | A3 | 0,016 t |
| | 1,42 | A1 | 0,16 t |
| | | A2 | 0,20 t |
| | | A3 | 0,02 t |
| | 1,52 | A1 | 0,17 t |
| | | A2 | 0,21 t |
| | | A3 | 0,02 t |

Evaluation des moments sur le portique ①

Les moments sont calculés par les formules de BOWMAN cités plus haut.
Niveau 6.

• Poteau A1 $\left\{ \begin{array}{l} \text{en tête} \quad M_{i1} = F \alpha h_c = 0,36 \times 1,95 = 0,70 \text{ tm} \\ \text{En pied} \quad M_{s1} = F \beta h_c = 0,36 \times 1,05 = 0,38 \text{ tm} \end{array} \right.$

traverse $\left\{ \begin{array}{l} M_{g1} = 0 \quad (K_g = 0) \\ M_{d1} = -M_i K_d / K = -M_{i1} = -0,70 \text{ tm} \end{array} \right.$

• Poteau A2. $\begin{cases} M_{i2} = 0,45 \times 1,95 = 0,88 \text{ tm} \\ M_{s2} = 0,45 \times 1,05 = 0,47 \text{ tm} \end{cases}$

traverse $\begin{cases} M_g = -M_{i2} K_g / K = -0,44 \text{ tm} \\ M_d = -M_{i2} K_d / K = -0,44 \text{ tm} \end{cases}$

• Poteau A3 $\begin{cases} M_{i3} = 0,08 \text{ tm} \\ M_{s3} = 0,04 \text{ tm} \end{cases}$

- traverse $\begin{cases} M_{g3} = -0,08 \times 1,0 = -0,08 \text{ tm} \\ M_{d3} = 0 \cdot (K_d = 0) \end{cases}$

- Niveau 5

• A1 $\begin{cases} M_{i1} = 0,8 \times 1,8 = 1,44 \text{ tm} \\ M_{s1} = 0,8 \times 1,2 = 0,96 \text{ tm} \end{cases}$

traverse $\begin{cases} M_g = 0 \\ M_d = -(M_s + M_i) = 2,4 \text{ tm} \end{cases}$

• A2 $\begin{cases} M_{i2} = 1,00 \times 1,8 = 1,8 \text{ tm} \\ M_{s2} = 1,00 \times 1,2 = 1,2 \text{ tm} \end{cases}$

traverse $\begin{cases} M_{g2} = -(M_s + M_i) \times 0,5 = -1,5 \text{ tm} \\ M_{d2} = M_{g2} = -1,5 \text{ tm} \end{cases}$

• A3 $\begin{cases} M_{i3} = 0,09 \times 1,8 = 0,16 \text{ tm} \\ M_{s3} = 0,03 \times 1,2 = 0,11 \text{ tm} \end{cases}$

traverse $\begin{cases} M_g = -(0,16 + 0,11) \times 0,5 = 0,10 \text{ tm} \\ M_d = 0 \end{cases}$

- Niveau 4.

• A1 $\begin{cases} M_{i1} = 1,17 \times 1,65 = 1,94 \text{ tm} \\ M_{s1} = 1,17 \times 1,35 = 1,58 \text{ tm} \end{cases}$

$\begin{cases} M_d = -(M_s + M_i) = -(1,94 + 1,58) = 2,01 \text{ tm} \\ M_g = 0 \end{cases}$

• A2 $\begin{cases} M_{i2} = 2,42 \text{ tm} \\ M_{s2} = 1,18 \text{ tm} \end{cases}$

$\begin{cases} M_d = -(2,42 + 1,18) \times 0,5 = -1,8 \text{ tm} \\ M_g = M_d = -1,8 \text{ tm} \end{cases}$

$$\bullet A3 \begin{cases} M_L = 0,18 \text{ tm} \\ M_i = 0,21 \text{ tm} \\ M_d = -(0,21 + 0,11) = -0,32 \text{ tm} \\ M_g = 0. \end{cases}$$

- Niveau 3.

$$\bullet A1 \begin{cases} M_L = 2,16 \text{ tm} \\ M_i = 2,16 \text{ tm} \\ M_g = 0 \\ M_d = -3,7 \text{ tm} \end{cases}$$

$$\bullet A2 \begin{cases} M_L = 2,7 \text{ tm} \\ M_i = 2,7 \text{ tm} \\ M_g = -2,35 \text{ ,,} \\ M_d = -2,35 \text{ ,,} \end{cases}$$

$$\bullet A3 \begin{cases} M_i = M_L = 0,24 \text{ tm} \\ M_d = 0 \\ M_g = -0,42 \text{ tm} \end{cases}$$

- Niveau 2.

$$\bullet A1 \begin{cases} M_i = M_L = 0,36 \text{ tm} \\ M_g = 0 \\ M_d = -2,02 \text{ tm} \end{cases}$$

$$\bullet A2 \begin{cases} M_i = M_L = 0,45 \text{ tm} \\ M_d = -1,37 \text{ tm} \\ M_g = M_d = -1,37 \text{ tm} \end{cases}$$

$$\bullet A3 \begin{cases} M_i = 0,045 \text{ tm} \\ M_L = M_i \\ M_g = -0,29 \text{ tm} \\ M_d = 0. \end{cases}$$

- Niveau 1.

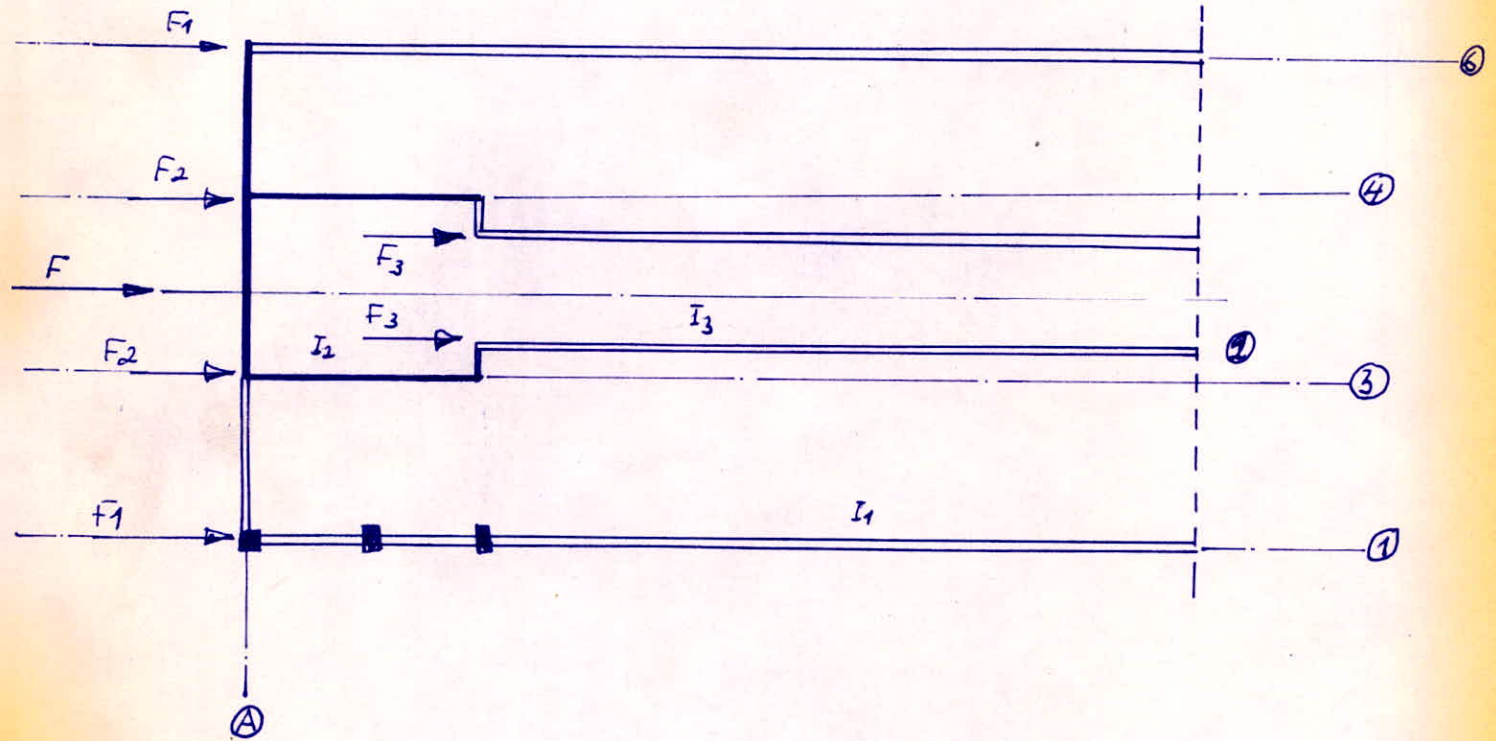
$$\bullet A1 \begin{cases} M_i = 0,09 \text{ tm} \\ M_L = 0,14 \text{ tm} \\ M_d = -0,45 \text{ tm} \end{cases}$$

$$\bullet A2 \begin{cases} M_i = 0,11 \text{ tm} \\ M_L = 0,17 \text{ tm} \\ M_d = M_g = -0,28 \text{ tm} \end{cases}$$

$$\bullet A1 \begin{cases} M_i = 0,01 \text{ tm} \\ M_L = 0,02 \text{ tm} \\ M_d = -0,30 \text{ tm} \end{cases}$$

Calcul du portique sur Axe 3.

Ce portique est repris in par un système (mixte voile-ostacure b.a.
 En outre il est caractérisé par une variation brusque de section au niveau de l'axe C. Ceci provoque une torsion sur la Gaine G₁ qu'on calculera en conséquence.
 Pour bien montrer le phénomène on représentera le système entier sur une vue schématique.



• Si F est la résultante des forces horizontales agissant sur un étage donné, la répartition de F entre les éléments de l'ostacure se fait de la manière suivante

$F_{①}$ sur les portiques ① et ⑤

$F_{②}$ " les voiles d'escalier.

$F_{③}$ sur le portique ②

Calcul des Forces F_2 et F_3

$$F_2 = F_{tot} \times I_2 / I_{tot}$$

$$F_3 = F_{tot} \times I_3 / I_{tot}$$

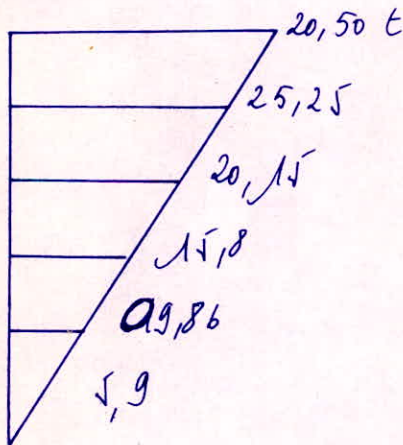
} Mêmes Notations que pour le portique ①

• Tableau récapitulatif des Efforts horizontaux sur le portique ③

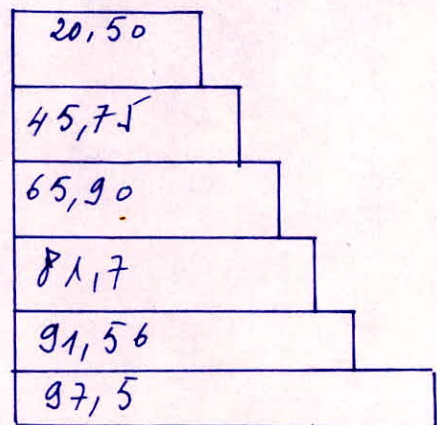
| Niveau | Force (t) | |
|--------|-----------|----------|
| | Voile | portique |
| 6 | 20,50 | 2,31 |
| 5 | 25,25 | 5,16 |
| 4 | 20,15 | 7,43 |
| 3 | 15,8 | 9,80 |
| 2 | 9,9 | 1,42 |
| 1 | 5,92 | 1,55 |

• Remarque préliminaire : Ce calcul nous montre que l'essentiel des efforts horizontaux est repris par les voiles.

Diagramme des Efforts sur la voile.



Efforts cumulés



• Nota : La partie du portique C-H est sollicitée en plus de charges horizontales par une partie de plancher sous circulation (voir plans de Coffrage).
 Mais étant donné la part de charge qui descend (une largeur de $\frac{4,76}{2} = 0,85m$)
 On fera un calcul uniquement sous les efforts horizontaux.

- Pour le voile sur trémie d'escalier (Axes 3 et 4) on devra faire les calculs sous les charges données par les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{aligned} N_1 &= CP + \frac{P}{\sqrt{2}} + \sqrt{2} I_v \\ N_2 &= CP + \frac{P}{\sqrt{2}} - \sqrt{2} I_v \\ N_3 &= CP + \frac{P}{\sqrt{2}} + \sqrt{2} I_H \end{aligned} \right\} \text{verticalls}$$

(Horizontale).

Étude du voile sur la cage à escaliers.

- Ce voile est caractérisé par une variation de section au niveau du plancher sous-sol. On aura donc à faire un calcul au droit du changement de section.

1) Calcul des Contraintes sous G et I.

1.1 La longueur de flambement est

$$l_f = \alpha h. \quad h = \text{hauteur de l'étage} = 3m.$$

$$\alpha = f\left(\frac{l}{H}\right) \quad L = \text{longueur du voile} = 3m.$$

$$\frac{l}{h} = 1 < 2,5 \rightarrow \alpha = 1.$$

$$l_f = h = 3m.$$

1.2) Calcul du Coefficient de flambement θ

$$\theta = f\left(\frac{l_f}{d}\right) \quad \left\{ \begin{aligned} l_f &= \text{longueur de flambement} = 3m. \\ d &= \text{épaisseur du voile} = 0,16m. \end{aligned} \right.$$

$$\frac{l_f}{d} = \frac{3}{0,16} = 18,75 \Rightarrow \left\{ \begin{aligned} \theta &= 0,47 \text{ pour 1 béton roman mé.} \\ \theta &= 0,69 \text{ pour 1 béton armé.} \end{aligned} \right.$$

1.3) Calcul des Contraintes.

Le voile considéré reprend les charges venant de l'escalier et les surcharges.

On doit avoir

$$\sigma'_s = \frac{N}{A} \cdot \frac{1}{\theta} \leq \bar{\sigma}'_s \quad N = G + 1,25.$$

On fera un tableau récapitulatif pour toute les charges et selon les niveaux.

| Niveau | G (kg/ml) | 1,2 G (kg/ml) | G + 1,2 P | $\bar{\sigma}_b'$ (kg/cm ²) |
|--------|-----------|---------------|-----------|---|
| 6 | 1155 | 446,4 | 1601,4 | 0,35 |
| 5 | 2310 | 446,4 | 2756,4 | 1,70 |
| 4 | 3463,0 | 446,4 | 3911,4 | 1,25 |
| 3 | 4620 | 446,4 | 5066,4 | 2,38 |
| 2 | 5775 | 446,4 | 6221,4 | 2,40 |
| 1 | 6930 | 846,4 | 7776,4 | 2,50 |

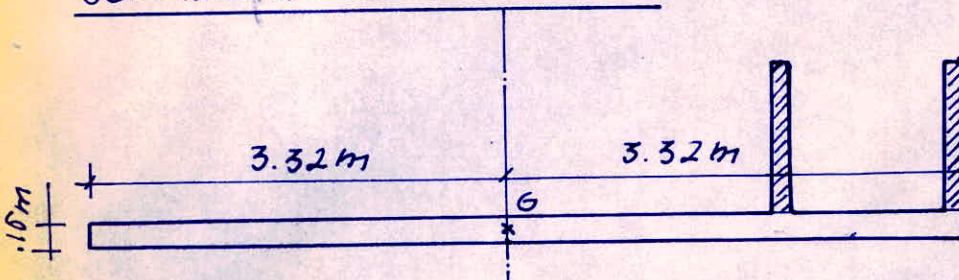
Toutes les Contraintes sont donc inférieures à $\bar{\sigma}_{b0}'$, il n'y a pas lieu, donc, de faire une vérification en compression.

2) Calcul des Contraintes sous G, S et I

On aura à vérifier le voile en flexion composée. L'effort (normal) est dû à G et S et le moment est donné par les charges latérales horizontales, et éventuellement au moment dû à l'effort (normal) (si celui-ci est excentré).

On fera le calcul pour la section la plus sollicitée, c'est à dire celle qui se trouve au bas du niveau 2. (Niveau 3, 4 et 5).

Détermination des sollicitations.



Remarque préliminaire: Etant l'inertie relativement faible de la Gaine dans le sens transversal, on la fait pas intervenir dans la résistance du voile.

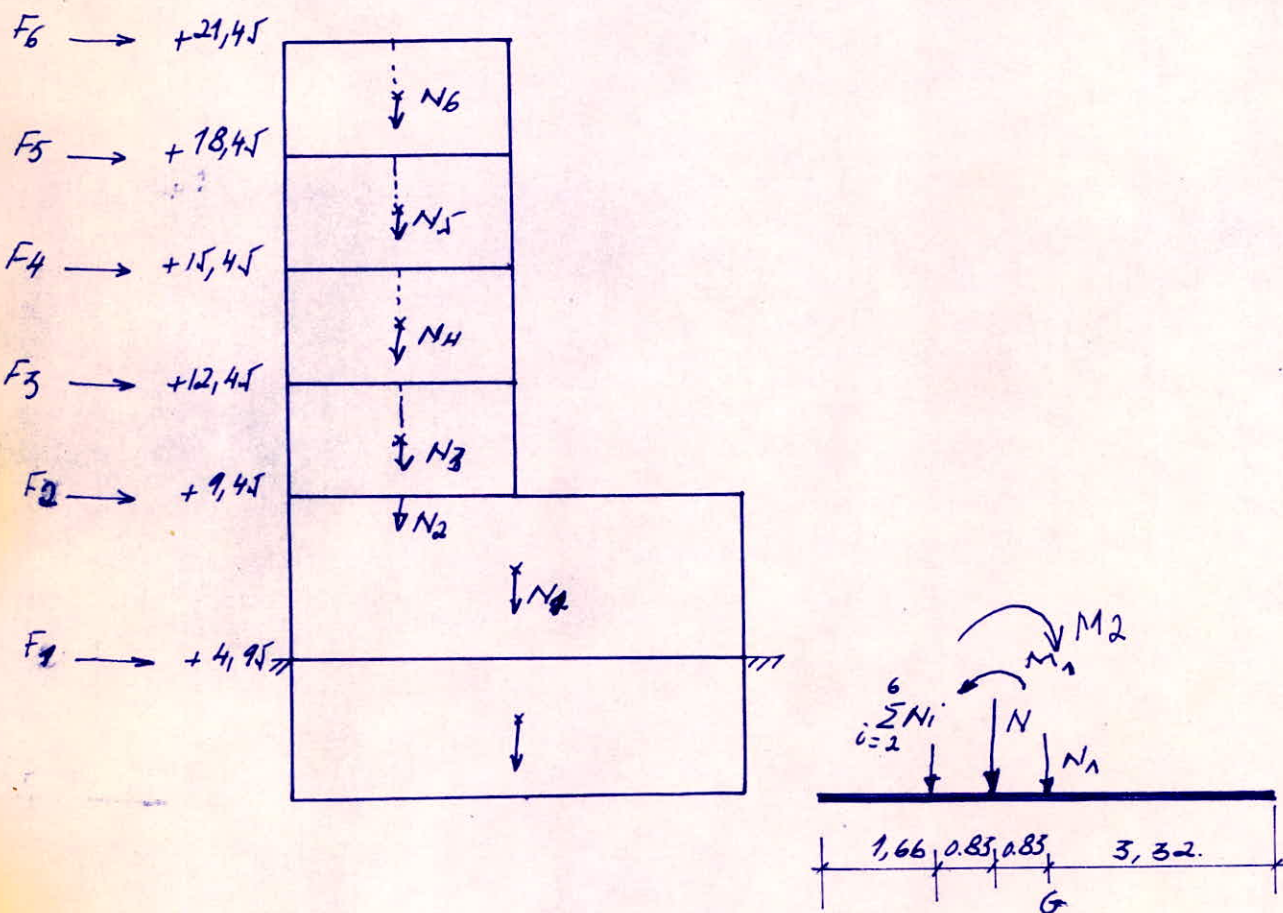
Expression de la Contrainte:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{Mv}{I}$$

$\left\{ \begin{array}{l} N = \text{Effort Normal global} \\ A = \text{Section considérée} \\ v = \text{distance entre le C.d.g et la fibre la plus éloignée} \\ I = \text{moment d'inertie de la section} = 4 \text{ m}^4 \end{array} \right.$

Détermination de N et de son point d'application :

Coupe longitudinale subloc (sur Axe 4 au niveau du voile).



L'effort Normal est dû aux charges permanentes, comme la section subit 1 variation, on a un excentrement de l'effort normal.

On aura donc un moment $M_1 = -N \times d$ $\left\{ \begin{array}{l} N = \sum_{i=2}^6 N_i + N_1 \\ d = 0,83 \text{ m.} \end{array} \right.$

$$N = 1,2 \times 3,32 \times 3,32 \times 5 + 1,2 \times 3,32 \times 6,64 = 66,15 + 26,45 = 92,58 \text{ t/m}$$

Remarque: On aurait pu utiliser les résultats du tableau ci-dessus, pour calculer N, le résultat serait le même.

Calcul du moment \$M_2\$

$$M_2 = \sum F_i d_i = 48,11 \times 12 + 59,25 \times 9 + 47,24 \times 6 + 35,62 \times 3 = 1500 \text{ tm}$$

$$\text{On aura donc } M = M_2 - M_1 = 1500 - 0,83 \times 92,58 = 1423 \text{ tm}$$

$$\text{D'où la contrainte } \sigma'_1 = \frac{92,58}{0,16 \times 6 \times 18} + \frac{1423 \times 3,32}{4} = 87,9 + 1182 = 1269 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_1' = 127 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_6'$$

$$\sigma_2' = 118 \text{ kg/cm}^2$$

Donc $\sigma_{\max}' < \bar{\sigma}_6'$

- Armatures longitudinales.

Le béton peut reprendre à lui seul les efforts extérieurs.

On prendra 1 section forfaitaire de 0,5% de la section du béton.

On aura donc

$$A = 0,16 \times 6,64 \times 0,5 / 100 = 53,12 \text{ cm}^2$$

On adoptera des diamètres TØR 6 et l'on aura à respecter la disposition Constructive. C.à.d que la distance entre aciers doit être au plus égale à la plus petite dimension du béton.

Dans notre cas on a $e_{\max} = 15 \text{ cm}$. Ceci va nous donner la valeur de A et l'on aura donc pour le nombre de barres

$$53,12 / 0,50 = 106,24 \Rightarrow \text{on prendra } 120 \text{ barres}$$

Ce qui va nous donner 1 section finale

$$\text{de } A = 30,1 \times 2 = 60,2 \text{ cm}^2$$

Cette section sera répartie en 2 rappels.

On armera l'extrémité du voile en poteau.

Cette section est valable pour les 2 premiers niveaux.

pour les niveaux supérieurs on prendra une section forfaitaire de 30,1 cm² à répartir de la même manière.

- Armatures transversales.

On adoptera des TØR 6.

E spacement entre cours: le CCBA 63 prescrit pour t :

$$t_1 = (100 \phi_6 - 15 \phi_{l\max}) (2 - \frac{\sigma_1'}{\sigma_{20}'})$$

$$t_2 = 15 (2 - \frac{\sigma_2'}{\sigma_{20}'}) \phi_{l\min}$$

$$t = \min(t_1, t_2)$$

$$\text{avec } \sigma_6' = \frac{N_1}{S + \eta A} = \frac{1,1 \times 124452}{16 \times 664 + 15 \times 120} = 21,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_1 = 80 \text{ cm}$$

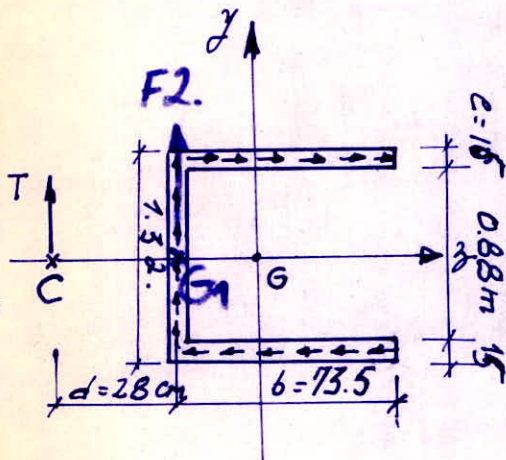
$$t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_2}{\sigma'_{20}} \right) = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_2}{\sigma'_{20}} \right) = 25,33 \text{ cm}.$$

d'où l'espacement adopté $e = 25 \text{ cm}$.

• Pour les extrémités du voile on armera en poteau avec toutes les dispositions convenables (voir plan de ferrailage).

Calcul du profil ouvert (Gaine G1 sur Axe C)

Considérations préliminaires sur les profils ouverts (Voir ouvrage de M^r Goulet. Aide-mémoire RDM).



• Lorsqu'une section symétrique par rapport à Gz n'admet pas Gy comme axe de symétrie, la résultante des contraintes de cisaillement produites par un effort tranchant T parallèle à Gy passe par un point C distinct de G , ce point est le centre de torsion de la poutre.

Si les forces extérieures sont situées dans le plan parallèle à Gy passant par le centre de torsion la résultante des contraintes de cisaillement est équivalente à l'effort tranchant; sinon des efforts de torsion se produisent dans la poutre et les contraintes de cisaillement correspondantes doivent être superposées à la contrainte de cisaillement due à T .

c. à d on aura $\tau = \tau_T + \frac{Tm}{Ib}$ avec :

- $I =$ Moment d'inertie de la section / Gz .
- $b =$ largeur de la section au niveau où l'on calcule τ .
- $m =$ Moment statique / Gz de la partie de la section située au dessus du niveau considéré.
- $\tau_T =$ Contrainte due aux efforts de torsion.

Position du centre de torsion de la section.

La position de C est donnée par : $d = \frac{b^2 h^2 e}{4 I_z}$

$I_z =$ Moment d'inertie / $Gz = I_{z1} + I_{z2}$.

$$b = 73.5 \text{ cm}$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

$$h = 132 \text{ cm}$$

$$I_{z1} = e \cdot h^3 / 12 = 15 \times 1.32^3 / 12 = 0,030 \text{ m}^4$$

$$I_{z2} = 15 \times 88^3 \cdot 60^2 \times 2 = 0,102 \text{ m}^4$$

$$I_z = 0,030 + 0,102 = 0,132 \text{ m}^4 = 0,132 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

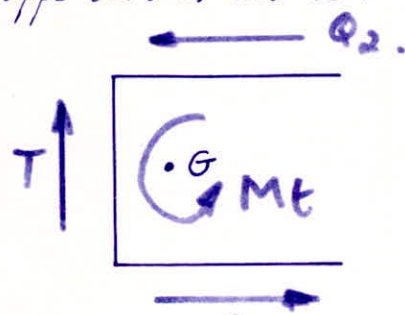
$$\Rightarrow d = 73,5^2 \times 132^2 \times 15 / 0,132 \cdot 10^8 = 28 \text{ cm}$$

La Gaine Considérée reprend l'effort F_3 transmis par la Gaine d'escalier.
Remarque: En réalité l'effort F_3 se répartit entre les éléments de la partie C-H, mais étant donnée l'inertie relativement faible des poteaux, on ne tient pas compte de leur résistance à la torsion.

Effet de la torsion.

On démontre que l'effort tranchant T développe dans les ailes de la section des efforts Q_1 et Q_2 égaux et de sens contraires

Ces 2 forces forment un couple qui occasionne les cisaillements qu'on calculera et qui tord la section fléchie. $M = Q \times d$.



l'expression de Q est donnée par

$$Q = Q_1 = Q_2 = T e v / 2 I \quad (\text{voir l'ouvrage de A. Guerrien : traité de b.a.T.D})$$

T = Résultante des Efforts horizontaux au Niveau 2
 soit $T = 27,67 \text{ t}$.

$$e = 15 \text{ cm}$$

v = distance de la fibre neutre aux fibres extrêmes
 soit $v = 60 \text{ cm}$.

$$I_z = 0,132 \text{ cm}^4 \times 10^8$$

$$\Rightarrow Q = 27,67 \times 88,5^2 \times 15 \times 60 / 2 \times 0,132 \cdot 10^8 = 7,35 \text{ t}$$

$$M = 7,35 \times 1,03 = 7,58 \text{ tm}$$

$$\tau_1 = 3 M e / b_1 e_1^3 + 2 b_2 e_2^3 = 3 \times 7,58 \cdot 10^5 / 15^3 (88,5 + 90) = 10,26 \text{ kg/cm}^2$$

• Calcul de σ_0 .

$$\sigma_0 = Tm / I b.$$

$$m = 15 \times 88,5 \times 2,5 + 15 \times 60 \times 30 = 93693,8 \text{ cm}^3.$$

$$I = 0,1320 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

$$b = 15 \text{ cm}.$$

$$\sigma_0 = 27,67 \times 93693,8 / 15 \times 0,132 \cdot 10^8 = 13 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_0 = 13 + 10,3 = 23 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma = 23 \text{ kg/cm}^2.$$

On a $\sigma = 23,8 \text{ kg/cm}^2.$

$$0,35 \bar{\sigma}_b' = 0,35 \times 68 = 23,8 \text{ kg/cm}^2 > \sigma.$$

- Détermination des armatures.

l'effort unitaire $e = \frac{M}{2s}$ détermine la section d'armatures horizontales et transversales.

• Armatures longitudinales

$$A_L = \frac{M(a+b)}{s \bar{\sigma}_a'} = \frac{7,35 \cdot 10^5 (120 + 88,5)}{5 \cdot 1470} (120 \times 15 + 2 \times 88,5 \times 15) \times 2800$$

$$A_L = 19,8 \text{ cm}^2. \rightarrow 12T12.$$

$$A_T = \frac{7,35 \cdot 10^5 \times 15}{2 \times 5 \times 1470} = 7,88 \text{ cm}^2. \rightarrow \phi 8 e = 15.$$

Armatures minimales.

BA68 prescrit:

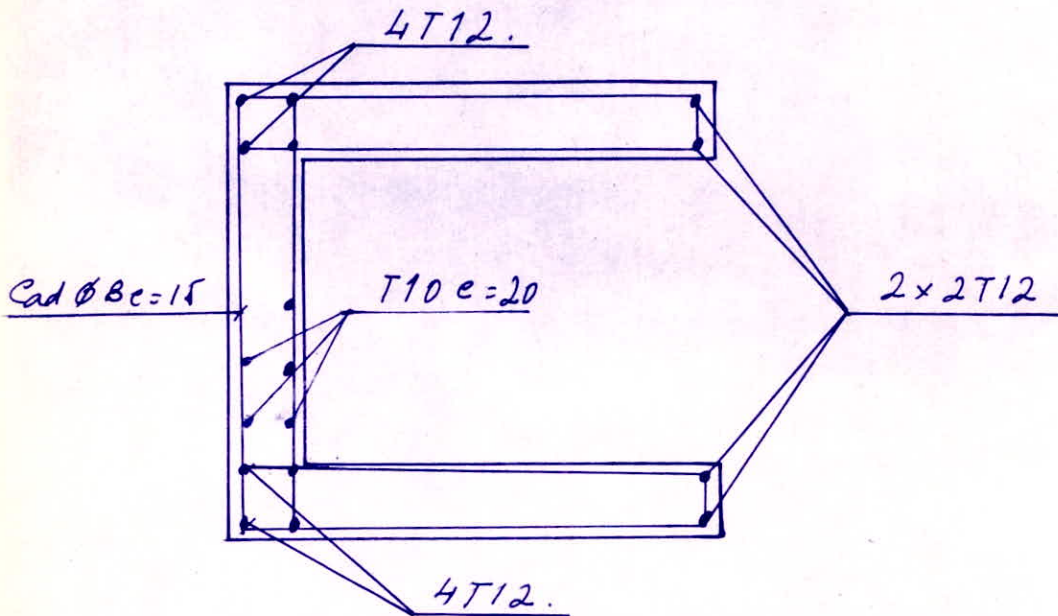
$$\varphi_L = \frac{2}{3} \cdot \frac{b+h}{h} \cdot \frac{\sigma}{\bar{\sigma}_a'} = 0,23 \text{ cm}^2 \text{ vérifié'}$$

$$\varphi_T = 0,80 \varphi_L \text{ vérifié'}$$

l'espacement des armatures transversales ne doit pas excéder 15 cm.

On prendra des armatures de montage en T10.

- On devra respecter les prescriptions suivantes pour le ferrailage :
 - Le couvremment suffisants.
 - les aciers longitudinaux doivent être répartis aussi également que possible.



Calcul de la Gaine G2.

Étant donnée la position de cette gaine dans le bâtiment, on ne tiendra pas compte de l'influence de l'effort tranchant qui est très petite en raison de l'effet d'absorption de la structure.

Par contre, on aura à contrôler le moment de flexion donné par la force sismique transversale et de l'effort normal dû aux charges permanentes.

Cette force a été calculée dans la première partie

$$F = 29,22 \text{ t.}$$

$$M = \frac{2}{3} F \times H = \frac{2}{3} \times 29,22 \times 12 = 233,76 \text{ tm.}$$

Ce moment se répartit entre le poteau A4 et G2 en fonction de leurs inerties.

Inertie de la gaine :

$$I_{G1} = .30 \times .30^3 / 12 + .15 \times .30^3 / 12 + .20 \times .15^3 / 12 = 0,128 + 0,0003 = 0,128 \text{ cm}^4.$$

$$I_{A4} = .50 \times 1,50^3 / 12 = 7,65 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4 \approx 7,7 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$F_{G1} = 29,22 \times 0,128 / (0,077 + 0,128) = 18,24 \text{ t.}$$

$$F_{A4} = 29,22 \times 7,7 \cdot 10^{-2} / 0,205 \approx 11 \text{ t.}$$

$$M_{G1} = 18,24 \times \frac{1}{3} H = 145,9 \text{ tm.}$$

Effort Normal.

$$\text{Surface chargée} = (7,35/2 + 2,50/2) \times 3,32 = 16,4 \text{ m}^2.$$

$$N = 1,2 \times 16,4 \times 6 = 118 \text{ t.}$$

⇒ Calcul de la Contrainte.

$$\sigma'_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_v}{I} = \frac{118,8 \cdot 10^3}{3 \times 15 \times 88,5 + 15 \times 120} \pm \frac{145,9 \times 10^5 \times 44,2 \sqrt{}}{0,128 \cdot 10^8} = -20,5 + 50,4 = 70,9 \text{ kg/cm}^2$$

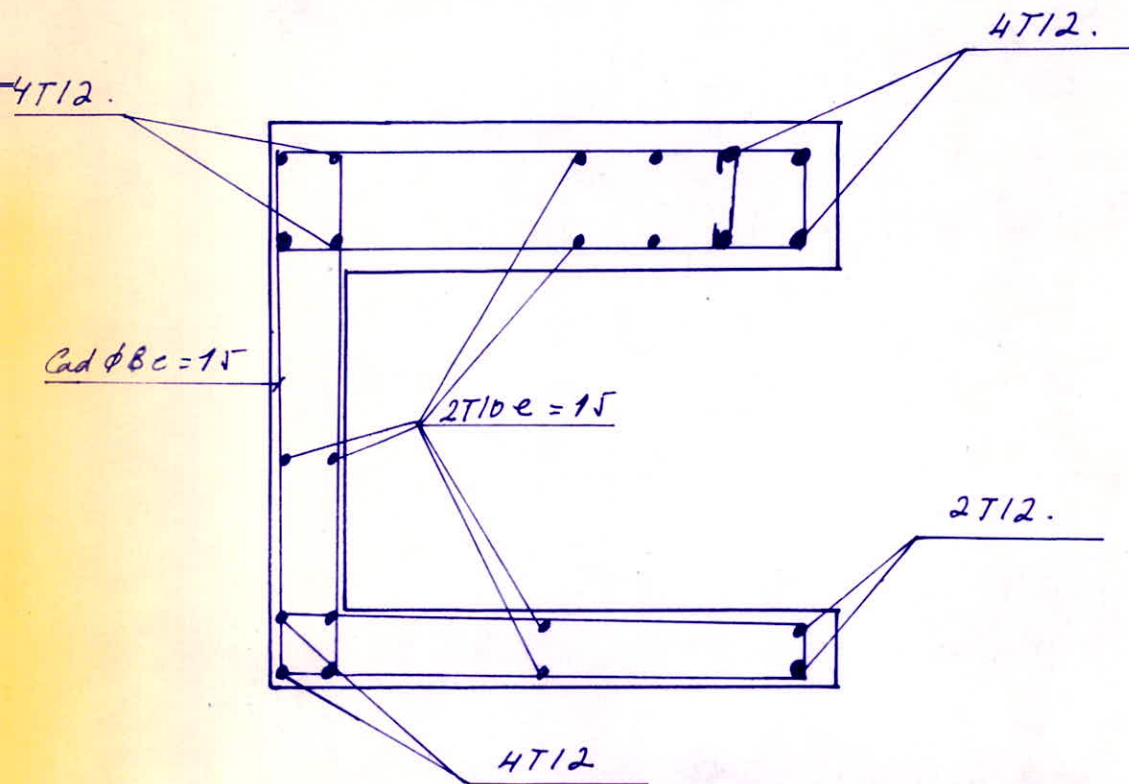
$$\sigma_1 = 70,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_s$$

On adoptera une section de 0,6% de la section brute x béton.

$$A_L = 5795 \times 0,6 / 100 = 34,8 \text{ cm}^2.$$

Armatures de Montage en T10.

Armatures transversales en $\phi 8$ e = 15 cm.



Calcul des poteaux.

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet d'un moment de flexion dû à l'effet du séisme et sous un effort normal dû aux charges permanentes.

Poteau A1 (14 unités)

$$N = 189,6 \text{ t}$$

$$M = 2,7 \text{ tm}$$

$$h = 4,5 \text{ m}$$

$$l_c = 0,7 \times 4,5 = 3,15 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2,7}{189,6} = 1,4 \text{ cm} < \frac{h}{6} = \frac{50}{6} = 8,33 \text{ cm}$$

⇒ la section est donc entièrement comprimée.

Dans ce cas les contraintes sont données par une formule élastique de RDM.

$$\sigma'_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_{V_{1,2}}}{I}$$

$$\text{soit : } \sigma'_1 = \frac{189,6}{50 \times 50} + \frac{2,7 \cdot 10^5 \times 26,4}{520833} = 89,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_1 = 89,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_2 = 54,06 \text{ kg/cm}^2$$

Les contraintes étant inférieures à $\bar{\sigma}_b$ ou armature à 1,64% de la section de béton.

$$\text{soit } A_s = 0,0164 \times 50 \times 50 = 15 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T20 = 15,70 \text{ cm}^2$$

La section sera armée symétriquement car l'effet du séisme peut changer de sens.

$$\Rightarrow \underline{A = 2 \times 5T20 = 10T20 = 31,41 \text{ cm}^2}$$

Poteau A2 (4 unités)

$$M = 2,7 \text{ tm}$$

$$N = 175,08 \text{ tm}$$

$$h = 4,5 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2,7}{175,08} = 1,5 \text{ cm} < \frac{h}{6}$$

Contraintes :

$$\sigma' = \frac{175,08}{50 \times 50} + \frac{2,7 \times 10^5 \times 24,5}{520833} = 70 + 13,2 = 83,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'$$

$$\Rightarrow A_L = 0,006 \times 50 \times 50 = 15 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{10T20}$$

Poutre A3 (3 unités)

$$N = 189,6 \text{ t}$$

$$M = 0,24 \text{ tm}$$

$$h = 4,5 \text{ m}$$

$$I = 24 \times 50 = 1200 \text{ cm}^2$$

$$l_c = 4,5 \times 0,7 = 3,15 \text{ m}$$

Etant donné la valeur très faible du moment, on calculera le poteau en compression simple.

Pour le calcul, on s'en tiendra aux prescriptions des articles du b.a 68, chapitre poteaux et colonnes.

Armatures longitudinales.

$$A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}_{ho}}$$

Avec :

- θ_1 : Coefficient qui tient compte des possibilités d'excentricité de la charge dans le cas de poteau supportant une plaque nervurée ou non.

- poteau d'angle $\theta_1 = 1,8$

- " de rive $\theta_1 = 1,4$

- Autres poteaux $\theta_1 = 1$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$$

- l_c = longueur de flambement.

- a = plus petite dimension transversale de la pièce.

- c = entourage des armatures longitudinales.

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\bar{\sigma}_{en}}$$

pour FeE40 $\theta_3 = 1,514$

b) $A_L \geq \frac{1}{n} \left(\frac{N}{\sigma_{s0}'} - B \right)$ $B = 24 \times 50 \text{ cm}$

c) $A_L \leq \frac{B}{20}$

Les conditions suivantes doivent être simultanément satisfaites.

$A_L = \max(a, b)$, avec (c) satisfaites

si $A_L = b$ ($\max(a, b) = b$) \Rightarrow vérifier $\sigma_s' \leq \bar{\sigma}_{s0}'$ avec $\sigma_s' = \frac{N}{B + nA}$

a) $A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}_{s0}'}$

- $\theta_1 = 1,4$ (proton de Rile).

- $\theta_2 = 1 + \frac{3,15}{(4 \times 24 - 6)} = 1,035$.

- $\theta_3 = 1,514$.

- $N = 189,6 + \bar{\sigma}_{s0}' = 68 \text{ bars}$.

$A_L \geq \frac{1,25}{1000} \times 1,4 \times 1,035 \times 1,514 \times \frac{189,6 \cdot 10^3}{68} = 7,38 \text{ cm}^2$.

b) $A_L \geq \frac{1}{15} \left(\frac{189,6 \cdot 10^3}{68} - 1200 \right) < 0$.

c) $A_L \leq \frac{1200}{20} = 60 \text{ cm}^2 \rightarrow$ On adoptera une section $4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$.

Armatures symétriques: $\rightarrow \underline{2 \times 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2}$.

Toutes les dispositions de montage doivent être strictement respectées.

Armatures transversales.

pourcentage minimal

$w_f \geq \frac{1,5}{1000} \theta_1 \theta_2 \frac{\bar{\sigma}_{sm}'}{\bar{\sigma}_{s0}'}$ soit $A_t \geq \frac{A_L}{\theta_3} = 5,13 \text{ cm}^2$.

La distance entre 2 cours consécutifs ne doit pas dépasser l'espacement admissible.

Dans la zone de recouvrement le nombre et l'espacement des cours d'armatures doivent être tels que la continuité des jonctions par adhérence soit assurée.

Si n est le nbre de cours d'armatures à disposer sur le recouvrement, n doit être tel que:

$$\lambda \geq 0,4 \phi^2 \sigma_{en,l} / \phi^2 \sigma_{en,t}$$

Dans les autres zones on aura avoir

$$\left. \begin{aligned} t_1 &= (100 \phi_t - 15 \phi_{l,max}) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}} \right) \\ t_2 &= 15 \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}} \right) \phi_{l,min} \end{aligned} \right\} t = \min(t_1, t_2)$$

le b.a 68 recommande de prendre pour ϕ_t les valeurs suivantes

$$\frac{\phi_{l,max}}{4} \leq \phi < \frac{\phi_{l,min}}{3} \quad \text{et} \quad t \leq 15 \phi_{l,min}$$

On prendra ds ϕ_0 .

On adoptera pour A_t de l'acier doux (marque Fe E 24 $\sigma_{en} = 2350 \text{ kg/cm}^2$).

Calcul de λ

$$\lambda \geq 0,4 \times 1,6^2 \times 4200 / 0,6^2 \times 2350 = 5$$

$$\lambda = 8$$

$$t_1 = (100 \times 0,6 - 15 \times 1,6) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}} \right)$$

$$t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}} \right)$$

$$t \leq 15 \phi_{l,min} = 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm}$$

On prendra $t = 10 \text{ cm}$.

$$\underline{A_t = \phi_6 \quad e = 10 \text{ cm}}$$

$$\text{Recouvrement : } l_{c,min} = 5 \times 10 = 50 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow l_c = 60 \phi = 60 \times 1,6 = 100 \text{ cm}$$

Poteau A4 (2 unités).

$$N = 130 \text{ t}$$

$$M = 11 \times \frac{2}{3} \times 12 = 44 \text{ tm}$$

$$h = 4,5 \text{ m} \quad l_c = 3,15 \text{ m}$$

$$J = 50 \times 150 = 7500 \text{ cm}^2$$

le poteau sera à calculer en flexion composée.

Poteau A5' (1 um' de').

Section 50 x 88,5.

$$l = 4,15 \text{ m.}$$

$$l_c = 3,15 \text{ m.}$$

$$N = 120 \text{ t.}$$

$$I = 50 \times 88,5^3 / 12 = 0,03 \text{ m}^4.$$

Calcul du Norment sur le poteau.

$$F = F \times \bar{I} / \sum \bar{I}_i = 29,22 \times 0,03 / (0,03 + 0,077) = 8,2 \text{ t.}$$

$$M = 8,2 \times \frac{2}{3} \times 24 = 131,08 \text{ tm}$$

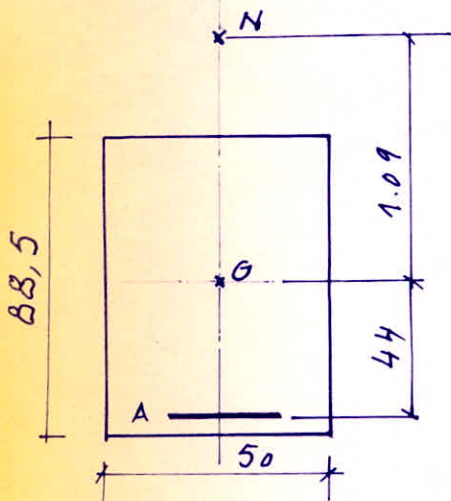
Détermination des Armatures.

$$e_0 = \frac{M}{N} = 1,09 \text{ cm} = 109 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{l_c}{6} = 14,75 \text{ cm} < e_0.$$

⇒ section partiellement comprimée.

On fera 1 calcul classique (voir calcul du poteau A4).



La section étant partiellement comprimée, on ne tiendra pas compte du béton tendu.

$$I_A = \frac{b \bar{y}_1^3}{12} + b \bar{y}_1 \left(\left(\frac{\bar{y}_1 + h}{2} \right)^2 \right).$$

$$\sigma'_s = 81 \times 1,5 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) = 81 \times 1,5 \left(1 + \frac{109}{3 \times 14,75} \right) > 0,60$$

$$\sigma'_s = 123,66 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{y}_1 = h \cdot \sigma'_s / (\sigma'_s + \sigma'_{tr})$$

$$\bar{y}_1 = 123,66 \times 86 / (123,66 + 4200/15) = 26,35 \text{ cm.}$$

$$\bar{I}_{bA} = 50 \times 26,35^3 / 12 + 50 \times 26,35 \left(\left(\frac{\bar{y}_1}{2} + (h - \bar{y}_1) \right)^2 \right) = 0,0698 + 0,00076 = 0,07056 \text{ m}^4$$

$$\underline{\bar{I}_{bA} = 0,07 \text{ m}^4.}$$

$$S_{bA} = 26,35 \times 50 \times 57,18 = 0,08 \text{ m}^3.$$

$$N = N_A + N'_A + N'_B$$

$$N'_A = A \sigma'_A = 2,3 \times 1670 = 3,84 t.$$

$$N'_B = \frac{\sigma'_B}{\gamma_1} \left(S_{BA} - (h - \bar{y}_1) B_b \right) = \frac{117,15}{56,8} [0,34 - 0,26] = 105,5 t$$

$$N = N_A + N'_A + N'_B$$

$$N_A = N - (N'_A + N'_B) = 39,3 t.$$

$$A = \frac{39,3}{42000} = 9,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{5T16 = 9,35 \text{ cm}^2}.$$

On armera symétriquement les 2 parties de la section.

$$\underline{A = 2 \times 5T16 = 20,19 \text{ cm}^2}.$$

On prendra les armatures transversales en $\phi 8$.

soit 2 Cad $\phi 8$ espacés de 15 cm.

Poteaux A5 (6 unités).

On calculera les poteaux au niveau ten vide sanitaire en compression, car les effets du vent aux toitures sont très faibles (voir calcul de portique ①).

Calcul des Efforts.

$$\text{poids propre} = 0,50 \times 0,50 \times 3 \times 2500 \times 4 + 0,50 \times 0,50 \times 2500 \times 4,5 = 10,31 t.$$

$$\text{ dalle pleine} = 0,20 \times 2500 \times 3,32 \times \left(\frac{1,70}{2} + \frac{7,30}{2} \right) = 720 \text{ kg} = 0,72 t.$$

$$\text{charges de planchers} = 5 \times 1,2 \times 4,15 \times 3,32 = 8,64 t.$$

$$\text{ surcharge} = 400 \times 4,5 \times 3,32 = 6 t \times 1,2 = 7,2 t.$$

$$N = 108,9 t \approx 109 t.$$

Armatures.

$$A_e \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \times \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poteaux intérieur } \theta_1 = 1. \\ \theta_2 = 1,035 \end{array} \right.$$

$$\theta_3 = 1,514.$$

$$\Rightarrow A_e \geq 3,10 \text{ cm}^2. \rightarrow 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2.$$

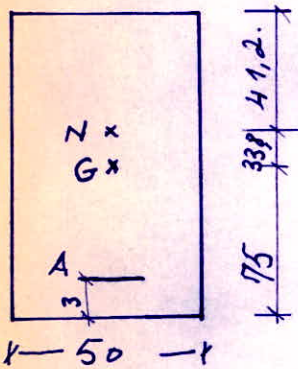
$$e_0 = \frac{ht}{6} = 150/6 = 25 \text{ cm.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{44}{130} = 33,8 \text{ cm} > e \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

Calcul des caractéristiques géométriques de la section.

La section étant partiellement comprimée, on ne tiendra pas compte de l'influence du béton tendu.

Calcul du π^+ & Inertie et du π^+ statique par rapport au centre de gravité des armatures tendues.



$$I_{bA} = b \bar{y}_1^3 / 12 + b \times \bar{y}_1 \times \left[\frac{\bar{y}_1}{2} + (h - \bar{y}_1) \right]^2$$

$$\bar{y}_1 = (h - d) \sigma'_s / \left(\sigma'_s + \frac{\sigma_a}{n} \right)$$

$$\sigma'_s = 81 \left(1 + \frac{e_0}{3a} \right) = 117,5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{y}_1 = 56,78 \text{ cm.}$$

$$I_{bA} = 50 \times 56,78^3 / 12 + 50 \times 56,78 \times 126,4^2 = 0,40 \text{ cm}^4 = 0,40 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

$$S_{b,A} = 50 \times 56,78 \times 126,4 = 0,34 \text{ cm}^3 = 0,34 \cdot 10^6 \text{ cm}^3.$$

π^+ des forces extérieures / A.

$$M_A = M + N f \quad f = 116,6$$

$$M_A = 44 + 130 \times 116,6 = 195,58 \text{ tm.}$$

M_A doit être équilibré par le π^+ & résistances du béton et des armures.

$$M_A = M_{rb} + \sigma_a A' \sigma'_a.$$

$$\sigma'_a = 15 \times 117,5 \times \frac{56,8 - 3}{56,8} = 1670 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M_{rb} = \frac{\sigma'_s}{\bar{y}_1} \left[I_{b,A} - (h - \bar{y}_1) S_{b,A} \right] = \frac{117,5}{56,8} \left(0,4 \cdot 10^8 - 90,22 \times 0,34 \cdot 10^6 \right)$$

$$M_{rb} = 190 \text{ tm.}$$

$$M_A - M_{rb} = \sigma_a A' \sigma'_a \rightarrow A' = (M_A - M_{rb}) / (144 \times 1670) = 2,3 \text{ cm}^2.$$

M⁺ des forces extérieures / A.

$$M_A = M + N_f = 131,08 + 120 \times 1,53 = 314,7 \text{ tm.}$$

$$M_A = M_{rb} + 3_a A' \sigma'_a =$$

$$\sigma'_a = 15 \times 123,66 \times \frac{26,35 - 2,5}{26,35} = 1689,5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M_{rb} = \frac{123,66}{26,35} (0,07 - 0,86 \times 0,08) \cdot 10^8 = 322,9 \text{ tm.}$$

$$A' = (M_A - M_{rb}) / 3 \sigma'_a = < 0. \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A.

$$N = N_A' + N_{A'} + N_b' \Rightarrow N_A = N - N_b'$$

$$N_b' = \frac{123,66}{26,35} (0,08 - 0,60 \times 26,35 \times \sqrt{0}) \cdot 10^8 = 6,62 \cdot 10^5 \text{ kg} = 9,38$$

$$N_A = -9,38 + 120 = 110,6 \text{ t.}$$

$$N_A = A \bar{\sigma}_a \rightarrow A = \frac{110,6 \cdot 10^3}{4200} = 26,33 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{A = 9T20.}$$

• Pour les armatures transversales on adoptera les mêmes dispositions que les autres poteaux.

CALCUL DES ELEMENTS DE

RESISTANCE DU PLANCHER SUR

VIDE SANITAIRE

Calcul de la dalle pleine sur vide sanitaire.

Au niveau du vide sanitaire, on a deux (2) parties distinctes. Une partie en dallage qu'on calculera pas, mais qu'on fera avec forfaitairement et une partie en dalle pleine qu'on calculera.

2 dalles pleines sont à calculer, l'une sur toiture et l'autre sur circulation. On fera une vérification de Résistance par l'équation des 3 moments.

Calcul des panneaux.

Dalle sur trame:

On fera le calcul selon les règles modifiées 5.a 68 (Edition 70).

a) Exposé de la méthode théorique.

La théorie traite du cas de panneaux uniformément chargés et appuyés sur leurs poutres.

Soit un panneau de dimension l_x et l_y ($l_x < l_y$) mesurés entre les axes d'appuis.
Nous distinguerons 2 cas:

$$\text{si } 0,4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \rightarrow \text{panneau court.}$$

$$\text{si } \rho \leq 0,4 \rightarrow \text{panneau long.}$$

Ce dernier cas se traite comme une dalle portant dans un seul sens. Les armatures principales sont // à la direction l_x , les armatures selon l_y servent de répartition.

b) Application.

1) Dalle sur trame A-B (deuxième travée pour escalier).

Cette dalle est appuyée sur ses 4 côtés et elle est uniformément chargée.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,07}{3,17} = 0,97 \rightarrow \mu_x = 0,0445 \quad \mu_y = 0,96.$$

$$M_x = q l_x^2 \times \mu_x.$$

$$q = 1,1 \text{ t/m}^2 \text{ (Voir calculs précédents).}$$

$$M_x = 1,2 \times 3,07^2 \times 0,0445 = 0,461 \text{ tm} = 461 \text{ kgm.}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 442,6 \text{ kgm.}$$

• Comme la dalle est continue on peut compter sur un encastrement partiel et les moments en travée sont multipliés par des coefficients donnés par le b.a 68.

travée :
$$\begin{cases} M_x = 345,75 \text{ kgm} \\ M_y = 332 \text{ kgm} \end{cases}$$

Appui :
$$\begin{cases} M_x = 103,7 \text{ kgm} \\ M_y = 166 \text{ kgm} \end{cases}$$

Ferraillage :

Le panneau ayant une hauteur $h_t = 20 \text{ cm}$, le diamètre des aciers doit être tel que

$$\phi \leq \frac{h_t}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm. (B.A 68 art 29,14)}$$

Ferraillage par méthode de Charon.

sens x : $\mu = 15 \times 34575 / 2800 \times 100 \times 17^2 = 0,0063$.

$$\rightarrow \xi = 126 \rightarrow \bar{\sigma}_s' < \bar{\sigma}_s'$$

$$\varepsilon = 0,9642 \rightarrow A = 34575 / 2800 \times 0,9642 \times 17 = 0,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

sens y : $\mu = 15 \times 33200 / 2800 \times 100 \times 17^2 = 0,0061$.

$$\xi = 128 \quad \varepsilon = 0,9645$$

$$A = 33200 / 2800 \times 0,9645 \times 17 = 0,74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aciers de chapeaux.

On prendra des aciers de longueur comprise entre $\frac{l_x}{4}$ et $\frac{l_x}{5}$.

$$\text{soit } \frac{61,4}{4} \leq l_0 \leq 76,75 \text{ cm.}$$

Avec la condition supplémentaire d'avoir

$$l_x \geq l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d}$$

$$\bar{\sigma}_d = 240^2 \bar{\sigma}_s = 2 \times 1,5^2 \times 5,9 = 26,55$$

$$\text{soit } l_x \geq 21,0 \text{ cm.}$$

Nous prendrons $l_0 = 70 \text{ cm}$.

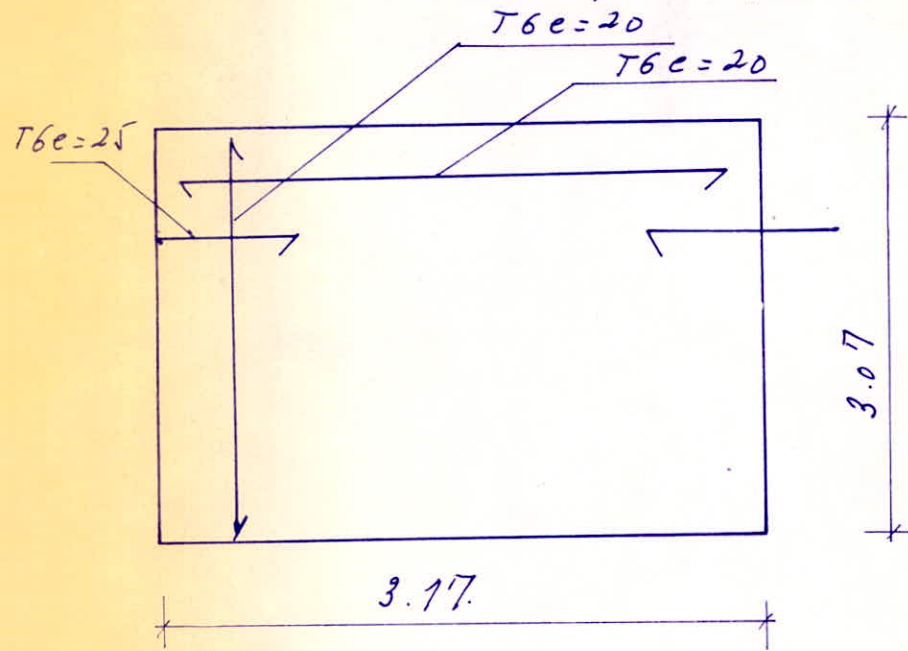
Condition de Non fragilité :

$$\frac{A_x}{b l_x} \geq \frac{44}{2} (2 - \rho) \cdot \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{l_0}{l_x} \right)^2 = 0,5 \times 1,03 \times \left(\frac{70}{20} \right)^2 = 0,20 \text{ cm}^2 < 0,75 \text{ cm}^2$$

- le 1^{er} panneau sera donc ferrillé en 2 nappes de TØR 6 au nbre de 6 barres / ml (STV) et par des ailes de chapeau au niveau des appuis de 70cm de longueur.

Soit T6 e = 20 dans les 2 sens.

Pour les Aciers de chapeau on prendra de TØR 6 e = 25.



Remarque : Il n'y a pas lieu de faire 1 vérification à l'effort tranchant, car il ne donne pas de contraintes de cisaillement trop grande.

$$\tau = q \frac{l}{2} \times \frac{1}{b z}$$

pour 1 bande de 1ml. donc

$$q = 1,1 \text{ t/ml} \rightarrow T = 1,1 \times 3,17 / 2 = 1,826 \text{ t} = 1826 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{1826 \times 8}{20 \times 7 \times 17} = 1,22 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{0}6$$

D'autre part on n'a pas de reprise de bétonnage, car la dalle doit être réalisée en une seule coulée.

Panneau sur trame courante :

Dimensions : $l_x = 2,72 \text{ m}$ $l_y = 7,59 \text{ m}$ $\rightarrow \rho = 2,72 / 7,59 = 0,35 < 0,40$

La dalle sera calculée comme ne portant que dans un seul sens comme il a été précisé précédemment.

On prendra dans le sens de l_y une bande de 1m et on fera le calcul pour une poutre de caractéristiques suivantes :

$h_t = 20 \text{ cm.}$

$b = 180 \text{ cm.}$

$l = 272 \text{ cm.}$

$q = 1,1 \text{ t/ml.}$

$M_x = 1,1 \times 2,72^2 / 8 = 1,017 \text{ tm} = 1017 \text{ kgm.}$

$M_y = \frac{M_x}{4} = 254,25 \text{ kgm.}$

Encastements partiels \rightarrow

$M_{tx} = 0,75 M_x = 1017 \times 0,75 = 762,75 \text{ kgm.}$

$M_{ty} = 254,25 \times 0,85 = 216,11 \text{ kgm.}$

$M_{ax} = 0,5 M_x = 508,5 \text{ kgm.}$

$M_{ay} = 0,5 M_y = 127,13 \text{ kgm.}$

Ferraillage.

On adoptera des diameters $\leq \frac{d}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm.}$

$\mu = \frac{15 \times 762,75 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 17^2} = 0,01413$

$\xi = 79,2 \rightarrow 0,6 < \xi < 0,8$

$\xi = 0,9472.$

$A = \frac{76275}{2800 \times 0,9472 \times 17} = 1,69 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{6 \text{ T6} = 1,70 \text{ cm}^2 / \text{ml.}}$

Ecartement des armatures. (BA 68).

Dans le cas de charges uniformement reparties l'ecartement t doit être tel que

suivant l_x $t_x \leq \text{Min} \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 3 \cdot h_t = 60 \text{ cm.} \end{cases}$

suivant l_y $t_y \leq \text{Min} \begin{cases} 45 \text{ cm} \\ 4 \cdot h_t = 80 \text{ cm.} \end{cases}$

longueur des chapeaux.

$\frac{l_5}{5} = 66,4 \leq l_0 \leq 83 \text{ cm.}$

Avec la vérification $l_0 > l_d = \text{longueur de scellement droit.}$

section d'appui.

$A_{ax} = \frac{50850}{2800 \times 14,87} = 1,22 \text{ cm}^2. \quad \underline{3 \text{ T8} / \text{ml.} = 1,50 \text{ cm}^2.}$

Sens y.

$$A_{xy} = 12713 / 2800 \times 14,87 = 0,30 \text{ cm}^2. \text{ On prendra de T} \overline{\text{D}} \overline{\text{R}} \overline{\text{S}}.$$

Panneau sur circulation.

On prendra en considération toute la plaque.

$$l_x = 1,70 \text{ m} = 170 \text{ cm}$$

$$l_y = 6,04 \text{ m} = 604 \text{ cm} \quad \left| \Rightarrow \rho = \frac{170}{604} = 0,28 < 0,40.$$

$$M_x = q l_x^2 / 8 = 1,1 \times 1,70^2 / 8 = 0,397 \text{ tm} = 397 \text{ kg m}.$$

$$A = 0,75 \times 39700 / 2800 \times 14,87 = 0,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \text{ On prendra de T} \overline{\text{D}} \overline{\text{R}} \overline{\text{S}}.$$

Armatures minimales.

$$A_x \geq 100 \times 20 \times 0,35 \times 0,56 \times \left(\frac{17}{20}\right)^2 = 0,079 \text{ cm}^2. \text{ Vérifié.}$$

On adoptera le même principe de ferrailage que pour l'autre plaque.

Vérification de la flèche (Art. 61 du b.a 68).

Les déformations de la dalle doivent rester suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'utilisation de la construction.

Dans le cas d'un panneau posé sur ses quatre (4) côtés, on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$a) \frac{h_t}{l_n} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x}$$

$$M_t = M_x \text{ en travée dans le sens } l_x, \text{ Compte tenu de la continuité.} \\ M_t \geq 0,75 M_x.$$

$$M_x = M_t \text{ en travée de la dalle librement posée.}$$

$$\frac{h_t}{l_n} = \frac{20}{272} = 0,074 > \frac{1}{20} \cdot \frac{0,75 M_x}{M_x} = 0,038 \text{ Vérifié.}$$

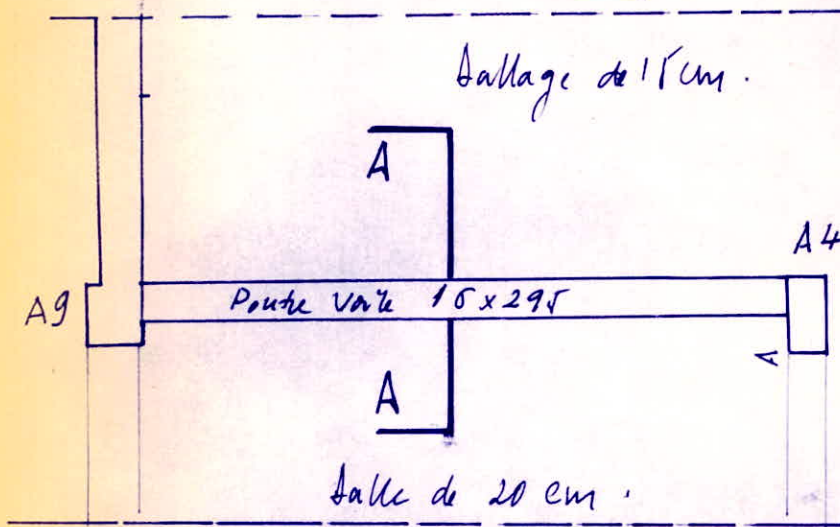
$$b) \bar{\omega} = \frac{A}{b l} < \frac{20}{5 \text{ cm}} \quad \left\{ \begin{array}{l} A = \text{section des armatures tendues} \\ b = 1 \text{ m} \\ h = \text{hauteur utile de la dalle} \end{array} \right.$$

$$\omega = 9,9 \cdot 10^{-4} < 47,6 \cdot 10^{-4} \text{ Vérifié.}$$

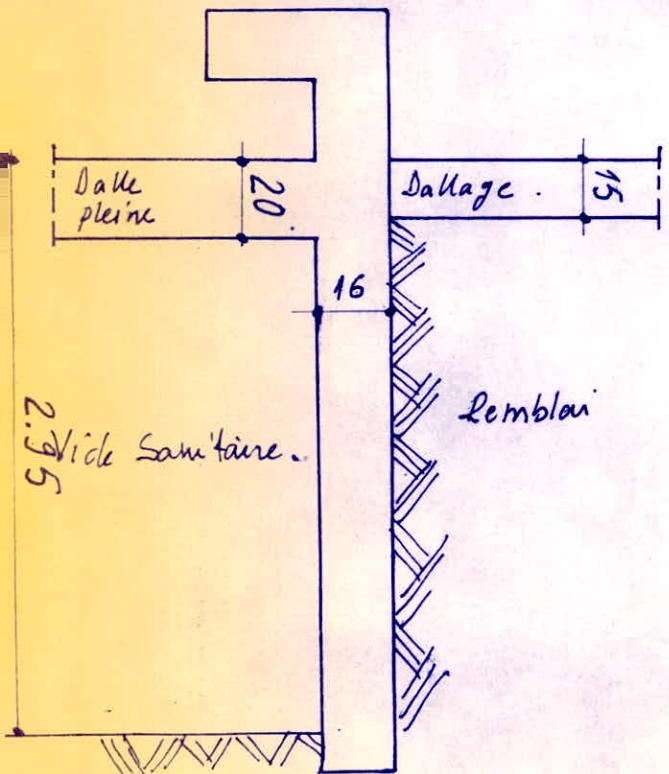
• Calcul de la poutre-voile de soutènement sur vide sanitaire (18 x 295).

Cette poutre fonctionne comme un voile de soutènement avec contreforts. Ces contreforts sont constitués par les poteaux A9 et A4.
Cette poutre se trouve sous un dallage de 15 cm, et elle est soumise à la poussée de terre d'un remblai extérieur (voir plan de coffrage n° 31132).

Vue en plan.

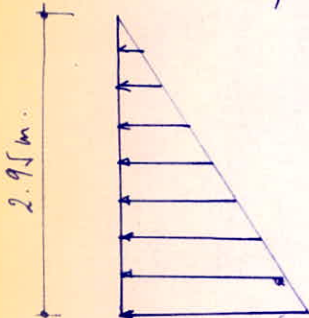


Coupe A-A.



Calcul des sollicitations.

On a une répartition triangulaire de contraintes.



Calcul de la contrainte à $\frac{2}{3}H = 2,50m$.

Ora $p = 0,333 \times 1,8 \times 2,5 = 1,5 \text{ t/m}^2$.

Ora pour les moments.

travée: $M_t = p \frac{l^2}{10} = 1,5 \times \frac{2,82^2}{10} = 1,2 \text{ tm}$.

Appui: $M_a = 1/2 M_t = 0,5 \times 1,2 = 0,6 \text{ tm}$.

Efforts tranchants:

$$T = q \frac{l}{2} = 1,5 \times \frac{2,82}{2} = 2,12 \text{ t}$$

Armatures:

$$\mu_x = \frac{1,5 \times 0,6 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 13,5^2} = 0,017$$

$$\epsilon = 0,1750$$

Appui: $A = \frac{89000}{0,1750} \times 13,5 \times 2800 = 1,67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

travée: $A = 2 \times 1,67 = 3,43 \text{ cm}^2$.

Vérification du cisaillement:

$$\sigma_b = \frac{2120}{100 \times 11,8} = 1,8 \text{ kg/cm}^2 < 2,5 \bar{\sigma}_b$$

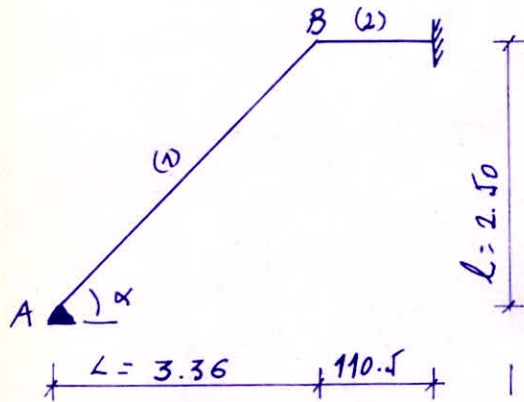
Etude de l'escalier.

Nous avons affaire à un escalier intérieur. Il est constitué par une succession de paillasse à palier sensiblement identiques, exception de la paillasse inférieure (voilé 1). Pour plus de détails, voir plan de Coffrage et caissons. On fera le calcul pour voilé 1, tous les autres étant identiques.

1) Calcul de la voilé 1.

Ce premier type d'escalier est repris inférieurement par un renforcement de la dalle pleine sur vide sanitaire et en haut par un palier encastré sur le voile.

système statique.



Dimensions de la paillasse :

$$\left. \begin{array}{l} e = 12 \text{ cm.} \\ L = 3.36 \\ l = 2.50 \end{array} \right\} \alpha = 36,33^\circ.$$

Dimensions du palier

$$\left. \begin{array}{l} e = 25 \\ l = 190,5 \end{array} \right\}$$

- Détermination des charges :

On aura à déterminer 2 charges : q_1 pour la paillasse et q_2 pour le palier.

| | | | | |
|-----------------|---|---------------------------------|---|-------------------------|
| pois paillasse | = | $2500 \times 12 / \cos 36,33$ | = | $372,38 \text{ kg/m}^2$ |
| pois de marches | = | $2500 \times 19 / 2$ | = | $237,50 \text{ ''}$ |
| plâtre | = | $1800 \times 0,02$ | = | 36 '' |
| Carrelage | = | $2500 \times 0,04$ | = | 116 '' |
| surcharge | = | $400 \text{ kg/m}^2 \times 1,2$ | = | 480 '' |

$$q_1 = 1242 \text{ kg/m}^2.$$

Pour une bande de 1 mètre linéaire on aura

$$q = 1242 \text{ kg/ml.}$$

Cette charge se décompose en $q \cos \alpha$ normale à la poutre et $q \sin \alpha$ perpendiculaire à la poutre.

$$q \cos \alpha = 1242 \cos 36,33 = 996,45 \text{ kg/ml}$$

$$q \sin \alpha = 996,45 \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha} = 1242 \sin 36,33 = 741,38 \text{ kg/ml.}$$

La composante normale n'étant pas très petite, on fera un calcul en flexion composée.

- Calcul des sollicitations

$q \cos \alpha$ fléchit la poutre inclinée.

$$M_0 = q \cos^2 \alpha \frac{l^2}{8} = q \cos^2 \alpha \frac{l^2}{8} = q \frac{l^2}{8} \left(\text{car } l = \frac{L}{\cos \alpha} \right).$$

$$M_0 = 1242 \times 3,36^2 / 8 = 1752,7 \text{ kg m.}$$

Encastrement

$$- \text{M'appui} = 0,30 M_0 = 525,8 \text{ kg m.}$$

$$- \text{M}_+ = 0,85 M_0 = 1489,8 \text{ kg m.}$$

- Efforts Normaux.

$$A \rightarrow N_A = 0.$$

$$\text{traversé} \rightarrow N_{1/2} = 1552,4 \text{ kg} = 1,6 \text{ t.}$$

$$B \rightarrow N_B = 3104,8 \text{ kg} = 3,1 \text{ t.}$$

- Efforts tranchant

$$T = q \cdot \frac{l}{2} \cos \alpha = 1657,2 \text{ kg} = 1,7 \text{ t.}$$

On fera 1 calcul pour les 2 sections (traversé et appuis).

traversé:

$$e_0 = \frac{M}{N} = 1489,8 / 1552,4 = 0,96 > \frac{h}{6}$$

On a donc 1 section partiellement comprimée (N hors du noyau central).

$$f = \frac{h-d'}{2} + e_0 = 90 + 41,5 = 94,5 \text{ cm.}$$

Calcul des caractéristiques de la section.

$$\sigma_{A'} = 15 \sigma_b \cdot \frac{\bar{y}_1 - d}{y_1} \quad \bar{y}_1 = \frac{\sigma_b'}{\sigma_a + \sigma_b'} \times h = \frac{137}{2800 + 137} \times 9 = 3,78 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{A'} = 15 \times 137 \times \frac{3,78 - 3}{3,78} = 424,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b' = \sigma_b' \times b \times \frac{\bar{y}_1}{2} = 137 \times 93 \times \frac{3,78}{2} = 24080 \text{ kg}$$

$$F_{A'}' = (N \cdot f - F_b'(h - \bar{y}_1/3)) / z_a = (15 \cdot 2,4 \times 94,5 - 24080(7,74)) / 6 = -19649,319 \text{ kg}$$

$$F_{A'}' < 0 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{F_A}{\sigma_A} \quad \text{Avec } F_A = 24080 - 1152,8 - 19649,32 = 3278 \text{ kg}$$

$$A = \frac{3278}{2800} = 1,17 \text{ cm}^2 \text{ pour } 93 \text{ cm de largeur de paillasse.}$$

soit $A = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

Condition de Non fragilité:

$$A \geq 0,69 \times 93 \times 9 \times 5,8 / 4200 = 0,79 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{verifié}$$

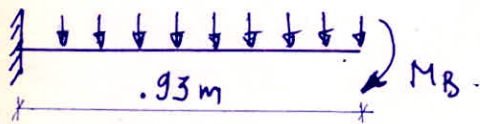
Pour les Armatures de Repartition on prendra $5 \phi 8 / \text{ml}$.

Calcul du palier.

Le palier est constitué par une dalle pleine de 25 cm encastré soit sur le voile soit sur une poutre palière (devant la volée contrainte).

On calculera donc le palier comme un porte à faux encastré sur le voile. le moment transmis par la volée sera égal au moment d'appui en B.

système statique:



Calcul des charges:

$$\text{poids propre} = 2500 \times 0,25 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Revêtement} = 150 \text{ kg/m}^2$$

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

$$q = 1265 \times 0,93 = 1176,45 \text{ kg/ml}$$

sollicitations

$$M = q \frac{l^2}{2} + M_B = 1176,45 \times \frac{0,93^2}{2} + 525,8 = 1034,56 \text{ kgm}$$

$$T = q \frac{l}{2} = 1112,4 \text{ kg}$$

Armatures. (Méth. Charon).

$$\mu = 15 \times 1034,56 \cdot 10^2 / 2800 \times 93 \times 9^2 = 0,0117$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 88 \rightarrow \sigma'_6 < \bar{\sigma}'_6 \\ \varepsilon = 0,9515. \end{array} \right.$$

$$A = 1034,56 \cdot 10^2 / 2800 \times 0,9515 \times 92,5 = 1,72 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 \times 93 \times 9 \times \sqrt{1,8} / 4200 = 0,79 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifié.}$$

On prendra donc 4 T8 = 2,01 cm².

Calcul du renforcement du plancher sous Voie 1.

Cette poutre reprend une part de la charge due à l'escalier.

On a tous calculs faits.

$$q = 1,72 \text{ t/m.}$$

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 1,72 \times \frac{9,3^2}{8} = 200,6 \text{ kgm.}$$

$$T = q \frac{l}{2} = 800 \text{ kg.}$$

$$\mu = 15 \times 200,6 \cdot 10^2 / 2800 \times 93 \times 37^2 = 0,0014$$

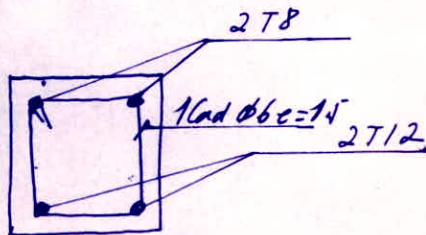
$$\varepsilon = 0,9825$$

$$A = 200,6 \cdot 10^2 / 0,9825 \times 37 \times 2800 = 0,19 \text{ cm}^2.$$

Armatures minimales.

$$A \geq 0,69 \times 45 \times 37 \times \sqrt{1,8} / 4200 = 1,6 \text{ cm}^2. \rightarrow 2 T12 = 2,26 \text{ cm}^2.$$

On prendra des armatures de montage en T8 et des Cadres en $\phi 6$.



Vérification de l'Effort tranchant à l'appui

$$A_{\bar{\sigma}_A} \geq T + \frac{M}{z} = 800 - \frac{20060}{37} = 257,8$$

$$A \geq 257,8 / 2800 = 0,09 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

CALCUL DES FONDATIONS

Calcul des Fondations.Semelle S13 (Nb. 2)

$$\text{surface chargée} = S = \left(\frac{6,14 - \sqrt{0}}{2} + 3,32 + 3,47 \right) \times 3,32 = 33,3 \text{ m}^2.$$

Descente de charge:

Cette semelle reçoit 2 gaines identiques et équidistantes du centre de la semelle. Le calcul se fera comme pour une semelle sous 2 poteaux identiques.

$$\text{- charge par plancher} \approx 1,1 \text{ t/m}^2.$$

$$\rightarrow \text{charge sur Fondation} \quad 1,1 \times 33,3 = 36,63 \text{ t/plancher}$$

$$\text{On a 6 planchers} \Rightarrow P = 36,63 \times 6 = 220 \text{ t}$$

On fait 1 Majoration de 20% pour tenir compte de l'effet du vent et du poids propre $\Rightarrow P = 220 + 44 = 264 \text{ kg}$.

\Rightarrow Par Gaine on aura une charge

$$\underline{P_1 = P_2 = 264/2 = 132 \text{ t.}}$$

Calcul des sollicitations

- pression sur le sol

$$p = \frac{2 \times 132}{2} \times 4,80 = 27,5 \text{ t/m}^2$$

- charge au mètre linéaire

$$q = pL = 27,5 \times 2 = 55 \text{ t/ml}$$

- Moments de Flexion.

$$\times \text{ en A} \quad M_A = - \sqrt{5} \times 0,685^2/2 = 12,15 \text{ tm}$$

$$\times \text{ en B} \quad M_B = \sqrt{5} \times 1,70^2/2 - 12,15 \approx 7,71 \text{ tm}$$

- Efforts tranchants

↳ Extérieur $T = \sqrt{5} \times 665 = 36,6 t.$

↳ Intérieur $T = \sqrt{5} \times 1.7/2 = 45,75 t.$

$z = \frac{7}{7} h = 35 \text{ cm.}$ $\sigma_a = 2600 \text{ kg/cm}^2.$

• Armatures principales

- Appui $A/ = 28,7 \cdot 10^5 / 35 \times 2600 = 31,5 \text{ cm}^2$

- travée $A =$

- Appui $A = 12,15 \cdot 10^5 / 35 \times 2600 = 13,35 \text{ cm}^2.$

- travée $A = 7,71 \cdot 10^5 / 35 \times 2600 = 8,47 \text{ cm}^2.$

• Répartition :

Comme ça une semelle symétrique on peut faire le calcul pour une 1/2 par la méth. de Brelvi.

$F = 132(200 - 120) / 8 \times 40 = 33 t.$

$A = 33000 / 2600 = 12,69 \text{ cm}^2.$

• Armatures transversales.

$T_{max} = 45,75 / 200 \times 35 = 6,58 \text{ kg/cm}^2.$ ↳ Cadres Verticaux.

Cadres $2 \times 3710 : 1 \text{ Cours.}$ ↳ $A = 4,71 \text{ cm}^2$

$t = 35 \times 4,71 \times 2600 / 45750 = 9,15 \text{ cm.}$

↳ $t = 9 \text{ cm.}$ Ecartement par méth. Coquot.

On aura finalement une charge par poteau

$$P_1 = P_2 = 12,5 \text{ t}$$

Calcul des sollicitations.

Les charges étant transmises par 2 poteaux identiques la pression sur le sol sera considérée comme uniforme. (En réalité la courbe des pressions accuse des maxima au droit de chaque poteau au bout d'un certain temps. Ces maxima étant dus à un probable effet d'adaptation).

- pression sur le sol

$$p = \frac{2P}{L(l + 2l')}$$

$$\begin{cases} P = 12,5 \text{ t} \\ L = 2 \text{ m} \\ l = 1,70 \text{ m} \\ l' = 1,05 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow p = \frac{2 \times 12,5}{2 \times 4,8} = 26,04 \text{ t/m}^2$$

- charge au mètre linéaire

$$q = pL = 26,04 \times 2,00 = 52,08 \text{ t/ml}$$

- Moments de Flexion

* en A $M_A = -q \frac{l'^2}{2} = -52,08 \times 1,05^2 / 2 = -28,7 \text{ tm}$

* en B $M_B = q \frac{l^2}{8} - q \frac{l'^2}{2} = 52,08 \times 1,70^2 / 8 - 28,7 = -18,8 \text{ tm}$

Eg: On trouve que les moments en console et en travée ont même signe, ceci s'explique par le fait que le rapport de longueurs est trop petit pour que l'effet du moment en travée compense l'effet de console.

- Efforts tranchants

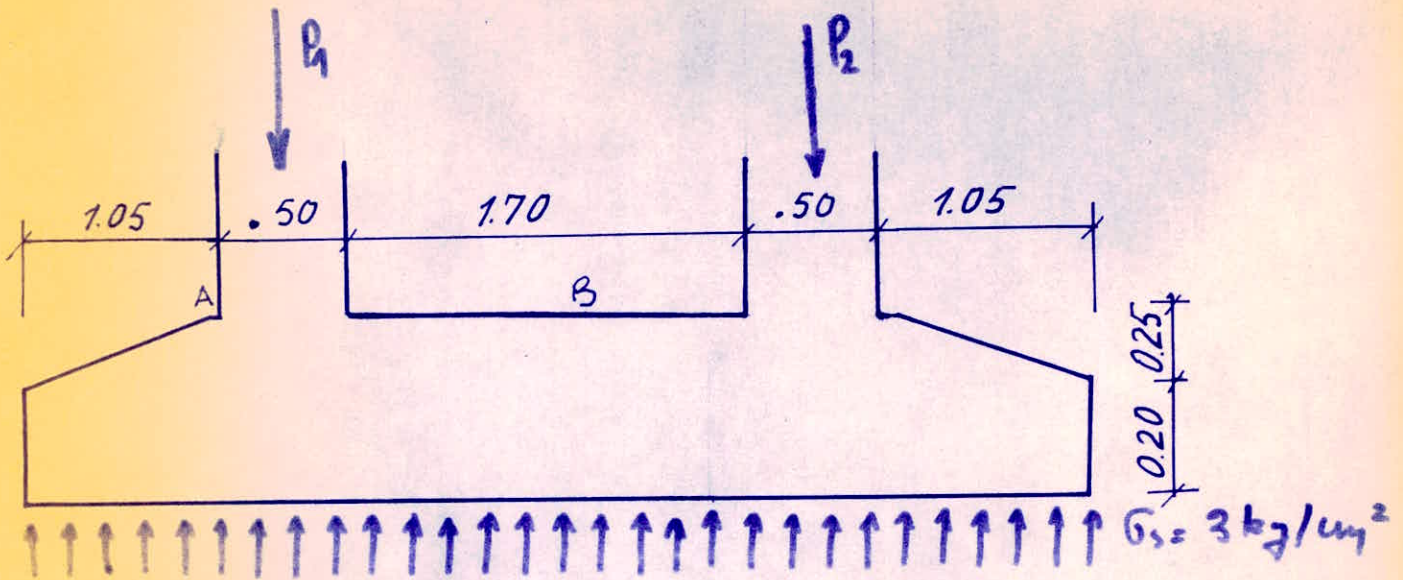
* Extérieur $T = 52,08 \times 1,05 = 54,6 \text{ t}$

* Intérieur $T = 52,08 \times 1,70 / 2 = 44,3 \text{ t}$

Armatures principales.

$$z = \frac{7}{8} h = 35 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul des FondationsSemelle S14 (Nb. 2).

Descente de charge:

$$\text{Sur face chargée} = S = (6,94/2 + 3,32 + 6,94/2) \times 3,32 = 34,06 \text{ m}^2.$$

Charge par plancher:

$$\begin{aligned} \text{Niveau terrasse} & \quad q = 800 \text{ kg/m}^2 = 0,8 \text{ t/m}^2 \\ \text{Niveau plancher} & \quad q = 1200 \text{ kg/m}^2 = 1,2 \text{ t/m}^2 \\ \text{Niveau dallage sur V.S} & \quad q = 1300 \text{ kg/m}^2 = 1,3 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

⇒ Moyenne : On prendra $1,1 \text{ t/m}^2$ / plancher

⇒ Charge totale sur Fondation.

$$P = 34,06 \times 1,1 \times 5 = 224,8 \text{ t}$$

On doit Majorer cette charge de 10% pour tenir compte de l'effet du Vent.

$$\Rightarrow P = 224,8 + 22,48 = 247,2 \text{ t}$$

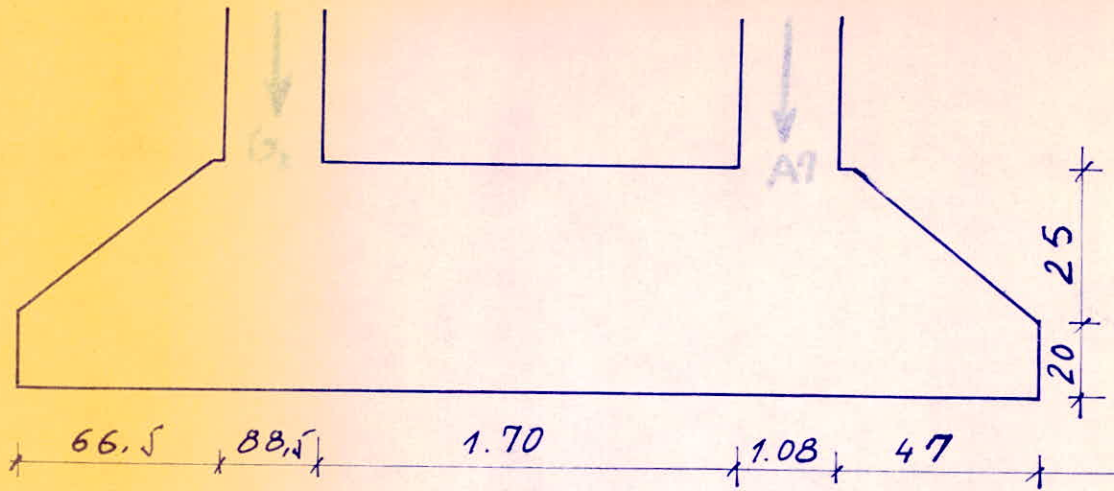
Cette charge est transmise par 2 poteaux équidistants et identiques

$$\Rightarrow \text{par poteau on aura } P_1 = P_2 = 247,2/2 = 124 \text{ t}.$$

On doit également tenir compte du poids propre qui est de l'ordre de 2 t

• Semelle S11 (NB 1).

schéma de charge.



profondeur = 2,90 m.

• Cette semelle reçoit d'un côté une charge due à la gaine G₂ et de l'autre une charge due à 4 potelets, cette charge étant désignée par A7.

• Charges transmises par la gaine G₂:

On assimilera G₂ à 1 poteau de mêmes dimensions que la gaine, mais vide intérieurement.

surface chargée = 17,4 m².

⇒ G₂ = 17,4 x 1,1 x 6 = 118 t.

On ajoute 1 Majoration pour tenir compte de l'effet du poids propre et du vent.

⇒ G₂ = 120 t.

• Charges transmises par les potelets A7 et A'7.

Ces potelets sont sensiblement égaux et symétriques par rapport au centre d'un Carré de dimensions 1,08 x 1,30 m.

Surface chargée = 10 m².

A7 = 10 x 6 x 1,1 = 66 t.

• Points d'Application des charges.

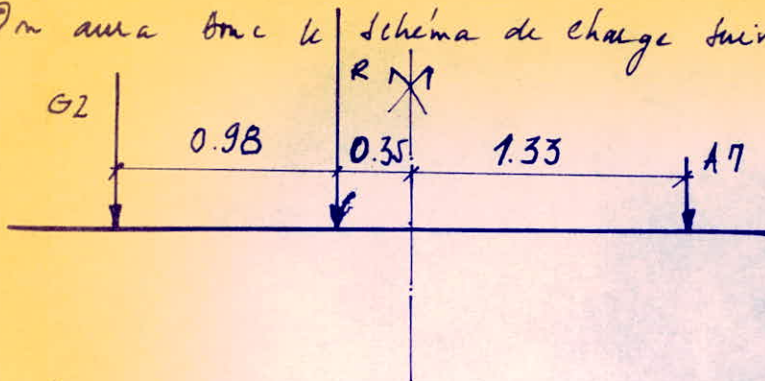
Etant donnée la dissymétrie des 2 côtés // de la gaine G₂, G₂ sera excentré transversalement.

longitudinalement: G₂ est appliqué à 0,885/2 = 0,44 m.

A₂ " " " 1,08/2 = 0,54 m.

R = G₂ + A7 = 120 + 66 = 186 t.

On aura donc le schéma de charge suivant.



La semelle sera donc calculée en flexion composée sous les sollicitations suivantes.

$$\begin{cases} R = 186 \text{ t} \\ M = 186 \times 0,35 = 65,1 \text{ tm} \end{cases}$$

la section Résistante sera donc : $A = 2,90 \times 4,80 \text{ m} = 13,92 \text{ m}^2$

D'où la contrainte Extérieure.

$$\sigma_1 = \frac{M_v}{I} + \frac{N}{A}$$

$$\sigma_2 = \frac{M_v'}{I} - \frac{N}{A}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{2,90 \times 4,80^3}{12} = 26,73 \text{ m}^4 = 26,73 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

$$v = 0,98 + 0,44 + 0,665 = 2,085 \text{ m} = 208,5 \text{ cm}$$

$$v' = 1,33 + 0,35 + 0,52 + 0,47 = 2,67 \text{ m} = 267 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 65,1 \times 2,085 / 26,73 + 186 / 13,92 = 5,07 + 13,36 = 18,43 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 = 1,84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = -65,1 \times 2,67 / 26,73 + 13,36 = 6,85 \text{ t/m}^2 \approx 0,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 3 \times 1,84 + 0,7 / 4 = 1,55 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 3 \text{ kg/cm}^2$$

Pour être sécuritaire, on prendra la contrainte au droit de G_2 pour le calcul d'armatures.

$$\sigma_{G_2} = 65,1 \times 0,98 / 26,73 + 13,36 = 1,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{charge / ml} \rightarrow q = 1,6 \times 2,90 = 4640 \text{ kg/ml} = 46,4 \text{ t/ml}$$

• Calcul des sollicitations

* Console sur G_2

$$M = -46,4 \times 0,665^2 / 2 = -10,26 \text{ tm}$$

$$T = qL = 46,4 \times 0,665 = 30,86 \text{ t}$$

* travée

On doit Calculer la Contrainte sous A7

$$\sigma_2 = 13,56 - 6\sqrt{1,1} \times 1,68 / 26,7 \approx 0,9 \text{ kg/cm}^2. \rightarrow q_2 = 0,9 \cdot 10^4 \times 2,90 = 26,1 \text{ t/ml.}$$

$$M = 46,4 \times 1,70^2 / 8 - 26,1 \times 47^2 / 2 =$$

$$16,76 - 2,88 = 13,88 \text{ tm.} = 13,88 \cdot 10^5 \text{ kg cm.}$$

$$T = q \frac{l}{2} = 46,4 \times \frac{1,70}{2} = 39,44 \text{ t.}$$

Donc la section de Armaturs principale.

Appui : $A = \frac{M}{3\sigma_a} = \frac{10,26 \cdot 10^5}{35 \times 2800} = 10,46 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T20$

travée : $A = \frac{13,88 \cdot 10^5}{35 \times 2800} = 14,16 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T20 \text{ ou } 8T16 = 16,08$

Armaturs transversals

$$T_{\max} = 39,44 \text{ t} \rightarrow \tau_{\max} = \frac{39,44 \cdot 10^3}{1290 \times 35} = 3,88 \text{ kg/cm}^2.$$

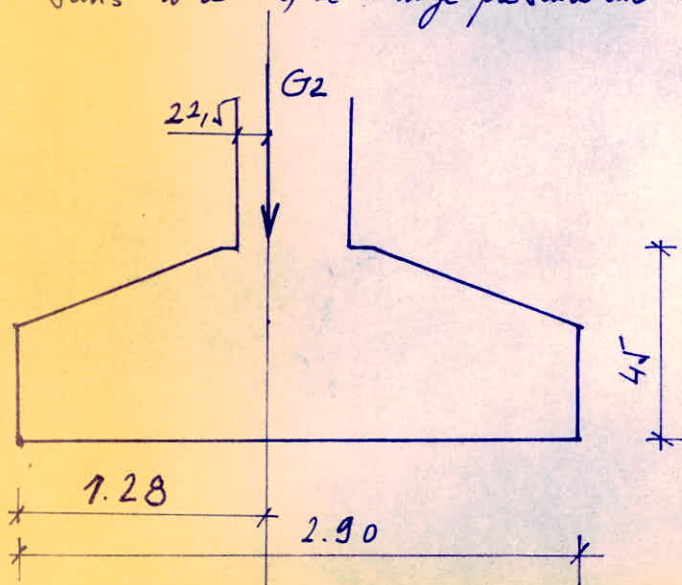
On prendra $A_t = 2 \times 3 \text{ cad } T10 \rightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2.$

$$t = \frac{85 \times 4,71 \times 2600}{39440} = 10,86 \text{ cm.}$$

$\rightarrow t = 10 \text{ cm.}$

Armaturs de Re partitiori

On Calculera dans le sens transversal, la semelle par la méthode des bielles.
Dans notre cas, la charge présente un excentrement / au c.d.g de la semelle.



On admet que la moitié de la semelle travaille dans le sens transversal

$$L = \frac{4,80}{2} = 2,4 \text{ m}$$

On aura donc 1 section $2,90 \times 2,4 \text{ m}$ qui reprend les efforts suivants

$$M = 120 \times 0,225 = 27 \text{ tm}$$

$$N = 120 \text{ t}$$

Caractéristiques de la section

$$I = 2,4 \times 2,9^3 / 12 = 4,88 \text{ m}^4$$

$$A = 2,9 \times 2,4 = 6,96 \text{ m}^2$$

$$V = 1,28 \text{ m}$$

$$V' = 1,62 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = 27 \times 1,28 / 4,88 + \frac{120}{6,96} = 17,24 + 17,18 = 34,42 \text{ t/m}^2 = 2,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = -27 \times 1,62 / 4,88 + 17,24 = 17,24 - 8,95 = 8,29 \text{ t/m}^2 = 0,83 \text{ kg/cm}^2$$

On prend la contrainte au droit de G_2

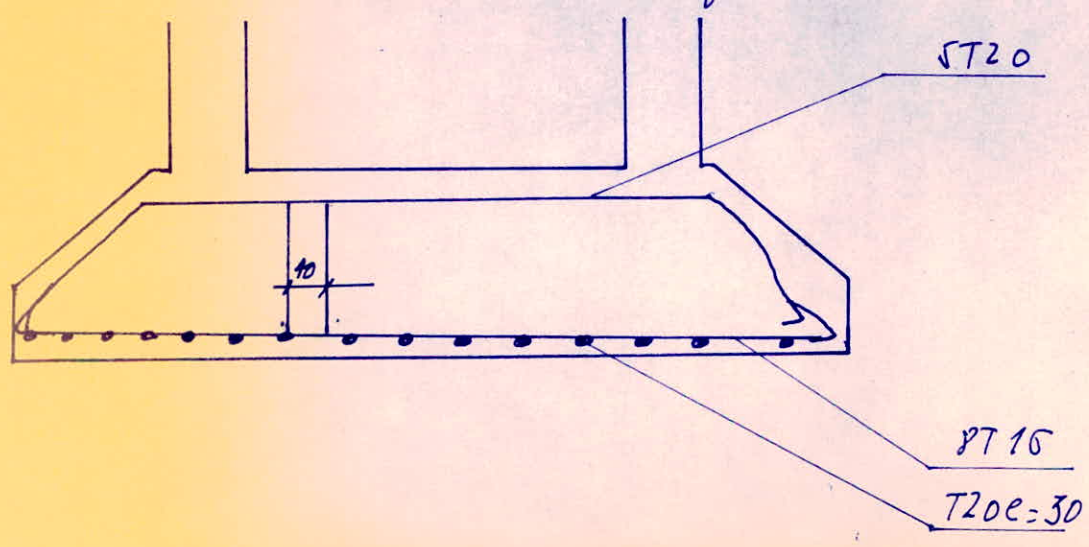
$$\sigma = 17,24 + 27 \times 0,225 / 4,88 = 1,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{charge par mètre linéaire } q = 1,85 \cdot 10^4 \times 2,40 = 44,3 \text{ t/ml}$$

$$M = -44,3 \times 1,055^2 / 2 = -24,05 \text{ tm} = 24,65 \cdot 10^5 \text{ kg cm}$$

$$A = 24,65 \cdot 10^5 / 35 \times 2600 = 27,08 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T20 = 28,27 \text{ cm}^2$$

D'où le schéma de Ferrailage.



- Section à appui

$$A = M / 3 \bar{\sigma}_a = 28,7 \cdot 10^5 / 3 \sqrt{3} \times 2500 = 31,5 \text{ cm}^2 \rightarrow 11T20 = 33,43 \text{ cm}^2$$

- travée

$$A' = 18,8 \cdot 10^5 / 3 \sqrt{3} \times 2500 = 20,7 \text{ cm}^2 \rightarrow 7T20 = 21,99 \text{ cm}^2$$

• Armatures de Répartition. (Méth. de Biells pour 1/2 semelle).

$$F = \frac{12 \sqrt{(200 - 50)}}{8 \times 40} = 58,5 \cdot 10^3 \text{ t.}$$

$$A = \frac{58,5 \cdot 10^3}{2500} = 20,18 \text{ cm}^2 \quad 10T10 = 20,10 \text{ cm}^2.$$

• Armatures transversales.

$$z_{\max} = T_{\max} / 50 z = \sqrt{4,6 \cdot 10^3} / 200 \times 3 \sqrt{3} = 7,8 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Cadr. Verticaux.}$$

On prendra un Cadr. Constitué par 2 x 3 Cad. T10.

$$A_t = 4,71 \text{ cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

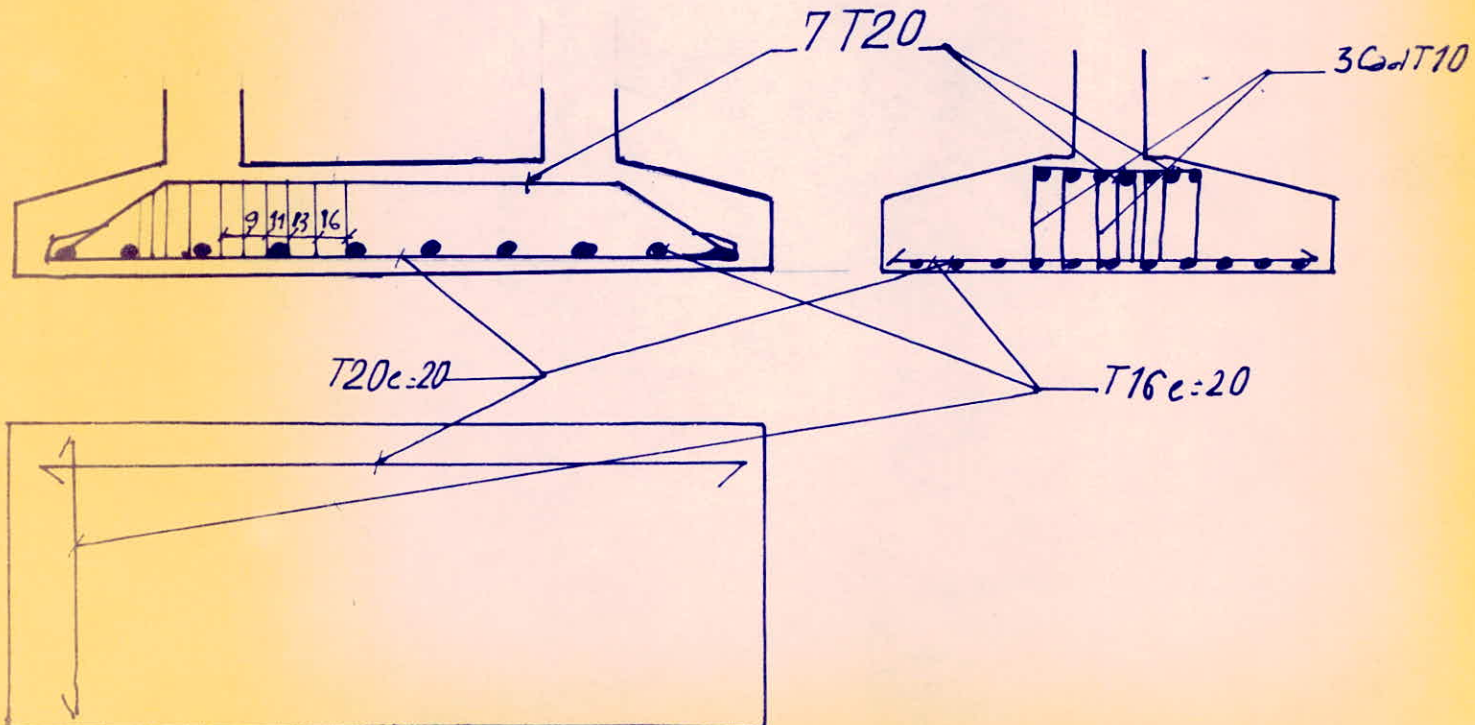
$$T = \sqrt{4,6 \cdot 10^3}$$

$$z = 35 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t = 3 \sqrt{3} \times 4,71 \times 2500 / \sqrt{4600} = 7,85 \text{ cm}$$

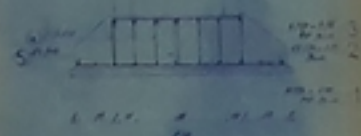
On passe à $t = 9 \text{ cm}$.

• L'écartement des Cadr. consécutifs sera déterminé par la méthode de Caquot.

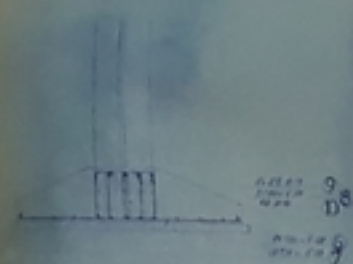


POTEAUX 12 TUNIS

COUPE JJ



COUPE KK



COUPE UU

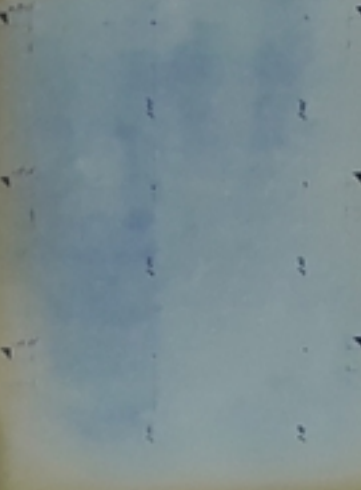


COUPE CC



POTEAU 12 TUNIS

COUPE DD

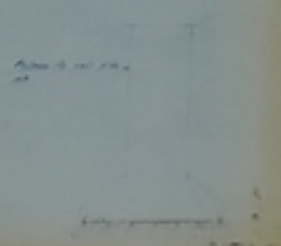


POTEAU 12 TUNIS

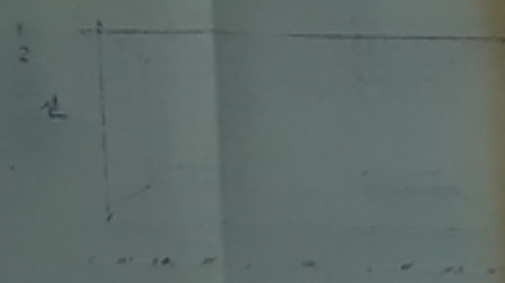
COUPE EE



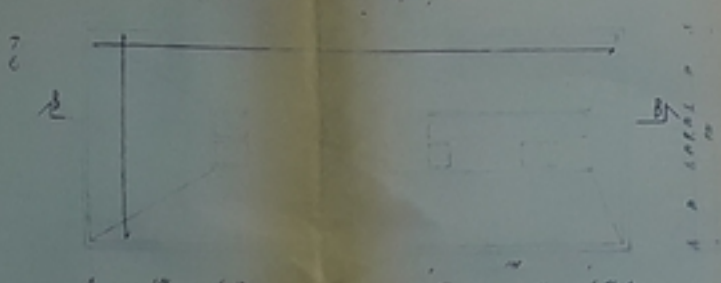
COUPE FF



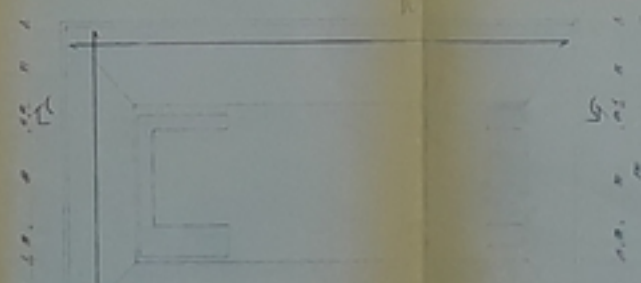
SEMELLES 12 TUNIS



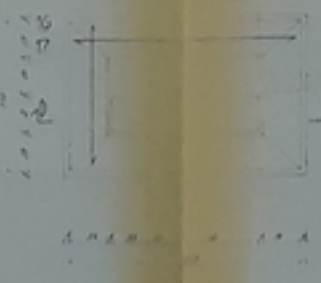
SEMELLE 12 TUNIS



SEMELLE 12 TUNIS



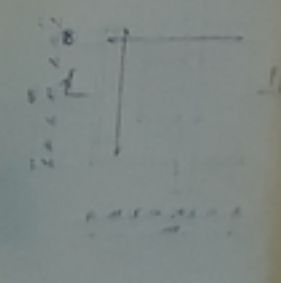
SEMELLE 12 TUNIS



SEMELLE 12 TUNIS



SEMELLES 12 TUNIS



NOMENCLATURE DES ACIERS

| N° | Description | Quantité | | Unité | Remarque |
|----|-------------|----------|-------|-------|----------|
| | | Requise | Reçue | | |
| 1 | | | | | |
| 2 | | | | | |
| 3 | | | | | |
| 4 | | | | | |
| 5 | | | | | |
| 6 | | | | | |
| 7 | | | | | |
| 8 | | | | | |
| 9 | | | | | |
| 10 | | | | | |
| 11 | | | | | |
| 12 | | | | | |
| 13 | | | | | |
| 14 | | | | | |
| 15 | | | | | |
| 16 | | | | | |
| 17 | | | | | |
| 18 | | | | | |
| 19 | | | | | |
| 20 | | | | | |
| 21 | | | | | |
| 22 | | | | | |
| 23 | | | | | |
| 24 | | | | | |
| 25 | | | | | |
| 26 | | | | | |
| 27 | | | | | |
| 28 | | | | | |
| 29 | | | | | |
| 30 | | | | | |

UNIVERSITE D'ALGER

GENIE - CIVIL

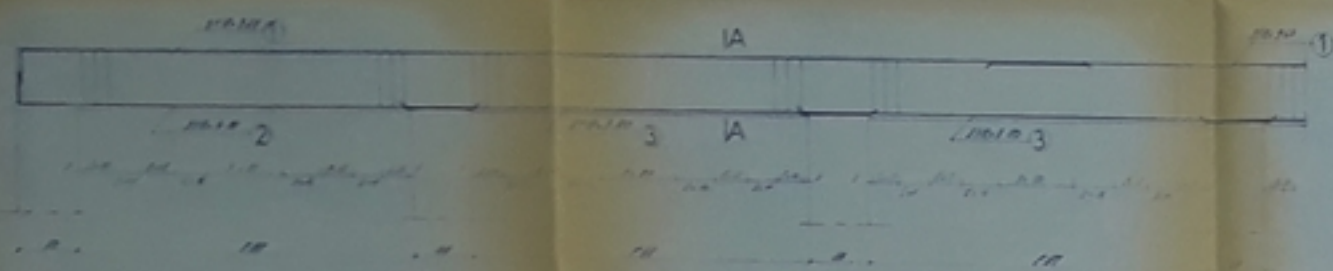
SPO APPARHOTEL ADD/10

BLOC D

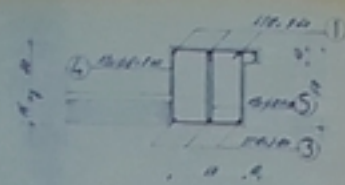
FONDATIONS FERRAILLAGE

Date

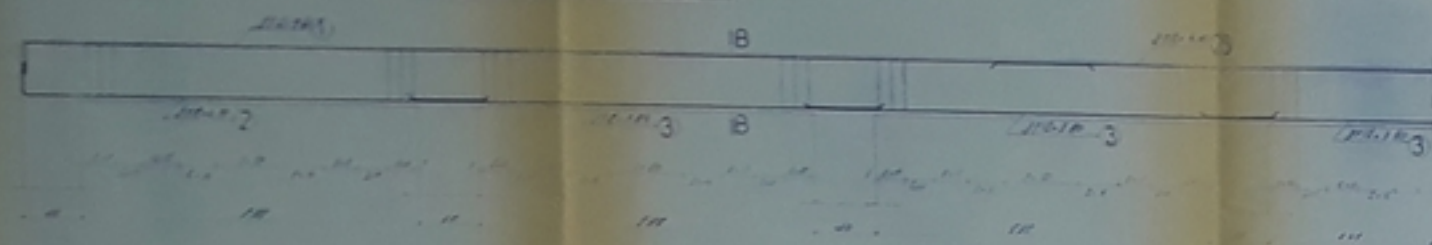
POUTRE 1 50.50 ZUNITES



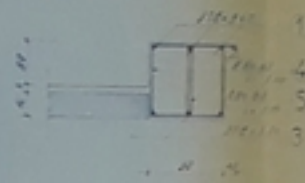
COUPE AA



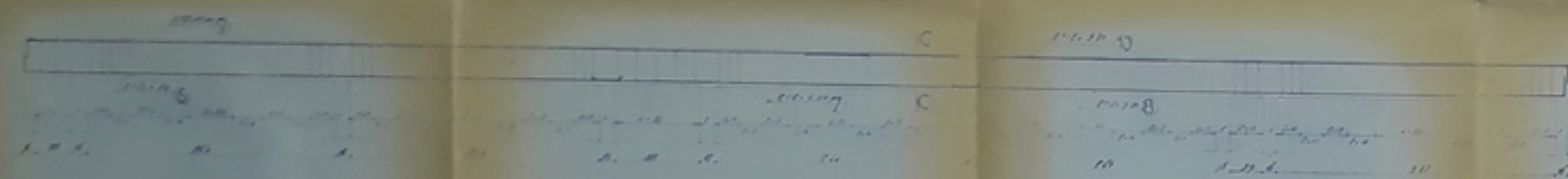
POUTRE 2 50.50 ZUNITES



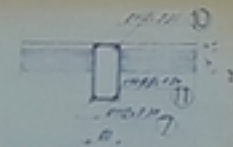
COUPE BB



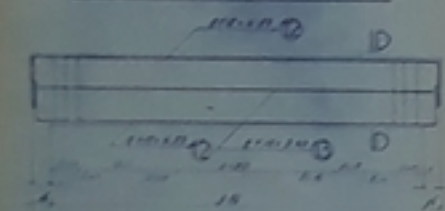
POUTRE 4 20.40 ZUNITES



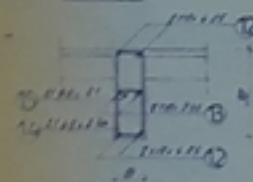
COUPE CC



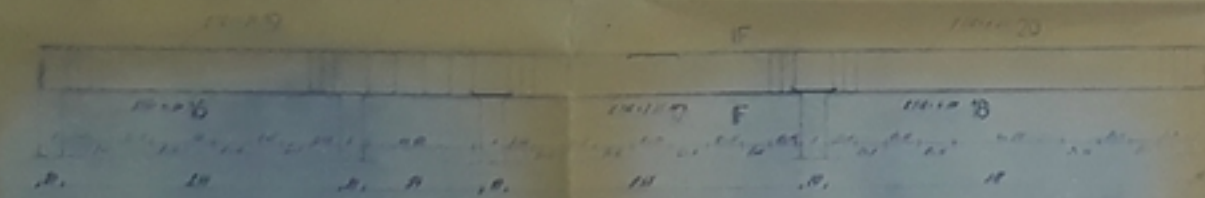
POUTRE 3 20.90 ZUNITES



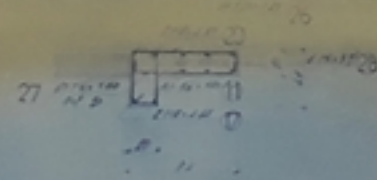
COUPE DD



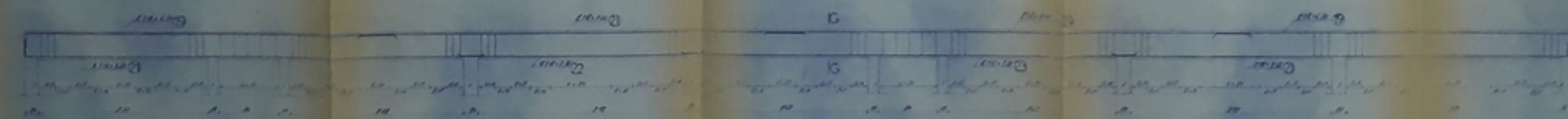
POUTRE 5 20.90 TUNITE



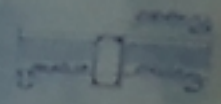
COUPE EE



POUTRE 6 20.40 TUNITE



COUPE GG



PB 01478

3

NOMENCLATURE DES ACIERS

| Acier | Designation | Quantite | Unité | Volume | Poids |
|-------|-------------|----------|-------|--------|-------|
| 1 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 2 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 3 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 4 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 5 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 6 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 7 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 8 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 9 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 10 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 11 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 12 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 13 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 14 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 15 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 16 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 17 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 18 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 19 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 20 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 21 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 22 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 23 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 24 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 25 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 26 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 27 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 28 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 29 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 30 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 31 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 32 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 33 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 34 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 35 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 36 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 37 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 38 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 39 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 40 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 41 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 42 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 43 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 44 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 45 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 46 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 47 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 48 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 49 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |
| 50 | A10 | 1.20 | m | 0.012 | 0.156 |

UNIVERSITE D'ALGER
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DÉPARTEMENT
 GENIE - CIVIL
 PROJET DE FIN D'ÉTUDES
 SPO APPARTHOTEL 600 lits
 BLOC D
 -POUTRES-
 FERRAILLAGE
 Date

