

Bibliothèque

UNIVERSITE D'ALGER

25/75

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

3EX

المدرسة لوطنية للعلوم الهندسية
- المكتبة -

THESE DE FIN D'ETUDES

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

BIBLIOTHÈQUE

LABORATOIRE

des T. P.

11 PLANS

1975

Etudié par :

Mustapha TOUATI

() Ue mes parents, mes frères, ma soeur,
et mes amis à qui je dedie cet ouvrage puissent y trouver
l'expression de ma profonde affection .

Par cette occasion j'adresse mes remerciement à tous
les professeurs de l'EINIPIA qui ont contribués à ma formation
et en particuliers à Mrs:

-LEVEILLY
BRON
BELAZOUGUI
MARTINOV
BALACHOV
CHERCNOV
UNGREANU

Je saisis également cette occasion pour exprimer mes remerciements
à Monsieur DEBAILLEUL pour sa collaboration effective .

-/-)

BENNAMANE - Bachir
HAMMI - Hamid
DERRADJI - Mokhtar
Abdelkader

-o-T A B L E D E S M A T I E R E S -o-
ooooooooooooooooooooo

- 1)- PRESENTATION DU PROJET
- 2)- CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES
- 3)- CALCUL DES DIFFERENTS PLANCHERS
(calcul des poutrelles et poutres)
- 4)- DESCENTE DES CHARGES
- 5)- ETUDE DU VENT
- 6)- CALCUL DES POTEAUX
- 7)- ETUDE DES ESCALIERS
- 8)- ETUDE DES FONDATIONS
- 9)- ANNEXES : DESSINS de coffrage et de ferrailage

Presentation du projet

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES

REGLEMENTS UTILISES

Reglements de conception et de construction des ouvrages en beton armé (c c b a 68) modifiées en 1970

DOCUMENTS UTILISES

1. Cours de béton armé de M. Bron et M. Bellazougui professeurs à L.E.N.P.A
2. Cours de bâtiment de M. Leveilly professeur à L.E.N.P.A
3. Cours de calcul des poutres continues par la méthode de M. Caquot par Reimbert editions Eyrolles

CONTRAINTES ADMISSIBLES

I. Béton:

Le béton utilisé est un béton dsé à 350Kg m³
decciment C.P.A de classe 210/325

Le control est atténué

Les granulats sont roulés et ont pour dimension maximum 25mm

On a donc d'après le C.C.B.A.68 Article 9.7

$$\begin{aligned} \sigma'_{28} &= 270 \text{ bars} \\ \sigma_{28} &= 23,2 \text{ bars} \end{aligned}$$

I.I Compression simple:

Nous avons; $\sigma'_{bo} = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_n$

$$\alpha = 1 \quad (\text{classe 325})$$

$$\beta = \frac{5}{6} \quad \text{control atténué}$$

$C_g = 25\text{mm}$

$$\gamma = 1 \quad \text{si } e_m \geq 4C_g$$

$$\gamma = \frac{e_m}{4C_g} \quad \text{si } e_m < 4C_g$$

e_m ; epaisseur minimale de la pièce à exécuter

$\delta = 0,30$ compression simple
 $\delta = 0,560$ flexion simple
 $\varepsilon = I$ compression simple

$$\overline{\sigma}_{b0}' = I \cdot \frac{5}{-6} \cdot I 0,30 \cdot I \cdot 270 = 67,5 \text{ bars}$$

$$\overline{\sigma}_{b0}' = 67,5 \text{ bars} = 68,7 \text{ Kg cm}^2$$

I;2 FLEXION SIMPLE

$$\overline{\sigma}_b' = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma_n' = 135 \text{ bars}$$

$$\overline{\sigma}_b' = 135 \text{ bars}$$

I;3 TRACTION: $\overline{\sigma}_b' = \alpha \beta \gamma \theta \sigma_n'$

avec $\theta = 0,018 + \frac{32, I}{\sigma_n'}$ pour une sollicitation pondérée du second genre

$$\theta = 0,026$$

et $\theta = (0,018 + \frac{32, I}{\sigma_n'}) \cdot I,5$ pour une sollicitation pondérée du second genre

$$\overline{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$$

2) ACIERS

2;I Acier haute adhérence: (acier CREAL S;N.S °)

Fe E 40	($\phi \leq 20$)	$\sigma_{en} = 4200 \text{ bars}$	$\overline{\sigma}_a = 2800 \text{ bars}$
	(($\phi / \geq 25$)	$\sigma_{en} = 4000 \text{ bars}$	$\overline{\sigma}_a = 2670 \text{ bars}$

2.2 Acier doux

Fe E24

$\sigma_{en} = 2400 \text{ bars}$

$$\overline{\sigma}_a = f_a \sigma_{en}$$

avec $f_a = 2/3$ sollicitation pondérée du premier genre

σ_{en} : limite d'élasticité nominale en traction

coefficient
 f_a = coefficient de sécurité
 $\sigma_a = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600$ bars

3. Compatibilité avec le béton :

On doit avoir d'après l'article I8 du C.C.B.A 68

$$\bar{\sigma}_{bc} \geq 20(1 + 1,25 \psi_d)$$

ψ_d , coefficient de scellement = ~~$\frac{\sigma_a}{\sigma_{en}}$~~ = $\frac{1,5 \eta}{\sqrt{2} d} = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \cdot 1,6 = 1,69$

$\bar{\sigma}'_{bc} = 67,5$ bars $>$ 65,2 bars (condition satisfaite)

4 Valeur maximale de la contrainte de traction des armatures :

C.C.B.A Article 49,22

La valeur maximale de la la contrainte de traction des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes exprimées en bars

$$\sigma_s = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f}$$

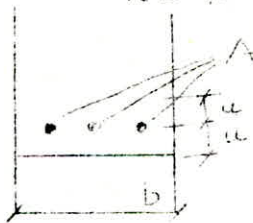
$$\sigma_s = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} k \bar{w}_b}$$

$$\bar{w}_f = \frac{A}{E_f} = \frac{A}{2 b \cdot u}$$

ϕ : diamètre nominal en millimètres de la plus grosse des barres tendues dans la section d'enrobage

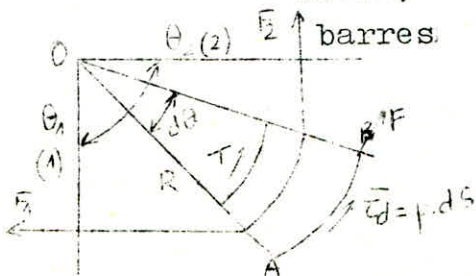
η : coefficient de fissuration non préjudiciable

$k = 1,5$ fissuration non préjudiciable

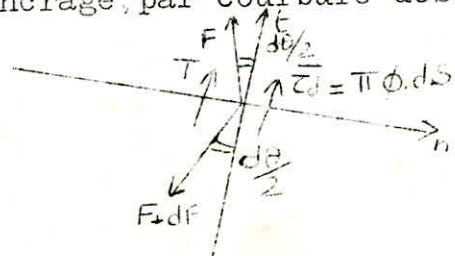


5. Ancrage

Afin d'éviter l'encombrement de l'encrage partiel droit, on utilise un ancrage, par courbure des



$\theta_2 = (\vec{x}, \vec{z})$
 $\theta_2 = (\vec{x}, \vec{1})$



4

Soit N l'effort du béton sur la barre. On sait que par réaction, la barre exerce sur le béton une force de même intensité qui crée des forces de frottement $T = \varphi \cdot N$ avec φ le coefficient acier-béton $\varphi = 0,4$

Equilibre suivant l'axe n

$$F \sin \frac{d\theta}{2} + (F+dF) \sin \frac{d\theta}{2} = N \quad \sin \frac{d\theta}{2} = \frac{d\theta}{2}$$

$$2F \frac{d\theta}{2} + dF \frac{d\theta}{2} = N$$

$$dF \frac{d\theta}{2} = 0$$

$$d'ou \quad F d\theta = N$$

$$F d\theta = N$$

- équilibre suivant l'axe t :

$$(F+dF) \cos \frac{d\theta}{2} - F \cos \frac{d\theta}{2} = T + \tau d \pi \phi ds$$

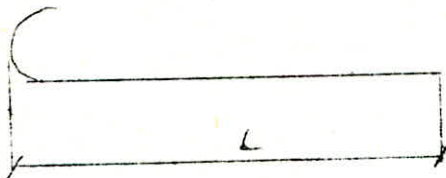
$$dF = \pi \phi R \tau d\theta + \varphi F d\theta$$

si $R =$ constante on aura:

$$F_2 = F_1 e^{-\varphi \theta} - \frac{\pi \phi R \tau d}{\varphi} (1 - e^{-\varphi \theta})$$

$$F_2 = X F_1 - X' \pi \phi R \tau d \quad \text{avec} \quad \begin{cases} X = e^{-\varphi \theta} \\ X' = \frac{1 - e^{-\varphi \theta}}{\varphi} \end{cases}$$

Longueur d'ancrage forfaitaire par crochet normal



L : longueur d'encombrement hors crochet

$L = 0,6 l_d$ pour les ronds lisses

$L = 0,40 l_d$ pour les H;A

Condition de non écrasement du béton : C.C.B.A Article 30,62

En toute partie courbe d'une barre, le rayon de courbure r doit satisfaire à l'inégalité suivante:

$$r \geq 0,10 \phi / \frac{\tau_a}{\sigma'_{bo}} \quad (1 + \frac{\phi}{a})$$

avec :

ϕ : diamètre de la barre

$\bar{\sigma}_a$: contrainte de cette barre à l'origine de la courbe

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte ~~de traction~~ admissible du béton en compression simple

d : distance du centre de courbure à la paroi la plus proche

γ : coefficient numérique

= 1 si barre isolée ou fait partie d'un ensemble disposé en un seul lit

= 5/3 ou 7/3 respectivement lorsque la barre fait partie d'un ensemble disposé en deux lits, les distances entre lits étant supérieures au diamètre

utilisé.

CALCUL DES POUTRELLES

niveau plancher terrasse bloc administratif

On utilise comme plancher des corps creux (I6*4)

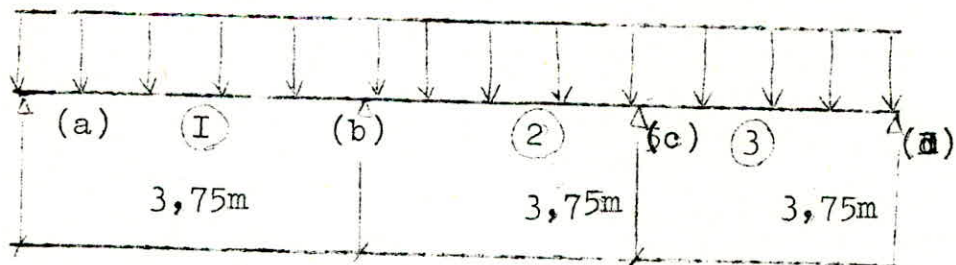
I. Estimation des charges :

On prend 65 cm comme entre axes des poutrelles

Gravillons :	80x 0,65	= 52 kgm ⁻¹
Isolation multicouche :	20x 0,65	= 13 kgm ⁻¹
Forme de pente ep moyenne 10mm	100 x 0,65	= 65 kgm ⁻¹
Briques :	130 x 0,65	= 84,5 kgm ⁻¹
Plâtre :	20 x 0,65	= 13 kgm ⁻¹
Dalle * Hourdi (I6 + 4)	240 x 0,65	= 156 kgm ⁻¹
Total :		383,5 kgm ⁻¹

Surcharge d'exploitation (terrasse inaccessible)

100 x 0,65

65 kgm⁻¹On a donc : $q = G + I, 2P = 461, 5 \text{ kgm}^{-1}$ 2; Calcul des Moments :

Les 4 conditions suivantes étant satisfaites :

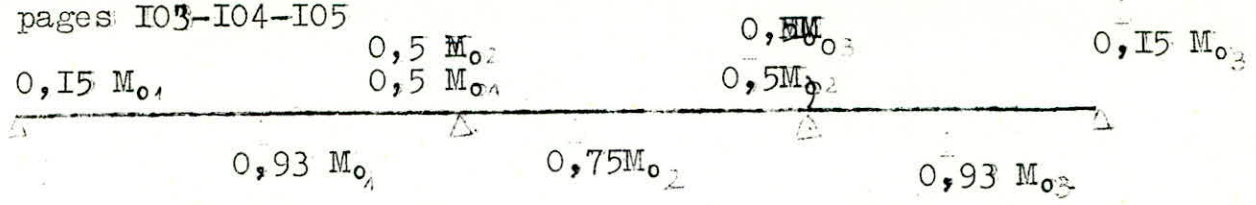
- Surcharges non-majorées $< 2 \times$ charges permanentes
 $65 \text{ kgm}^{-1} < 2 \times 383,5 = 767 \text{ kgm}^{-1}$

- Fissuration non préjudiciable

- Les éléments solidaires ont une section constante le long de chaque travée

- $0,8 \leq$ rapport des travées $= l \leq 1,25$

Nous pouvons donc appliquer la méthode forfaitaire du C; .C.B.E
pages I03-I04-I05



$$M_o = M_{o1} = M_{o2} = M_{o3} = M_{o4} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{461,5 \cdot 3,75^2}{8} = 811,23 \text{ kg.m}$$

Moments en travées:

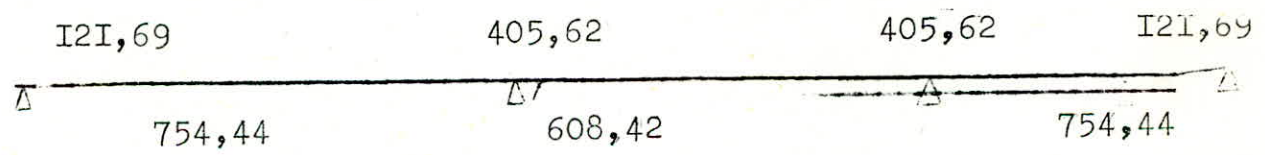
$$M_{t1} = M_{t3} = 0,93 M_o = 0,93 \cdot 811,23 = ~~608,42 \text{ kg.m}~~ = 754,44 \text{ kg.m}$$

$$M_{t2} = 0,75 M_o = 0,75 \cdot 811,23 = 608,42 \text{ kg.m}$$

Moments sur appuis :

$$M_b = M_c = 0,5 M_o = 0,5 \cdot 811,23 = 405,62 \text{ kg.m}$$

$$M_a = M_d = 0,15 M_o = 0,15 \cdot 811,23 = 121,69 \text{ kg.m}$$



Vérification :

Travée Intermédiaire : $M_{t2} = 608,42 \text{ kg.m} \geq 0,5 M_o = 405,62 \text{ kg.m}$

Travée de Rive : $M_{t1} = M_{t3} = 754,44 \text{ kg.m} \geq 0,6 M_o = 486,74 \text{ kg.m}$

3 . Determination des armatures longitudinales :

On admet $\sigma_a = 2800$ bars et on vérifie ensuite que cette contrainte est bien admissible en ce qui concerne la fissuration la longueur de hourdi qu'il y a lieu d'admettre d'un côté d'une nervure ~~comme faisant partie~~ d'une poutre fléchie en té à part parement de cette nervure comme faisant partie de la table de compression de cette poutre est limitée par la plus restrictive des conditions ci-après

Première condition :

On admet pas la même zone de hourdi à 2 poutrelles différentes

Deuxième condition :

b_x est limitée à la moitié de la distance entre nervures

$$b_x \leq \frac{I}{2} \cdot 48 = 24 \text{ cm}$$

Troisième condition :

b_x est inférieure au ~~sixième~~ sixième de la distance entre points de moments nuls d'une travée

$$b_x \leq \frac{I}{6} l_x$$

$$M_t = q \frac{l_x^2}{8} \implies l_x = \sqrt{\frac{8 M_t}{q}} = \sqrt{\frac{8 \cdot 608,42}{461,5}} = 3,24 \text{ m}$$

$$b_x \leq \frac{I}{6} \cdot 324 = 54 \text{ cm}$$

Quatrième condition

b_x est limitée au dixième de la portée entre nus des appuis (cas des poutrelles hyperstatiques)

$$b_x \leq \frac{I}{10} \cdot 375 = 37,5 \text{ cm}$$

Cinquième condition :

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

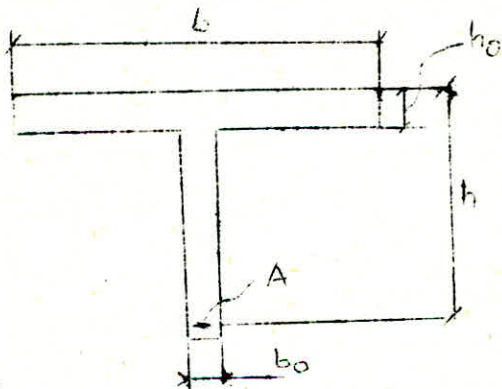
$$b_x \leq \frac{2}{3} \cdot \frac{l_x}{2} = \frac{2}{3} \cdot \frac{324}{2} = 108 \text{ cm}$$

On adoptera donc $b_x = 24 \text{ cm} \implies b = 2 \cdot 24 + 17 = 65 \text{ cm}$

Sections entravée

Pour la détermination du ferrailage nous emploierons la méthode exposée dans le cours de béton armé de 4^{ème} année professé par Monsieur DRON

	M en Kgm	δ'	$\frac{b_0 h}{100}$ en cm ²	$\frac{b_0 h^2}{100}$ en cm ³	$b - b_0$ en cm	a'_n	$\frac{V}{a}$	α'_n	a_n	η	A_a en cm ²	Section adoptée
Traverses ① et ②	754,44	9,176	187	3179	54	115,51	12,71	9,19	11,5	0,235	1,44	1T8+2T10 = 1,78 cm ²
Travée ②	609,42	9,176	187	3179	54	115,51	19,25	9,18	10	0,220	1,25	1T8+2T10 = 1,78 cm ²



$$\begin{aligned}
 h_t &= 20 \text{ cm} \\
 d &= 3 \text{ cm (enrobage)} \\
 h &= 17 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\delta' = \frac{h_0}{2h} \quad ; \quad \gamma_a = \frac{M}{\frac{b h^2}{100} \frac{\sigma_a}{n}} \quad ; \quad a'_n = \frac{(b-b_0) h_0}{\frac{b_0 h}{100}}$$

$$A_a = \frac{a_n}{n} \cdot \frac{b_0 h}{100}$$

$$\sigma'_b = \eta \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{n}$$

Vérification du pourcentage minimum d'acier ;

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_a}{b h} \geq 0,54 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h k}{h} \right)^2 \quad \psi_d = 0,54 \quad (\text{acier écroui})$$

Travée 1 et 2 $\frac{\bar{\sigma}_a}{b_0 h} = 138,47 \text{ IO}^{-5} \quad 157,48 \text{ IO}^{-5} \quad (\text{non vérifiée})$

Travée 2 $\frac{\bar{\sigma}_a}{b_0 h} = 120,18 \text{ IO}^{-5} \quad 157,48 \text{ IO}^{-5} \quad (\text{non vérifiée})$

Pour les deux cas nous adopterons alors le pourcentage

minimum soit $-5 = 1,74 \text{ CM} \quad \text{I T8} + 2 \text{ T IO}$

$$A = b_0 h \text{ IO}^{-5}$$

Section sur appuis

appuis	M en Kg.m	δ'	a'_n	γ_a	α_1	a_n	n	A_a en cm ²	Section adoptée
a et d	121,69	0,1176	115,51	2,051	0,05	2	0,53	0,26	2T6
b et c	405,62	0,1176	115,51	6,835	0,168	7	0,200	0,873	2T6

Vérification du pourcentage minimum d'Acier

Appuis (a) et (d) $A_a/bh = 22,62 \text{ IO}^{-5} < 157,48 \text{ IO}^{-5} \quad (\text{non vérifiée})$

Appuis (c) et (d) $A_a/bh = 79 \text{ IO}^{-5} < 157,48 \text{ IO}^{-5} \quad (\text{non vérifiée})$

On adoptera dans ce cas $A = 0,56 \text{ cm}^2 = 2T6$

4 ; Fissuration C.C.B.A Article 49, 22

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

$$\sigma_a = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\sigma}_t}{1.10 \bar{\omega}_y}$$

ϕ : diamètre nominal en mm de la plus grosse des barres tendues $\phi = 10$

$$\bar{\sigma}_t = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi}} = k \bar{\sigma}_t$$

$\eta = 1,5$ coefficient de fissuration

$\bar{\sigma}_t$ contrainte admissible de traction
6 fissuration peu nuisible

$K = 1,5$ 10 fissuration peu nuisible

$$\bar{\omega}_y = \frac{A = 1,78}{b \cdot x} = 0,0343$$

$$\bar{\sigma}_a = \text{minimum} \left. \begin{array}{l} 2/3 \text{ en} \\ \text{en} \end{array} \right\} = 2800 \text{ kg cm}^{-2}$$

$$\text{maximum} \left. \begin{array}{l} \text{max} \\ \text{en} \end{array} \right\} = 6120 \\ = 2832$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg cm}^{-2} \quad -2 \text{ la fissuration est donc justifiée}$$

5 . Contrainte de compression dans le béton :

Il faut vérifier la plus restrictive des 2 conditions suivantes

$$\sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{bc}$$

$$\sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_{bc}$$

$$\sigma'_b = \eta \frac{\bar{\sigma}_a}{\eta} = 43,87 \text{ Kg f cm}^{-2} < 2 \cdot \bar{\sigma}'_{bc} = 137,4 \text{ Kg f cm}^{-2} \text{ (vérifiée)}$$

$$\sigma'_m = \frac{F}{b \cdot x} = \frac{M_{\text{max}}}{\beta \cdot b \cdot y_1}$$

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$y_1 = \alpha \cdot h = 3,23 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{7}{8} h = 14,9 \text{ cm} \quad b = 65 \text{ cm}$$

$$\sigma'_m = \frac{754,44 \cdot 10^2}{65 \cdot 14,9 \cdot 3,23} = 24,1 \text{ Kg f cm}^{-2} \leq \bar{\sigma}'_{bc} = 68,7 \text{ Kg f cm}^{-2} \text{ (vérifiée)}$$

ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT

CCBA 68 Page 103 !

Les efforts tranchants peuvent être calculés en faisant abstraction de continuité sauf dans le cas de travée de rive ou il est tenu compte des moments de continuité adoptée ou de majoration forfaitaire de 15% et 10% respectivement si on a une poutre à deux travées ou une poutre à plus que deux travées!

Lorsqu'on tient compte des moments de continuité, l'effort tranchant dans une section d'abscisse x est donné par :

$$T_x = \theta_x + \frac{M_w - M_e}{l}$$

θ_x ; effort tranchant dans la section x de la travée indépendante soumise aux mêmes charges.

M_w et M_e : moments à l'ouest et à l'est de l'appui considéré sont à prendre en valeur absolue.

Détermination des efforts tranchants :

NOTATION T_{Ia} : T à gauche de l'appui, a
 T_{Iza} : T à droite de l'appui à

$$T_{Iza} = \frac{461,5 \cdot 3,75}{2} (405,62 - 121,69) = 789,60$$

$$T_{Ib} = \frac{461,5 \cdot 3,75}{2} + \frac{405,62 - 121,69}{3,75} = 941,03$$

$$T_{Izb} = \frac{461,5 \cdot 3,75}{2} = 865,31 \text{ Kg}$$

$$\text{Vérification : } 461,5 \cdot 3,75 \cdot 3 = 2(865,31 + 841,03 + 789,60)$$

$$5191,9 \text{ Kg} \approx 5191,9 \text{ Kg (Vérifiée)}$$

$$T_{max} = 941,03 \text{ Kg (Section sur appui)}$$

la contrainte tangentielle maximale a donc pour valeur

$$B = T_{max} \quad \text{CCBA 68 Art. 58,3}$$

Détermination des armatures transversales :

$$\sigma_{ba} = 43,87 \text{ Kg/cm} \Rightarrow \tau_b = 3,5 \sigma_b = 20,65 \text{ Kg/cm}$$

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{3 \cdot b} = \frac{943,03}{3 \cdot 95,9} = 3,32 > \frac{3}{4} \sigma_b = 4,36 \text{ Kg/cm}$$

les armatures transversales sont nécessaires

contrainte de traction admissible des armatures transversales :

$$\sigma_{at} = f_a \cdot \sigma_{en} \quad F_e E 24 \quad \sigma_{en} = 2400$$

$$f_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ 1 - \frac{2}{9} \frac{\tau_b}{\sigma_b} = 1 - \frac{2}{9} \frac{3,32}{4,36} = 0,87 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{at} = 0,87 \cdot 2400 = 2091,3 \text{ Kg/cm}$$

On prendra $A_t = 2 \cdot \phi 5 \text{ Adx} = 0,39 \text{ Cm}^2$ soit un cadre en acier doux

Calcul de l'espacement t

$$t = \frac{A_t \cdot z_{at}}{T_{max}} = \frac{0,39 \cdot 114,9 \cdot 2091,3}{941,03}$$

On prendra $A_t = 2 \phi 5$ a d x = 0,39 cm² soit un cadre en Acier doux
Calcul de l'espacement t :

$$t = \frac{A_t \cdot z}{T} = \frac{0,39 \cdot 14,9}{941,03} = 12,91 \text{ cm}$$

espacement admissible t :
 $0,2 h = 0,2 \cdot 17 = 3,4 \text{ cm}$
 $t = \max \left(1 - 0,3 \frac{6}{b} \right) = 17(1 - 0,3 \frac{6,32}{b}) = 11 \text{ cm}$

Soit t = 10 cm avec $A_t = 2 \phi 5 = 0,39 \text{ cm}^2$

Disposition des Armatures transversales :

On adoptera la règle pratique de M Caquot
 on calcul par la formule précédente l'écartement initial t
 auprès de l'appui et on prend pour les écartement suivants,
 en cm, la suite des nombres 7,8,9,10,11,13, 16,20,25,35,!!!
 en répétant autant de fois chaque intervalle qu'il ya de
 mètre dans la demi portée .

On a $\frac{1}{2} = \frac{3,75}{2} = 1,87$. On prend le nombre entier

Supérieur ce qui donne la distribution suivante :

2 x 11, 2 X 13, 2 X 16 ; ; ..

Traction des Armatures inférieures CCBA Art . 35,32 traction

La section minimale les Armatures de traction de inférieures
 qui doivent être conduites jusqu'à cet appui et ancrées
 horizontalement au delà, doit être susceptible d'équilibrer un
 effort admissible égal T + M/z

M en valeur algébrique

Aux appuis de Rive : M = 121,69 Kgm T = 789,60 Kg

$$\frac{M}{3} + T = \frac{121,69}{3} 10^2 + 789,60 < 0 \Rightarrow A = 0$$

Vérification à l'entraînement ;

Supposons qu'on laisse courir les 2 t 10 $\Rightarrow p = 6,28 \text{ cm}$

$$\tau_d = \frac{789,60}{6,28 \cdot 14,9} = 8,43 \text{ Kgf/cm}$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \phi \sqrt{b} = 2 \cdot 1,69 \cdot 5,9 = 19,94 \text{ Kgf/cm} \quad (\text{Vérifiée})$$

Appuis Intermédiaires :

$$-\frac{M}{3} + T = -\frac{405,62}{3} 10^2 + 941,03 < 0 \text{ dou } A = 0$$

Vérification à l'entretenement :

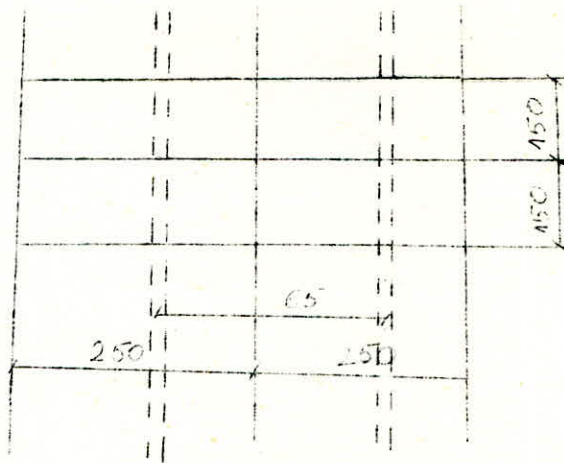
laissons courir les 2 T 10 Dou p = 6,28 cm

$$\tau_d = \frac{941,03}{6,28 \cdot 14,9} = 10,06 \text{ kgf/cm} < \bar{\tau}_d 19,94 \text{ Kgf/cm} \quad (\text{Vérifiée})$$

ANCRAGE DES ARMATURES :

La contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'ancrage
 normale est :

$$D = 1,25$$



On utilise un treillis soudé ϕ 3 (Ts - 3/3 - 150/250)

8 Vérification de la flèche :

On utilise le document publié par M. Albigés 660 la flèche des poutrelles des planchers à corps creux peut être considérée comme admissible si

$$\frac{L}{h_t} \inf_{1,2} A$$

Avec l = portée libre de la poutrelle
 h_t == hauteur totale de la poutrelle, épaisseur de hourdis comprise
 A prend la valeur donnée par le diagramme donnée en page 258.

$$\text{Si } l \inf 5 \text{ m} \quad A = A_0$$

$$\text{Si } l \sup 5 \text{ m} \quad A = A_0 \left(\frac{2,5}{L} + 0,5 \right)$$

$$b = 43,87 \text{ Kg/cm}^2 \text{ d'ou } A_0 = 18,7$$

$$\frac{L}{h_t} = \frac{375}{20} = 18,75 \inf 1,2 \cdot 18,7 = 22,4$$

la Flèche est donc bien admissible.

ALCULS DES POUTRELLES
niveau Etage. Bloc Administratif

1. Estimation des charges

Cloisans	50 × 0,65	32,5 Kgnl ⁻¹
Chape 3,9 Cn	3,9 × 200 × 065	50,7 Kgnl ⁻¹
Carrelage 22. 0,65		14,3 Kgnl ⁻¹
Hourdi + Dalle (16 + 4) 240.0,65		156 Kgnl ⁻¹
Total:		253,5 Kgnl⁻¹

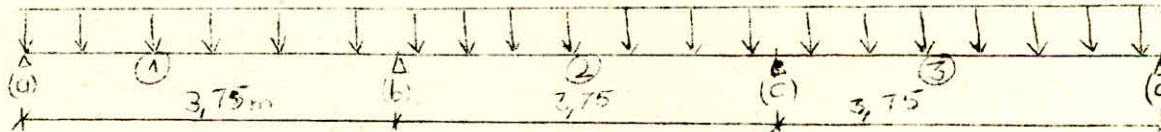
Surcharge majorée d'exploitation :

$$300 \times 0,65 \qquad 195 \text{ Kgnl}^{-1}$$

On a donc :

$$q = q + 1,2P = 253,5 + 195 = 448,5 \text{ Kgnl}^{-1}$$

/2 Calcul des moments :



Les 4 Condition suivantes étant vérifiées :

- Surcharge non majorées (2 x charges permanentes

$$162,5 \text{ Kgnl}^{-1} \quad (507 \text{ Kgnl}^{-1})$$

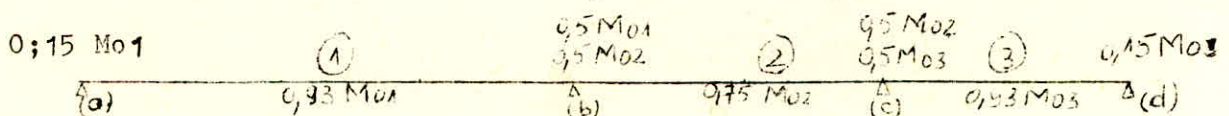
- Fissuration non préjudiciable

- Section constante des éléments solidaires

- 0,8 < (Rapports des travées = 1 < 1,25

Nous appliqueront donc la méthode forfaitaire du CCBA 68

$$M_o = M_{o1} = M_{o2} = M_{o3} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{448,5 \cdot 3,75^2}{8} = 788,38$$



Moments en travées

$$M_{t1} = 0, M_{t3} = 0,93 M_o = 0,93 \cdot 788,38 = 733,20 \text{ Kgm}$$

$$M_{t2} = 0,75 M_o = 0,75 \cdot 788,38 = 591,29 \text{ Kgm}$$

Moments sur appuis :

$$M_a = M_d = 0,15 \cdot M_o = 0,15 \cdot 788,38 = 118,257 \text{ Kg.m}$$

$$M_b = M_c = 0,05 M_o = 0,05 \cdot 788,38 = 39,419 \text{ Kg.M}$$

3. Détermination des Armatures longitudinales :

on admet $\sigma_a = 2800$ que l'on vérifiera par la suite
 on ce qui concerne la largeur de la table de compression
 on fait la même étude que pour le plancher terrasse

$$-B_x \leq \frac{65 - 17}{2} = 24 \text{ Cm.}$$

$$B_x \leq \frac{1}{6} L_x \quad l_x = \sqrt{\frac{3M_t}{q}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 581,29}{449,5}} = 3,24 \text{ m}$$

$$B_x \leq \frac{1}{48} 3,24 = 0,54.$$

$$B_x \leq \frac{1}{10} 375 = 37,5 \text{ Cm}$$

$$XXXX \quad 10$$

$$B_x \leq \frac{2}{3} \frac{324}{2} = 108 \text{ Cm}$$

On prend la plus restrictive de ces valeurs soit $B_x = 3,24 \text{ M}$

$$D'ou B = 2 \cdot 24 + 17 = 65 \text{ Cm}$$

Section en travées :

pour la détermination du ferrailage nous
 emploierons toujours la méthode exposée dans le Cours de M. BROU

Travées	M en Kgm	δ'	a_n	k_a	d_n	A_a en cm ²	η	Section adoptée
① et ③	733,20	0,176	115,51	12,34	0,187	1,372	0,23	1T8+2T10
②	591,29	0,176	115,51	9,96	0,18	1,25	0,22	1T8+2T10

Vérification du pourcentage minimum d'acier

Travées (1) et (3)

$\frac{A_a}{B_h} = 124,16 \cdot 10^{-2} < 157,48 \cdot 10^{-2}$ (non vérifiée)

Bh

Travée (2)

$\frac{A_a}{B_h} = 120,19 \cdot 10^{-2} < 157,48 \cdot 10^{-2}$ (non vérifiée)

Bh

Dans les deux cas nous adopterons le pourcentage minimum

soit $A = 1,74 \text{ Cm}^2 \Rightarrow 1 \text{ T } 8 + 2 \text{ T } 10 = 1,78 \text{ Cm}^2$

Section sur appuis :

Appuis	M en Kg.m	Bh	$\frac{bh}{100}$ en cm ²	$\frac{b^2}{100}$ en cm ²	$\frac{b \cdot b_0}{100}$ en cm	a'	$\frac{1}{\alpha}$	α	a _{min}	h	A _a en cm ²	Section adoptée
a et d	118,26	0,1176	1,87	31,73	54	115,51	1,993	0,05	2	0,05	0,25	2T8 = 1,00 cm ²
b et c	154,19	0,1176	1,87	31,73	54	115,51	1,64	0,160	6,80	0,15	0,87	2T8 = 1,00 cm ²

Vérification du pourcentage minimum d'acier

Appuis a et d $\frac{A}{B_h} = 22,62 \cdot 10^{-2} < 157,48 \cdot 10^{-2}$ (non vérifiée)

Bh

Appuis B et C $\frac{A}{B_h} = 466 \cdot 10^{-5} > 157,40 \cdot 10^{-2}$ (est vérifiée)

Bh

On adoptera dans les 2 Cas $A = 2 \text{ T } 10 = 1,00 \text{ Cm}^2$

4- FISSURATION

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

Contrainte de compression dans le béton :

Il faut vérifier la plus restrictive des 2 Conditions Suivantes :

$$\sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}_{b0} \text{ et } \sigma'_{m1} \leq \bar{\sigma}_{b0} \quad \bar{\sigma}_{b0} = 68,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \eta \frac{\bar{\sigma}_a}{n} = 42,93 \text{ Kg/cm}^2 < 137,4 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

$$\sigma'_{m1} = \frac{F}{b \cdot y_1} = \frac{M_{max}}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot y_1} = \frac{733,20 \cdot 10^3}{14,8 \cdot 65 \cdot 3,179} = 23,31 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0} \text{ (vérifiée)}$$

6 ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT

Les effort tranchants seront calculés en tenant compte des moments de continuité. En adoptons les même notations que pour le plancher terrasse on obtient :

$$T_x = \theta \cdot X \cdot \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_{2a} = \frac{448,5 \cdot 3,75}{2} - \frac{394,19 - 118,26}{3,75} = 767,36 \text{ Kg}$$

$$T_{1b} = \frac{448,5 \cdot 3,75}{2} + \frac{394,19 - 118,26}{3,75} = 914,52 \text{ Kg}$$

$$T_{2b} = \frac{448,5 \cdot 3,75}{2} = 840,94 \text{ Kg}$$

767,36 Kg	840,94 Kg	914,52 Kg
	914,52 Kg	840,94 767,36 Kg.

Vérification :

$$3 \cdot 3,75 \cdot 448,5 = 2 (767,36 + 914,52 + 840,94)$$

$$5045,6 = 5045,6 \text{ (Vérifiée)}$$

Condition de nécessité des Armatures transversales : CCBA.68 Art 58,3

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{B_{oz}} = \frac{914,52}{10,14,9} = 6,14 \text{ Kg/cm}^2 > \frac{3}{4} = 4,36 \text{ Kg/cm}^2$$

$\tau_b > \frac{3}{4} \bar{\tau}_b$ les Armatures transversales d'âme sont nécessaires.

Contrainte de traction admissible des Armatures transversales :

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{f_a}{\gamma_a} \sigma_{cn} \quad \text{Fc E24} \quad \sigma_{cn} = 2400$$

$$f_a = \text{maxi} \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \\ 1 - \frac{\tau_b}{9 \sigma_b} \end{array} \right.$$

$$1 - \frac{\tau_b}{9 \sigma_b} = 1 - \frac{6,14}{9 \cdot 5,9} = 0,885$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,885 \cdot 2400 = 2122,5 \text{ Kgf/cm}$$

Soit comme Armatures transversales $A_t = 2 \phi 5 = 0,39 \text{ cm}^2$.

$$\text{espacements } T / \quad t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,39 \cdot 14,9 \cdot 2122,5}{914,52} = 13,49 \text{ cm}$$

Espacement Admissible \bar{t} :

$$\bar{t} = \text{maxi} \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h = 0,2 \cdot 17 = 3,4 \text{ cm} \\ h \left(\frac{1 - 0,3}{9 b} \right) = 17 \left(\frac{1 - 0,3 \cdot 6,14}{5,9} \right) = 11,69 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Choix de l'espacement et disposition des Armatures transversales :

On prendra $t = 11 \text{ cm}$ et on adoptera la progression de M. Caquot c'est à dire $2 \times 11, 2 \times 13, 2 \times 16$ etc

Traction des Armatures inférieures :

Appuis de Rive :

$$-\frac{M}{z} + T = -\frac{118,26 \cdot 10^2}{14,9} + 767,36 < 0 \Rightarrow A = 0$$

Entraînement des armatures de traction

Suposons qu'on laisse courir les 2 T 10 $p = 6,28 \text{ cm}$

$$\tau_d = \frac{767,37}{6,28 \cdot 14,9} = 8,20 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_D = 2 \cdot \tau_b = 2 \cdot 1,69 \cdot 5,9 = 19,94 \text{ Kgf/cm} \quad d \text{ (verifiée)}$$

Appuis intermédiaires :

$$\frac{M}{z} + T = \frac{394,19 \cdot 10^2}{14,9} + 914,52 < 0 \Rightarrow A = 0$$

Verification à l'entraînement :

suposons qu'on laisse courir 2 T 10 $P = 6,28 \text{ cm}$

$$\tau_d = \frac{T}{p \cdot z} = \frac{94,2}{3,8 \cdot 4,9} = 9,77 \text{ Kgf/cm}$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,59 : 5,9 = 9,94 \text{ Kgf/cm} \quad 9,77 \text{ Kgf/cm} \quad (\text{Vérifiée})$$

ANCRAGE DES ARMATURES :

La contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'encrage normal est

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \cdot \psi \cdot \bar{\sigma}_b = 20,8 \text{ Kgf/cm}$$

Longueur d'ancrage par scellement droit :

$$l_d = \frac{\sigma_a}{4} \cdot \frac{\sigma_a}{\bar{\tau}_d} = \frac{1,0}{4} \cdot \frac{2800}{20,8} = 34 \text{ Cm pour } \phi = 10 \text{ Mm}$$

ARMATURES Supérieures et inférieures :

On utilisera un retour d'équerre

$$l = \frac{l_d + 3,5 \phi - l}{1,89} = \frac{34 + 3,5 \cdot 1,0 - 23}{1,89} = 7,8 \text{ Cm soit } 1 \text{ cm}$$

Compression dans la bielle d'about ;

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot P}{\sigma_c} = \frac{11767,35}{11725} = 5,50 \text{ Kgf/cm}^2 \quad (\text{Vérifiée})$$

7 FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION CCBA 68 Art 58,3

On utilisera un treillis soudé en Adx Fe E 24

$$50 < l = 55 \text{ Cm} < 80 \text{ en treillis } \sigma_s = 5200 \text{ Kgf/cm}^2$$

La section des Armatures perpendiculaires aux nervures est :

$$A \geq \frac{43}{\sigma_{en}} \cdot l_n = 0,538 \text{ Cm}^2 / \text{ml}$$

σ_{en}

On adoptera donc un treillis soudé $\phi 3$ (TS- 3/37 150 /250)

8 Vérification de la Flèche

On utilise tout pour le document publié par M ALBIGES P1650

$$\frac{L}{H_c} < 5 \text{ Cm} \quad A = A_0$$

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_a} = 42,93 \text{ Kgf/cm}^2 \quad A_0 = 19$$

$$\frac{L}{H_c} = \frac{375}{20} = 18,75 < 1,2 \cdot 19 = 22,8$$

la flèche peut donc être considérée comme admissible !

CALCUL DES POUTRELLES

NIVEAU REZ. DE CHAUSSEE. BLOC Laboratoire

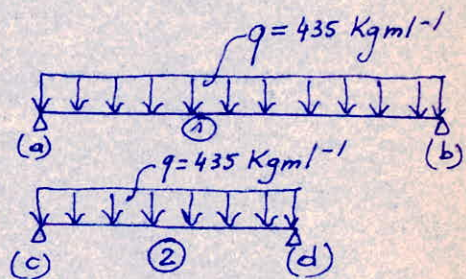
1. Estimation des charges:

cloisons :	$50 \times 0,5$	25 Kgml^{-1}
chape 3,96m	$3,9 \cdot 2000 \cdot 0,5$	39 Kgml^{-1}
Carellage	$22 \cdot 0,5$	11 Kgml^{-1}
hourdi + dalle (20+4)	$240 \cdot 0,5$	120 Kgml^{-1}
		Total: 195 Kgml^{-1}
Surcharge d'exploitation:		
	$400 \times 1,2 \cdot 0,5$	240 Kgml^{-1}

On a donc: $q = 435 \text{ Kgml}^{-1}$

Nous avons deux sortes de poutrelles:

- poutrelles de portée 4,70m
- poutrelles de portée 3,45m



2. Calcul des Moments:

Moments en travées :

$$M_{t1} = 1201,14 \text{ kgm}$$

$$M_{t2} = 326,4 \text{ kgm}$$

Moments sur appuis:

$$M_a = M_b = 0,15 \cdot 1201,14 = 180,17 \text{ kgm}$$

$$M_c = M_d = 0,15 \cdot 326,4 = 48,96 \text{ kg.m}$$

3. Determination des Armatures Longitudinales:

On admet $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ et on vérifie par la suite que cette contrainte est bien admissible en ce qui concerne la fissuration
 En ce qui concerne la table de Compression on fait la même étude que pour les autres poutrelles.
 On trouve $b = 50 \text{ cm}$

Sections en travées:

$$h_L = 24 \text{ cm} \quad d = 3 \text{ cm} \quad h = 21 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm} \quad b_0 = 50 \text{ cm} \quad b_0 = 11 \text{ cm}$$

Travées	M en kg.m	$\frac{bh}{100}$ en cm ²	$\frac{bh^2}{100}$ en cm ³	b-b ₀ en cm	α_n	γ_a	d ₁	a _n	η	A _a en cm ²	Section adoptée
①	120,14	2,31 48,51	48,51	39	67,53	12,37	0,23	14	0,299	2,16	3T10 = 2,35 cm ²
②	326,4	2,31	48,51	39	67,53	3,61	0,14	4	0,163	0,616	2T10 = 1,57 cm ²

Vérification du pourcentage minimum d'Acier:

$$\text{On doit vérifier: } \frac{A}{bh} \geq \psi_d \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2$$

$$\frac{A}{bh} \geq 0,54 \frac{5,9}{2800} \left(\frac{24}{21} \right)^2 = 145 \cdot 10^{-5}$$

Travée ①:

$$\frac{A_a}{bh} = 205,7 \cdot 10^{-5} \geq 145 \cdot 10^{-5} \quad (\text{cdt vérifiée})$$

Travée ②

$$\frac{A_e}{bh} = 58,66 \cdot 10^{-5} < 145 \cdot 10^{-5} \quad (\text{cdt non vérifiée})$$

On adoptera dans ce cas le pourcentage minimum à savoir $A = 1,54 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit } 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Sections sur appuis:

appui	M en kg.m	δ'	$\frac{b_0 h}{100}$ en cm ²	$\frac{b_0 h^2}{100}$ en cm ³	$b-b_0$ en cm	a_n	γ_a	d_1	a_n	η	A_a en cm ²	Section adoptée
a et b	180,17	0,095	2,31	48,51	39	67,53	1,99	0,11	2,00	0,05	0,308	2T10 = 1,57 cm ²
c et d	48,96	0,095	2,31	48,51	39	67,53	0,54	0,05	1,00	0,05	0,16	2T10 = 1,57 cm ²

Verification du pourcentage minimum d'acier:

Appuis a et b: $\frac{A_a}{b_0 h} = 15,23 \cdot 10^{-5} < 145 \cdot 10^{-5}$ (non vérifiée)

Appuis c et d: $\frac{A_a}{b_0 h} = 14,66 \cdot 10^{-5} < 145 \cdot 10^{-5}$ (non vérifiée)

Dans les deux cas nous adopterons le pourcentage minimum soit 2T10 = 1,57 cm².

4. Fissuration:

la valeur maximale de la Contrainte de traction des armatures de traction est limitée à la plus grande des valeurs suivantes:

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

$$\sigma_2 = 24 \sqrt{\frac{k}{\phi} \eta \bar{\sigma}_b}$$

Poutrelles de portée 4,70 m:

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{10} \frac{4,50 \cdot 10^{-2}}{1,450} = 7448 \text{ kgf cm}^{-2}$$

$$\sigma_2 = 24 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 5,9 \cdot 10^6}{10}} = 2856 \text{ kgf cm}^{-2}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 7448 \\ 2856 \end{array} \right\} = 7448 \end{cases} = 2800 \text{ kgf cm}^{-2}$$

Poutrelles de portées 2,45 m

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 5567 \\ 2856 \end{array} \right\} = 5567 \end{cases} = 2800 \text{ kgf cm}^{-2}$$

Dans les deux cas la fissuration est donc vérifiée.

5. Contraintes de Compression dans le béton:

Il faut vérifier la plus restrictive des deux conditions suivantes:

$$\sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\sigma'_{b1} = \eta \frac{\bar{\sigma}_a}{n} = 0,299 \cdot 186,67 = 55,81 \text{ kgfcm}^{-2} < 137,4 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\sigma'_{b2} = \eta \frac{\bar{\sigma}_a}{n} = 0,14 \cdot 186,67 = 26,13 \text{ kgfcm}^{-2} < 137,4 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\sigma'_{m1} = \frac{1201,14 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 21 \cdot 50 \cdot 0,23 \cdot 21} = 26,32 \text{ kgfcm}^{-2} < \bar{\sigma}'_{b0} = 68,7 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\sigma'_{m2} = \frac{326,4 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 21 \cdot 50 \cdot 0,14 \cdot 21} = 11,75 \text{ kgfcm}^{-2} < \bar{\sigma}'_{b0} = 68,7 \text{ kgfcm}^{-2}$$

6. ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT:

$$T_1 = q \frac{l_1}{2} = \frac{435 \cdot 4,7}{2} = 1022,25 \text{ kg}$$

$$T_2 = q \frac{l_2}{2} = \frac{435 \cdot 2,45}{2} = 532,88 \text{ kg}$$

les armatures transversales d'âme seront droites.

Contrainte de traction admissible des Armatures transversales:

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \bar{\sigma}_n \quad \text{Acier Fe E24}$$

$$\tau_{b1} = \frac{T_1}{b_0 \cdot z} = \frac{1022,25}{11 \cdot 18,9} = 4,92 \text{ kgfcm}^{-2} < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\tau_{b2} = \frac{T_2}{b_0 \cdot z} = \frac{532,88}{11 \cdot 18,9} = 2,56 \text{ kgfcm}^{-2} < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$f_{a1} = \text{maxi} \left/ \begin{array}{l} 2/3 \\ 1 - \frac{\tau_{b1}}{9 \bar{\tau}_b} = 0,90 \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_{at1} = 2177,6 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$f_{a2} = \text{maxi} \left/ \begin{array}{l} 2/3 \\ 1 - \frac{\tau_{b2}}{9 \bar{\tau}_b} = 0,95 \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_{at2} = 2284 \text{ kgfcm}^{-2}$$

On prend comme armatures transversales $2\phi 8 = 1 \text{ cm}^2$

espacements:

$$t_1 = \frac{1 \cdot 18,9 \cdot 2177,6}{1022,25} = 40,26 \text{ cm}$$

$$t_2 = \frac{1 \cdot 18,9 \cdot 2284}{532,88} = 81 \text{ cm}$$

Espacements admissibles:

$$\bar{t}_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h = 4,2 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_{b1}}{\bar{\sigma}_b}\right) = 15,74 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\bar{t}_2 = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h = 4,2 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_{b2}}{\bar{\sigma}_b}\right) = 18,26 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prendra pour les deux cas de poutrelles $t = 15 \text{ cm}$ et on adoptera pour la disposition la progression de M. Caquot.

poutrelle 1: $3 \times 15, 3 \times 16 \text{ etc...}$

poutrelle 2: $2 \times 15, 2 \times 16 \text{ etc...}$

TRACTION des Armatures Inferieures:

$$\frac{-|M_1|}{z} + T_1 = \frac{-189,17 \cdot 10^2}{18,9} + 1022,25 = 68,97 \text{ kg} \Rightarrow A_1 = \frac{68,97}{2800} = 0,024 \text{ cm}^2$$

soit $1T10 = 0,78 \text{ cm}^2$

$$\frac{-|M_2|}{z} + T_2 = \frac{-4896}{18,9} + 532,88 = 273,8 \text{ kg} \Rightarrow A_2 = \frac{273,8}{2800} = 0,09 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1T10$$

Verification des Armatures inferieures à l'entraînement:

Laissons courir $1T10$ pour les deux cas de poutrelles.

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,69 \cdot 5,9 = 19,94 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\tau_{d1} = \frac{T_1}{p \cdot z} = \frac{1022,25}{3,14 \cdot 18,9} = 17,22 \text{ kgfcm}^{-2} < 19,94 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\tau_{d2} = \frac{T_2}{p \cdot z} = \frac{532,88}{3,14 \cdot 18,9} = 8,98 \text{ kgfcm}^{-2} < 19,94 \text{ kgfcm}^{-2}$$

ANCRAGE DES ARMATURES:

la Contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'ancrage normal est:

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot 1,69^2 \cdot 5,9 = 21,06 \text{ kgfcm}^{-2}$$

Longueur d'ancrage par scellement droit:

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} = 33 \text{ cm}$$

Ancrage des Armatures: On prevoye pour les deux cas un crochet normal

$$L_2 = L_1 = 0,40 l_d = 0,40 \cdot 33 = 14 \text{ cm}$$

La condition de non écrasement est vérifiée.

7. FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION:

On utilisera un treillis soudé en Adx Fe E24 $\sigma_{en} = 5200 \text{ Kg/cm}^2$
 On obtient le même ferrailage que pour la Terrasse
 et on adopte un treillis soudé $\phi 3$ (TS-3/3-15d/250)

8. Verification de la flèche:

On utilisera toujours le document publié par monsieur ALBIGÉS
 poutrelle de portée 4,70 m:

$$\frac{l}{h_t} = \frac{470}{24} = 19,6 < 1,2 \cdot 17 = 20,4$$

poutrelle de portée 2,45 m

$$\frac{l}{h_t} = \frac{245}{24} = 10,2 < 1,2 \cdot 24 = 28,8$$

Dans les deux cas la condition exposée par
 M. ALBIGÉS est satisfaite: il est donc inutile de justifier la
 flèche des poutrelles.

CALCULS DES POUTRELLES

niveau Terrasse. Bloc Laboratoire.

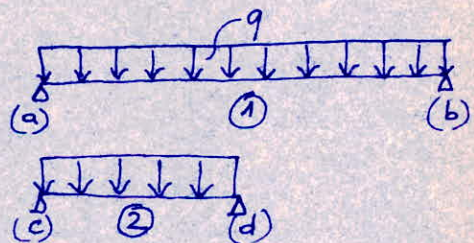
1. Estimation des charges:

Gravillons	80. 0,5	40 Kg ml ⁻¹
isolation multicouche	20. 0,5	10 Kg ml ⁻¹
forme de pente ep. moy. 10mm	100x0,5	50 Kg ml ⁻¹
briques creuses	130. 0,5	65 Kg ml ⁻¹
plâtre	20. 0,5	10 Kg ml ⁻¹
dalle + Hourdi (20+4)	240. 0,5	120 Kg ml ⁻¹
Surcharge pondérée d'exploitation: (Terrasse inaccessible)	120x0,5	60 Kg ml ⁻¹

$$\text{Total } q = 355 \text{ Kg ml}^{-1}$$

Nous avons deux sortes de poutrelles:

- poutrelles de portée 4,75 m
- poutrelles de portée 2,50 m



2. Calcul des moments:

Moments en travées

$$M_{t1} = 1001,21 \text{ kg.m}$$

$$M_{t2} = 277,35 \text{ kg.m}$$

Moments sur appuis:

$$M_a = M_b = 0,15 \cdot 1001,21 = 150,20 \text{ kg.m}$$

$$M_c = M_d = 0,15 \cdot 277,35 = 41,6 \text{ kg.m}$$

3. Determination des Armatures Longitudinales:

On admet $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ et on vérifie par la suite que cette contrainte est bien admissible en ce qui concerne la fissuration. En ce qui concerne la table de Compression on fait la même étude que pour les autres poutrelles. On trouve:

$b = 50 \text{ cm}$

Sections en travées:

$h_t = 24 \text{ cm} \quad h = 21 \text{ cm} \quad d = 3 \text{ cm}$
 $b = 50 \text{ cm} \quad b_0 = 11 \text{ cm}$

Travées	M en kg.m	δ'	$\frac{b_0 h}{100}$ en cm ²	$\frac{b_0 h^2}{100}$ en cm ³	$b - b_0$ en cm	α'_n	γ_a	α_n	λ	A_a en cm ²	Section adoptée	
①	1001,21	0,095	2,31	48,51	39	67,53	11,06	0,22	13	0,282	2,002	3T10 = 2,35 cm ²
②	277,35	0,095	2,31	48,51	39	67,53	3,07	0,15	5	0,176	0,77	2T10 = 1,57 cm ²

Vérification du pourcentage minimum d'acier:

Nous devons vérifier la Condition suivante:

$$\frac{A}{b_0 h} \geq \psi_d \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 = 0,54 \cdot \frac{5,8}{2800} \left(\frac{24}{21} \right)^2 = 145 \cdot 10^{-5}$$

Travée ①

$$\frac{A_a}{b_0 h} = 190,66 \cdot 10^{-5} > 145 \cdot 10^{-5} \text{ (vérifiée)}$$

Travée ②

$$\frac{A_a}{b_0 h} = 73,34 \cdot 10^{-5} < 145 \cdot 10^{-5} \text{ (non vérifiée)}$$

La Condition n'étant pas vérifiée nous adopterons dans ce cas le pourcentage minimum soit $A = 1,54 \text{ cm}^2$

$$A = 1,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Sections sur appuis:

appuis	M en kgm	δ'	$\frac{b_0 b}{100}$ en cm ²	$\frac{b_0 h^2}{100}$ en cm ³	b-b ₀ en cm	a' _n	γ_a	d _n	a _n	A _a en cm ²	Section adoptée
a et b	150,2	0,095	231	48,8	39	67,53	1,67	0,100	2	0,37	2T10 = 1,57 cm ²
c et d	41,6	0,095	231	48,51	39	67,53	0,46	0,08	1	0,16	2T10 = 1,57 cm ²

Verification du pourcentage minimum d'acier:

Appuis a et b: $\frac{A_a}{b_0 h} = 35,23 \cdot 10^{-5} < 145 \cdot 10^{-5}$

Appuis c et d: $\frac{A_a}{b_0 h} = 15,23 \cdot 10^{-5} < 145 \cdot 10^{-5}$

Dans les 2 cas la Condition n'est pas satisfaite. On adoptera alors le pourcentage minimum soit $A = 1,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

4. FISSURATION:

La valeur maximale de la contrainte de traction des Armatures de traction sera limité à la plus grande des valeurs suivantes:

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} \quad \begin{matrix} \phi = 10 \\ \eta = 1,6 \end{matrix}$$

$$\sigma_2 = 24 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} k \bar{\sigma}_b} \quad k = 1,5 \cdot 10^6$$

$$\bar{w}_f = \frac{A_1}{B_f} = \frac{2,35}{4 \cdot 13} = 4,52 \cdot 10^{-2}$$

$$\bar{w}_f = \frac{A_2}{B_f} = \frac{1,57}{4 \cdot 13} = 3,02 \cdot 10^{-2}$$

poutrelles de portée 4,75 m

$$\bar{\sigma}_a = \min \left| \begin{matrix} 2/3 \sigma_{en} = 2800 \\ \max \left| \begin{matrix} \sigma_1 = 7471 \\ \sigma_2 = 2856 \end{matrix} \right. \end{matrix} \right. = 2800 \text{ kgf cm}^{-2}$$

poutrelles de portée 2,50 m

$$\bar{\sigma}_a = \min \left| \begin{matrix} 2/3 \sigma_{en} = 2800 \\ \max \left| \begin{matrix} \sigma_1 = 5567 \\ \sigma_2 = 2856 \end{matrix} \right. \end{matrix} \right. = 2800 \text{ kgf cm}^{-2}$$

La fissuration est donc vérifiée dans les deux cas.

5. Contrainte de Compression dans le beton:

Il faut verifier la plus restrictive des 2 conditions: $\begin{cases} \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b0} \\ \sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_{b0} \end{cases}$

$$\sigma'_{b1} = \eta \frac{\bar{\sigma}_a}{n} = 52,64 \text{ kgfcm}^{-2} < 2\bar{\sigma}'_{b0} = 137,4 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\sigma'_{b2} = \eta \frac{\bar{\sigma}_a}{n} = 32,86 \text{ kgfcm}^{-2} < 2\bar{\sigma}'_{b0} = 137,4 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\sigma'_{m1} = \frac{1001,21 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 21 \cdot 50 \cdot 0,22 \cdot 21} = 22,93 \text{ kgfcm}^{-2} < \bar{\sigma}'_{b0} = 68,7 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\sigma'_{m2} = \frac{277,35 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 21 \cdot 50 \cdot 0,15 \cdot 21} = 9,31 \text{ kgfcm}^{-2} < \bar{\sigma}'_{b0} = 68,7 \text{ kgfcm}^{-2}$$

6. ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT:

$$T_1 = q \frac{l_1}{2} = 355 \frac{4,75}{2} = 843,13 \text{ kg}$$

$$T_2 = q \frac{l_2}{2} = 355 \frac{2,50}{2} = 443,75 \text{ kg}$$

Les armatures transversales d'âme seront droites.

$$\tau_{b1} = \frac{T_1}{b \cdot z} = \frac{843,13}{11 \cdot 18,9} = 4,05 \text{ kgfcm}^{-2} < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\tau_{b2} = \frac{T_2}{b \cdot z} = \frac{443,75}{11 \cdot 18,9} = 2,14 \text{ kgfcm}^{-2} < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{en}$$

$$\rho_{a1} = \max \begin{cases} 2/3 \\ 1 - \frac{\tau_{b1}}{9\bar{\sigma}_b} = 0,92 \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_{at1} = 2217 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\rho_{a2} = \max \begin{cases} 2/3 \\ 1 - \frac{\tau_{b2}}{9\bar{\sigma}_b} = 0,96 \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_{at2} = 2303 \text{ kgfcm}^{-2}$$

Soit $A_t = 2\phi 8 = 1 \text{ cm}^2$

Determination des espacements:

$$t_1 = \frac{1 \cdot 18,9 \cdot 2217}{843,13} = 49,7 \text{ cm}$$

$$t_2 = \frac{1 \cdot 18,9 \cdot 2303}{443,75} = 98 \text{ cm}$$

espacements admissibles:

$$\bar{t}_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h = 0,2 \cdot 21 = 4,2 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_{b1}}{\bar{\sigma}_b}\right) = 16,7 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\bar{t}_2 = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h = 4,2 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_{b2}}{\bar{\sigma}_b}\right) = 18,71 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prendra donc $t = 16 \text{ cm}$ et on adoptera pour la disposition la Règle donnée par M. Cagnot.

Traction des Armatures inférieures:

$$-\frac{|M_1|}{z} + T_1 = -\frac{150,20 \cdot 10^2}{18,9} + 843,13 = 48,42 \text{ kg} \Rightarrow A_1 = \frac{48,42}{2800} = 0,017 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1T10$$

$$-\frac{|M_2|}{z} + T_2 = -\frac{46,60 \cdot 10^2}{18,9} + 443,75 = 223,64 \text{ kg} \Rightarrow A_2 = \frac{223,64}{2800} = 0,079 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1T10$$

Vérification des armatures inférieures à l'entraînement:

Laissons courir 1T10 dans les deux cas $\Rightarrow p = 3,14 \text{ cm}$

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,69 \cdot 5,9 = 19,94 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\tau_{d1} = \frac{T_1}{p \cdot z} = \frac{843,13}{3,14 \cdot 18,9} = 14,21 \text{ kgfcm}^{-2} < \bar{\tau}_d$$

$$\tau_{d2} = \frac{T_2}{p \cdot z} = \frac{443,75}{3,14 \cdot 18,9} = 7,48 \text{ kgfcm}^{-2} < \bar{\tau}_d$$

ANCRAGE DES ARMATURES:

La Contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'ancrage normal est:

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot 1,69^2 \cdot 5,9 = 21,06 \text{ kgfcm}^{-2}$$

longueur d'ancrage par scellement droit:

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} = \frac{1,0}{4} \frac{2800}{21,06} \approx 34 \text{ cm}$$

On prévoit un crochet normal:

$$L = 0,40 l_d = 0,40 \cdot 34 = 14 \text{ cm}$$

La condition de non écrasement est vérifiée.

7. Ferraillage de la dalle de Compression:

On utilisera un treillis soudé en FeE24 $\sigma_{\text{treillis}} = 5200 \text{ Kg/cm}^2$

La section des armatures perpendiculaires aux nervures en cm^2/ml est:

$$A \geq \frac{2160}{\sigma_{\text{en}}} = \frac{2160}{5200} = 0,415 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section des Armatures parallèles aux nervures est:

$$A \geq \frac{0,415}{2} = 0,207 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On utilisera un treillis soudé $\phi 3$ (TS- 3/3 - 150/250)

8. Vérification de la flèche:

On utilisera toujours le Document publié par M. ALBIGÉS
poutrelles de portée 4,75m

$$\frac{l}{h_t} = \frac{475}{24} = 19,8 < 1,2 \cdot 17,9 = 21,48$$

poutrelles de portée 2,50m

$$\frac{l}{h_t} = \frac{250}{24} = 10,4 < 1,2 \cdot 21,9 = 26,28$$

Dans les deux la condition est satisfaite: il est donc inutile de donner une justification de la flèche.

POUTRE LONGITUDINALE DE RIVE

niveau plancher terrasse. Bloc atelier

1. Estimation des charges:

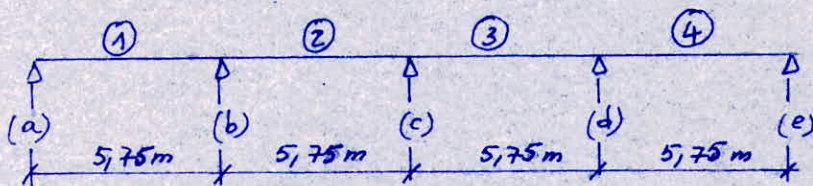
Acrotère: (largeur 15cm hauteur 80cm)	
- poids de béton armé: $0,15 \cdot 0,8 \cdot 2500$	300 Kg ml^{-1}
- Revêtement extérieur enciment:	
$0,03 \cdot 0,8 \cdot 2000$	48 Kg ml^{-1}
- Etanchéité + enduit planéité: $50 \cdot 0,8$	40 Kg ml^{-1}
poids propre de poutre:	
$0,25 \cdot 0,60 \cdot 2500$	375 Kg ml^{-1}
gravillons:	
$80 \times \frac{1}{2} \cdot 4,75$	190 Kg ml^{-1}
Isolation multicouche: $20 \cdot \frac{1}{2} \cdot 4,75$	47,5 Kg ml^{-1}
Forme de pente $100 \cdot \frac{1}{2} \cdot 4,75$	237,5
Briques: $130 \times \frac{1}{2} \cdot 4,75$	308,75
plâtre: $20 \times \frac{1}{2} \cdot 4,75$	47,5
Dalle + Hourdi $(20+4) \cdot 240 \cdot \frac{1}{2} \cdot 4,75$	570 Kg ml^{-1}

Surcharge majorée d'exploitation:

$$120 \cdot \frac{1}{2} \cdot 4,75 \quad 285 \text{ Kg ml}^{-1}$$

$$\text{Total: } q = 2450 \text{ Kg ml}^{-1}$$

2. Calcul des Moments:



- Les 4 conditions suivantes étant satisfaites
- Surcharges non majorées $< 2 \times$ charges permanentes ($475 < 4330$)
 - fissuration non préjudiciable.
 - Les éléments solidaires ont une section constante le long de chaque travée
 - $0,8 < \text{Rapport des travées} < 1,25$
- nous pouvons donc appliquer la Méthode simplifiée du C.C.B.A 68 pages 103 - 104 - 105.

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 2450 \cdot \frac{5,75^2}{8} = 10125,39 \text{ kg.m}$$

Moments en travées:

$$M_{t1} = M_{t4} = 0,93 M_0 = 9416,62 \text{ kg.m}$$

$$M_{t2} = M_{t3} = 0,75 M_0 = 7594,05 \text{ kg.m}$$

Moments sur appuis:

$$M_a = M_c = 0,15 M_0 = 1518,81 \text{ kg.m}$$

$$M_b = M_d = 0,5 M_0 = 5062,70 \text{ kg.m}$$

3. Determination des Armatures Longitudinales:

Béton dosé 350 kg/m^3

Aciers TOR $\phi \leq 20$

$h_t = 60 \text{ cm}$

$d = 4 \text{ cm}$

CPAL 325

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

$h = 56 \text{ cm}$

$b = 25 \text{ cm}$

Armatures en travées:

On admet $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ et on vérifie par la suite que cette contrainte est bien admissible en ce qui concerne la fissuration

Travées	M en kg.m	γ_a	d_n	a_n	η	$\gamma'_{b,pl}$	σ'_{ba}	A_a	Section adoptée
① et ④	9416,62	6,434	0,312	7,20	0,455	26,45	84,94	6,72 cm ²	3T16 + 2T10 7,600 cm ²
② et ③	7594,05	5,19	0,273	5,205	0,375	23,55	70,00	4,86 cm ²	4T14 = 6,15 cm ²

Vérification du pourcentage minimum d'acier:

Travées ① et ④

$$\frac{A_a}{b \cdot h} = 4,8 \cdot 10^{-3} > \gamma_d \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 = 1,29 \cdot 10^{-3} \text{ (vérifiée)}$$

Travées ② et ③

$$\frac{A_a}{b \cdot h} = 3,47 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3} \text{ (vérifiée)}$$

Armatures sur appuis:

Appuis	M en kgm	γ_a	d_n	a_n	ρ	$\gamma'_{b,p}$	σ'_{ba} en kgfcm^{-2}	A_a en cm^2	Section adoptée
a et e	1518,81	1,038	0,140	1,14	0,163	13	30,42	1,064	2T10 = 1,57 cm ²
b et c	5062,7	3,459	0,238	3,70	0,31	21	58	3,45	3T14 = 4,61 cm ²

Vérification du pourcentage minimum d'acier:

appuis a et e:

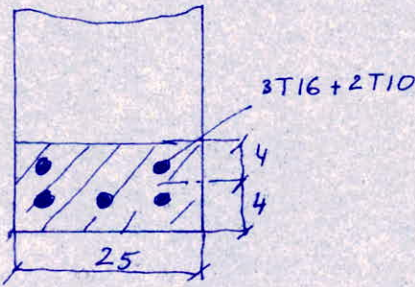
$$\frac{A_a}{b \cdot h} = 0,76 \cdot 10^{-3} < 1,29 \cdot 10^{-3} \text{ (non vérifiée)}$$

appuis b et c:

$$\frac{A_a}{b \cdot h} = 2,46 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3} \text{ (vérifiée)}$$

pour les appuis a et e on adoptera le pourcentage minimum soit $A = 1,80 \text{ cm}^2$

4. ETUDE DE LA FISSURATION:



$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{7,60}{8 \cdot 25} = 3,8 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{16} \frac{3,8 \cdot 10^{-2}}{1,38} = 4130 \text{ Kgfc}^{-2}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{16} \cdot 1,5 \cdot 5,9 \cdot 10^6} = 2230 \text{ Kgfc}^{-2}$$

$$\bar{\sigma}_a = \text{mini} \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \\ \text{maxi} \left| \begin{array}{l} \sigma_1 = 4130 \\ \sigma_2 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kgfc}^{-2} \Rightarrow$ La fissuration est donc vérifiée.

5. Contraintes de compression dans le béton:

Il faut vérifier la plus restrictive des deux conditions suivantes:

$$\sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{bo} = 137,4 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_{bo}$$

$$\sigma'_b = 84,94 \text{ kgfcm}^{-2} < 137,4 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\sigma'_m = \frac{M_{\max}}{z \cdot b \cdot y_1} = \frac{9416,62 \cdot 10^2}{49 \cdot 25 \cdot 0,312 \cdot 56} = 43,99 \text{ kgfcm}^{-2} < \bar{\sigma}'_{bo}$$

6. ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT:

En tenant compte des moments de Continuité et en adoptant toujours les mêmes Conventions on a:

$$T_{2a} = 2450 \frac{5,75}{2} - \frac{5062,70 - 1518,81}{5,75} = 6427,42 \text{ Kg.}$$

$$T_{1b} = 2450 \frac{5,75}{2} + \frac{5062,70 - 1518,81}{5,75} = 7660,08 \text{ kg}$$

$$T_{2b} = 2450 \frac{5,75}{2} = 7043,75 \text{ kg}$$

Vérification: $2 \left(6427,42 + 7660,08 + 7043,75 \right) \stackrel{?}{=} 4 \cdot 5,75 \cdot 2450$
 $56349,9 \approx 56350 \quad (\text{vérifiée})$

Détermination des Armatures transversales:

Les armatures transversales seront droites.

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{7660,08}{25 \cdot 49} = 6,25 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{84,94}{68,7} \right) 5,9 = 19,26 \text{ kgfcm}^{-2} > \tau_b$$

Contrainte de traction admissible des Armatures transversales:

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \cdot \sigma_{en} \quad \sigma_{en} = 2400 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$f_a = \max \left/ \begin{array}{l} 2/3 \\ 1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot \bar{\tau}_b} = 0,882 \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 2117,4 \text{ kgfcm}^{-2}$$

Soit $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (2 cadres)

l'espacement sera:

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 49 \cdot 2117,4}{7660,08} = 27 \text{ cm}$$

L'espace admissible est:

$$\bar{E} = \max \left/ \begin{array}{l} 0,2 h \\ 56 \left(1 - 0,3 \frac{6,25}{5,9} \right) \end{array} \right. = 38,2 \text{ cm.}$$

Disposition: $\frac{l}{2} = \frac{5,75}{2} = 3 \Rightarrow 3 \times 27, 3 \times 35 \text{ etc...}$

Traction des Armatures inférieures:

- appuis de Rive:

$$-\frac{|M|}{z} + T = -\frac{1518,81 \cdot 10^2}{49} + 6427,42 = 3327,8 \text{ kg} \Rightarrow A = \frac{3327,8}{2800} = 1,19 \text{ cm}^2$$

entraînement des armatures:

soit 1T16

$$\tau_{de} = \frac{6427,42}{49 \cdot 10,06} = 13,04 \text{ kgfcm}^{-2} < \bar{\tau}_d = 24 \bar{\sigma}_b = 19,94 \text{ kgfcm}^{-2}$$

On laisse couler 2T16

Appuis Intermediaires:

$$-\frac{|M|}{z} + T = -\frac{5062,70 \cdot 10^2}{49} + 7660,08 < 0 \Rightarrow A = 0$$

entraînement des armatures: Laissons couler 2T16 $\Rightarrow p = 10,06 \text{ cm}$

$$\tau_{de} = \frac{7660,08}{49 \cdot 10,06} = 15,54 \text{ kgfcm}^{-2} < \bar{\tau}_d = 19,94 \text{ kgfcm}^{-2}$$

Compression dans la bielle d'about:

$$c \geq \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}} = \frac{2 \cdot 6427,42}{25 \cdot 68,7} = 7,49 \text{ cm}$$

l'ancrage débulera donc à 7,49 cm du parement intérieur de la poutre. Il restera alors, en tenant compte de l'enrobage $25 - (7,49 + 2) = 15,51 \text{ cm}$

Ancrage:

Vu la largeur d'appui que nous avons nous utiliserons un ancrage par retour d'équerre.

$$l_1 = 25 - (7,49 + 4 + 8,8) = 4,71 \text{ cm}$$

$$l_3 \geq \frac{53,19 - (2,21 \cdot 8,8 + 4,71)}{1,89} = 15,87 \text{ cm}$$

On prendra $l_3 = 18 \text{ cm}$

Condition de non écrasement du béton:

Les calculs étant conduits toujours de la même façon,
La Condition est vérifiée on trouve $R > 7,33 \text{ cm}$.

7. Vérification de la flèche:

$$\frac{h_t}{l} = \frac{1}{9,58} > \frac{1}{16} \quad (\text{vérifiée})$$

$$\frac{h_t}{l} \stackrel{?}{\geq} \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \cdot \quad \frac{1}{9,58} < \frac{1}{5,37} \quad (\text{non vérifiée})$$

Cette deuxième condition n'étant pas vérifiée on doit donc donner une justification de la flèche.

La flèche (f_a) est calculée par la Méthode de la R.D.M
On trouve:

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{p l^4}{EI} - \frac{M'd + M'g}{16 EI}$$

$$E = 7000 \sqrt{\sigma_f} = 7000 \sqrt{\frac{1,2 \cdot 270}{1,02}} = 123\,529,4 \text{ kgf cm}^{-2}$$

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{25 \cdot 60^3}{12} = 450\,000 \text{ cm}^4$$

$$M'g = 1518,81 \text{ kg.m}$$

$$M'd = 5062,70 \text{ kg.m}$$

$$p = 2450 \text{ Kg ml}^{-1}$$

$$l = 5,75 \text{ m}$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{2450 \cdot 10^{-2} \cdot 5,75^4}{123\,529,4 \cdot 450\,000} - \frac{1518,81 + 5062,70}{16 \cdot 123\,529,4 \cdot 450\,000}$$

$$f_{\max} = 0,627 < 0,5 \text{ cm} + \frac{5,75}{1000} = 1,075 \text{ cm}$$

La flèche est donc admissible.

POUTRE LONGITUDINALE INTERMEDIAIRE

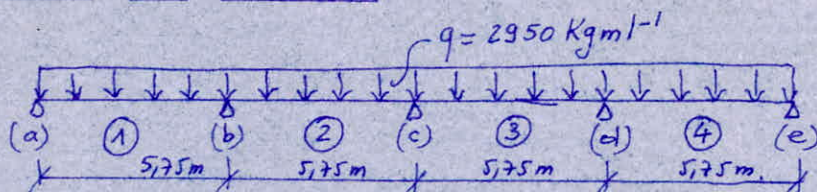
niveau plancher Terrasse. BLOC LABORATOIRE

1. Estimation des charges:

pois propre de poutre :	$0,25 \cdot 0,60 \cdot 2500$	375 Kg ml^{-1}
Gravillons :	$80 \times \frac{1}{2} (4,75 + 2,50)$	290 —
Isolation multicouche :	$20 (4,75 + 2,50) \frac{1}{2}$	72,5 —
Forme de pente :	$100 \times \frac{1}{2} (4,75 + 2,50)$	362,5 —
Briques :	$130 \cdot \frac{1}{2} (4,75 + 2,50)$	471,25 —
plâtre :	$20 \cdot \frac{1}{2} (4,75 + 2,50)$	72,5 —
Dalle + Hourdi (20+4)	$240 \cdot \frac{1}{2} (4,75 + 2,50)$	870 —
Surcharge pondérée d'exploitation :	$120 \cdot \frac{1}{2} (4,75 + 2,50) =$	435 —

Total: $q = 2950 \text{ Kg ml}^{-1}$

2. Calcul des moments:



Les 4 conditions suivantes étant vérifiées

- Surcharges non majorées $< 2 \times$ charges permanentes
- fissuration non préjudiciable
- les éléments solidaires ont une section constante le long de chaque travée
- $0,8 < \text{Rapport des travées} = 1 < 1,25$

nous pouvons donc appliquer la Méthode forfaitaire du CCBA 6B pages 103 - 104 - 105

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = 2950 \cdot \frac{5,75^2}{8} = 12191,80 \text{ Kg.m}$$

Moments en travées :

$$M_{t1} = M_{t4} = 0,93 M_0 = 11338,37 \text{ kg.m}$$

$$M_{t2} = M_{t3} = 0,75 M_0 = 9143,85 \text{ kg.m}$$

Moments sur appuis :

$$M_a = M_e = 0,15 M_0 = 1828,77 \text{ kg.m}$$

$$M_b = M_c = 0,5 M_0 = 6095,9 \text{ kg.m}$$

3. Determination des Armatures longitudinales :

Travées	M en kg.m	γ_a	d_1	a_n	η	$\gamma'_{b,pl}$	σ'_{ba} en kg/cm ²	A_a en cm ²	Section adoptée
① et ④	11338,37	7,748	0,337	8,75	0,51	28	95,20	8,17	6T14 = 9,23 cm ²
② et ③	9143,85	6,25	0,310	5,964	0,449	26,20	83,9	5,57	4T14 = 6,15 cm ²

Vérification du pourcentage minimum d'acier:

Travées ① et ④

$$\frac{A_a}{b \cdot h} = 5,8 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3} \text{ (vérifiée)}$$

Travées ② et ③

$$\frac{A_a}{b \cdot h} = 3,98 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3} \text{ (vérifiée)}$$

Appuis	M en kg.m	γ_a	d_1	a_n	η	$\gamma'_{b,pl}$	σ'_{ba} en kg/cm ²	A_a en cm ²	Section adoptée
a et d	1828,77	1,25	0,147	1,30	0,174	13,80	32,49	1,22	2T12 = 2,26 cm ²
b et c	6095,9	4,165	0,257	4,555	0,35	22,60	65,34	4,25	4T12 = 4,52 cm ²

Verification du pourcentage minimum d'acier

appuis a et d:

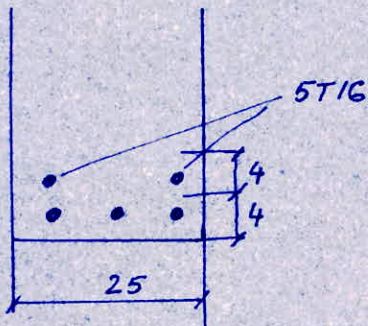
$$\frac{A_a}{bh} = 0,87 \cdot 10^{-3} < 1,29 \cdot 10^{-3} \text{ (non vérifiée)}$$

on adopte dans ce cas le pourcentage minimum
 $A = 1,80 \text{ cm}^2$

appuis b et c

$$\frac{A_a}{bh} = 3,04 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3} \text{ (vérifiée)}$$

4. ETUDE DE LA FISSURATION.



$$B_f = 25 \times 8 = 200 \text{ cm}^2$$

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{10,05}{200} = 5,03 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{16} \frac{5,03 \cdot 10^{-2}}{1,503} = 5020 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1}{\phi} k \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5}{46} 1,6 \cdot 5,9 \cdot 10^6} = 2230 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left| \begin{array}{l} 2/3 \bar{\sigma}_{en} = 2800 \\ \text{maxi} \left| \begin{array}{l} \sigma_1 = 5020 \\ \sigma_2 \end{array} \right. \end{array} \right. = 2800 \text{ kgfcm}^{-2}$$

La fissuration est donc justifiée.

5. Contraintes de Compression dans le béton:

Il faut vérifier la plus restrictive des deux conditions:

$$\sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\sigma'_b = 95,20 \text{ kgfcm}^{-2} < 2 \bar{\sigma}'_{b0} = 137,4 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\sigma'_m = \frac{11338,37 \cdot 10^2}{49 \cdot 25 \cdot 0,337 \cdot 56} = 49,1 \text{ kgfcm}^{-2} < \bar{\sigma}'_{b0}$$

6. ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT:

En tenant compte des moments de Continuité et en adoptant les mêmes Conventions que pour les autres poutres on obtient:

$$T_{2a} = 2950 \frac{5,75}{2} - \frac{6095,9 - 1828,77}{5,75} = 7739,14 \text{ kg}$$

$$T_{1b} = 2950 \frac{5,75}{2} + \frac{6095,9 - 1828,77}{5,75} = 9223,36 \text{ kg}$$

$$T_{2b} = 2950 \frac{5,75}{2} = 8481,25 \text{ kg.}$$

Verification:

$$2(7739,14 + 9223,36 + 8481,25) = 67850 \text{ kg. (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

$$4 \cdot 2950 \cdot 5,75 = 67850 \text{ kg}$$

D\u00e9termination des Armatures transversales:

les armatures transversales seront droites.

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{9223,36}{25 \cdot 49} = 7,53 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{95,20}{68,7}\right) 5,9 = 18,37 \text{ kgfcm}^{-2} > \tau_b \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

Contrainte de traction admissible des Armatures transversales:

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \bar{\sigma}_{en} \quad \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$f_a = \text{maxi} \begin{cases} 2/3 \\ 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 0,863 \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 2071,2 \text{ kgfcm}^{-2}$$

Soit $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 49 \cdot 2071,2}{9223,36} = 22,11 \text{ cm}$$

$$E = \text{maxi} \begin{cases} 0,2h = 0,2 \cdot 56 = 11,2 \text{ cm} \\ 56 \left(1 - 0,3 \frac{7,53}{5,9}\right) = 34,56 \text{ cm} \end{cases}$$

On prendra $t = 20 \text{ cm}$ et on adoptera la progression de M. Caquot c'est \u00e0 dire $3 \times 20, 3 \times 25, 3 \times 30$ etc...

TRACTION DES ARMATURES INF\u00c9RIEURES:

- appuis de Rive:

$$-\frac{|M|}{z} + T = -\frac{1828,77 \cdot 10^2}{49} + 7739,14 = 4006,96 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow A = \frac{4006,96}{2800} = 1,44 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1T16 = 2,01 \text{ cm}^2$$

verification \u00e0 l'entra\u00eenement:

Laissons courir 2T16 $\Rightarrow \rho = 10,06 \text{ cm}$

$$\tau_{de} = \frac{7739,14}{49 \cdot 10,06} = 15,70 \text{ kgfcm}^{-2} < \bar{\tau}_d = 19,94 \text{ kgfcm}^{-2}$$

Appuis Intermédiaires:

$$-\frac{|M|}{z} + T = -\frac{6095,90 \cdot 10^2}{49} + 9223,36 < 0 \Rightarrow A = 0$$

verification à l'entraînement:

Laissons courir 2T16 $\Rightarrow p = 10,06 \text{ cm}$

$$\tau_{de} = \frac{9223,36}{49 \cdot 10,06} = 18,71 \text{ kgfcm}^{-2} < \bar{\tau}_{de} = 19,94 \text{ kgfcm}^{-2}$$

Compression DANS la bielle d'about:

$$c \geq \frac{2T}{b \cdot \sigma'_{b0}} = \frac{2 \cdot 7739,14}{25 \cdot 68,7} = 9,01 \text{ cm}$$

Il restera alors: $25 - (9,01 + 2) = 13,99 \text{ cm}$

ANCRAGE:

✓ la largeur d'appui que nous avons nous utiliserons un ancrage par retour d'equerre.

$$l_1 = 25 - (9,01 + 4 + 8,8) = 3,19 \text{ cm}$$

$$l_3 \geq \frac{53,19 - (2,21 \cdot 8,8 + 3,19)}{1,89} = 16,17 \text{ cm} \text{ soit } 18 \text{ cm}$$

La condition de non écrasement du béton est satisfaite.

7. Verification de la flèche:

$$\frac{h_t}{l} = \frac{1}{10,26} > \frac{1}{16} \text{ (verifiée)}$$

$$\frac{h_t}{l} \stackrel{?}{\geq} \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \text{ soit } \frac{1}{10,26} < \frac{1}{5,38} \text{ (non vérifiée)}$$

la deuxième condition n'étant pas vérifiée on doit donc justifier la flèche.

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI} - \frac{M_g + M_d}{16 EI}$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{29,50 \cdot 575^4}{123\,529,4 \cdot 450\,000} - \frac{182\,877 + 609\,590}{16 \cdot 123\,529,4 \cdot 450\,000}$$

$$f_{\max} = 0,755 \text{ cm} < 0,5 \text{ cm} + \frac{575}{1000} = 1,075 \text{ cm}$$

La flèche est donc bien admissible

Poutre Longitudinale de RIVE

niveau Rez de Chaussée. Bloc laboratoire.

1. Estimation des charges:

poids propre de la poutre: $0,25 \cdot 0,60 \cdot 2500$

375 Kg.m^{-1}

Charge permanente provenant du plancher:

$$390 \cdot \frac{1}{2} \cdot 4,75$$

$926,25 \text{ Kg.m}^{-1}$

Mur extérieur:

$862,2 \text{ Kg.m}^{-1}$

Surcharge pondérée:

$$480 \cdot \frac{1}{2} \cdot 4,75$$

1140 Kg.m^{-1}

Total: $q = 3303,45 \text{ Kg.m}^{-1}$

On prendra $q = 3300 \text{ Kg.m}^{-1}$

2. Calcul des moments:

Les 4 conditions suivantes étant satisfaites:

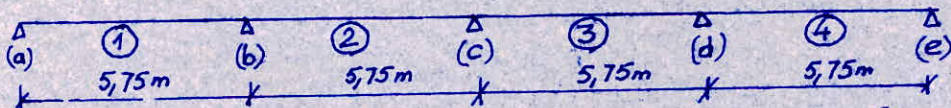
* Surcharges non majorées $< 2 \times$ charges permanentes

* fissuration non préjudiciable.

* Les éléments solidaires ont une section constante le long de chaque travée

* $0,8 < \text{Rapport des portées des travées} = 1 < 1,25$

nous appliquerons donc la Méthode forfaitaire du CCBA 68



$$M_0 = M_{01} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = q \frac{l^2}{8} = 3304 \frac{5,75^2}{8} = 13654,813 \text{ Kg.m}$$

Moments en travées

$$M_{t1} = M_{t4} = 0,93 M_0 = 12698,98 \text{ Kg.m}$$

$$M_{t2} = M_{t3} = 0,75 M_0 = 10241,11 \text{ Kg.m}$$

Moments sur appuis:

$$M_a = M_d = 0,15 M_0 = 2048,22 \text{ Kg.m}$$

$$M_b = M_c = M_e = 0,5 M_0 = 6827,41 \text{ Kg.m}$$

3. Determination des Armatures Longitudinales:

Sections en travées:

Travées	M en Kg.m	γ_a	d_n	a_n	η	$\gamma'_{b,pl}$	σ'_{ba} en Kg/cm^2	A_a en cm^2	Section adoptée
① et ④	12,698,98	8,677	0,359	10	0,56	29,40	104,54	9,33	3T16 + 3T12 = 9,42 cm^2
② et ③	10,241,11	6,998	0,333	8,10	0,49	27,7	91,47	7,56	4T16 = 8,04 cm^2

Verification du pourcentage minimum d'Acier:

Travées ① et ④

$$\frac{A_a}{b \cdot h} = \frac{9,33}{25,56} = 6,7 \cdot 10^{-3} > \gamma_d \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{\rho_{lt}}{h} \right)^2 = 0,54 \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{60}{56} \right)^2 = 1,29 \cdot 10^{-3} \quad (\text{vérifiée})$$

Travées ② et ③

$$\frac{A_a}{b \cdot h} = 5,4 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3} \quad (\text{vérifiée})$$

Sections sur appuis:

Appuis	M en Kg.m	γ_a	d_n	a_n	η	$\gamma'_{b,pl}$	σ'_{ba} en Kg/cm^2	A_a en cm^2	Section adoptée
(a) et (e)	2048,22	1,340	0,154	1,42	0,180	14,25	33,60	1,33	2T12 = 2,26 cm^2
(b); (c); (d)	6827,41	4,665	0,273	5,20	0,376	23,65	70,20	4,853	4T14 = 6,15 cm^2

Verification du pourcentage minimum d'Acier:

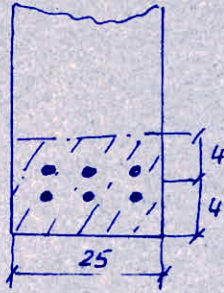
Appuis (a) et (e) $\frac{A_a}{b \cdot h} = 0,1 \cdot 10^{-3} < 1,29 \cdot 10^{-3}$ (non vérifiée)

On prendra donc la Section minimum d'Acier soit $A = 1,80 \text{cm}^2$

Appuis (b); (c) et (d):

$$\frac{A_a}{b \cdot h} = 3,47 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3} \quad (\text{vérifiée})$$

4. ETUDE DE LA FISSURATION



$$w_f = \frac{A}{B_f} = \frac{9,42}{8,25} = 4,71 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{16} \cdot \frac{4,71 \cdot 10^{-2}}{1,471} = 4803 \text{ Kgfc}^{-2}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 5,9 \cdot 10^6}{16}} = 2230 \text{ Kgfc}^{-2}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ Kgfc}^{-2} \\ \max \left| \begin{matrix} \sigma_1 = 4803 \text{ Kgfc}^{-2} \\ \sigma_2 \end{matrix} \right| = 4803 \text{ Kgfc}^{-2} \end{cases} = 2800 \text{ Kgfc}^{-2}$$

la fissuration est donc vérifiée

5. Contraintes de Compression dans le béton:

Il faut vérifier la plus restrictive des Conditions suivantes

$$\sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_{bo}$$

$$\text{soit } 104,54 \text{ Kgfc}^{-2} < 137,4 \text{ Kgfc}^{-2}$$

$$\sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_{bo}$$

$$\text{soit } \frac{12698,98}{49 \cdot 25 \cdot 0,359 \cdot 56} = 51,6 \text{ Kgfc}^{-2} < 68,7 \text{ Kgfc}^{-2}$$

6. ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT:

En tenant compte des Moments de Continuité et en adoptant les mêmes notations que pour les autres poutres on a:

$$T_{2a} = 3304 \cdot \frac{5,75}{2} - \frac{6827,41 - 2048,22}{5,75} = 8667,84 \text{ Kg}$$

$$T_{1b} = 3304 \cdot \frac{5,75}{2} + \frac{6827,41 - 2048,22}{5,75} = 10330,2 \text{ Kg}$$

$$T_{2b} = 3304 \cdot \frac{5,75}{2} = 9499 \text{ Kg}$$

$$\text{Verification: } \left. \begin{aligned} 2(8667,84 + 2 \cdot 9499 + 10330,2) &= 75992,08 \text{ Kg} \\ 4 \cdot 5,75 \cdot 3304 &= 75992 \text{ Kg} \end{aligned} \right\} \text{(v} \bar{e} \text{rifi} \bar{e} \text{e)}$$

Determination des Armatures transversales:

Les armatures transversales seront droites.

$$\tau_{bmax} = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{10330,2}{25 \cdot 49} = 8,43 \text{ Kgfc}^{-2}$$

$$\sigma'_b = 104,54 \text{ Kgfc}^{-2} > \bar{\sigma}'_{bo} = 68,7 \text{ Kgfc}^{-2}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{bo}}\right) \sigma_b = \left(4,5 - \frac{104,54}{68,7}\right) \cdot 5,9$$

$$\bar{\tau}_b = 17,6 \text{ Kgfc}^{-2} > \tau_b = 8,43 \text{ Kgfc}^{-2}$$

Contrainte de Traction admissible des Armatures transversales:

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \sigma_{en} \quad \text{Acier Adx FeE24} \quad \sigma_{en} = 2400 \text{ Kgfc}m^{-2}$$

$$f_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \\ 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{8,43}{9 \cdot 5,9} = 0,84 \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 2019 \text{ Kgfc}m^{-2}$$

Soit $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

espacement: $t = \frac{A_t \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = 19,24 \text{ cm}$

espacement admissible: $\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 11,2 \text{ cm} \\ 56 \left(1 - 0,3 \frac{8,43}{5,9} \right) = 31,99 \text{ cm} \end{array} \right.$

On prendra $t = 15 \text{ cm}$ et on applique la serie de M. Caquot soit $3 \times 15, 3 \times 20 \dots$

Traction des Armatures inférieures:

* Appuis Intermediaires

$$-\frac{|M|}{z} + T = -\frac{2048,22 \cdot 10^2}{49} + 8667,84 = 4488 \text{ Kg}$$

$$\text{d'où } A = \frac{4488}{2800} = 1,60 \text{ cm}^2$$

Verification des Armatures de traction à l'entraînement:

On laisse courir 2T16 d'où $p = 10,06 \text{ cm}$

$$\tau_{de} = \frac{10330,2}{49 \cdot 10,06} = 20,95 \text{ Kgfc}m^{-2}$$

$$\bar{\tau}_{de} = 2 \psi \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,69 \cdot 5,9 = 19,94 \text{ Kgfc}m^{-2} < \tau_{de}$$

On laisse donc Courir 3T16 d'où $p = 15,09 \text{ cm}$

$$\tau_{de} = \frac{10330,2}{49 \cdot 15,09} = 13,97 \text{ Kgfc}m^{-2} < \bar{\tau}_d = 19,94 \text{ Kgfc}m^{-2}$$

* Appuis de Rivé:

$$\left(\frac{c \geq \frac{2 \cdot T}{b \cdot \bar{\sigma}'_{bo}} \right) = \text{Laissons courir 2T16} \Rightarrow p = 10,06 \text{ cm}$$

$$\tau_{de} = \frac{T}{p \cdot 3} = \frac{8667,84}{49 \cdot 10,06} = 17,58 \text{ Kgfc}m^{-2} < \bar{\tau}_d$$

Compression dans la bielle d'about:

$$c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_{bo}} = \frac{2 \cdot 8667,84}{25 \cdot 68,7} = 10,09 \text{ cm} \text{ soit } 11 \text{ cm}$$

L'ancrage déboulera donc à 11cm du parement intérieur de la poutre. Il restera donc en tenant compte de l'enrobage

$$25 - (11 + 2) = 12 \text{ cm}$$

ANCRAGE: Vu la largeur d'appui que nous avons (25cm) nous utiliserons un ancrage par retour d'équerre.

$$l_1 = 25 - (11 + 2 + 0,8) = 3,2 \text{ cm}$$

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} = \frac{1,6}{4} \frac{2800}{21,06} = 53,18 \text{ cm}$$

$$l_3 \geq \frac{53,18 - (2,21 \cdot 0,8 + 3,2)}{1,89} = 16,16 \text{ cm}$$

Notons également que la condition de non écrasement du béton est vérifiée.

VERIFICATION DE LA FLÉCHE:

$$\frac{h_c}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{soit} \quad \frac{1}{9,58} > \frac{1}{16} \quad (\text{vérifiée})$$

$$\frac{h_c}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_c}{M_0} \quad \text{soit} \quad \frac{1}{9,58} < \frac{1}{5,3} \quad (\text{non vérifiée})$$

La deuxième condition n'étant pas satisfaite on doit donc donner une justification de la flèche.

$$E = 7000 \sqrt{\sigma_j} = 123\,529,4 \text{ Kg fcm}^{-2}$$

$$I = b \frac{h^3}{12} = 25 \cdot \frac{60^3}{12} = 45 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$M'_g = 2048,22 \text{ Kg.m}$$

$$M'_d = 6827,41 \text{ Kg.m}$$

$$p = 3304 \text{ Kg ml}^{-1}$$

$$l = 5,75 \text{ m}$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{p l^4}{EI} - \frac{M'_g + M'_d}{16 \cdot EI}$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{33,04 \cdot 5,75^4}{123\,529,4 \cdot 45 \cdot 10^4} - \frac{(6827,41 + 2048,22) 10^2}{16 \cdot 45 \cdot 10^4 \cdot 123\,529,4}$$

$$f_{\max} = 0,85 \text{ cm} < 0,5 \text{ cm} + \frac{l}{1000} = 0,5 + \frac{5,75}{1000} = 1,075 \text{ cm}$$

la flèche est donc admissible.

POUTRE LONGITUDINALE INTERMEDIAIRE

NIVEAU REZ DE CHAUSSÉE . Bloc Laboratoire.

1. Estimation des charges

pois propre de poutre: $0,25 \cdot 0,60 \cdot 2500$

375 Kgml^{-1}

Charge permanente dû au plancher (dalle + Hourdi, Carrelage ...)

$$390 \cdot \frac{1}{2} (4,75 + 2,50)$$

$1413,75 \text{ Kgml}^{-1}$

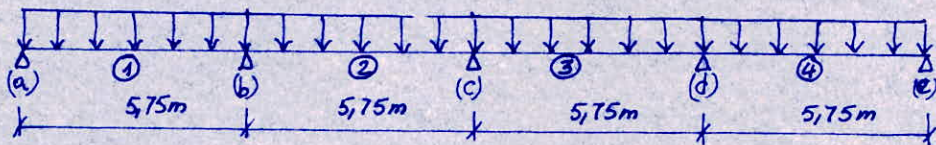
Surcharge pondérée:

$$480 \cdot \frac{1}{2} (4,75 + 2,50)$$

2850 Kgml^{-1}

2. Calcul des moments:

Total: $q = 4640 \text{ Kgml}^{-1}$



Les 4 conditions suivantes étant satisfaites:

- Surcharges non majorées $< 2 \times$ charges pondérées
- Fissuration non préjudiciable.
- Les éléments Solidaires ont une Section Constante le long de chaque travée.
- $0,8 < \text{Rapport des portées des travées} = 1 < 1,25$

nous appliquerons donc la Méthode forfaitaire du CCBA68

$$M_{t1} = M_{t4} = 0,93 M_0 = 17833,9 \text{ Kg.m}$$

$$M_{t2} = M_{t3} = 0,75 M_0 = 14382,19 \text{ Kg.m}$$

$$M_a = M_e = 0,15 M_0 = 2876,44 \text{ Kg.m}$$

$$M_b = M_c = M_d = 0,5 M_0 = 9588,13 \text{ Kg.m}$$

3. Détermination des Armatures longitudinales:

On admet $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kgscm}^{-2}$ et on vérifie ensuite que cette contrainte est bien admissible en ce qui concerne la fissuration.

	M en Kg.m	f_a	d_n	a_n	η	$y'_{b,pl}$	σ'_{ba} en Kg/cm ²	A_a en cm ²	Section adoptée
Travées ① et ④	17853,9	12,20	0,409	14,22	0,693	32,55	129,36	13,272	2T20 + 3T16 = 12,31 cm ²
Travées ② et ③	14382,19	9,827	0,374	11,20	0,598	30,40	111,63	10,45	3T14 + 3T16 = 10,64 cm ²
appuis a et e	2876,44	1,965	0,183	2,00	0,223	16,7	41,63	1,867	2T12 = 2,26 cm ²
appuis b, c, d	9588,13	6,552	0,318	7,500	0,470	26,79	87,74	7	4T16 = 8,04 cm ²

Verification du pourcentage minimum d'Acier:

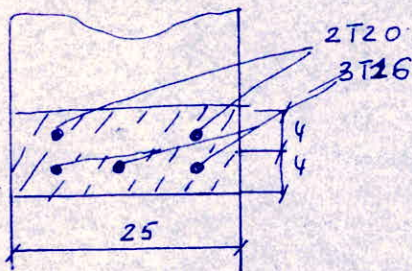
Travées ① et ④ : $A_a/bh = 9,48 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3}$ (vérifiée)

Travées ② et ③ : $A_a/bh = 7,46 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3}$ (vérifiée)

Appuis a et e : $A_a/bh = 1,33 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3}$ (vérifiée)

Appuis b, c, d : $A_a/bh = 5 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3}$ (vérifiée)

4. ETUDE DE LA FISSURATION



$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{12,31}{8,25} = 6,16 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{20} \cdot \frac{6,16 \cdot 10^{-2}}{1,616} = 4574,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 5,9 \cdot 10^6}{20}} = 2016 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \text{minimum} \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \max \left| \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{matrix} \right| = 4574,3 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{La fissuration est donc satisfaite}$$

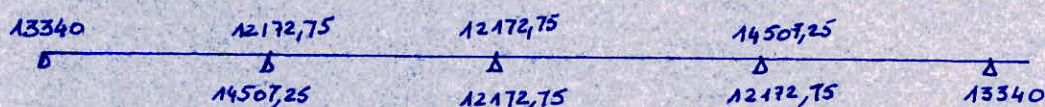
5. Contraintes de Compression dans le béton:

$$\sigma'_b = 129,36 \text{ Kgfc}^{-2} < 2 \cdot \bar{\sigma}'_{b0} = 137,4 \text{ Kgfc}^{-2}$$

$$\sigma'_m = \frac{M}{3 \cdot b \cdot d_1 \cdot h} = \frac{17\,833,9 \cdot 10^2}{49 \cdot 25 \cdot 0,409 \cdot 56} = 63,56 \text{ Kgfc}^{-2} < 68,7 \text{ Kgfc}^{-2}$$

6. ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT:

En tenant compte des moments de Continuité et en adoptant les mêmes notations que pour les autres poutres on obtient les efforts tranchants suivants:



Determination des Armatures transversales:

$$\tau_{bmax} = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{14\,507,25}{25 \cdot 49} = 11,84 \text{ Kgfc}^{-2}$$

$$\sigma'_{ba} = 129,36 \text{ Kgfc}^{-2} > \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{129,36}{68,7}\right) \cdot 5,9 = 15,44 \text{ Kgfc}^{-2} > \tau_b$$

Contrainte de traction admissible des Armatures transversales (Adx FeE24)

$$f_a = \max \left/ \begin{matrix} 2/3 \\ 1 - \frac{11,84}{9 \cdot 5,9} \end{matrix} \right. = 0,78 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,78 \cdot 2400 = 1685 \text{ Kgfc}^{-2}$$

espacement: Soit $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{2,01 \cdot 49 \cdot 1685}{14\,507,25} = 11,44 \text{ cm}$$

espacement admissible: $\bar{t} = 22,3 \text{ cm}$

On prendra $t = 20 \text{ cm}$ et on applique la Serie de M. Caquist
Soit $3 \times 20, 3 \times 25, 3 \times 35 \dots$

TRACTION DES ARMATURES INFÉRIEURES:

* Appuis de Rive:

$$-\frac{|M|}{z} + T = -\frac{2876,44 \cdot 10^2}{49} + 13340 = 7470 \text{ Kg} \Rightarrow A = \frac{7470}{2800} = 2,67 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'entraînement:

Liaison courir 3T16 $\Rightarrow f = 15,09 \text{ cm}$

$$\tau_{de} = \frac{13340}{15,09 \cdot 49} = 18,04 \text{ Kgfc}^{-2} < \bar{\tau}_d = 19,94 \text{ Kgfc}^{-2}$$

* Appuis Intermédiaires:

$$-\frac{|M|}{z} + T \leq 0 \text{ pour les 2 cas d'appuis d'où } A = 0$$

Vérification à l'entraînement

Laissons courir 3T16 d'où $p = 15,09 \text{ cm}$

appuis (b) et (d) $\tau_{de} = \frac{14507,25}{15,09 \cdot 49} = 19,62 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{de} = 19,94 \text{ Kg/cm}^2$

appuis (c) $\tau_{de} = \frac{12172,75}{15,09 \cdot 49} = 16,46 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{de} = 19,94 \text{ Kg/cm}^2$

Compression dans la bielle d'about:

$$c) \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_{b0}} = \frac{2 \cdot 13340}{25 \cdot 68,7} = 15,53 \text{ cm}$$

Il restera alors $25 - (15,53 + 2) = 7,47 \text{ cm}$

Longueur de Scellement droit:

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} = \frac{1,6}{4} \cdot \frac{2800}{21,06} = 53,13 \text{ cm}$$

$$l_1 = 25 - (15,53 + 2 + 5,5 \cdot 1,6) = 2 \text{ cm}$$

$$l_3 \geq \frac{53,13 \text{ cm} - (2,21 \cdot 8,8 + 2)}{1,89} = 16,76 \text{ cm} \text{ soit } l_3 = 20 \text{ cm}$$

La condition de non écrasement du béton est vérifiée
 $R = 8,8 \text{ cm} > 7,17 \text{ cm}$

Vérification de la flèche.

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{soit} \quad \frac{1}{9,58} > \frac{1}{16} \quad (\text{vérifiée})$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \text{soit} \quad \frac{1}{9,58} < \frac{1}{5,38} \quad (\text{non vérifiée})$$

On doit bien justifier la flèche

$$E = 7000 \sqrt{f_c} = 123529,4 \text{ cm}^4 \quad ; \quad E = \frac{b b^3}{12} = 25 \cdot \frac{60^3}{12} = 45 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$M'_g = 2876,44 \text{ Kg.m}$$

$$M'_d = 9588,13 \text{ kgm}$$

$$p = 4640 \text{ Kpml}^{-1}$$

$$l = 5,75 \text{ m}$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{p l^4}{E I} - \frac{M'_g + M'_d}{16 E I}$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{46,40 \cdot 5,75^4}{123529,4 \cdot 45 \cdot 10^4} - \frac{(2876,44 + 9588,13) \cdot 10^2}{16 \cdot 123529,4 \cdot 45 \cdot 10^4}$$

$$f_{\max} = 1,18 \text{ cm} \approx 0,5 \text{ cm} + \frac{575}{1000} = 1,075 \text{ cm}$$

La flèche peut être considérée comme admissible

POUTRE TRANSVERSALE de RIVE

niveau Terrasse. Bloc administratif.

1. Estimation des charges:

Acrotère: 388 Kg.m⁻¹

pois propre de poutre: 0,25. 0,60. 2500 375 Kg.m⁻¹

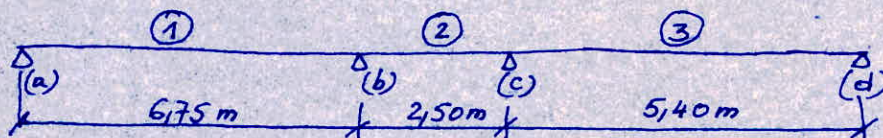
Charge permanente de plancher reprise:

$$590 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3,75 \quad 1106,25 \text{ Kg.m}^{-1}$$

Surcharge majorée de plancher repris:

$$120 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3,75 \quad 225 \text{ Kg.m}^{-1}$$

2. Calcul des moments:



les rapports des travées n'étant pas compris entre 0,8 et 1,25 nous ne pouvons donc pas appliquer la méthode forfaitaire du CCBA 68 donnée aux pages 103-104-105. On appliquera dans ce cas la Méthode de M. Caquot exposée dans le Document de M. REIMBERT « Calculs des poutres Continues par la Méthode de M. CAQUOT ». Edts Eyrolles

On trouve en appliquant la Méthode de M. Caquot les Moments suivants:

$$M_b = -8885,25 \text{ kg.m}$$

$$M_c = -5509,11 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 0 \quad M_d = 0$$

$$M_{t_1} = 7920,43 \text{ kg.m}$$

$$M_{t_2} = -4811,59 \text{ kg.m}$$

$$M_{t_3} = 5149,08 \text{ kg.m}$$

3. Determination des Armatures longitudinales:

On admet $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ et on vérifie ensuite que cette contrainte est bien admissible en ce qui concerne la fissuration

	M en Kg.m	γ_a	d_n	a_n	η	$\gamma'_{b,pl}$	σ'_{ba} en kg/cm^2	A_a en cm^2	Section adoptée
Travée ①	7929,43	5,412	0,293	6,150	0,410	25	76,54	5,74	3T16 = 6,03 cm^2
Travée ②	4811,59	3,288	0,233	3,600	0,300	20,60	56	3,36	3T14 = 4,61 cm^2
Travée ③	5149,08	3,518	0,242	3,900	0,320	21,40	59,74	3,64	3T14 = 4,61 cm^2
appui b	8885,25	6,071	0,308	6,360	0,445	26	83,07	6,436	4T16 = 8,04 cm^2
appui c	5509,11	3,764	0,247	4,100	0,330	21,70	61,60	3,827	3T14 = 4,61 cm^2

Vérification du pourcentage minimum d'acier

Travée ①: $\frac{A_a}{bh} = 4,1 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3}$ (vérifiée)

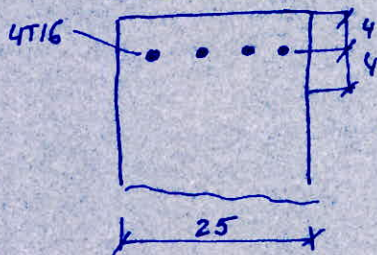
Travée ②: $\frac{A_a}{bh} = 2,4 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3}$ (vérifiée)

Travée ③: $\frac{A_a}{bh} = 2,6 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3}$ (vérifiée)

Appui b: $\frac{A_a}{bh} = 4,64 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3}$ (vérifiée)

Appui c: $\frac{A_a}{bh} = 2,73 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3}$ (vérifiée)

4. ETUDE DE LA FISSURATION:



$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{8,04}{8 \cdot 25} = 4,02 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{16} \frac{4,02 \cdot 10^{-2}}{1,402} = 4300,98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{16} \cdot 1,5 \cdot 5,9 \cdot 10^6} = 2230 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left/ \begin{array}{l} 2/3 \bar{\sigma}_{en} = 2800 \\ \max \left/ \begin{array}{l} \sigma_1 = 4300,98 \\ \sigma_2 \end{array} \right. \end{array} \right. = 2800 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{la fissuration est vérifiée.}$$

5. Contraintes de Compression dans le beton :

$$\sigma'_{ba} = 83,07 \text{ Kgfc}m^{-2} < 2\bar{\sigma}'_{bo} = 137,4 \text{ Kgfc}m^{-2}$$

$$\sigma'_m = \frac{8885,25 \cdot 10^2}{49 \cdot 25 \cdot 0,308 \cdot 56} = 42,06 \text{ Kgfc}m^{-2} < \bar{\sigma}'_{bo} = 68,7 \text{ Kgfc}m^{-2}$$

6. ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT.

En tenant compte des Moments de Continuité on trouve:

$$T_{2a} = 5755,36 \text{ kg}$$

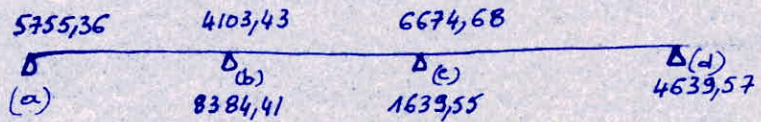
$$T_{1b} = 8384,41 \text{ kg}$$

$$T_{2b} = 4103,43 \text{ kg}$$

$$T_{1c} = 1639,55 \text{ kg}$$

$$T_{2c} = 6674,68 \text{ kg}$$

$$T_{2d} = 4639,57 \text{ kg}$$



Determination des Armatures transversales:

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{8384,41}{25 \cdot 49} = 6,85 \text{ Kgfc}m^{-2}$$

$$\sigma'_{ba} = 83,07 \text{ Kgfc}m^{-2} \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{83,07}{68,7} \right) 5,9 = 19,42 \text{ Kgfc}m^{-2} > \tau_b$$

Contrainte de traction admissible des Armatures transversales:

$$f_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \\ 1 - \frac{6,85}{9 \cdot 5,9} = 0,87 \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 2090,4 \text{ Kgfc}m^{-2}$$

Soit $A_t = 2\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (2 cadres)

espacement: $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{2,01 \cdot 49 \cdot 2090,4}{8384,41} = 24,56 \text{ cm}$

espacement admissible:

$$E = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h = 0,2 \cdot 56 = 11,2 \text{ cm} \\ 56 \left(1 - 0,3 \frac{6,85}{5,9} \right) = 36,49 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend $t = 20 \text{ cm}$ et on adopte la progression donnée par M. Caquot.

- Première travée: 4x20, 4x25, ...
- Deuxième travée: 2x20, 2x25, ...
- Troisième travée: 3x20, 3x25, ...

Traction des Armatures inferieures:

- Appuis de Rive (a)

$$-\frac{|M|}{z} + T = -\frac{1188 \cdot 10^2}{49} + 5755,36 = 3330,87 \text{ Kg} \Rightarrow A = 1,189 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1T16$$

verification à l'entrainement:

Laissons courir 2T16 $\Rightarrow p = 10,06 \text{ cm}$
$$\tau_d = \frac{5755,36}{10,06 \cdot 49} = 11,68 \text{ kgfcm}^{-2} < \bar{\tau}_{de} = 19,94 \text{ kgfcm}^{-2}$$

- Appui intermediaire (b)

$$-\frac{|M|}{z} + T = -\frac{888525 \cdot 10^2}{49} + 8384,42 < 0 \Rightarrow A = 0$$

verification à l'entrainement:

laissons courir 2T16 $\Rightarrow p = 10,06 \text{ cm}$
$$\tau_{de} = \frac{83884,42}{10,06 \cdot 49} = 17 \text{ kgfcm}^{-2} < \bar{\tau}_{de} = 19,94 \text{ kgfcm}^{-2}$$

- Appui intermediaire (c)

$$-\frac{|M|}{z} + T = -\frac{5509,11 \cdot 10^2}{49} + 6674,68 < 0$$

verification à l'entrainement des Armatures:

laissons courir 2T14 $\Rightarrow p = 8,8 \text{ cm}$
$$\tau_{de} = \frac{6674,68}{8,8 \cdot 49} = 15,48 \text{ kgfcm}^{-2} < \bar{\tau}_{de} = 19,94 \text{ kgfcm}^{-2}$$

- Appui (d):

$$-\frac{|M|}{z} + T = -\frac{772,36 \cdot 10^2}{49} + 4639,57 = 3063,32 \text{ kg}$$
$$\Rightarrow A = \frac{3063,32}{2800} = 1,09 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1T14 = 1,53 \text{ cm}^2$$

verification à l'entrainement:

Supposons qu'on laisse courir 2T14 $\Rightarrow p = 8,8 \text{ cm}$
$$\tau_{de} = \frac{4639,57}{8,8 \cdot 49} = 10,71 \text{ kgfcm}^{-2} < 19,94 \text{ kgfcm}^{-2}$$

Compression dans la bielle d'about:

$$e \gg \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_{bo}} = \frac{2 \cdot 5755,36}{25 \cdot 68,7} = 6,70 \text{ cm} \quad \text{l'origine de l'ancrage}$$

Sera donc à 6,70 cm du parement du côté de la poutre
Il restera alors: $25 - 6,70 = 18,3 \text{ cm}$

ANCRAGE:

Nous utiliserons un ancrage par retour d'équerre.

$$l_1 = 25 - (c + d + 5,5 \phi) = 25 - (6,7 + 2 + 5,5 \cdot 1,6) = 7,5 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot 1,69^2 \cdot 5,9 = 21,06 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} = \frac{1,6}{4} \frac{2800}{21,06} = 53,19 \text{ cm}$$

$$l_3 \geq \frac{53,19 - (2 \cdot 21 \cdot 8,8 + 7,5)}{1,89} = 13,88 \text{ cm} \quad \text{soit } l_3 = 15 \text{ cm}$$

Verification de la Condition de non écrasement du beton:

$$R = 8,8 \text{ cm} \geq 0,1 \cdot 1,6 \frac{2800}{68,7} \left(1 + \frac{1,6}{18,3} \right) = 7,09 \text{ cm (verifiée)}$$

Verification de la fleche:

$$* \frac{h_E}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{soit} \quad \frac{1}{11,20} > \frac{1}{16} \quad (\text{verifiée})$$

$$* \frac{h_E}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_E}{M_0} \quad \text{soit} \quad \frac{1}{11,19} \geq \frac{1}{11,20} \quad (\text{3 verifiée})$$

$$* \frac{A}{bR} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \quad \text{soit} \quad 4,3 \cdot 10^{-3} < 1,02 \cdot 10^{-2} \quad (\text{verifiée})$$

Les trois conditions étant satisfaites il est donc inutile de justifier par un calcul exact la fleche.

POUTRE TRANSVERSALE INTERMEDIAIRE

niveau Terrasse. Bloc administratif.

1. Estimation des Charges:

pois propre de poutre : $0,25 \cdot 0,60 \cdot 2500$ 375 Kg ml^{-1}

Charge permanente transmise par la terrasse (gravillons, étanchéité)

$$590 \cdot \frac{1}{2} (2 \cdot 3,75)$$

$2212,5 \text{ Kg ml}^{-1}$

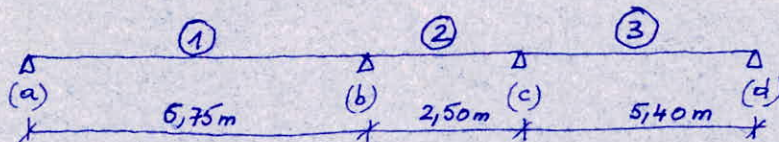
Surcharge pondérée Reprise:

$$120 \cdot \frac{1}{2} (2 \cdot 3,75)$$

450 Kg ml^{-1}

Total: $3037,5 \text{ Kg ml}^{-1}$

2. Calcul des moments:



les Rapports des travées n'étant pas compris entre 0,8 et 1,25 nous emploierons donc toujours la Méthode de M. Caquot.
On trouve:

$$M_b = -12887,168 \text{ kg.m} ; M_c = -7990,22 \text{ kg.m}$$

$$M_{t1} = 11493,38 \text{ kg.m} ; M_{t2} = -6568,4416 \text{ kg.m} ; M_{t3} = 7474,83 \text{ kg.m}$$

3. Détermination des Armatures longitudinales:

On admet $\sigma_a = 2800 \text{ Kg fcm}^{-2}$ et on vérifie ensuite que cette contrainte est bien admissible en ce qui concerne la fissuration

	M en Kg.m	J_a	d_1	a_1	η	$Y_{b,pl}$	σ_{ba} en Kg/cm ²	A_a en cm ²	Section adoptée
Travée ①	11493,38	7,853	0,343	9	0,520	20,50	97,07	8,4 cm ²	5T16 = 10,05 cm ²
Travée ②	6568,44	4,489	0,268	4,850	0,368	23,25	68,70	4,527	3T16 = 6,03 cm ²
Travée ③	7474,83	5,108	0,283	5,650	0,395	24,35	73,74	5,28	3T16 = 6,03 cm ²
appui (b)	12883,17	8,805	0,357	9,850	0,560	29,45	104,54	9,194	5T16 = 10,05 cm ²
appui (c)	7990,22	5,460	0,293	6,100	0,413	25,10	73,10	5,694	3T16 = 6,03 cm ²

Verification du pourcentage minimum d'acier:

$$\text{Travée ①} \quad \frac{A_a}{bh} = 6 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3} \quad (\text{vérifiée})$$

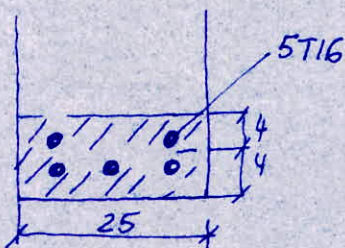
$$\text{Travée ②} \quad \frac{A_a}{bh} = 3,23 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3} \quad (\text{vérifiée})$$

$$\text{Travée ③} \quad \frac{A_a}{b.h} = 3,8 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3} \quad (\text{vérifiée})$$

$$\text{Appui (b)} \quad \frac{A_a}{bh} = 6,6 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3} \quad (\text{vérifiée})$$

$$\text{Appui (c)} \quad \frac{A_a}{b.h} = 4,06 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3} \quad (\text{vérifiée})$$

4. ETUDE DE LA FISSURATION:



$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{10,05}{8,25} = 5,025 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{16} \frac{5,025 \cdot 10^{-2}}{1,5025} = 50,17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{16} \cdot 1,5 \cdot 5,9 \cdot 10^6} = 2230 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{em} = 2800 \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 50,17 \\ \sigma_2 = 2230 \end{array} \right. \end{array} \right. = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{fissuration vérifiée.}$$

5. Contraintes de Compression dans le béton:

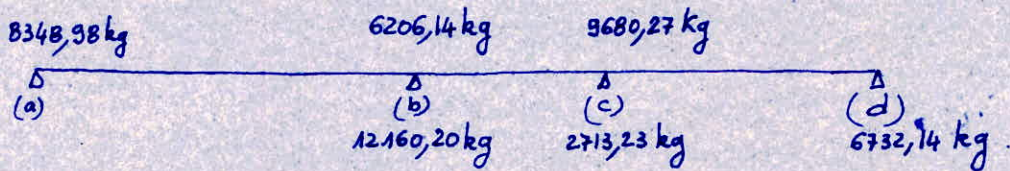
On doit vérifier la plus restrictive des deux conditions suivantes:

$$\sigma_{ba} = 104,54 \text{ kgfcm}^{-2} \leq 2\bar{\sigma}'_{bo} = 137,4 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\sigma_m = \frac{M_{max}}{z \cdot b \cdot y_1} = \frac{12887,17 \cdot 10^2}{49 \cdot 25 \cdot 0,357 \cdot 56} = 52,63 \text{ kgfcm}^{-2} \leq \bar{\sigma}'_{bo} = 68,7 \text{ kgfcm}^{-2}$$

6. ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT:

En tenant compte des moments de Continuité on trouve les efforts tranchants suivants



Détermination des Armatures (longitudinales) transversales:

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{12160,20}{25 \cdot 49} = 9,93 \text{ Kgfc}m^{-2} < \bar{\tau}_b = 17,57 \text{ Kgfc}m^{-2}$$

Contrainte de traction admissible des Armatures transversales:

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \bar{\sigma}_n \quad \text{Adx } \bar{F}_e E24 \quad \sigma_n = 2400 \text{ Kgfc}m^{-2}$$

$$f_a = \max \left| \begin{array}{l} \frac{2}{3} \\ 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} \end{array} \right| = 0,813 \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_{at} = 1951,20 \text{ Kgfc}m^{-2}$$

espacements:

Soit $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{2,01 \cdot 49 \cdot 1951,20}{12160,20} = 15,80 \text{ cm}$$

espacement admissible

$$\bar{t} = \max \left| \begin{array}{l} 0,2h = 11,2 \text{ cm} \\ 56 \left(1 - 0,3 \frac{9,93}{5,9} \right) = 27,8 \text{ cm} \end{array} \right|$$

Disposition: On prend $t = 15$ et on adopte la progression de M. Caquot.

- première travée: 4x15, 4x20, etc...
- Deuxième travée: 2x15, 2x20 ...
- Troisième travée: 3x15, 3x20 ...

Traction des Armatures inférieures:

- Appui de Rive (a)

-M/δ + T = -1724,00.10^2 / 49 + 8348,98 = 4830,61 kg ⇒ A = 1,73 cm^2 soit 1T16 = 2,01 cm^2

verification des armatures à l'entraînement: laissons courir 2T16 ⇒ p = 10,06 cm

τ̄de = 2 ψ σ̄b = 19,94 Kg/cm^2

τde = T / (p.z) = 8348,98 / (10,06.49) = 16,93 Kg/cm^2 < τ̄de

- Appui intermediaire (b):

-M/δ + T = -12887,17.10^2 / 49 + 12160,20 < 0 ⇒ A = 0

entraînement des armatures: laissons courir 2T16 ⇒ p = 10,06 cm

τde = 12160,20 / (10,06.49) = 24,66 Kg/cm^2 > τ̄de ⇒ on laisse courir 3T16

τde = 12160,20 / (15,09.49) = 16,45 Kg/cm^2 < τ̄de

Compression dans la bielle d'about:

c > 2T / (b.σ'bo) = 2.8348,98 / (25.68,7) = 9,73 cm

Il restera alors: 25 - (9,73 + 2) = 13,27 cm

ANCRAGE:

On utilise, vu la longueur d'appui, un ancrage par retour d'equerre.

ld = φ σa / (4 τd) = 1,6.2800 / (4.21,06) = 53,19 cm

l1 = 25 - (c + d + 5,5 φ) = 25 - (9,73 + 2 + 8,8) = 4,47 cm

l3 >= (53,19 - (2.21.8,8 + 4,47)) / 1,89 = 15,48 cm

soit l3 = 18 cm

La condition de non ecrasement du beton est vérifiée

On a R = 8,8 cm > 7,30 cm.

Verification de la flèche:

La justification de la flèche est admissible si les trois conditions suivantes sont satisfaites:

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{soit} \quad \frac{1}{11,25} > \frac{1}{16} \quad (\text{vérifiée})$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \text{soit} \quad \frac{1}{11,21} \approx \frac{1}{11,25} \quad (\text{vérifiée})$$

$$\frac{\Delta}{bh} < \frac{43}{\sigma_{en}} \quad \text{soit} \quad 7,18 \cdot 10^{-3} < 1,02 \cdot 10^{-2} \quad (\text{vérifiée})$$

la flèche est donc admissible.

POUTRE TRANSVERSALE de RIVE

niveau étage. Bloc administratif.

1. Estimation des charges:

pois propre de poutre: $0,25 \cdot 0,60 \cdot 2500$

$$375 \text{ Kg.ml}^{-1}$$

pois du mur extérieur:

$$958 \text{ Kg.ml}^{-1}$$

Charge permanente de plancher reprise:

$$390 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3,75$$

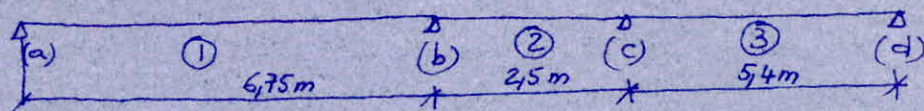
$$731,25 \text{ kg ml}^{-1}$$

Surcharge pondérée reprise:

$$300 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3,75$$

$$562,5 \text{ Kg ml}^{-1}$$

2. Détermination des Moments:



Les rapports des travées n'étant pas compris entre 0,8 et 1,25 la méthode forfaitaire du CCBA 68 pages 103-104. 105 ne peut pas être appliquée. Nous appliquerons la Méthode de Calculs des poutres continues d'après la Méthode de Monsieur Caquot exposée dans l'ouvrage de M. REINBERT. Edts Eyrolles. On trouve les moments suivants:

$$M(a) = -4505,65 \text{ Kg.m} ; M(d) = -2883,62 \text{ kg.m}$$

$$M_b = -11144,48 \text{ Kg.m} ; M(c) = -6659,17 \text{ kg.m}$$

$$M_{t1} = 9947,00 \text{ Kg.m} ; M_{t2} = -5105,05 \text{ Kg.m} ; M_{t3} = 6473,29 \text{ Kg.m}$$

3. Détermination des Armatures longitudinales:

On admet $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ et on vérifie par la suite que cette contrainte est bien admissible en ce qui concerne la fissuration.

	M en Kg.m	λ_a	d_1	a_1	η	$y'_{b,pl}$	σ_{ba} en Kg/cm ²	A_a en cm ²	Section adoptée
Travée ①	99,47	6,797	0,322	7,60	0,476	27	88,86	7,094	4I6 = 8,04 cm ²
Travée ②	-5105,05	3,488	0,241	3,800	0,317	21,20	59,17	3,547	2T16 = 4,02 cm ²
Travée ③	6473,29	4,423	0,268	4,90	0,365	23	68,14	4,573	3T14 = 4,61 cm ²
Appui (a)	-4505,65	3,079	0,228	3,430	0,297	20,30	55,44	3,201	3T14 = 4,61 cm ²
appui (b)	-11144,48	7,615	0,338	8,746	0,510	28	95,20	8,157	3T20 = 9,42 cm ²
appui (c)	-6659,17	4,55	0,269	4,995	0,369	23,34	68,88	4,662	3T16 = 6,03 cm ²
appui (d)	2883,62	1,970	0,185	2,100	0,227	16,79	42,38	1,96	2T14 = 3,07 cm ²

Verification du pourcentage minimum d'Acier:

$$\text{Travée } \textcircled{1} \quad \frac{A_a}{b \cdot h} = 5,07 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3} \text{ (vérifiée)}$$

$$\text{Travée } \textcircled{2} \quad \frac{A_a}{bh} = 2,53 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3} \text{ (vérifiée)}$$

$$\text{Travée } \textcircled{3} \quad \frac{A_a}{bh} = 3,27 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3} \text{ (vérifiée)}$$

$$\text{Appui } \textcircled{a} \quad \frac{A_a}{bh} = 2,29 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3} \text{ (vérifiée)}$$

$$\text{appui } b \quad \frac{A_a}{bh} = 5,83 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3} \text{ (vérifiée)}$$

$$\text{appui } c \quad A_a/bh = 3,33 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3} \text{ (vérifiée)}$$

$$\text{appui } d \quad A_a/bh = 1,4 \cdot 10^{-3} > 1,29 \cdot 10^{-3} \text{ (vérifiée)}$$

4. ETUDE DE LA FISSURATION:

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{8,04}{25 \cdot 8} = 4,02 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{16} \frac{4,02 \cdot 10^{-2}}{1,402} = 4301 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{16} \cdot 1,5 \cdot 5,9 \cdot 10^6} = 2230 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \\ \max \left| \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right| = 4301 \end{cases} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{la fissuration est vérifiée}$$

5. Contraintes de Compression dans le béton:

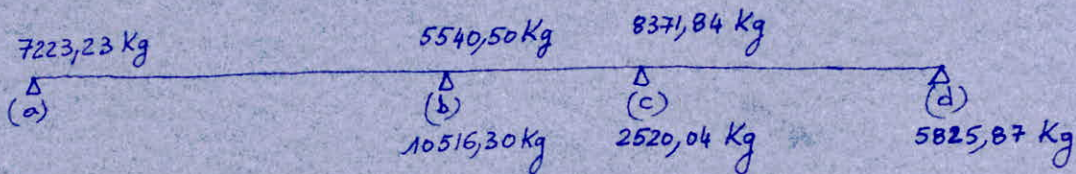
On doit vérifier la plus restrictive des 2 conditions $\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b0} \\ \sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_{b0} \end{array} \right.$

$\sigma'_{ba} \leq 2\bar{\sigma}'_{b0}$ soit $95,20 \text{ kgfcm}^{-2} \leq 2 \cdot 68,7 = 137,4 \text{ kgfcm}^{-2}$

$\sigma'_m = \frac{M}{z \cdot b \cdot y_1} = \frac{11\,144,48 \cdot 10^2}{49 \cdot 25 \cdot 0,338 \cdot 56} = 49,23 \text{ kgfcm}^{-2} \leq \bar{\sigma}'_{b0} = 68,7 \text{ kgfcm}^{-2}$

6. ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT:

En tenant compte des moments de Continuité on trouve les efforts tranchants suivants



Vérification de τ_b : on prend $T_{max} = 10516,30 \text{ Kg}$.

$\sigma'_b = 95,20 \text{ kgfcm}^{-2} > \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{95,20}{68,7}\right) \cdot 5,9 = 18,37 \text{ kgfcm}^{-2}$

$\tau_{b_{max}} = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{10516,30}{25 \cdot 49} = 8,58 \text{ kgfcm}^{-2} < \bar{\tau}_b$

Contrainte de traction admissible des Armatures transversales:

$f_a = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \\ 1 - \frac{8,58}{9,59} = 0,838 \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,838 \cdot 2400 = 2011,2 \text{ kgfcm}^{-2}$

Soit $A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

espacement: $e = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{2,01 \cdot 49 \cdot 2011,2}{10516,30} = 18,83 \text{ cm}$

espacement admissible:

$E = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h = 11,2 \text{ cm} \\ 56 \left(1 - 0,3 \frac{8,58}{9,59}\right) = 31,57 \text{ cm} \end{array} \right.$

Disposition: On adopte la Serie de Monsieur Caquot:

- Première travée: 4 x 15, 4 x 20, 4 x 25 ...
- Deuxième travée: 2 x 15, 2 x 20, 2 x 25 ...
- Troisième travée: 3 x 15, 3 x 20, 3 x 25 ...

Traction des Armatures inférieures.

* Appuis de Rive: $M = 4505,65 \text{ Kg.m}$ $T = 7223,23 \text{ Kg}$

$$-\frac{|M|}{3} + T = -\frac{4505,65}{3} + 7223,23 > 0 \Rightarrow A = 0$$

verification à l'entraînement:

Laissons courir 2T16 pour l'appui (a) et 2T14 pour l'appui (d)

$$\tau_{de(a)} = \frac{7223,23}{10,06 \cdot 49} = 14,66 \text{ kgfcm}^{-2} < \bar{\tau}_{de} = 19,94 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\tau_{de(b)} = \frac{5825,23}{8,8 \cdot 49} = 13,52 \text{ kgfcm}^{-2} < \bar{\tau}_{de} = 19,94 \text{ kgfcm}^{-2}$$

* Appuis Intermédiaires:

$$M_b = 11144,48 \text{ Kg.m} \qquad T_b = 5540,50 \text{ Kg}$$

$$M_c = 6659,12 \text{ Kg.m} \qquad T_c = 8371,84 \text{ Kg}$$

Dans les deux cas $-\frac{|M|}{3} + T > 0 \Rightarrow A = 0$

Verification à l'entraînement:

$$\tau_{de(b)} = \frac{5540,50}{10,06 \cdot 49} = 11,24 \text{ kgfcm}^{-2} < 19,94 \text{ kgfcm}^{-2}$$

(on laisse courir 2T16)

$$\tau_{de(c)} = \frac{8371,84}{8,8 \cdot 49} = 19,4 \text{ kgfcm}^{-2} < 19,94 \text{ kgfcm}^{-2}$$

(on laisse courir 2T14)

Compression dans la bielle d'about:

$$c \geq \frac{2 \cdot T}{b \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{2 \cdot 7223,23}{25 \cdot 68,7} = 8,42 \text{ cm} \quad \text{soit } 8,5 \text{ cm}$$

Il restera alors: $25 - (8,42 + 2) = 14,5 \text{ cm}$

ANCRAGE:

On utilisera, vu la la largeur d'appui que nous avons un ancrage par retour d'équerre.

Nous aurons avec toujours les mêmes notations:

$$l_1 = 25 - (8,5 + 2 + 8,8) = 5,7 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_d = 21,06 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} = \frac{1,6}{4} \frac{2800}{21,06} = 53,19 \text{ cm}$$

$$l_3 \geq \frac{53,19 - (2,21 \cdot 8,8 + 5,7)}{1,89} = 14,84 \text{ cm}$$

soit $l_3 = 15 \text{ cm}$

La condition de non écrasement du béton est satisfaite. En effet

$$R \geq 0,1 \cdot 1,6 \frac{2800}{68,7} \left(1 + \frac{1,6}{14,5}\right) = 7,24 \text{ cm}$$

$$R = 8,8 \text{ cm} > 7,24 \text{ cm}.$$

Vérification de la flèche:

$$* \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{soit} \quad \frac{60}{675} = \frac{1}{11,25} > \frac{1}{16} \quad (\text{vérifiée})$$

$$* \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \text{soit} \quad \frac{1}{10} \frac{9947}{11144,50} = \frac{1}{11,3}$$

$$\frac{1}{11,25} > \frac{1}{11,3} \quad (\text{vérifiée})$$

$$* \frac{A}{b h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \quad \text{soit} \quad \frac{8,04}{25,56} = 5,74 \cdot 10^{-2} < 1,02 \cdot 10^{-2} \quad (\text{vérifiée})$$

Les trois conditions précédentes étant satisfaites il est donc inutile de donner une justification de la flèche.

POUTRE TRANSVERSALE INTERMEDIAIRE

niveau étage - Bloc administratif.

1. Estimation des charges:

pois propre de poutre: $0,25 \cdot 0,60 \cdot 2500$

375 Kg.ml^{-1}

Charge permanente de plancher reprise:

$$390 \cdot \frac{1}{2} (3,75 + 3,75)$$

$1462,5 \text{ Kgml}^{-1}$

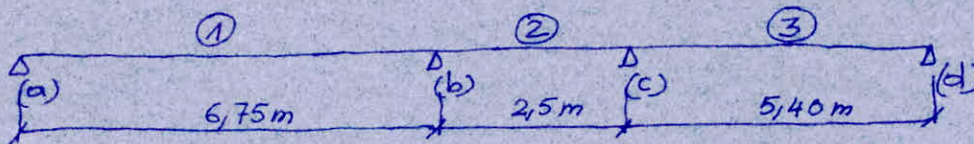
Surcharge pondérée de plancher reprise:

$$300 \cdot \frac{1}{2} (3,75 + 3,75)$$

1125 Kgml^{-1}

$$\text{Total: } 1837,5 + 1125 = 2962,5 \text{ Kg.ml}^{-1}$$

2. Determination des Moments:



Les rapports des travées n'étant pas compris entre 0,8 et 1,25 nous appliquerons dans ce cas pour la détermination des moments fléchissants la Méthode de M. Caquot.

On trouve les Moments suivants

$$M_a = -5081,56 \text{ Kg.m} \quad ; \quad M_b = -12568,84 \text{ Kg.m}$$

$$M_c = -7792,93 \text{ Kg.m} \quad ; \quad M_d = -3252,20 \text{ Kg.m}$$

$$M_{t1} = 11240,58 \text{ Kg.m} \quad ; \quad M_{t2} = -4129,79 \text{ Kg.m} \quad ; \quad M_{t3} = 7326,90 \text{ Kg.m}$$

3. Determination des Armatures longitudinales:

On admet $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ et on vérifie par la suite que cette contrainte est bien admissible en ce qui concerne la fissuration.

	M en Kg.m	y_a	d_1	a_n	η	$y'_{b,pl}$	σ'_{ba} en Kg/cm^2	A_a en cm^2	Section adoptée.
Travée ①	1240,58	7,680	0,338	8,650	0,512	28	95,58	8,12 cm^2	4T16 = 8,04 cm^2
Travée ②	429,79	2,822	0,219	3,10	0,279	19,50	52,08	2,893	2T14 = 3,07 cm^2
Travée ③	7326,90	5,006	0,283	5,55	0,395	24,35	73,73	5,18	3T16 = 6,03 cm^2
Appui (a)	5081,56	3,472	0,238	3,786	0,314	21,08	58,61	3,54	2T16 = 4,02 cm^2
Appui (b)	12568,84	8,588	0,353	9,755	0,545	29	101,74	9,104	5T16 = 10,05 cm^2
Appui (c)	7784,93	5,325	0,288	5,900	0,400	24,60	74,67	5,51	3T16 = 6,03 cm^2
Appui (d)	3252,20	2,222	0,196	2,39	0,245	17,80	45,73	1,806	2T12 = 2,26 cm^2

Verification du pourcentage minimum d'acier:

Travée ① :	5,8	10^{-3}	>	1,29	10^{-3}	(verifiée)
Travée ② :	2,07	10^{-3}	>	"	"	"
Travée ③ :	3,7	10^{-3}	>	"	"	"
Appui (a) :	2,5	10^{-3}	>	"	"	"
Appui (b) :	6,5	10^{-3}	>	"	"	"
Appui (c) :	3,9	10^{-3}	>	"	"	"
Appui (d) :	1,59	10^{-3}	>	"	"	"

4. ETUDE DE LA FISSURATION:

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{10,05}{8.25} = 5,03 \cdot 10^{-2}$$

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 5020 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 &= 2230 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

la fissuration est donc vérifiée.

5. Contraintes de Compression dans le béton:

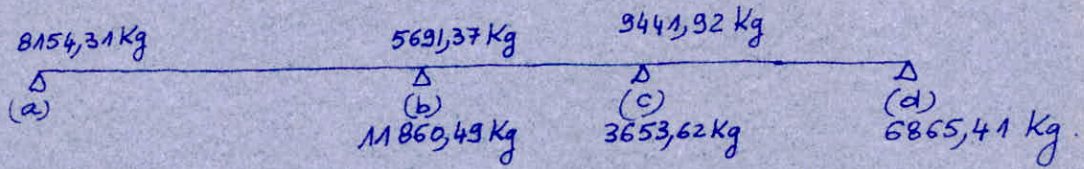
On doit vérifier la plus restrictive des 2 conditions: $\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{bo} \\ \sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_{bo} \end{array} \right.$

$$\sigma'_{ba} = \eta \frac{\bar{\sigma}_a}{\eta} = 0,545 \cdot 186,67 = 101,74 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2\bar{\sigma}'_{bo} = 137,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_m = \frac{M_{max}}{z \cdot b \cdot y_1} = \frac{12568,84 \cdot 10^2}{49 \cdot 25 \cdot 0,353 \cdot 56} = 51,90 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}'_{bo} = 68,7 \text{ Kg/cm}^2$$

6. ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT

En tenant compte des moments de Continuité on obtient les efforts tranchants suivants :



$$\sigma_{ba \text{ maxi}} = 101,79 \text{ Kg fcm}^{-2} \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{101,79}{68,7}\right) 5,9 = 17,81 \text{ Kg fcm}^{-2}$$

$$\tau_b = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} = \frac{11860,49}{25 \cdot 49} = 9,68 \text{ Kg fcm}^{-2} < 17,81 \text{ Kg fcm}^{-2}$$

Contrainte de traction admissible des Armatures transversales :

$$f_a = \text{maxi} \left| \frac{2/3}{1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}} = 0,818 \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 1362,49 \text{ Kg fcm}^{-2}$$

(Adx Fe E24)

$$\text{Soit } A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow t = \frac{2,01 \cdot 49 \cdot 1362,49}{11860,49} = 16,3 \text{ cm}$$

espacement admissible :

$$\bar{t} = \text{maxi} \left| \begin{array}{l} 0,2h = 11,2 \text{ cm} \\ 56 \left(1 - 0,3 \frac{9,68}{5,9}\right) = 28 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend $t = 16 \text{ cm}$ et on adopte la progression de M. Caquot.

Première travée : 4x16, 4x20, 4x25 ...

Deuxième travée : 2x16, 2x20, 2x25 ...

Troisième travée : 3x16, 3x20, 3x25 ...

TRACTION DES Armatures inférieures :

- Appui de Rive :

$$-\frac{|M|}{z} + T = -\frac{5081,56 \cdot 10^2}{49} + 8154,31 < 0 \Rightarrow A = 0$$

Verification à l'entraînement :

On laisse Courir 2T16 $\Rightarrow p = 10,06 \text{ cm}$

$$\tau_{de} = \frac{T}{p \cdot z} = \frac{8154,31}{10,06 \cdot 49} = 16,55 \text{ Kg fcm}^{-2} < \bar{\tau}_{de} = 19,94 \text{ Kg fcm}^{-2}$$

- Appuis Intermédiaires (b) et (c) :

Dans les 2 cas $-\frac{|M|}{z} + T < 0 \Rightarrow A = 0$

entraînement : pour (b) et (c) laissons Courir respectivement 3T16 et 2T16 $\Rightarrow \tau_{de}(b) = 16,04 \text{ Kg fcm}^{-2} < \bar{\tau}_{de}$
 $\tau_{de}(c) = 19,15$

Compression dans la bielle d'about:

$$c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_{b0}} = \frac{2 \cdot 8154,31}{25 \cdot 68,7} = 9,5 \text{ cm}$$

l'ancrage débutera donc à 9,5 cm du parement intérieur de l'appui
Il restera alors $25 - 11,5 = 13,5 \text{ cm}$

ANCRAGE: Vu la largeur d'appui on utilise toujours un Retour d'équerre.

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} = \frac{16}{4} \frac{2800}{21,06} = 53,19 \text{ cm}$$

$$l_1 = 25 - (9,5 + 2 + 8,8) = 4,7 \text{ cm}$$

$$l_3 \geq \frac{53,19 - (2 \cdot 21 \cdot 8,8 + 4,7)}{1,89} = 15,4 \text{ cm} \text{ soit } l_3 = 18 \text{ cm}$$

La Condition de non écrasement du béton est vérifiée.
En effet on trouve $R = 8,8 \text{ cm} > 7,3 \text{ cm}$

Vérification de la flèche:

$$* \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{soit} \quad \frac{60}{675} = \frac{1}{11,25} > \frac{1}{16} \quad (\text{vérifiée})$$

$$* \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \text{soit} \quad \frac{1}{10} \frac{11240,60}{12568,84} = \frac{1}{11,3} \approx \frac{1}{11,25} \quad (\text{vérifiée})$$

$$* \frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \quad \text{soit} \quad \frac{10,05}{25 \cdot 56} = 7,18 \cdot 10^{-3} < 1,02 \cdot 10^{-2} \quad (\text{vérifiée})$$

Les trois Conditions précédentes étant justifiées il est donc inutile de donner une justification précise de la flèche qui peut être considérée dans ce cas comme admissible

POUTRE LONGITUDINALE DE RIVE

niveau plancher Terrasse. Bloc administratif.

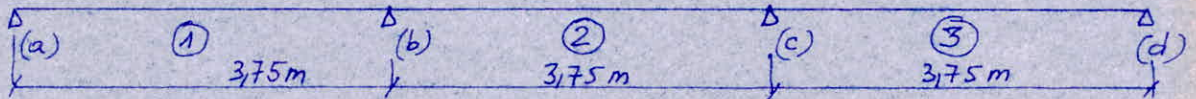
1. Estimation des charges:

Acrotère :

pois de beton armé : $0,15 \cdot 0,80 \cdot 2500 =$	300 Kg ml^{-1}
Revêtement extérieur en Ciment: $0,03 \cdot 0,80 \cdot 2000$	48 kg ml^{-1}
Etanchéité + enduit planeité: $50 \cdot 0,8$	40 Kg ml^{-1}
pois propre de poutre: $0,25 \cdot 0,20 \cdot 2500$	125 Kg ml^{-1}
Charge permanente reprise: $590 \cdot 0,10$	59 Kg ml^{-1}
Surcharge pondérée reprise: $120 \cdot 0,10$	12 Kg ml^{-1}

$$\text{Total: } q = 584 \text{ Kg ml}^{-1}$$

2. Calcul des Moments:



Les Conditions suivantes étant satisfaites:

- $0,8 < \text{Rapport des portées} = 1 < 1,25$
- fissuration non préjudiciable.
- Surcharges non pondérées $< 2 \times \text{charges permanentes}$
 $10 \text{ Kg ml}^{-1} < 572 \text{ Kg ml}^{-1}$
- La Section est constante le long de chaque travée nous pouvons donc appliquer la Méthode forfaitaire du CCBA 68 pages 103, 104, 105.

$$M_0 = M_{01} = M_{02} = M_{03} = q \frac{l^2}{8} = 584 \frac{3,75^2}{8} = 1026,56 \text{ Kg.m}$$

$$M_{t1} = M_{t3} = 0,93 M_0 = 954,70 \text{ Kg.m}$$

$$M_{t2} = 0,75 M_0 = 769,92 \text{ kg.m}$$

$$M_a = M_d = 0,15 M_0 = 153,98 \text{ kg.m}$$

$$M_b = M_c = 0,5 M_0 = 513,28 \text{ kg.m}$$

3. Determination des Armatures longitudinales:

On admet $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgfcm}^{-2}$ et on vérifie par la suite que cette contrainte est bien admissible en ce qui concerne la fissuration

	M en Kg.m	ηa	α_n	α_n	η	$y'_{b,pl}$	σ'_{ba} kgfcm ⁻²	A_a en cm ²	Section adoptée
Travées ① et ③	954,70	7,991	0,344	9,061	0,523	28,49	97,63	2,416	3T12 = 3,39 cm ²
Travée ②	769,92	6,445	0,313	7,200	0,452	26,50	84,92 84,37	1,92	2T12 = 2,26 cm ²
Appuis a et d	153,98	1,289	0,151	1,400	0,180	14	33,6	0,373	2T10 = 1,57 cm ²
appuis bet c	513,28	4,296	0,262	4,655	0,355	22,90	1,241	1,241	2T10 = 1,57 cm ²

Vérification du pourcentage minimum: Article 52 CCBA 68

Travées ① et ③ : $\frac{A_a}{bh} = 6,04 \cdot 10^{-3} > \psi_d \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_e}{h}\right)^2 = 0,54 \frac{5,9}{2800} \left(\frac{20}{16}\right)^2 = 1,778 \cdot 10^{-3}$

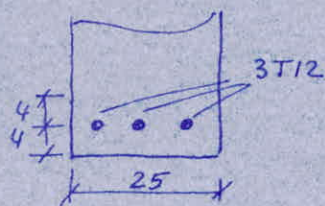
Travée ② $\frac{A_a}{b \cdot h} = 4,8 \cdot 10^{-3} > 1,778 \cdot 10^{-3}$

Appuis (a) et (d) $\frac{A_a}{bh} = 0,93 \cdot 10^{-3} < 1,778 \cdot 10^{-3}$

Appuis (b) et (c) $\frac{A_a}{b \cdot h} = 3,10 \cdot 10^{-3} < 1,778 \cdot 10^{-3}$

pour les appuis de Rive on adopte le pourcentage minimum soit 2T10

4. ETUDE DE LA FISSURATION.



$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,39}{4 \cdot 2 \cdot 25} = 1,69 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = k \frac{\eta \bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{12} \cdot \frac{1,69 \cdot 10^{-2}}{1,169} = 2891,4 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta k \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{12}} = 2601,6 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2/3 \bar{\sigma}_{en} = 2800 \\ \max \left| \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right| = 2891,4 = 2800 \text{ kgfcm}^{-2} \end{cases}$$

la fissuration est donc justifiée

5. Contraintes de Compression dans le béton:

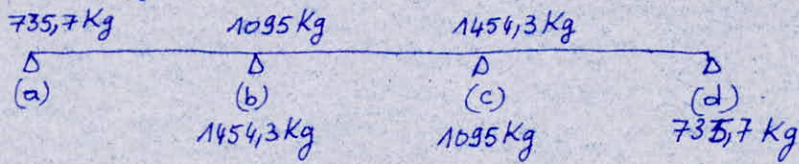
On doit vérifier la plus restrictive des deux conditions:

$$\sigma'_{ba} = \eta \frac{\bar{\sigma}_a}{n} = 0,523 \cdot 186,67 = 97,63 \text{ kgfcm}^{-2} \leq 2\bar{\sigma}'_{b0} = 137,4 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$\sigma'_m = \frac{M_{max}}{z \cdot b \cdot y_1} = \frac{954,70 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 16 \cdot 25 \cdot 0,344 \cdot 16} = 49,56 \text{ kgfcm}^{-2} \leq \bar{\sigma}'_{b0} = 68,7 \text{ kgfcm}^{-2}$$

6. ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT:

En tenant compte des moments de Continuité on trouve les efforts tranchants suivants:



Vérification: $2(735,7 + 1095 + 1454,3) = 6570 \text{ Kg}$ } (vérifiée)
 $3 \cdot 3,75 \cdot 584 = 6570 \text{ Kg}$

$$\sigma'_{ba} = 97,63 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_{bo} \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{bo}}\right) \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{97,63}{68,7}\right) 5,9 = 18,17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{bmax} = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{1454,3}{25 \cdot \frac{7}{8} \cdot 16} = 4,16 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

Contrainte de traction admissible des Armatures transversales:

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \sigma_{en} \quad (A_{dx} \text{ Fe E24})$$

$$f_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \\ 1 - \frac{4,16}{9,5,9} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 2211,98 \text{ Kg/cm}^2$$

Soit $A_t = 3\phi 8$ (1 epingle + 1 cadre) $A_t = 1,50 \text{ cm}^2$

espacement: $t = \frac{A_t \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{1,50 \cdot 14 \cdot 2211,98}{1454,3} = 31,94 \text{ cm}$

espacement admissible:

$$E = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 0,2 \cdot 16 = 3,2 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 16 \left(1 - 0,3 \frac{4,16}{5,9}\right) = 12,61 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend $t = 12 \text{ cm}$ et on adopte la progression de M. Caquot.
 soit 2x12, 2x13, 2x16 etc...

TRACTION DES ARMATURES INFERIEURES.

- Appuis de Rive:

$$-\frac{|M|}{3} + T = -\frac{153,98 \cdot 10^2}{14} + 735,7 < 0 \Rightarrow A = 0$$

entraînement des Armatures:

laissons courir 2T12 $\Rightarrow p = 2 \cdot 3,77 = 7,54 \text{ cm}$

$$\tau_{de} = \frac{735,7}{14 \cdot 7,54} = 6,97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{de} = 2\psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,69 \cdot 5,9 = 19,94 \text{ Kg/cm}^2 > \tau_{de}$$

Appuis intermédiaires:

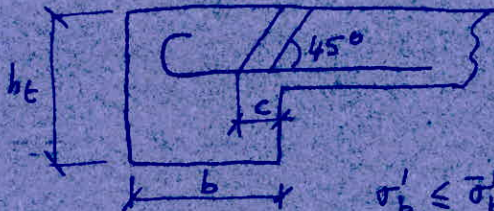
$$-\frac{|M|}{3} + T = -\frac{513,28}{14} 10^2 + 1454,3 < 0 \Rightarrow A = 0$$

Vérification à l'entraînement des armatures:

laissons courir 2T12 $\Rightarrow p = 7,54 \text{ cm}$

$$\tau_{de} = \frac{1454,3}{14 \cdot 7,54} = 13,78 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_{de} = 19,94 \text{ kgf/cm}^2$$

Compression dans la bielle d'about:

Section de la bielle $\frac{b \cdot c}{\sqrt{2}}$ Contrainte dans la bielle $\sigma'_b = \frac{2T}{b \cdot c}$

$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_{b0}} = \frac{2 \cdot 735,7}{25 \cdot 68,7} = 0,86 \text{ cm}$$

soit $c = 4 \text{ cm}$

ANCRAGE:

longueur de scellement droit

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\tau_d} = \frac{12}{4} \frac{2800}{20,8} = 40,38 \text{ cm}$$

la largeur de l'appui étant de 25cm nous utiliserons un ancrage par retour d'angle.

$$l_1 = 25 - (c + d + r) = 25 - (4 + 4 + 6,6) = 14,6 \text{ cm}$$

$$l_3 \geq \frac{40,38 - (2 \cdot 21 \cdot 6,6 + 14,6)}{1,89} = 5,93 \text{ cm} \text{ soit } l_3 = 10 \text{ cm}$$

la condition de non écrasement du béton est vérifiée

Vérification de la flèche:

$$\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{6} \Rightarrow \frac{ht}{l} = \frac{20}{375} = \frac{1}{18,75} < \frac{1}{16} \text{ (non vérifiée). } b_x \text{ doit donc}$$

Justifier par un calcul exact la flèche.

$$E = 7000 \sqrt{\sigma'_j} = 7000 \sqrt{\frac{1,2 \cdot 270}{1,02}} = 123529,4 \text{ kgf/cm}^2$$

$$I = \frac{b b^3}{12} = \frac{25 \cdot 20^3}{12} = 16666,67 \text{ cm}^4$$

$$p = 584 \text{ kg/ml}^{-1}; M'_g = 153,98 \text{ kg.m}; M'_d = 513,28 \text{ kg.m}; l = 3,75 \text{ m}$$

Un calcul classique de RDM donne la flèche suivante

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{p l^4}{EI} - \frac{M'_g + M'_d}{16 EI} = \frac{5}{384} \frac{584 \cdot 3,75^4}{123529,4 \cdot 16666,67} - \frac{(153,98 + 513,28) 10^2}{123529,4 \cdot 16666,67}$$

$$f_{\max} = 0,73 \text{ cm} < \frac{l}{500} = \frac{375}{500} = 0,75 \text{ cm}$$

la flèche est donc admissible.

POUTRE LONGITUDINALE DE RIVE

niveau Etage. Bloc Administratif

1. Estimation des Charges:

poide propre de la poutre: $0,25 \cdot 0,30 \cdot 2500$

$$187,5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}^{-2}$$

Charge permanente transmise par le plancher: $390 \cdot 0,10$

$$39 \text{ Kg} \cdot \text{ml}^{-1}$$

poide du mur exterieur (parpaings)

$$643,36 \text{ Kg} \cdot \text{ml}^{-1}$$

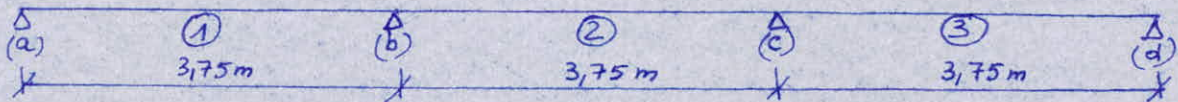
Surcharge ponderee transmise par le plancher:

$$300 \times 0,1$$

$$30 \text{ Kg} \cdot \text{ml}^{-1}$$

$$\text{Total } q = 899,86 \text{ Kg} \cdot \text{ml}^{-1}$$

2. Calcul des Moments:



les 4 conditions suivantes etant satisfaites:

- $0,8 < \text{Rapports des travées} < 1,25$ ($0,8 < 1 < 1,25$)
- fissuration non prejudiciable.
- Surcharges non ponderees $< 2 \times \text{charges permanentes}$
 $25 \text{ Kg} \cdot \text{ml}^{-1} < 869,86 \text{ Kg} \cdot \text{ml}^{-1}$
- Section Constante le long de chaque travée.

Nous pouvons donc appliquer la Methode forfaitaire du CCBA68 donnee aux pages 103 - 104 - 105.

$$M_0 = M_{01} = M_{02} = M_{03} = q \frac{l^2}{8} = 899,86 \frac{3,75^2}{8} = 1581,78 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{E1} = M_{E3} = 0,93 M_0 = 1471,06 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{E2} = 0,75 M_0 = 1186,34 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_a = M_d = 0,15 M_0 = 237,27 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_b = M_c = 0,5 M_0 = 790,89 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

3. Détermination des Armatures longitudinales

	M en Kg.m	γ_a	d_n	a_n	ρ	$\gamma'_{b,pl}$	$\bar{\sigma}'_{ba}$ kgf/cm ²	A _a en cm ²	Section adoptée
Travées ① et ③	1471,06	4,663	0,273	5,200	0,377	23,68	70,37	2,25	3T10 = 2,35 cm ²
Travée ②	1186,34	3,760	0,247	4,155	0,330	21,75	61,60	1,80	3T10 = 2,35 cm ²
appuis (a) et (d)	237,27	0,752	0,118	0,800	0,133	11,20	24,82	0,35	2T10 = 1,57 cm ²
appuis (b) et (c)	790,89	2,507	0,261	2,700	0,261	18,70	48,72	1,17	2T10 = 1,57 cm ²

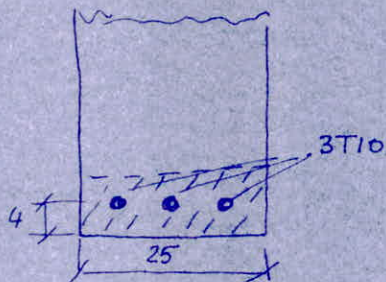
Vérification du pourcentage minimum d'Acier:

$$\text{On doit vérifier: } \frac{A}{bh} \geq \psi_d \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 \quad \psi_d = 0,54 \text{ (acier écroui)}$$

$$\text{soit } A \geq 0,54 \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{30}{26} \right)^2 \cdot 25 \cdot 26 = 0,99 \text{ cm}^2$$

Dans tous les cas on constate que la section d'acier déterminée est supérieure à la section minimum.

4. ETUDE DE LA FISSURATION:



$$\bar{w}_f = \frac{1,57}{8 \cdot 25} = 0,785 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{10} \frac{0,785 \cdot 10^{-2}}{1,0785} = 1354,6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 5,9 \cdot 10^6}{10}} = 2832 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2/3 \sigma_{en} = 2800 \text{ kgf/cm}^2 \\ \max \left| \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{matrix} \right| = 2832 \text{ kgf/cm}^2 \end{cases} = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

la fissuration est donc vérifiée

5. Contraintes de Compression dans le béton:

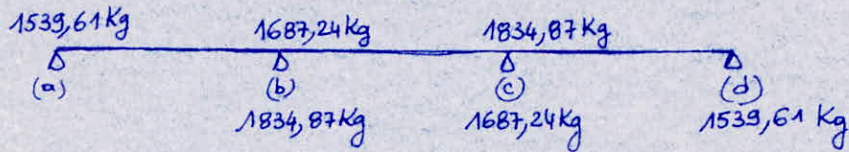
$$\sigma'_{ba} = 70,37 \text{ kgf/cm}^2 \leq 2\bar{\sigma}'_{bo} = 137,4 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

$$\sigma'_m = \frac{M_{max}}{z \cdot b \cdot \gamma_a} \leq \bar{\sigma}'_{bo}$$

$$\sigma'_m = \frac{1471,06 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 26 \cdot 25 \cdot 0,273 \cdot 26} = 3644 \text{ kgf/cm}^2 \leq \bar{\sigma}'_{bo} = 68,7 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

6. ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT

En tenant compte des Moments de Continuité on trouve les efforts tranchants suivants:



Vérification: $2(1539,61 + 1687,24 + 1834,87) = 10123$ } (vérifiée)
 $3 \cdot 3,75 \cdot 899,86 = 10123 \text{ Kg}$

Vérification de τ_b :

$$\tau_{b \max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{1834,87}{25 \cdot 22,75} = 3,23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{ba} = 70,37 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{70,37}{68,7}\right) \cdot 5,9 = 20,51 \text{ Kg/cm}^2 > \tau_b$$

Contrainte de traction admissible des Armatures transversales:

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \bar{\sigma}_n \quad A_s \times FeE24 \quad \sigma_n = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \\ 1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_b} \end{array} \right. = 0,939 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 2254 \text{ Kg/cm}^2$$

Soit $A_t = 3\phi 8 = 1,5 \text{ cm}^2$

espacement:
$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{\max}} = \frac{1,5 \cdot 22,75 \cdot 2254}{1834,87} = 41,9 \text{ cm}$$

espacement admissible:
$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 0,2 \cdot 26 = 5,2 \text{ cm} \\ 26 \left(1 - 0,3 \frac{3,23}{5,9}\right) = 21,74 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit $t = 20 \text{ cm}$. Disposition $2 \times 20, 2 \times 25$ etc...

TRACTION DES ARMATURES INFÉRIEURES:

- Appuis de Rive:

$$-\frac{|M|}{z} + T = -\frac{237,27 \cdot 10^2}{22,75} + 1539,61 = 496,67 \text{ Kg} \Rightarrow A = 0,18 \text{ cm}^2$$

entraînement des Armatures:

laissons Courir 2T10 $\Rightarrow p = 6,28 \text{ cm}$

$$\tau_{de} = \frac{T_{\max}}{z \cdot p} = \frac{1539,61}{22,75 \cdot 6,28} = 10,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{de} = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,69 \cdot 5,9 = 19,94 \text{ Kg/cm}^2 > \tau_{de} \text{ (vérifiée)}$$

Appuis intermédiaires:

$$\frac{-M}{z} + T = -\frac{790,89 \cdot 10^2}{22,75} + 1834,87 < 0 \Rightarrow A = 0$$

verification des Armatures à l'entraînement: (on laisse courir 2T10)

$$\sigma_{de} = \frac{T_{max}}{p \cdot z} = \frac{1834,87}{6,28 \cdot 22,75} = 12,84 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{de}$$

Compression dans la bielle d'about:

$$c \gg \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_{bo}} = \frac{2 \cdot 1539,61}{25 \cdot 68,7} = 1,79 \text{ cm} \quad \text{soit } c = 4 \text{ cm}$$

Ancrage:

longueur de scellement droit:

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} = \frac{1,0}{4} \frac{2800}{20,8} = 34 \text{ cm}$$

Vu la largeur d'appui on utilise un ancrage par retour d'équerre

$$l_1 = 25 - (4 + 4 + 5,5) = 11,5 \text{ cm}$$

$$l_3 \gg \frac{34 - (2 \cdot 21,5 + 11,5)}{1,89} = 5,47 \text{ cm} \quad \text{soit } 10 \text{ cm}$$

Verification de la flèche:

$$\frac{h_t}{l} \gg \frac{1}{16} \quad \text{soit} \quad \frac{h_t}{l} = \frac{20}{375} = \frac{1}{18,75} < \frac{1}{16}$$

Cette première condition n'étant pas satisfaite on doit donc donner une justification de la flèche.

$$E = 7000 \sqrt{\sigma_j'} = 7000 \sqrt{\frac{112 \cdot 270}{1,02}} = 123 \, 529,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I = b \frac{h^3}{12} = 25 \cdot \frac{26^3}{12} = 36 \, 616,67 \text{ cm}^4$$

$$p = 899,86 \text{ Kg/ml}^{-1}; \quad M_g = 237,27 \text{ Kg.m}, \quad M_d = 790,89 \text{ Kg.m}, \quad l = 3,75 \text{ m}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{p l^4}{EI} - \frac{M_g + M_d}{EI}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{8,99 \cdot 375^4}{123 \, 529,4 \cdot 36 \, 616,67} - \frac{(237,27 + 790,89) \cdot 10^2}{123 \, 529,4 \cdot 36 \, 616,67}$$

$$f_{max} = 0,51 \text{ cm} < \frac{l}{500} = \frac{375}{500} = 0,75 \text{ cm}$$

la flèche est donc admissible.

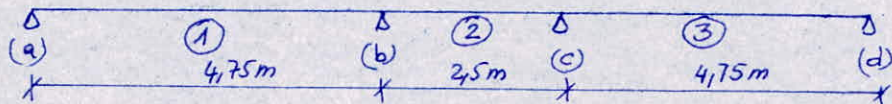
POUTRE TRANSVERSALE de RIVE

NIVEAU REZ DE CHAUSSEE Bloc Laboratoire

1. Estimation des charges:

poide propre de poutre: $0,25 \cdot 0,40 \cdot 2500$	250 Kg m ⁻¹
Mur extérieur	1565 Kg m ⁻¹
Charge permanente transmise par le plancher:	
$390 \cdot 0,375$	146,25 Kg m ⁻¹
Surcharge pondérée Reprise:	
$400 \cdot 0,375$	150 Kg m ⁻¹
Total: $G + 1,2 P = 2111,25 + 150 = 2261,25 \text{ Kg m}^{-1}$	

2. Calcul des moments:



Les rapports des différentes travées n'étant pas compris entre 0,8 et 1,25 la méthode forfaitaire du CCBA 68 ne peut être appliquée: on appliquera la méthode de M. Caquot exposée par M. REINBERT.

On trouve les moments suivants:

$$M_a = M_d = -1920,73 \text{ Kg.m}$$

$$M_b = M_c = -4539,13 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(1)} = M_{(3)} = 4327,2 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(2)} = -2490,27 \text{ kg.m}$$

3. Détermination des Armatures Longitudinales:

Pour la détermination on admet $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ que l'on vérifiera par la suite en ce qui concerne la fissuration.

	M en Kg.m	Ya	α_1	a_n	η	$\frac{y'}{b \cdot h}$	Aa en cm ²	σ_{baen} Kg/cm ²	Section adoptée.
Travées ① et ③	4327,2	5,796	0,304	6,69	0,437	25,75	4,46	81,6	3T14 = 4,61 cm ²
Travée ②	2490,57	3,336	0,237	3,780	0,314	21	2,52	58,61	2T14 = 3,07 cm ²
appuis (a), (d)	1920,73	2,572	2,08	2,700	0,262	18,5	1,8	48,91	2T12 = 2,26 cm ²
appuis b etc	4539,13	6,079	0,307	6,900	0,440	26	4,6	82,13	3T14 = 4,61 cm ²

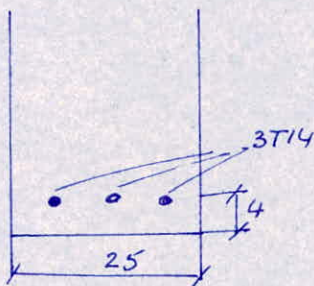
Verification du pourcentage minimum d'Acier:

$$\frac{Aa}{b \cdot h} \geq \psi_d \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 \quad \psi_d = 0,54 \text{ (aciers écrouis)}$$

$$Aa \geq 0,54 \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{40}{36} \right)^2 \cdot 25 \cdot 36 = 1,27 \text{ cm}^2$$

Dans tous les cas cette condition est satisfaite.

4. ETUDE DE LA FISSURATION:



$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4,61}{8,25} = 2,3 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{14} \cdot \frac{2,3 \cdot 10^{-2}}{1,23} = 3206 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 5,9 \cdot 10^6}{14}} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{maxi } \sigma_1 = 3206 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow$ la fissuration est vérifiée

5. Contraintes de Compression dans le béton:

On doit vérifier la plus restrictive des 2 conditions:

$$\sigma_b' \leq 2 \bar{\sigma}_{b0}$$

$$\text{soit } 82,13 \text{ Kg/cm}^2 < 2 \cdot 68,7 = 137,4 \text{ Kg/cm}^2$$

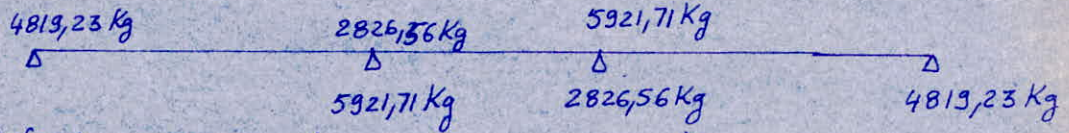
$$\sigma_m' \leq \bar{\sigma}_{b0}$$

$$\text{soit } 52,15 \text{ Kg/cm}^2 < 68,7 \text{ Kg/cm}^2$$

Les 2 conditions sont donc satisfaites.

6. ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT.

En tenant compte des moments de continuité on trouve les efforts tranchants suivants



Vérification: $2(4819,23 + 2826,56 + 5921,71) = 27135 \text{ Kg}$ } (vérifié)
 $2261,25 (4,75 \times 2 + 2,5) = 27135 \text{ Kg}$

$$\tau_{b \text{ max}} = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} = \frac{5921,71}{25 \cdot 31,5} = 7,52 \text{ Kg fcm}^{-2}$$

$$\sigma'_b = 82,13 \text{ Kg fcm}^{-2} > \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{82,13}{68,7}\right) 5,9 = 19,49 \text{ Kg fcm}^{-2} > \tau_b$$

Contrainte de traction admissible des armatures transversales:
 Adx Fe E24 $\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg fcm}^{-2}$

$$\rho_a = \text{maxi} \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \\ 1 - \frac{7,52}{9 \cdot 5,9} = 0,86 \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,86 \cdot 2400 = 2060 \text{ Kg fcm}^{-2}$$

Soit $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

espacement: $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{\text{max}}} = 22 \text{ cm}$

espacement admissible:

$$\bar{t} = \text{maxi} \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h = 7,2 \text{ cm} \\ 36 \left(1 - 0,3 \frac{7,52}{5,9}\right) = 22,23 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend $t = 20 \text{ cm}$ et on applique la série de M. Caquot.
 soit $\left| \begin{array}{l} 3 \times 20, 3 \times 25 \dots \text{ pour traveées } \textcircled{1} \text{ et } \textcircled{3} \\ 2 \times 20, 2 \times 25 \dots \text{ " " } \textcircled{2} \end{array} \right.$

TRACTION DES ARMATURES INFÉRIEURES:

* Appuis de Rive:

$$-\frac{|M|}{z} + T = -\frac{1920,73 \cdot 10^2}{31,5} + 4819,23 < 0 \Rightarrow A = 0$$

Laissons courir 2T14 $\Rightarrow \tau_{de} > \bar{\tau}_{de}$
 " " 3T14

$$\tau_{de} = 14,60 \text{ Kg fcm}^{-2} < \bar{\tau}_{de} = 19,94 \text{ Kg fcm}^{-2}$$

* Appuis intermédiaires:

$$-\frac{|M|}{3} + T = -\frac{4539,13 \cdot 10^2}{31,5} + 5921,71 < 0 \Rightarrow A=0$$

verification à l'entraînement:
Laissons courir 3T14

$$\tau_{de} = \frac{5921,71}{25 \cdot 3 \cdot 4,4} = 17,94 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{de} = 19,94 \text{ Kg/cm}^2$$

Compression dans la bielle d'about:

$$c \geq \frac{2 \cdot T}{b \cdot \bar{\sigma}'_{b0}} = \frac{2 \cdot 4819,23}{25 \cdot 68,7} = 5,6 \text{ cm}$$

ANCRAGE:

La contrainte d'adh. admissible dans la zone d'ancrage normale est:

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \sqrt{f_c} \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot 1,69 \cdot 5,9 = 20,8 \text{ Kg/cm}^2$$

Longueur de scellement droit:

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{2800}{\bar{\tau}_d} = \frac{1,4}{4} \frac{2800}{20,8} = 47,12 \text{ cm}$$

On utilise un ancrage par retour d'angle.

$$l_1 = 25 - (6 + 4 + 7,7) = 7 \text{ cm}$$

$$l_3 \geq \frac{47,12 - (2 \cdot 21,77 + 7)}{1,89} = 12,22 \text{ cm soit } 15 \text{ cm}$$

La condition de non écrasement du béton est satisfaite.

VERIFICATION DE LA FLECHE:

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{soit} \quad \frac{1}{11,88} > \frac{1}{16} \quad (\text{vérifiée})$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \text{soit} \quad \frac{1}{11,88} < \frac{1}{10,49} \quad (\text{non vérifiée})$$

On doit donc justifier la flèche.

$$E = 7000 \sqrt{f_c} = 123\,529,4 \text{ Kg/cm}^2 ; I = \frac{b l^3}{12} = \frac{25 \cdot 40^3}{12} = 133\,333,33 \text{ cm}^4$$

$$p = 2261,25 \text{ Kg/ml}^{-1} ; l = 4,75 \text{ m}$$

$$M'_g = 1920,73 \text{ kg.m} ; M'_d = 4539,13 \text{ kg.m}$$

$$f_{\max} = 0,91 \text{ cm} < \frac{l}{500} = \frac{475}{500} = 0,95 \text{ cm}$$

La flèche est donc admissible.

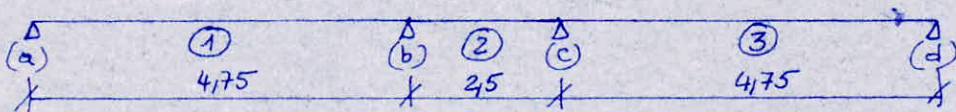
POUTRE TRANSVERSALE DE RIVE

niveau Terrasse. Bloc Laboratoire.

1. Estimation des Charges:

- Acrotère 388 Kg ml^{-1}
 - poids propre de la poutre:
 - $0,25 \cdot 0,30 \cdot 2500$ $187,5 \text{ Kg ml}^{-1}$
 - Charge permanente transmise par le plancher
 - $590 \cdot 0,375$ $221,25 \text{ Kg ml}^{-1}$
 - Surcharge pondérée:
 - $120 \times 0,375$ 45 Kg ml^{-1}
- Total $q = 796,75 + 45 = 841,75 \text{ Kg ml}^{-1}$
On prendra $q = 842 \text{ Kg ml}^{-1}$

2. Calcul des Moments:



les Rapports des différentes travées n'étant pas compris entre 0,8 et 1,25 la méthode forfaitaire du CCBA68 ne peut être appliquée. On appliquera donc la Méthode de M. Caquot exposée par M. REIMBERT.

3. Détermination des Armatures longitudinales:

On admet, pour la détermination, $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg cm}^{-2}$ et on vérifie par la suite que cette contrainte est bien admissible en ce qui concerne la fissuration.

	M en Kg.m	γ_a	a_n	η	d_n	$y'_{b,pl}$	Aa en cm ²	σ'_{ba} Kgf/cm ²	Section adoptée.
Travées ① et ③	1610,47	5,10	5,600	0,390	0,284	24,40	2,427	72,80	3T12 = 3,39 cm ²
Travée ②	947,20	3,002	3,260	0,287	0,224	19,85	1,413	53,57	2T12 = 2,26 cm ²
appuis (a) et (d)	715,20	2,267	2,400	0,246	0,197	17,85	1,04	45,92	2T10 = 1,57 cm ²
appuis (b) et (c)	1690,2	5,358	6	0,410	0,291	24,85	2,6	76,53	3T12 = 3,39 cm ²

Verification du pourcentage minimum d'Acier:
On doit verifier:

$$\frac{Aa}{b.h} \geq \psi_d \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_e}{h} \right)^2 = 0,54 \frac{5,9}{2800} \left(\frac{30}{26} \right)^2 = 1,51 \cdot 10^{-3}$$

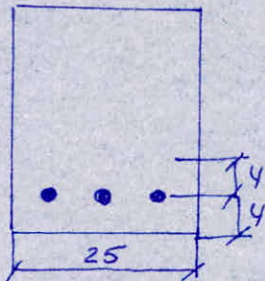
Travées ① et ③ $\frac{Aa}{b.h} = 3,73 \cdot 10^{-3} > 1,51 \cdot 10^{-3}$ (verifiée)

Travée ② $\frac{Aa}{b.h} = 2,17 \cdot 10^{-3} > 1,51 \cdot 10^{-3}$ (verifiée)

Appuis (a) et (d) $\frac{Aa}{b.h} = 1,6 \cdot 10^{-3} > 1,51 \cdot 10^{-3}$ (verifiée)

Appuis (b) et (c) $\frac{Aa}{b.h} = 4 \cdot 10^{-3} > 1,51 \cdot 10^{-3}$ (verifiée)

4. ETUDE DE LA FISSURATION:



$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,39}{8,25} = 1,7 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{12} \frac{1,7 \cdot 10^{-2}}{1,17} = 2906 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} k \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{15 \cdot 16 \cdot 5,9 \cdot 10^6}{12}} = 2602 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2/3 \bar{\sigma}_{en} = 2800 \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 2906 \\ \sigma_2 = 2602 \end{array} \right. \end{cases} = 2800 \text{ Kgf/cm}^2$$

la fissuration est donc vérifiée

5. Contraintes de Compression dans le béton:

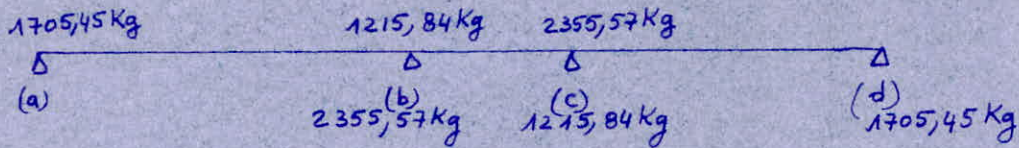
On doit verifier la plus restrictive des deux conditions suivantes

$$\sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{soit} \quad 76,53 \text{ kgf/cm}^2 \leq 137,4 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{soit} \quad \frac{1690,20 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 26 \cdot 25 \cdot 0,291 \cdot 26} = 39,28 \text{ kgf/cm}^2 \leq 68,7 \text{ Kgf/cm}^2$$

6. ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT:

En tenant compte des moments de Continuité on obtient les efforts tranchants suivants:



$$\sigma'_b = 76,53 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{76,53}{68,7}\right) \cdot 5,9 = 19,97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{\max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{2355,57}{25 \cdot 22,75} = 4,14 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b \text{ (vérifiée)}$$

Contrainte de Traction admissible des Armatures transversales:
Acier Fe E24 $\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

$$\rho_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \\ 1 - \frac{4,14}{9 \cdot 5,9} = 0,922 \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,922 \cdot 2400 = 2212,80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{soit } A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{espacement: } t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{\max}} = \frac{2,01 \cdot 22,75 \cdot 2212,80}{2355,57} = 42,95 \text{ cm}$$

espacement admissible:

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h = 0,2 \cdot 26 = 5,2 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 20,51 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prendra $t = 20 \text{ cm}$ et on adopte la progression de M. Caquot soit

- Travées ① et ③: $3 \times 20, 3 \times 25 \dots$
- Travée ②: $2 \times 20, 2 \times 25 \dots$

TRACTION DES ARMATURES INFÉRIEURES:

- Appuis de Rive:

$$-\frac{|M|}{z} + T = -\frac{715,20 \cdot 10^2}{22,75} + 1705,45 < 0 \Rightarrow A = 0$$

entraînement des Armatures de Traction:

$$\text{Laissons Courir 2T12} \Rightarrow p = 7,54 \text{ cm}$$

$$\tau_{de} = \frac{T}{p \cdot z} = \frac{1705,45}{7,54 \cdot 22,75} = 9,94 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{de} = 24 \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,69 \cdot 5,9 = 19,94 \text{ Kg/cm}^2$$

On a bien $\bar{\tau}_{de} > \tau_{de}$

Appuis Intermédiaires:

$$-\frac{|M|}{3} + T = -\frac{1690,20 \cdot 10^2}{22,75} + 2355,57 < 0 \Rightarrow A = 0$$

Vérification des Armatures de Traction à l'entraînement.

Laissons courir 2T12 $\Rightarrow p = 7,54 \text{ cm}$

$$\tau_{de} = \frac{2355,57}{7,54 \cdot 22,75} = 13,73 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{de} = 19,94 \text{ Kg/cm}^2$$

Compression dans la bielle d'about:

$$c > \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_b} = \frac{2 \cdot 1705,45}{25 \cdot 68,7} = 1,99 \text{ cm} \text{ soit } c = 4 \text{ cm}$$

ANCRAGE:

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

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \cdot 1,69^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot 1,69^2 \cdot 5,9 = 20,8 \text{ Kg/cm}^2$$

Longueur de scellement droit:

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} = \frac{1,2}{4} \frac{2800}{20,8} = 40,38 \text{ cm}$$

Vu la largeur d'appui on utilise un ancrage par retour d'équerre.

$$l_1 = 25 - (4 + 4 + 6,6) = 14,6 \text{ cm}$$

$$l_3 \geq \frac{40,38 - (2 \cdot 1,66 + 14,6)}{1,89} = 5,93 \text{ cm} \text{ soit } l_3 = 6 \text{ cm}$$

la condition de non écrasement du béton est satisfaite.

Vérification de la flèche:

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{6} \text{ soit } \frac{1}{15,83} > \frac{1}{16} \text{ (vérifiée)}$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \text{ soit } \frac{1}{15,83} < \frac{1}{10,49} \text{ (non vérifiée)}$$

On doit donc justifier la flèche.

$$E = 7000 \sqrt{\sigma'_c} = 123\,529,4 \text{ Kg/cm}^2; \quad I = 25 \frac{30^3}{12} = 56\,250 \text{ cm}^4$$

$$p = 842 \text{ Kg/ml}^{-1}; \quad M'_g = 715,20 \text{ Kg.m}; \quad M'_d = 1690,2 \text{ Kg.m}; \quad l = 4,75 \text{ m}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} - \frac{M'_g + M'_d}{16 \cdot E \cdot I}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot 8,42 \cdot 4,75^4}{384 \cdot 123\,529,4 \cdot 56\,250} - \frac{(715,20 + 1690,2) \cdot 10^2}{16 \cdot 123\,529,4 \cdot 56\,250}$$

$$f_{\max} = 0,80 \text{ cm} < \frac{l}{500} = \frac{475}{500} = 0,95 \text{ cm}$$

la flèche est donc admissible.

DESCENTE DES CHARGES

	Surface reprise en m ²	Poids de Poutr Repris	Charge Fermette provenant du plancher	Surcharge non majorée	Poids du Poteau	Acrotère	G	1,2P	1,1(G+1,2P)	1,1(G+1,2P) provenant du niveau supérieur	Total
A ₁	6,83	1375	4039	683	625	2231	8261	820	9081		
A ₂	13,66	1078	8060	1366	625	2328	12091	1639	13730		
B ₁	10,42	1531	6148	1042	625	1504	9808	1250	12164		
B ₂	20,84	1078	12296	2084	625	0	13999	2501	18150		
						Mur exterieur					
A ₁	6,83	1400	2663,7	2732	422	6152	10638	3278,4	13920	9081	23000
A ₂	13,66	1085	5327,4	5464	422	4949	11783,4	6556,8	18340	13730	32070
B ₁	10,42	1605	4063,8	4168	422	5595	11686	5001,6	18360	12164	30530
B ₂	20,84	1085	8127,6	8336	422	0	9634,6	10003,2	21600	18150	39750

Niveau. R.D. Chaussée

niveau Terrasse

Bloc laboratoire

NB: Tous les resultats sont en Kg

DESCENTE DES CHARGES (suite 1)

	D ₇	D ₆	G ₇	G ₆	B ₇	B ₆	A ₇	A ₆	xneopad
NIVEAU	12,64	6,32	17,82	8,91	15,28	7,64	10,12	5,06	Surface Reprise
	1735	1500	1735	1735	1482	1482	1482	1247	Poids de poutre Repris
TERRASS	490	490	490	490	490	490	490	490	Poids de poteau
	7458	3676	10514	5257	9015	4508	5971	2986	charge per- manente d'au plancher
D	1552	2037	0	1843	0	1581	1552	1824	Acrotère
	1264	632	1782	891	1528	764	1012	506	Surcharge non majorée
NIVEAU	11235	7703	12739	9325	10987	8061	7943	6547	G
	1517	758	2138	1069	1834	917	1215	607	1,2P
E	12752	8461	16365	11434	14103	9876	9158	7154	1,1(G+1,2P)
	3160	1580	4455	2228	3820	1910	2530	1265	Surcharge non majorée
TAGE	3792	1896	5346	2674	4584	2292	3036	1518	1,2P
	704	1618	1734	1734	1481	1481	704	1365	Poids de poutre repris
R.D.C	4930	2465	6950	3475	5959	2980	3947	1973	Charge Perm. de plancher
	489	489	489	489	489	489	489	489	Poids Poteau
	2268	4368	0	4431	0	3784	2413	3793	Mur extérieur
	12183	10836	15971	14084	13764	12129	10589	9138	1,1(G+1,2P)
	24935	19297	32336	25518	27867	22005	19747	16292	Total
	422	422	464	464	464	464	422	422	Poids de Poteau
	37540	30555	48771	40666	42095	34598	30758	25852	Total

Bloc administratif

NB: Tous les Resultats sont en Kg.

ETUDE DU VENT

L'ouvrage se trouve en région I site normal

DIRECTION DU VENT :

Pour les calculs on suppose que la direction d'ensemble moyenne du vent est horizontale.

Pression dynamique de base :

$$q = f(H)$$

Pour notre ouvrage $q = 50 \text{ daN/m}^2$

Modification de la pression dynamique de base :

pour H compris entre 0 et 500m le rapport q_H et q_{10} est défini par la formule :

$$q_H = q_{10} \cdot 2,5 \frac{H+18}{H+60}$$

On prendra la valeur moyenne c'est à dire aux $\frac{2}{3}$ de H

Bloc Laboratoire :

$$q_{3,73} = 50 \cdot 2,5 \frac{3,73+18}{3,73+60} = 42,62 \text{ daN/m}^2$$

Bloc administratif :

$$q_{5,27} = 50 \cdot 2,5 \frac{5,27+18}{5,27+60} = 44,56 \text{ daN/m}^2$$

EFFET DE SITE :

Notre ouvrage se trouvent dans la Région I site normal
on a :

$$k_s = 1$$

EFFET DE MASQUE :

Il n'y a pas d'effet de masque.

EFFET DES DIMENSIONS :

Les pressions dynamiques sont affectées d'un coefficient de Réduction fonction de la plus grande dimension de la surface offerte au vent.

$$\text{Bloc laboratoire : } \delta = 0,86 \Rightarrow q_{\text{lab}} = 42,62 \cdot 1 \cdot 0,86 = 36,65 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Bloc administratif } \delta = 0,88 \Rightarrow q_{\text{ad}} = 44,56 \cdot 1 \cdot 0,88 = 39,21 \text{ daN/m}^2$$

Perméabilité des parois:

C'est le rapport de la surface totale des ouvertures et de la surface totale de la paroi

Bloc Laboratoire

Bloc administratif

	Façades Principale et postérieure	Façade Est	Façade Ouest	Façade Est	Façade Ouest	Faç. Princip.	Faç. postérieure
y	34,14%	5%	0%	0%	5%	36%	29%

EFFETS DE DIMENSION: Coefficient γ_0 .

	Bloc. Labo. - rotoire	Bloc administratif
λ_a	$\frac{5,6}{24,33} = 0,23$	$\frac{7,91}{15,72} = 0,50$
λ_b	$\frac{5,6}{13,13} = 0,42$	$\frac{7,91}{12,32} = 0,64$

Valeur du coefficient γ_0 :

	Vent perpendic. grande face	Vent perpendiculaire à la petite face
Bloc laboratoire	$\gamma_0 = 0,93$	$\gamma_0 = 0,85$
Bloc administratif	$\gamma_0 = 1$	$\gamma_0 = 1$

Actions extérieures:

Actions moyennes:

Parois verticales:

face au vent: $C_e = +0,8$
 sous le vent: $C_e = -(1,3\gamma_0 - 0,8)$

Toitures:

Bloc laboratoire: $C_e = -0,32$

Bloc administratif: $C_e = -0,5$

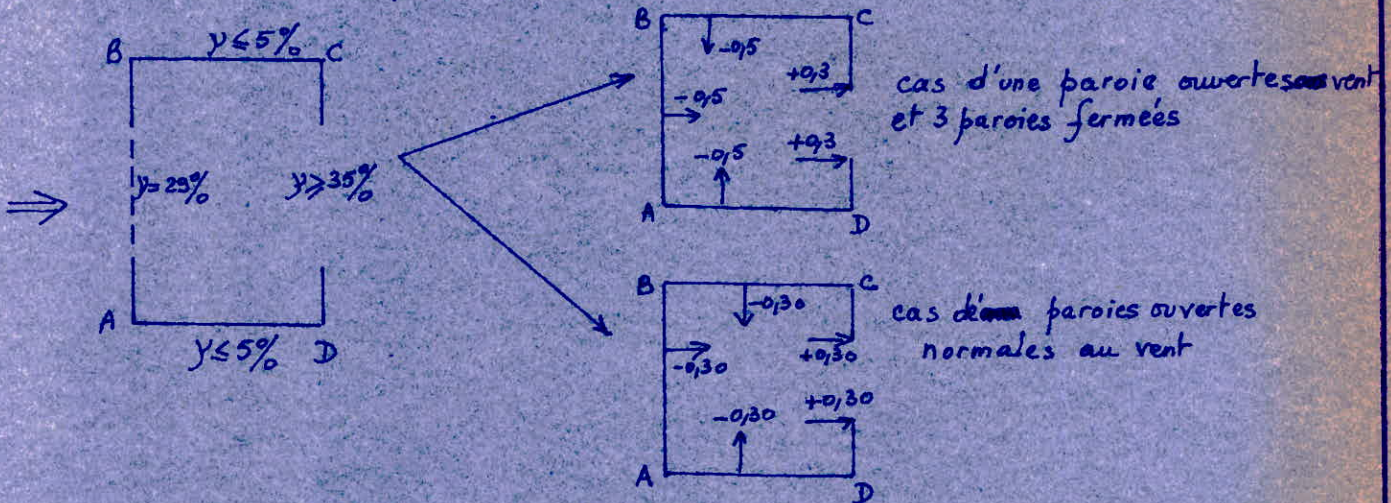
Actions intérieures:

Dans les 2 Cas nous devons faire des interpolations

1. Premier Cas: Bloc administratif

Nous sommes dans le cas de 2 parois fermées, une paroi ouverte et une paroi partiellement ouverte.

1.1. Cas où la paroi partiellement ouverte est au vent:



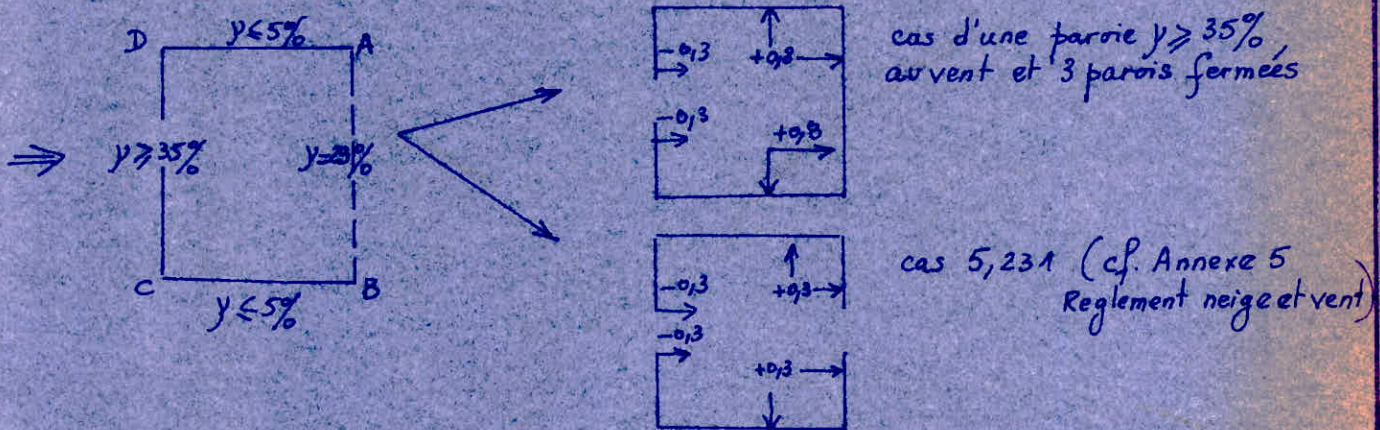
Parois AB, BC, AD:

$$C_i = -0,30 - 0,20 \frac{35-29}{35-5} = -0,34$$

Paroi CD

$$C_i = +0,30$$

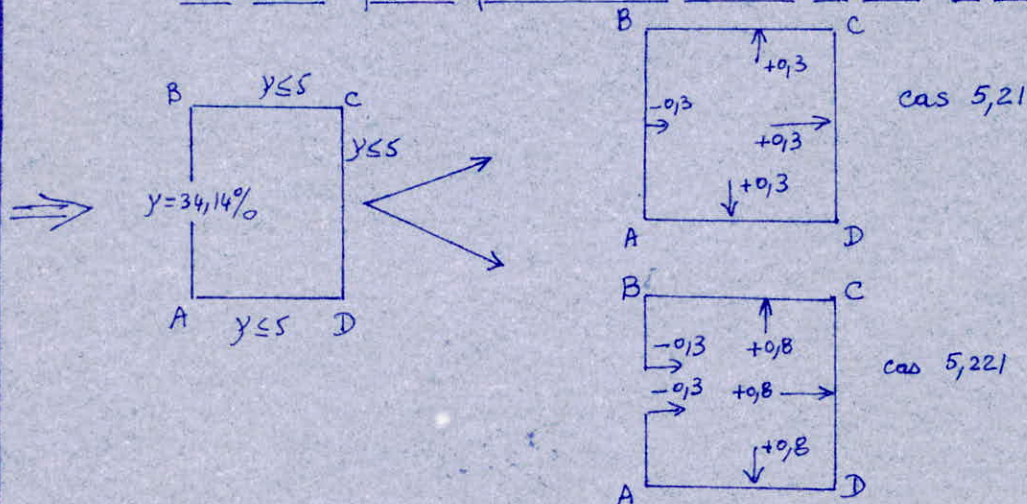
1.2 paroi partiellement ouverte sous le vent et normale au vent:



cas 5,231 (cf. Annexe 5 Règlement neige et vent)

2. Deuxieme Cas: Bloc laboratoire:

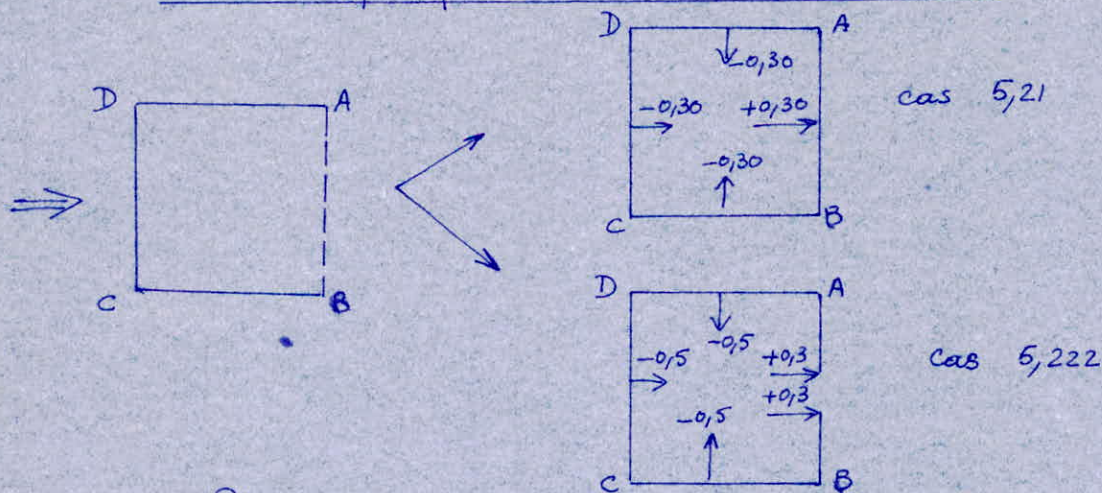
Nous avons 2 parois partiellement ouvertes opposées. Notre cas est donc intermédiaire entre les deux cas suivants: 1 paroi partiellement ouverte + 3 parois fermées et 1 paroi ouverte opposée à la partiellement ouverte, et 2 fermées.

2.1 Cas d'une paroi partiellement ouverte au vent et 3 parois fermées:

Paroi AB: $C_i = -0,30$

Parois BC, CD, AD

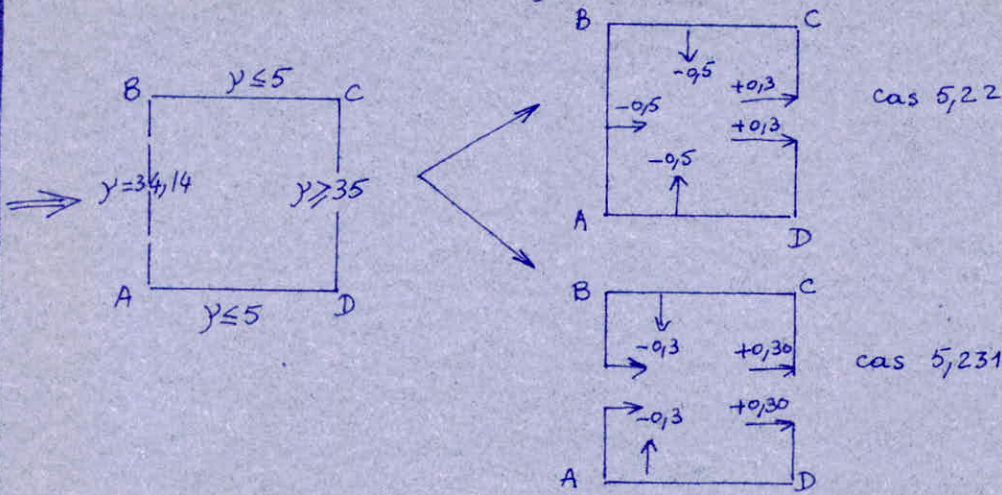
$$C_i = +0,30 + 0,50 \frac{34,14 - 5}{35 - 5} = 0,786$$

2.3 Cas de la paroi partiellement ouverte sous le vent:

Parois BC, CD et AD

$$C_i = -0,30 - 0,20 \frac{34,14 - 5}{35 - 5} = -0,494$$

2.4 La paroi opposée à la paroi partiellement ouverte est ouverte et est face sous-vent :



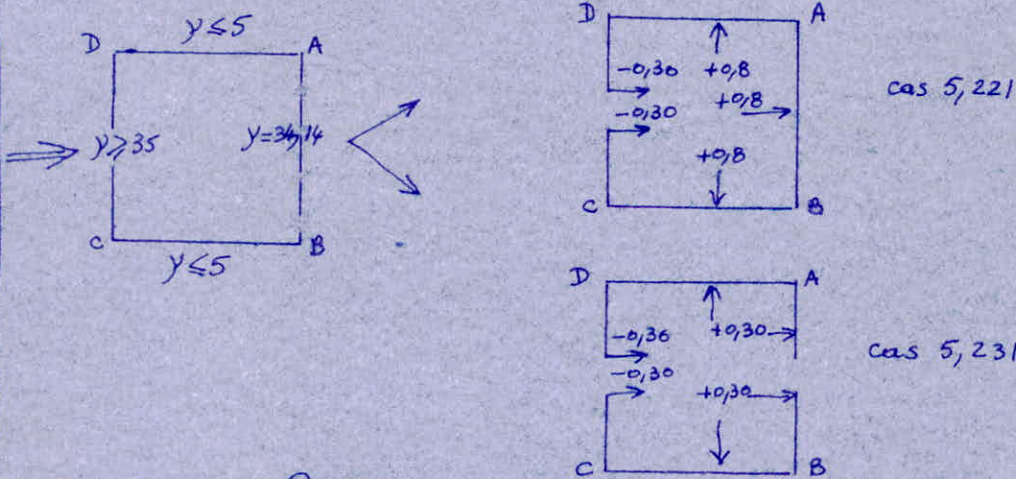
Parois AB, BC, AD

$$C_i = -0,30 - 0,20 \frac{35 - 34,14}{35 - 5} = -0,305$$

Paroi CD

$$C_i = +0,30$$

2.2 La paroi opposée à la paroi partiellement ouverte est ouverte et est au le vent :



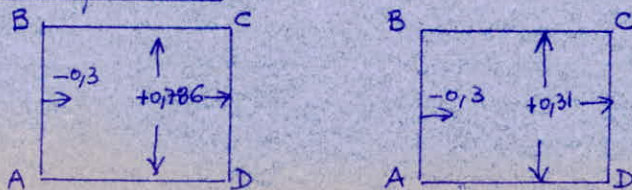
Paroi CD

$$C_i = -0,30$$

Parois AB, BC, AD

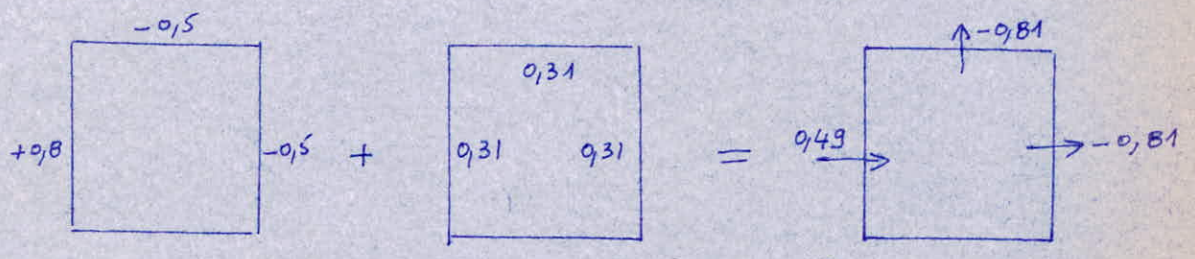
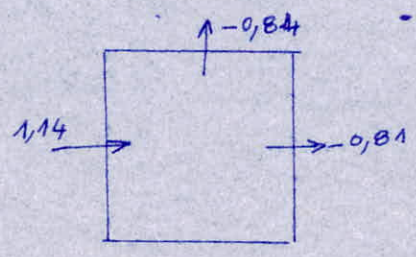
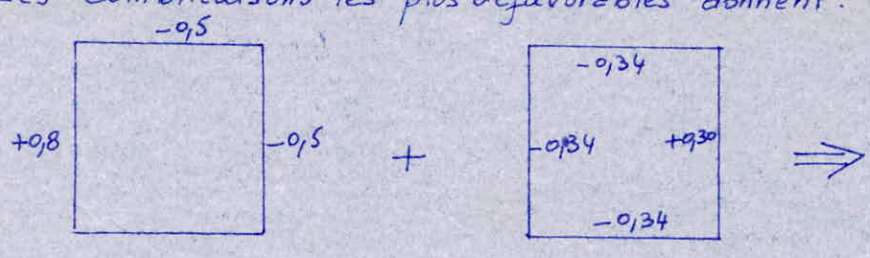
$$C_i = +0,30 + 0,50 \frac{35 - 34,14}{35 - 5} = 0,31$$

Interpolation:



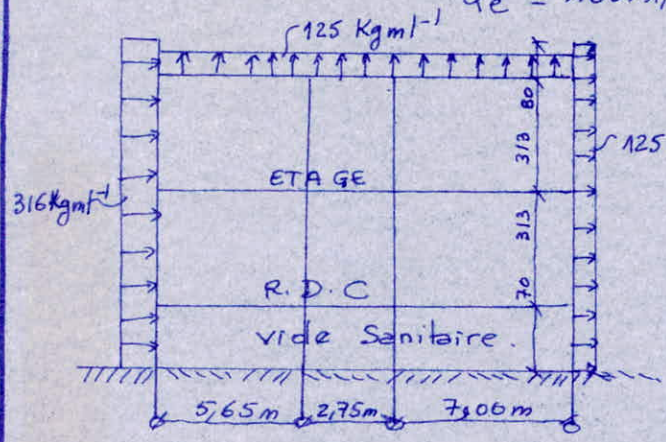
ETUDE DU BLOC Administratif:

Les Combinaisons les plus défavorables donnent:



On étudiera le premier cas c'est à dire le plus défavorable dans le cas du vent extrême.

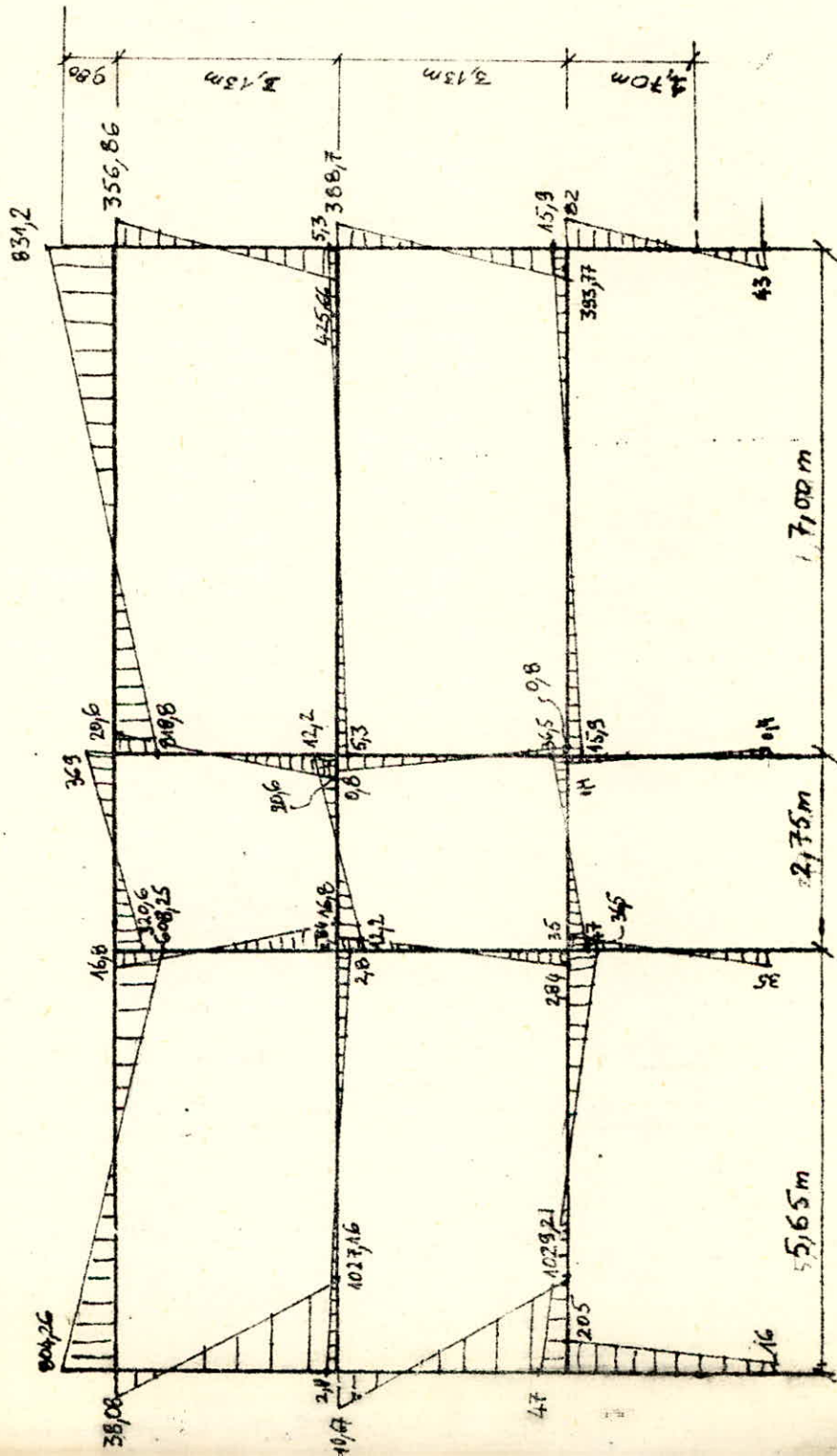
$q_n = 39,21 \cdot C_m = 39,21 \cdot 1,14 = 44,70 \text{ daN/m}^2 = 45 \text{ Kg/cm}^2$
 L'effort du vent repris par une file de poteaux est
 $Q = 45 \cdot 4 = 180 \text{ Kg.ml}^{-1}$
 $Q_e = 180 \cdot 1,75 = 315 \text{ Kg.ml}^{-1}$



Le système sera étudié par la Méthode de CROSS.

Diagramme des efforts tranchants

(Bloc administratif).



EFFORTS NORMAUX DANS LES poteaux:

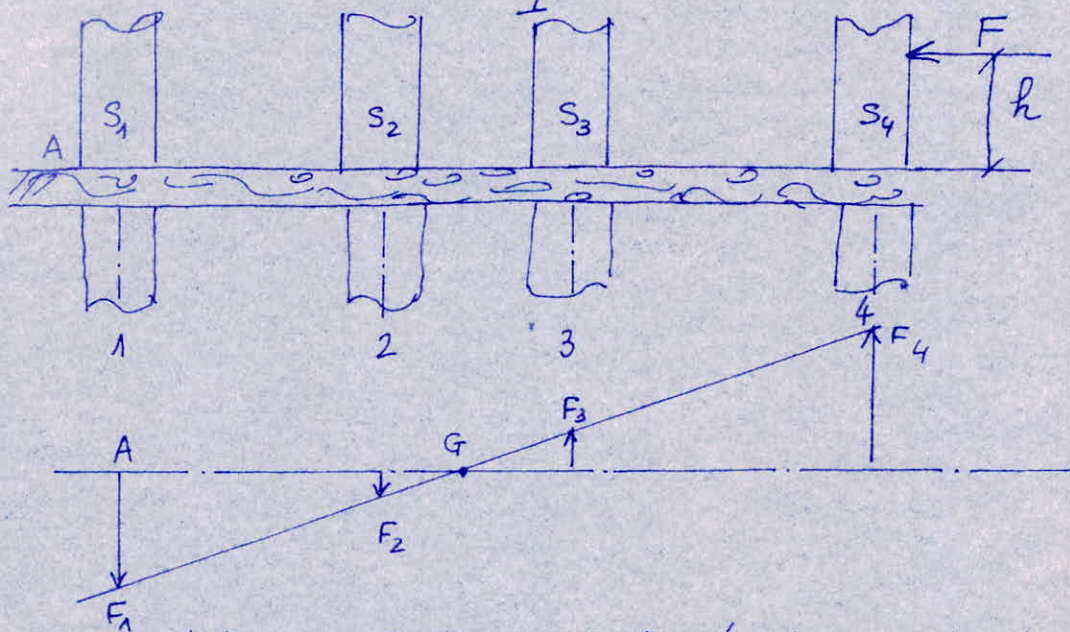
1. Methode de Calculs (d'après GUERRIN.)

Les efforts horizontaux (vent) dus au vent vont surcharger ou décharger les poteaux. La methode de détermination de ces efforts sera la suivante:

Pour notre cas nous avons un tronçon composé de 4 poteaux irrégulièrement espacés. Soit F la Resultante des efforts horizontaux dû au vent au dessus de l'Etage Considéré et à la distance h de ce niveau. Le moment à équilibrer dans les poteaux sera $M = F \cdot h$. Ce Moment va Introduire dans les différents poteaux des efforts F_1, F_2, F_3, F_4 . Soient S_1, S_2, S_3, S_4 les sections des poteaux et G la position du Centre de Gravité de ces surfaces qui détermine les distances d_1, d_2, d_3, d_4 . Soit I le moment d'Inertie des sections des poteaux

$$I = S_1 d_1 + S_2 d_2 + S_3 d_3 + S_4 d_4$$

On aura alors: $F_i = \frac{M d_i S_i}{I}$



Nous constatons que 2 poteaux sont chargés alors que les deux autres sont déchargés. Lorsque le vent souffle dans l'autre sens c'est l'inverse qui se produit.

2. CALCULS:

Nous avons: $S_1 = S_2 = S_3 = S_4 = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$

$$I = \sum_{i=1}^4 S_i d_i^2$$

Centre de Gravité:

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow \frac{625(565 + 840 + 1540)}{625 \times 4} = c = 736,25 \text{ cm}$$

$$I = \sum_{i=1}^{i=4} S_i d_i^2 = 0,0625 (7,36^2 + 1,71^2 + 1,04^2 + 8,04^2) = 7,67 \text{ m}^4$$

cas du vent soufflant de la droite vers la gauche (paroi principale face au vent)

$$H = \frac{7,91}{2} = 3,96 \text{ m}$$

le moment à équilibrer dans les poteaux sera:

$$M = F \cdot H = (316 + 125) \cdot 7,91 \cdot \frac{7,91}{2} = 3488,31 \cdot 3,96 = 13796,266 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$F_1 = \frac{M d_1 S_1}{I} = \frac{13796,266 \cdot 7,36 \cdot 0,0625}{7,67} = 827,42 \text{ Kg}$$

$$F_2 = \frac{M d_2 S_2}{I} = \frac{13796,266 \cdot 1,71 \cdot 0,0625}{7,67} = 192,24 \text{ Kg}$$

$$F_3 = \frac{M d_3 S_3}{I} = \frac{13796,266 \cdot 1,04 \cdot 0,0625}{7,67} = 116,92 \text{ Kg}$$

$$F_4 = \frac{M d_4 S_4}{I} = \frac{13796,266 \cdot 8,04 \cdot 0,0625}{7,67} = 903,86 \text{ Kg}$$

On vérifie bien qu'on a l'équilibre $F_1 + F_2 = 1019,65 \approx F_3 + F_4 = 1020,8$

D'autre part l'action du vent sur la Terrasse entraîne une décharge dans tous les poteaux qui s'ajoutera à la décharge des poteaux 3 et 4 et qui se retranchera aux poteaux 1 et 2

La Décharge d'un poteau sera:

$$\frac{125 \cdot 15,4}{4} = 481,25 \text{ Kg}$$

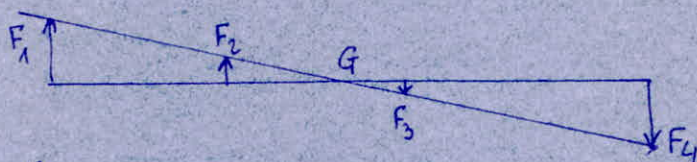
Poteau 3 sera déchargé de $481,25 + 116,92 = 598,17 \text{ Kg}$ qu'il faudra Retrancher à la descente des charges.

Poteau 4 sera déchargé de $481,25 + 903,86 = 1385 \text{ Kg}$ à Retrancher de la descente des charges.

Poteau 1 sera chargé de $827,42 - 481,25 = 346 \text{ Kg}$ à ajouter à la descente des charges.

Poteau 2 sera déchargé de: $481,25 - 192,24 \text{ Kg} = 289 \text{ Kg}$ à Soustraire de la descente des charges

Cas du vent soufflant de la Gauche vers la droite:



On aura : $F_1 = 827,42 \text{ Kg}$

$$F_2 = 192,24 \text{ Kg}$$

$$F_3 = 116,92 \text{ Kg}$$

$$F_4 = 903,86 \text{ Kg}$$

Poteau 1 sera déchargé de $481,25 + 827,42 = 1308,7 \text{ Kg}$
 " 2 " " " $481,25 + 192,24 = 673,5 \text{ Kg}$
 " 3 " " " $481,25 - 116,92 = 364,3 \text{ Kg}$
 " 4 " chargé de $903,86 - 481,25 = 422,61 \text{ Kg}$

Interpretation:

Lorsque nous tenons compte du vent nous constatons que dans les cas les plus défavorables on a une charge supplémentaire de $422,61 \text{ Kg}$ sur le poteau 4 et 364 Kg sur le poteau 1. Ces charges sont négligeables devant les autres charges qui sont de l'ordre de 30 Tonnes et d'autant plus que l'on sait que lorsque nous tenons compte de l'action du vent les surcharges ne doivent pas être majorées de 20%.

La poutre la plus sollicitée par le vent est celle du niveau terrasse. Une Rapide Vérification nous a montré que ces moments n'ont aucune influence ou du moins elle est négligeable.

De ce fait nous ne ferons pas d'étude du vent sur le bloc laboratoire d'autant plus que la hauteur de ce bloc est inférieure à celle du bloc administratif que nous venons d'étudier. ($5,61 \text{ m}$ pour $7,91 \text{ m}$) mais nous prévoirons néanmoins un chaînage (cf plans de Coffrage).

CALCULS DES POTEAUX

Introduction et Methode de Calcul:

On distingue:

1. Les pieces non frettées

$$\text{On a: } \sigma'_b = \frac{N}{B+nA}$$

Les pieces non frettées peuvent être sujettes au flambement ou non

N: effort normal

B: section de béton

n: coef. d'équivalence Acier. béton
n = 15

A: Section d'Acier.

2. Les pieces frettées:

Ce cas est généralement réservé aux pieces courtes et fortement chargées (têtes de pieux, appareils d'appuis....)

CAS DES pieces non frettées et non sujettes au flambement:

$$\text{On a: } \sigma'_b = \frac{N}{B+nA_\ell}$$

A_ℓ : Section des Armatures longitudinales.

$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{bo} \quad (1)$$

$$\sigma'_a \leq \bar{\sigma}'_a \quad (2)$$

$$(1) \Rightarrow \frac{N}{B+nA_\ell} \leq \bar{\sigma}'_{bo} \quad \text{d'où } A_\ell$$

Determination de la Section de béton:

On suppose que la section de béton est suffisante

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}'_{bo}}$$

Section d'Armatures longitudinales:

La section de béton étant suffisante il suffira alors de prendre la section minimum des Aciers longitudinaux soit:

$$A_\ell \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{bo}}$$

avec:

θ_1 : fonction de la position du poteau

θ_2 : coefficient tenant compte de la susceptibilité du poteau vis à vis du flambement et de l'importance du noyau armé.

θ_3 : fonction de la nuance des Aciers.

si la section de beton est minimum mais

$$B \geq 0,57 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{bo}} \quad \text{mais on prend toujours}$$

$$B \geq 0,8 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{bo}} \quad \text{qui est la section minimum conseillé}$$

Dans ce cas la section d'Aciers sera la section maximum donnée par les formules suivantes:

$$Al \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{bo}}$$

$$Al \geq \frac{N}{\sigma_a} - \frac{B}{n} \quad (\text{pour les Fe E22 et 24 seulement})$$

$$Al \geq \frac{1}{n} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}'_{bo}} - B \right)$$

$$Al \leq \frac{B}{20}$$

Armatures transversales:

l'espacement t de 2 cours successifs est égal à la plus faible des deux valeurs suivantes:

$$t = \min \begin{cases} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{lmax}) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{bo}} \right) \\ t_2 = 15 \phi_{lmin} \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{bo}} \right) \end{cases}$$

Dans une zone de Recouvrement le nombre γ de cours d'Armatures transversales doit être au moins égal à:

$$\gamma = \max \begin{cases} \gamma = 3 \\ \gamma = 0,4 \frac{\phi_{lmax}^2}{\phi_t^2} \cdot \frac{\sigma_{ent}}{\sigma_{ent.}} \end{cases}$$

Cas Des pièces Sujettes au flambement:

Pour une section rectangulaire on tient compte du flambement si $l_c \geq 14,4a$ (a : plus petit côté de la section)

l_c défini à l'Article 53-2 du CCBA68

Pour les calculs on utilisera la Méthode approchée qui consiste à affecter d'un coefficient $K > 1$ la charge N puis à faire le calcul comme en Compression simple.

$$\frac{KN}{B+nAl} \leq \bar{\sigma}'_{bo}$$

$$K = f(\lambda) \quad \lambda \leq 50 \Rightarrow K = 1 \quad \lambda > 50 \Rightarrow K = 1 + 5 \left(\frac{\lambda}{50} - 1 \right)^{3/2}$$

section de Béton: On adopte la condition de sécurité

$$\frac{KN}{B} \leq \bar{\sigma}'_{bo} \quad (1)$$

On a 2 inconnues K et B . Pour une section rectangulaire on fixe b .

$$\lambda = \frac{l_c \sqrt{12}}{a} \Rightarrow a = l_c \frac{\sqrt{12}}{\lambda}$$

$$(1) \Rightarrow K\lambda \leq \frac{b l_c \sqrt{12} \cdot \bar{\sigma}'_{bo}}{N} \quad \text{On trouve } K\lambda \text{ on tire } \lambda \text{ d'un}$$

tableau et on calcul a .

Pour les Armatures longitudinales on prend la section minimum

Pour les Armatures transversales: elles sont déterminées

comme en Compression simple mais avec $\sigma'_b = \frac{KN}{B+nA}$

DETERMINATION DES POTEAUX. NIVEAU TERRASSE bloc administratif

$h = 3,15\text{ m}$

$l_c = 0,9 h = 0,9 \cdot 3,15 = 283,5\text{ cm}$

$a = 15\text{ cm}$

$l_c = 283,5\text{ cm} < 14,4 \cdot a = 14,4 \cdot 25 = 360\text{ cm}$

Le flambement n'est donc pas à prendre en considération dans les calculs

D7	D6	C7	C6	B7	B6	A7	A6	Poteaux
12752	8461	16365	11434	14103	9876	9158	7154	N en Kg
186	123	238	166	205	144	134	105	$B \geq \frac{N}{\sigma_{bo}} \text{ en cm}^2$
25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	Section de béton
Rive	Angle	Intermédiaire	Rive	Intermédiaire	Rive	Rive	angle	Nature
1,4	1,8	1	1,4	1	1,4	1,4	1,8	θ_1
3,96	3,96	3,96	3,96	3,96	3,96	3,96	3,96	θ_2
1,525	1,525	1,525	1,525	1,525	1,525	1,525	1,525	θ_3
1,96	1,68	1,80	1,76	1,55	1,520	1,409	1,414	$AB, \frac{1,25}{100} \theta_1, \theta_2, \theta_3 \frac{N}{\sigma_{bo}} \text{ en cm}^2$
4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	choix des aciers
19	12,6	24,35	17	21	14,7	13,63	10,64	$\sigma'_b \text{ en Kg/cm}^2$
77,6	81,7	74	78,9	76,2	80,4	81,1	83	$t_1 \text{ en cm}$
25,9	27,2	24,7	26,3	25,4	26,8	27	27,7	$t_2 \text{ en cm}$
25	25	20	25	25	25	25	25	$t \text{ en cm}$
3	3	3	3	3	3	3	3	γ

$\sigma'_{bo} = 68,7 \text{ Kg/cm}^2$

$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{283,5}{4 \cdot 25 - 2 \cdot 22} = 3,96$

(c: enrobage)

les aciers transversaux font 6mm de diamètre ($\phi_t = 6$)

$e = 90 \text{ ou } 25 \text{ cm}$

DETERMINATION DES POTEAUX - niveau étage - bloc administratif

$h = 3,15\text{ m}$ $l_c = 0,9h = 283,5\text{ cm} < 14,4 \cdot 25 = 360\text{ cm} \Rightarrow$ le flambement ne sera pas pris en considération dans les calculs

D ₇	D ₆	C ₇	C ₆	B ₇	B ₆	A ₇	A ₆	Poteaux
24935	15297	32336	25518	27067	22005	19747	16292	N en Kg
363	201	471	372	406	320	288	238	$B > \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}}$ en cm ²
25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	Section choisie
Rive	Angle	Interméd. -diaire	Rive	Interméd. -diaire	Rive	Rive	Angle	Nature
1,4	1,8	1	1,4	1	1,4	1,4	1,8	Ø ₁
3,96	3,96	3,96	3,96	3,96	3,96	3,96	3,96	Ø ₂
1,525	1,525	1,525	1,525	1,525	1,525	1,525	1,525	Ø ₃
3,92	3,9	3,58	4,011	3,08	3,5	3,104	3,296	Al en cm ²
4T12	4T12	4T12	4T12	4T10	4T12	4T10	4T12	choix des aciers
36	27,9	46,7	36,8	40,22	31,8	28,50	23,52	σ'_b en Kg/cm ²
62	66,9	55,4	61,5	59,4	64,6	66,6	69,6	t ₁
26,6	28,7	23,8	26,4	25,5	27,6	28,5	29,8	t ₂
26	28	23	26	25	27	28	29	t
6	6	6	6	6	6	6	6	φ _t en mm
3	3	3	3	3	3	3	3	λ

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 68,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{283,5}{4 \cdot 25 - 2 \cdot 2} = 3,96$$

cadres φ 6 e = 20 m 25

DETERMINATION DES POTEAUX. niveau RDC bloc administratif

$$h = 290 \text{ cm}$$

$$l_c = 0,7h = 203 \text{ cm} < 14,4 \cdot 25 = 360 \text{ cm}$$

Le flambement n'est donc pas à prendre en compte dans les calculs.

D ₇	D ₆	C ₇	C ₆	B ₇	B ₆	A ₇	A ₆	Poteaux
37540	30555	48771	40066	42095	34598	30758	25852	N en Kg
547	445	710	583	613	504	448	376	$B > \frac{N}{\sigma_{b0}}$ en cm ²
25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	Section choisie
Rive	angle	inter- édiaire	Rive	Inter- édiaire	Rive	Rive	angle	Nature
1,4	1,8	1	1,4	1	1,4	1,4	1,8	θ_2
3,12	3,12	3,12	3,12	3,12	3,12	3,12	3,12	θ_2
1,525	1,525	1,525	1,525	1,525	1,525	1,525	1,525	θ_3
3,13	4,8	5,67	4,9	3,65	4,20	3,73	4,03	Al en cm ²
4T12	4T14	4T14	4T14	4T12	4T12	4T12	4T12	choix des aciers
54,2	42,6	55,9	68	60,8	49,9	44,4	37,32	σ'_b en Kg/cm ²
50,9	53,8	39,4	46,3	46,8	53,5	56,9	61,2	t_1
21,8	28,9	21,2	24,9	20	22,9	24	26	t_2
21	28	21	24	20	22	24	26	t
3	4	4	4	3	3	3	3	γ

$$\theta_2 = 1 + \frac{203}{4 \cdot 25 - 2 \cdot 2} = 3,12$$

DETERMINATION DES POTEAUX

Bloc laboratoire niveau REZ DE CHAUSSEE

$h = 290\text{cm}$

$a = 25\text{cm}$

$l_c = 0,7h = 203 < 14,4 \cdot 25 = 360\text{cm}$

Le flambement ne sera donc pas pris en consideration dans les Calculs

B_2	B_1	A_2	A_1	Poteaux
39750	30530	32070	23000	N en Kg
580	445	467	334,8	$B > N/\sigma_b$
25x25	25x25	25x25	25x25	Section adoptée
1	1,4	1,4	1,8	θ_1
3,11	3,11	3,11	3,11	θ_2
1,525	1,525	1,525	1,525	θ_3
$3,43\text{cm}^2$	$3,7\text{cm}^2$	$3,88\text{cm}^2$	$3,58\text{cm}^2$	A en cm^2
4T12	4T12	4T12	4T12	choix des Aciers
57,40	44,07	46,30	33,20	σ_b en Kg/cm^2
6	6	6	6	ϕ_t en mm
49	57	56	64	t_1 en cm
21	24	24	27	t_2 en cm
20	20	20	25	t en cm
3	3	3	3	γ

$$\theta_2 = 1 + \frac{203}{4 \cdot 25 - 2 \cdot 2} = 3,11$$

E S C A L I E R S

TERMINOLOGIE ET NOTATION (d'après Guerin tomr iv)

Les escaliers se comportent d'un carton nombre de marches
 emmarchement : longueur des marches

giron : (G) largeur d'une marche

h : hauteur

paillasse plafond qui monte sous les marches .

contre marche partie verticale d'une marche

limon appui des marches volée : suite ininterrompue des marches

Palier: partie horizontale entre 2 Volées.

DIMENSIONNEMENT

Nous avons $H = 1,43$ m et $L = 2,70$ m

soit n le nombre de contremarches, en aura alors $(n-1)$ marches
 connaissant h et l , on obtient le nombre de marches
 ainsi que leurs dimension par les relations suivantes .

$2h + G = 64$ (condition de montée les Escaliers)

$nh = H$; $(n-1)g = L$

n est racine de l'équation $64n^2 - n(64 + 2H+L)2h = 0$

On trouve $n = 9,2$ soit $n = 10$ Contre marches soit

9 Marche hauteur d'une marche :

hauteur $= 15$ Cm . $h = \frac{H}{n} = 14,3$ Cm soit

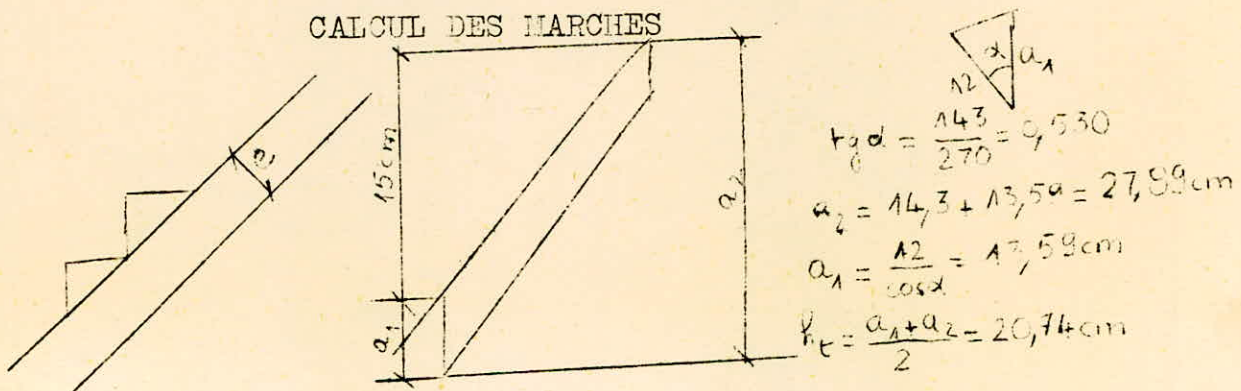
$h = 15$ Cm est acceptable .

$g = \frac{L}{n-1} = \frac{2,70}{9} = 30$ Cm $>$ 23 Cm (acceptable)

$h = 15$

$g = 30$ Cm

CALCUL DES MARCHES



La marche est assimilée à une poutre de section (2IX 30) et de largeur l'émarchement qui est dans notre cas égale à 1,20m la poutre est simplement posée charge sur la marche

$$\begin{aligned} \text{Poids propre de la marche: } & 2500 \cdot 0,21 \cdot 0,30 & 157,5 \text{ Kgml} \text{ --/} \\ & & 26,1 \text{ Kgml} \text{ --/} \\ & & 150 \text{ Kgml} \text{ --/} \\ \text{revêtement de la marche: } & 2900 \cdot 0,03 \cdot 0,30 \\ \text{Sur charge : (poids de 2 personnes)} & \\ \text{TOTAL : } q = & 33,6 \text{ Kg .ml} \text{ --/} \end{aligned}$$

$$M = G l \frac{q}{8} = 340 \cdot 1,20 \cdot \frac{33,6}{8} = 61,2 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} b = 30 \text{ cm}, \quad ht = 21 \text{ cm}, \quad d = 3 \text{ cm}, \quad h = 18 + 3 \text{ cm}, \quad y/a = 0,337, \quad I/a = 0,887, \\ \alpha_n = 0,348 \\ n = 00,030 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_b' = n \cdot \frac{\sigma_a}{b \cdot h} = 15,24 \text{ Kg/cm}^2 < 2 \cdot 60 = 137,4 \text{ Kg/cm}^2 \\ A_a = \frac{\alpha_n}{n} = \frac{0,348}{0,030} = 11,6 \text{ cm}^2 < w_{\text{mini}} = 1,55 \cdot 10^{-3} \\ \frac{A}{bh} = 0,2210^{-3} \end{aligned}$$

on prend le pourcentage minimum $A = 2T \cdot 3 = 1,00 \text{ cm}^2$

Resistance à l'effort tranchant :

$$T = Q \frac{l}{2} = 333,6 \cdot \frac{1,20}{2} = 200,16 \text{ Kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{200,16}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 18} = 0,42 \text{ kgf/cm}$$

$$\sigma_b' < \sigma_{b0} \Rightarrow \tau_b = 3,5 \sigma_b = 20,65 \text{ Kg/cm} > \tau_b \quad (\text{Verifié})$$

armatures transversales

$$\sigma_{at} = f_a \sigma_{en} \quad \text{avec } f_a = \begin{cases} 2/3 \\ \frac{a-b}{1} \end{cases} \tau_b = 0,992$$

$$\text{espacement : soit } a_t = \frac{2400}{\sigma_{at}} = 2381 \text{ Kg/cm}$$

$$t = \frac{A_t \cdot z}{T} \cdot \sigma_{at} = \frac{1,00 \cdot 7}{200,16} \cdot 2381 = 73 \text{ cm}$$

Espacement admissible :

$$\bar{t} = \max \left(0,2 h = 0,2 \cdot 18 = 9 \text{ cm} \right. \\ \left. h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{b}}{\bar{a}} \right) = 18 \left(1 - 0,3 \frac{0,42}{5,9} \right) = 17,61 \text{ cm} \right.$$

On prendra $t = 17 \text{ cm}$.

Traction des armatures inférieures :

$$A \bar{\sigma}_a \gg T \text{ soit } 1.2800 > 200,16 \quad (\text{Vérifié})$$

e ntrainement des Armetures de traction

$$T = 200,16 \cdot 8 = 2,53 \text{ Kgf/cm}$$

$$b.z \quad \bar{v} = 5,02$$

Contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'ancrage normal:
Longueur . Scellement droit: $\bar{d} = 1,25 d \bar{b} = 1,25 \cdot 1,69 \cdot 5,9 = 21,06 \text{ Kgf/}$

$$l_d = \frac{d}{4} \frac{\bar{a}}{\bar{a}_d} = \frac{0,8}{4} \cdot \frac{2800}{21,06} = 27 \text{ Cem}$$

CALCUL DE LA POUTRE PARFAIT INCORPOREE A LA CLOISON

la poutre est inclinée : elle est soumise à :

$q \sin d$ qui crée un effort normal N.

$q \cos d$ qui est normale à la poutre .

la poudre est projetée sur l'horizontale et est calculée comme reposant sur 2 Appui

$$\text{poids propre: } 2500 \cdot 0,30 \cdot 0,10 = 75 \text{ Kgml-}/$$

$$\text{enduit sur la poudre : } 1400 \cdot 0,02 \cdot 0,30 = 8,34 \text{ Kgml-}/$$

$$\text{poids de la cloison : } 123 (2,86 - 0,30) = 314,88 \text{ Kgml-}/$$

Poids enduit sur la cloison

$$60 (2,86 - 0,30) = 153,6 \text{ Kgml-}/$$

Charges uniformisées transmises

$$\text{par les parches } \frac{200,16}{0,30} = 667,2 \text{ Kgml-}/$$

$$Q = 75 + 8,34 + 314,88 + 153,6 + 667,2 = 1220 \text{ Kgml-}/$$

$$\text{Ferçailage : } M = Q \cdot \frac{l^2}{2} = 1220 \cdot \frac{2,72^2}{2} = 1112 \text{ Kgm}$$

$$Y_a = 8,81 ; d' = 0,359 ; a_n = 10,08 ; n = 0,560 \quad (n = n)$$

$$A_a = 10,08 \cdot 10,26 = 2,016 \text{ Cm}^2 = 2 \cdot T \cdot 12 = 2,26 \text{ Cm}^2$$

$$15 \quad 100$$

$$w = \frac{a}{b \cdot h} = 0,7 \cdot 10^{-5} \quad w_{\min} = 0,54 \frac{5,9}{2800} \frac{(30)^2}{25} = 1,51 \cdot 10^{-3} \quad (\text{v\u00e9rifi\u00e9e})$$

Armatures sup\u00e9rieures :

$$M = 0,15 M_0 = A = 2T6 = 0,56 \text{ Cm}^2$$

Resistance \u00e0 l'effort tranchant :

$$T = q \cdot l = 1647 (\text{Kh}) \cdot V_g$$

$$\tau_b = \frac{T}{B \cdot z} = \frac{1647}{10 \cdot 7} = 23,62 \text{ kgf/cm}$$

$$\sigma_b = 0,56 \cdot 188,67 = 104,63 \text{ Kgf/cm} \quad b_o = b = (4,5 - B) b = 17,57 \text{ Kgf/cm}$$

$$b = 7,24 \text{ Kgf/cm} \quad b = 17,57 \text{ Kgf/cm} \quad (\text{V\u00e9rifi\u00e9})$$

Armature transversales :

$$a_t = 2072 \text{ Kgf/cm}$$

$$a_t = 2 \cdot \phi 8 = 1,00 \text{ Cm}^2$$

$$t = 23,62 \text{ Cm}$$

$$t = 16,42 \text{ Cm} \quad t = 1 - \text{cm}$$

TRACTION des armatures inf\u00e9rieurs :

$$M = 0, \quad T = 1647 \text{ Kg} \quad A = 2,26 \cdot 2800 = 6328 \text{ Kg} \quad T = 1647$$

Entra\u00eenement des armatures de traction :

$$(\text{on laisse courir les 2 T I2}) \quad p = 23,77 = 7,54 \text{ Cm}$$

$$d = \frac{T}{d} = 9,60 \text{ Kgf/cm} \quad d = 17,57 \text{ Kgf/cm}$$

longueur de scellement droit :

$$l_d = \frac{\phi}{4} = \frac{a}{d} = \frac{0,6}{4} \frac{2800}{21,06} = 19,94 \text{ Cm} = 20 \text{ cm}$$

ETUDE DE LA POUTRE PARAPET Supportent le palier

estimation des charges :

$$\text{poids propre de la poutre} \quad 2500 \cdot 0,30 + 0,10 = 75 \text{ Kgml-}$$

$$\text{Enduit sur la poutre :} \quad 1400 \cdot 0,2 \cdot 0,30 = 84 \text{ Kgml-}$$

$$\text{Poids de Mur :} \quad 950 \cdot 1,20 = 1140 \text{ Kgml-}$$

$$\text{Poids enduit sur le mur } 60(2,06 - 0,30) = 153,6 \text{ Kgml-}$$

$$\text{Charge uniforme due au palier } 612 \cdot 1,20 = 734,4 \text{ Kgml-}$$

$$\text{Ferailage : } M = 283,6 \text{ Kgm}$$

$$a = 2,24 ; I = 0,198 ; a_n = 2,45 ; \quad = 0,248$$

$$Aa = \frac{2,45}{15} \cdot \frac{10,26}{100} = 0,424 \text{ Cm}^2 \quad b_n \frac{a}{n} = 46,3 \text{ Kg/cm}^2$$

137,4 Kg/cm

Vérification du pourcentage minimum :

$$w = \frac{A}{bh} = 1,63 \cdot 10^3 \quad w_{\min} = 1,51 \cdot 10^3 \quad (\text{Vérifié})$$

$$\text{On prend donc } A = 2T8 = 1,00 \text{ Cm}^2$$

Armatures supérieures :

$$A = 2T5 = 0,39 \text{ Cm}^2$$

Resistance à l'effort tranchant:

$$T = 942 \text{ Jg}$$

$$b = \frac{T}{bz} = 4,14 \text{ Kg/cm}$$

bz

$$b = 46,3 \text{ Kg/cm} \quad b_0 \quad b = 3,5 \quad b = 3,5 \quad b = 20,65 \text{ Kg/cm}$$

XX
XX

Armatures transversales

$$Adx \times Be E \quad 24 \quad \text{en } 2400$$

$$at = 2212 \text{ Kg/cm}$$

$$At = 2 \phi 5 = 0,39 \text{ Cm}^2$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

Traction des Armatures inférieures :

$$A \quad a = 0,39 / 2300 \quad T = 946 \text{ Kg}$$

Entraînement des Armatures de traction:

$$\text{laissons courir les } 2 \text{ T } 8 \quad p = 2. \quad 2,5I = 5,02 \text{ cm}$$

$$b = \frac{T}{pz} = \frac{946}{5,02 \cdot 22,75} = 8,28 \text{ Khf/cm} \quad d = 20,65 \text{ Dgf/cm}$$

$$pz = 5,02 \cdot 22,75$$

Longueur de scellement droit

$$ld = \frac{0,5 \cdot 2300}{4 \cdot 20,65} = 17 \text{ cm}$$

$$4 \quad 20,65$$

ETUDE DE LA POUDRE LIMON DU GARDE-CORPS.

Estimation des charges :

$$\text{Poids propre de la poudre} \quad 2500 \cdot 0,15 \cdot 0,30 = 112,5 \text{ Kgml-}/$$

ENDuit sur la poutre : I400. 2.0,02,0,3 = 16,8 Kgml-/
 Poids du Garde Corps : 50 Kgml- / 50 Kgml- /
 Poids des Marche :
 Reventant au limon : $\frac{200,16}{0,30} = 667,2 \text{ Kgml- /}$
 TOTAL : $q = 846,5 \text{ Kgml- /}$

Ferraillage :

$ht = 30 \text{ cm} ; h = 26 \text{ cm} ; d = 4 \text{ cm} ; b = 15 \text{ cm}$
 $M = q \frac{l^2}{8} = 846,5 \cdot \frac{2,70^2}{8} = 771,4 \text{ Kgm}$
 $ya = 4,08 ; dI = 0,259 ; an = 4,56 ; n = 0,350$

$A = \frac{4,56}{15} \cdot \frac{15 \cdot 26}{100} = 1,18 \text{ cm}^2 \quad 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

Armatures supérieurs :

$b = n \cdot a = 0,350 \cdot 186,67 = 65,33 \text{ Kgf/cm} \quad 137,4 \text{ Kgf/cm}$

Resistance à l'effort tranchant:

$T = q \frac{l}{2} = \frac{846,5 \cdot 2,70}{2} = 1142,8 \text{ kg}$

Contrainte de Cisaillement :

$b = \frac{T}{bz} = 3,35 \text{ Kgf/cm}$

$b = 3,5 \text{ Kgf/cm} \quad b = 20,6 \text{ Kgf/cm} \quad b = 3,35 \text{ Kgf/cm} \quad (\text{Vérifié})$

Armatures transversales :

soit du Adx Fe E24 en = 2400 Kgf/cm

$at = 2249 \text{ Kgf/cm}$

$At = 2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 5 = 939 \text{ cm}^2$

$B = 17 \text{ cm}$

Traction des armatures inférieures :

$A \cdot a \cdot T \quad \text{Soit } 1,57 \cdot 2800 = 1142,8 \text{ kg} \quad (\text{Vérifié})$

Vérification à l'entraînement :

on laisse courir les 2 T10 $p = 6,28 \text{ cm}$

$b = \frac{T}{p \cdot z} = \frac{1142,8}{6,28 \cdot 22,75} = 8 \text{ kgf/cm} \quad d = 21,06 \text{ Kg f cm}^{-2}$

Longueur de Scellement droit : (Ancrage des Armatures Supérieur)

$ld = \frac{\sigma}{4} \cdot \frac{a}{d} = \frac{0,6}{4} \cdot \frac{2800}{20,6} = 20,4$

ETUDE DE LA POUDRE PALIERE SUPPORTANTE LIMON .

Estimation des charges

Poids propre de la poudre : 2500.0,10.0,30= 75Kgml-/
 Poids enduit sur la poutre : 1400.0,02.0,30= 8,4Kgml-/
 Poids du garde Corps: 10kgml-/
 Charge uniformisée transmise
 par le palier

$$\frac{612 (1,28 + 0,08) \cdot 0,6}{2 \cdot 1,28} = 195,1 \text{ Kgml-}$$

$$\text{Total : } q = 288,5 \text{ Kgml-}$$

Reaction du limon: 942 Kg

Ferraillage

$$M = 288,5 \cdot 1,28 + 942 \cdot 1,35 = 1330,7 \text{ Kg.cm}$$

$$y_a = \frac{1330,7 \cdot 10^4}{10 \cdot 262 \cdot 186,67} = 10,50 \quad I = 0,385, a_n = 12,05; n = 0,626$$

$$A_a = \frac{12,05 \cdot 10 \cdot 26}{15 \cdot 100} = 2,03 \text{ cm}^2 \quad A = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Vérification de Pourcentage minimum :

$$w = \frac{A}{b \cdot h} = 0,7 \cdot 15^3 \quad w_{\text{mini}} = 1,51 \cdot 15^3$$

$$b = n \cdot a = 11609 \text{ Kgf/cm} \quad 137,4 \text{ Kgf/cm}$$

Resistance a l'effort tranchant

$$T = q \cdot \frac{l}{2} = \frac{288,5 \cdot 1,28}{2} = 1126,64 \text{ kg}$$

Contrainte de Cisaillement :

$$b = \frac{T}{b \cdot z} = 4,95 \text{ Kgf/cm} \quad b = 16,51 \text{ Kgf/cm} \quad (\text{Vérifié})$$

Armatures transversales :

$$a_t = 2176 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$A_t = 205 = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$T = 17 \text{ cm}$$

Traction des Armatures inférieures:

$$A \cdot a \cdot T \text{ soit } 2,26 \cdot 2300 \cdot 1126,64 \text{ kg} \quad (\text{Vérifié})$$

Ancrage des Armatures Supérieures :

$$l_d = \frac{0,6}{4} \cdot \frac{2800}{20,06} = 20,4 \text{ cm.}$$

ETUDE DE LA POUDRE PALIERE INCORPAREE AU MUR

Estimation des Charges :

Poids de plâtre : $2500 \cdot 0,30 \cdot 0,10 = 75 \text{ Kgml}^{-1}$
 Enduit sur la poudre $1400 \cdot 0,02 \cdot 0,30 = 8,4 \text{ Kgml}^{-1}$
 Poids de la cloison $123 (2,86 - 0,30) = 314,8 \text{ Kgml}^{-1}$
 Enduit de la cloison $60 (2,86 - 0,30) = 153,6 \text{ Kgml}^{-1}$
 Charge uniformisée $195,1 \text{ Kgml}^{-1}$
 Transmise par le palier

Total: $q = 746,93 \text{ Kgml}^{-1}$

Armatures en travée :

$M = 152,93 \text{ K.gm}$ $ht = 30 \text{ cm}$; $h = 26 \text{ cm}$; $d = 4 \text{ cm}$; $b = 10 \text{ cm}$
 $ya = 1,212$ $da = 0,144$; $an = 1,250$; $n = 0,172$

$A = 0,217 \text{ cm}^2$

Vérification pourcentage minimum:

$w = \frac{A}{b \cdot h} = 0,8 \cdot 10^3$ $w_{\text{min}} = 1,51 \cdot 10^3$ $A = 0,4 \text{ cm}^2$ soit $2T6 = 0,5$

Comme armatures supérieures en prendra 2T6

RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT:

$T = \frac{q \cdot l}{2} = 478,07 \text{ kg}$

Contrainte de Cisaillements : $b = 2,10 \text{ Kgf/cm}$

$b = 32,10 \text{ Kgf/cm}$ $b_0 = 3,5$ $b = 20,6 \text{ Kgf/cm}$ b (Vérifié)

Armatures Transversales :

$at = 2305 \text{ Kgf/cm}$

$At = 2 \cdot 0,39 \text{ cm}^2$

$b = 23 \text{ cm}$

Traction des Armatures Inférieures :

$A \text{ a } T$ soit $0,56 \cdot 2800 = 1568 \text{ kg}$ $478,07 \text{ kg}$ (Vérifié)

Vérification l'entaînement :

$d = \frac{T}{p \cdot z} = 5,59 \text{ Kgf/cm}$ $d = 21,06 \text{ Kgf/cm}$

Ancrage des Armatures Supérieures:

$ld = \frac{0,6 \cdot 2300}{4 \cdot 20,06} = 21 \text{ cm}$

ETUDE DU PALIER

le Palier sera édié comme une dalle

Uniformement chargée et appuyée sur ses 4 côtes de dimensions :

$$l_x = 1,20 \text{ m}$$

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

Poids propre	2500. 0,12 =	300 Kg/m ²
Revetement (Carrelage; ciment # enduit)		75 Kgl/m ² 40 Kgl/m ²
Enduit planeité :		480 Kgl/m ²
Surcharge : 400 x 1,2		

$$\text{Total } 895 \text{ Kg/m}^2$$

$$q = 895. 1,00 = 895 \text{ Kg.ml}^{-1}$$

Pour la détermination on utilisera la méthode du CCBA 6° p I47

$$f = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,20}{1,23} = 0,9375 \quad 0,4 \quad f \quad I$$

$$Y_y = 0,892, \quad Y_x = 0,473$$

$$M_x = Y_x q l_x^2 = 0,473 \cdot 895 \cdot 1,20^2 = 63,54 \text{ Kg.m}$$

$$M_y = Y_y M_x = 0,892 \cdot 63,54 = 56,68 \text{ Kg.m}$$

Ferailage :

(1) sans l_x :

$$M = 12 \text{ cm}; \quad M = 63,54 \text{ Kg.m}$$

$$h_t = 12 \text{ cm}; \quad h = 9 \text{ cm}; \quad d = 3 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$Y_a = \frac{63,54 \cdot 10^2}{\frac{100 \cdot 9^2}{100} \cdot \frac{2800}{15}} = 0,42 \quad \left(\begin{array}{l} I = 0,087 \\ a_n = 0,440 \\ n = 0,094 \end{array} \right)$$

$$A_x = \frac{0,44}{15} \cdot \frac{100 \cdot 9}{100} = 0,264 \text{ cm}^2$$

Vérification du pourcentage minimum

$$w = \frac{A_x}{100} = 0,3 \cdot 10^{-3} \quad w_{\text{min}} = 0,2 \cdot 10^{-2}$$

On prendra donc le pourcentage minimum $A_x = 1,82 \text{ cm}^2$ soit 7 T6
espacement $t_x = 14,3 \text{ cm}$

(2) sans l_y :

$$M = 56,68 \text{ kg.m}$$

$$Y_a = \frac{M}{\frac{h^2}{100} \cdot a} = 0,34 \quad \left(\begin{array}{l} I = 0,08 \\ a_n = 0,34 \\ n = 0,087 \end{array} \right)$$

$$b = n \cdot \frac{a}{n} = 0,087 \cdot \frac{2800}{15} = 16,24 \text{ Kgf/cm} \quad 137,4 \text{ kgf/cm}$$

$$A_y = \frac{a_n}{n} \frac{b \cdot h}{100} = \frac{0,348}{15} \frac{100 \cdot 9}{100} = 0,209 \text{ cm}^2$$

Vérification du pourcentage minimum

$$w = \frac{A_y}{A} = 0,232 \cdot 10^3 \quad w_{\text{min}} = 0,20 \cdot 10^{-2} \quad (\text{Non Vérifié})$$

On prendra donc le pourcentage minimum

$$\text{Siit } \begin{cases} A_y = 716 \Rightarrow 1,32 \text{ cm}^2 \\ A_x = 14,3 \text{ cm} \\ \end{cases}$$

ETUDE DE L'ACROTÈRE

D'après revue Batir { Février 1974
 { Mars 1974

DESORDRES LEURS CAUSES:

Alors que les étages courants subissent de très faibles DT, il n'en est pas même pour les terrasses, les corniches et acrotères car des derniers ne sont pas protégés ou mal isolés et par suite subissent des déformations (coup de sabre etc... qui peuvent être très importants ces des ordres atteignent souvent les murs sous jacents) ces desordres peuvent être dues

Au retrait hydraulique.

Ces desordres sont dus à une insuffisance d'armatures longitudinales ou à une très grande distance entre joints de fractionnement. Sur les acrotères il se produit donc des fissures nuisibles qui laissent pénétrer l'eau qui s'infiltrer derrière l'étanchéité.

DILATATION EN PERIODE CHAUDE de la Forme de Pente

Généralement aucun (sinistre) Sinistre de cette sorte n'a été vu signalons d'autre part que ces des ordres affectent les murs et les cloisons situés sous les terrasses en se manifestant sous forme de fissures

SOLUTIONS LIMITANT CES DESORDRES (prescriptions communes)CEBA 68 Article 5I

((en peut dans les calculs en béton Armé, ne pas tenir compte des effets du retrait et des différences de température extérieur lorsque les joints sont au plus distants au plus de 25 mètres dans les départements voisins de la Méditerranée l'expérience à montrer que, dans le cas où le plancher de la terrasse repose sur les maçonneries, il peut se produire dans ces maçonneries si l'isolation et un suffisante et ce même si la distance entre joints ne dépasse pas les valeurs admissibles

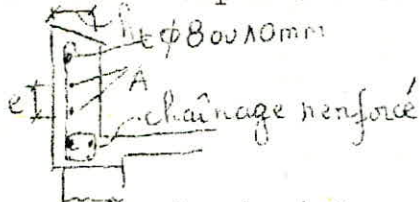
ACROTÈRE

Pour les raisons déjà citées il serait souhaitable que les acrotères

- comportent une section de béton minimum
- offrent à l'ensoleillement une surface restreinte

Notre terrasse étant inaccessible il paraît souhaitable d'avoir un acrotère bas (hauteur inférieur à 40cm au dessus du niveau brute de la dernière dalle) le maître d'oeuvre a pris 80 cm d'ou augmentation de la surface soumise au soleil et (augmentation) augmentation de la section de béton la solution n'est donc pas économique il faut alors opter pour un acrotère bas. Les Acrotères bas coulés sur place doivent comporter un pourcentage minimum d'aciers suffisant pour limiter la fissuration dans ces conditions il n'est pas d'usage de fragmenter les acrotères bas en tronçons plus courts

que ceux qui correspondent au fractionnement du gros oeuvre dans ces conditions il faut prévoir une section d'aciers longitudinaux supérieur ou égale à 0,50 % de la section de béton



$$e \leq h_t$$

$$e \leq 2h_t$$

$$A \geq 0,50 \frac{\text{Section beton}}{100}$$

l'acrotère haut est donc à remplacer par l'acrotère bas .
 mais dans le cas où il serait maintenu la section de béton serait égale à 0,25 % de la section de béton si fractionnement tout les quatre ~~ou~~ ou six mètres et si aucune précaution n'est prise pour le béton . Si le béton est de bonne qualité (A l'extrémité (là où sa morce la fissure) on met une grosse barre (diamètre dix ou huit mm
 Dans le cas où l'on maintient la crotère haut serait maintenu il faut prévoir des joints diapasens au moins un joint entre deux joints principaux .

Notons enfin une autre modification qui doit être absolument faite: il s'agit de la forme de pente qui a été prévue en briques . Cette solution est très ancienne et de nos jours elle n'est plus admise du faite qu'à chaque changement de hauteur des lits de briques il se produit une brusque variation d'épaisseur dans la chape de dressement, d'où fissuration possible du support de l'étanchéité . Dans le cas d'un accord préalable du maître d'oeuvre cette forme de pente en briques serait remplacée par des bétons ou mortiers de granulats légers

ETUDE DES FONDATIONS

Le rapport des sols ne nous a pas été communiqué car les fondations sur pieux sont faites par une autre société.
 Néanmoins en sait que tous les massifs de fondation reposeront sur des pieux circulaires de diamètre 30cm. ou 35cm
 Pour nous ce qui nous intéresse sont les massifs de fondations d'après la société chargée de la pose des pieux chaque massif reposera sur un pieux de diamètre 30cm. ou 35cm

Pour les massifs ce cas de semelle sur un pieu est le plus simple
 D'après le traité de béton Armé de M. GUERRIN tome 3
 la section horizontale de la semelle doit être au moins égale à la section du massif ou du poteau chargeant le pieu.
 D'autre part la semelle doit envelopper suffisamment le pieu on doit avoir:

$$l \text{ supérieur à } d + 2 \times 0,15 \text{ m}$$

Théoriquement aucun acier n'est nécessaire dans la semelle mais il est conseillé de prévoir un quadrillage en face inférieure
 On prendra 5 ϕ 8 Mm/m par exemple.

En ce qui concerne l'épaisseur, on ne descendra pas en dessous du diamètre du pieu.

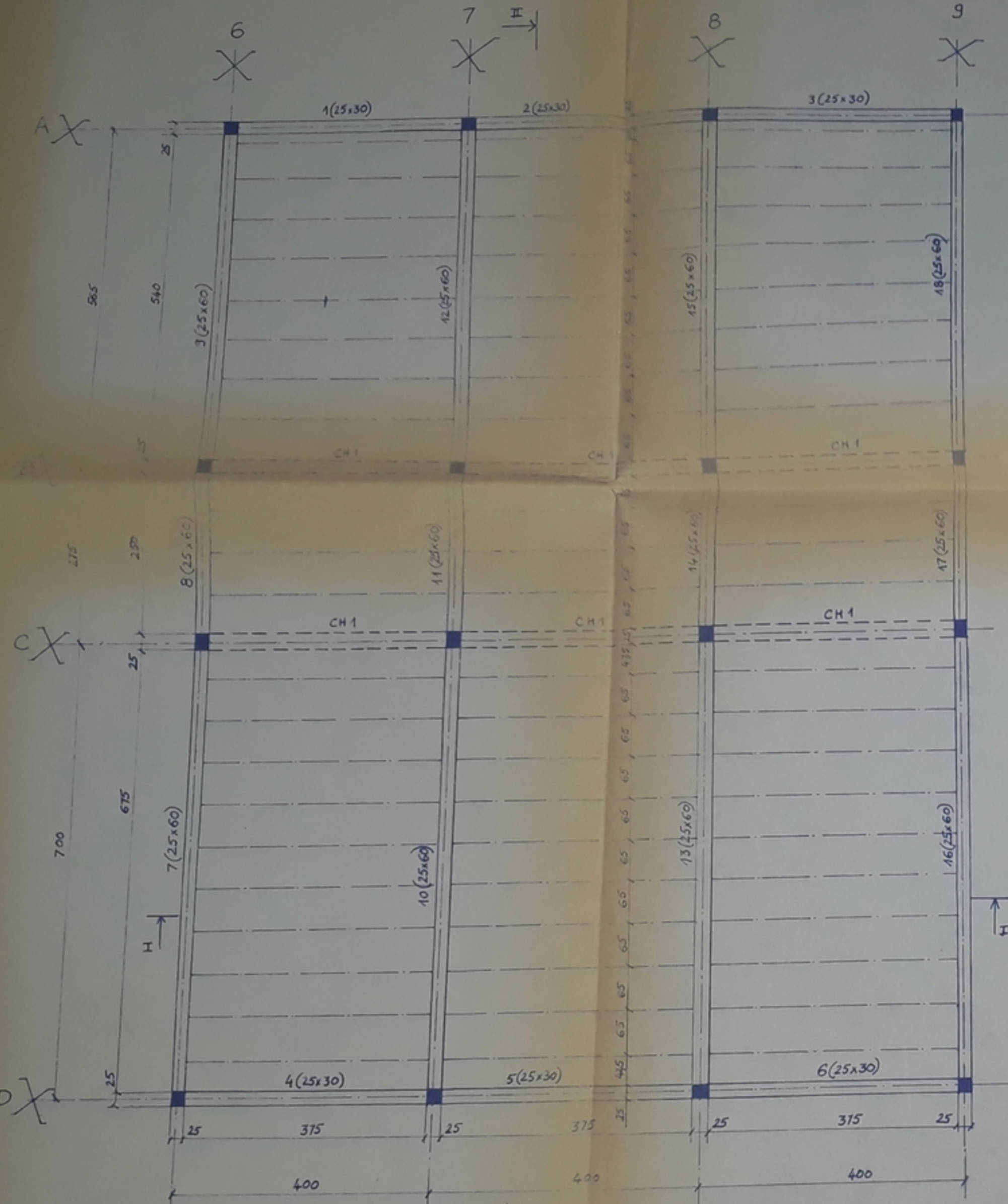
On prendra donc. $l = 0,30 + 2 \times 0,15 = 0,60 \text{ m}$ soit $l = 1 \text{ m}$
 $h \text{ sup à } 30 \text{ cm}$ soit $h = 40 \text{ cm}$

Acier : On prend 5 ϕ 8 Mm par mètre

(si la charge est inférieure à 40 tonnes le pieu a pour diamètre 30cm Si elle est comprise entre 40 et 55 tonnes le diamètre est égale à 35cm)
 (d'après étude des pieux)

On prendra pour tous les massifs $l = 65 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$

A = 5 ϕ 8 par mètre



Nota: voir coupes dans "plan coupes"

PB 025 75
1.

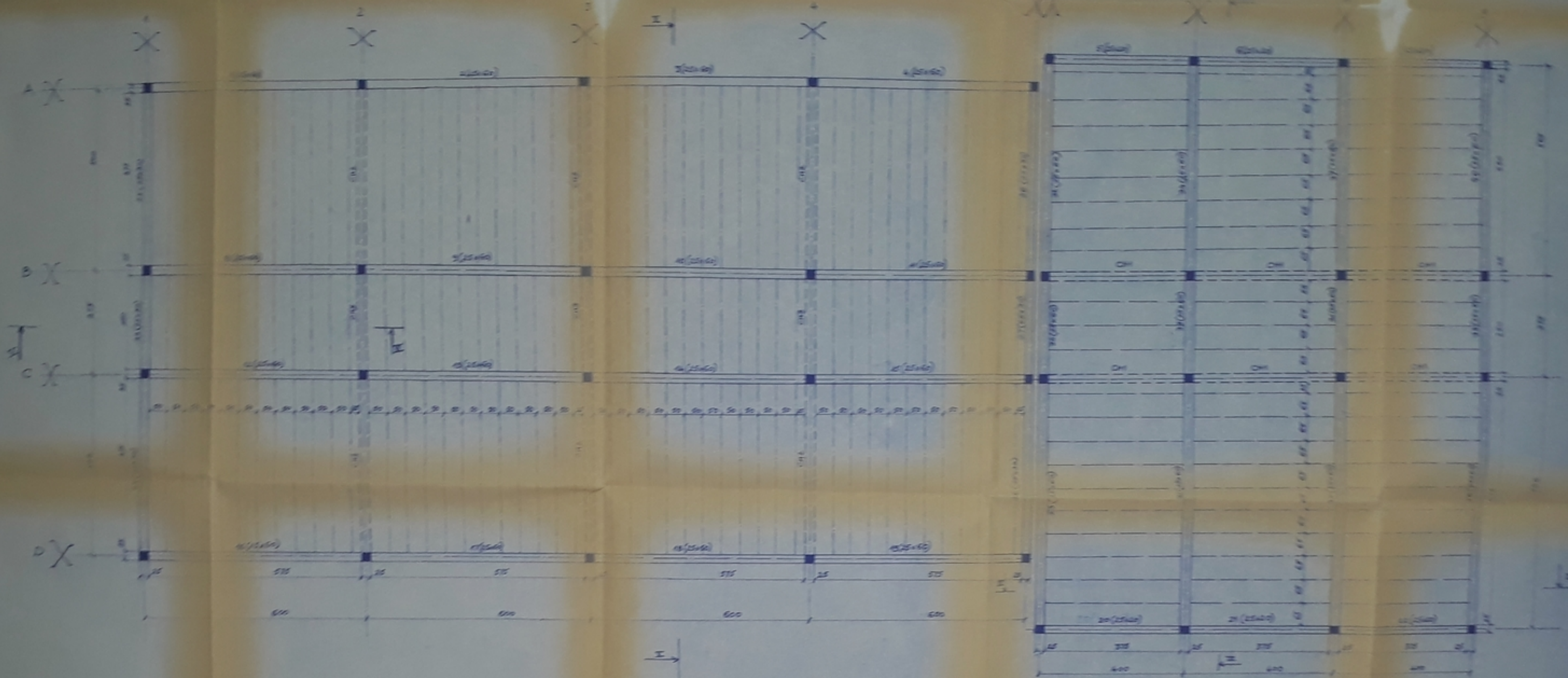
université d'alger
 école nationale
 polytechnique d'alger
 LABORATOIRE des
 TRAVAUX PUBLICS de
 TIZI OUZOU

plan de Coffrage. niveau Etage



PROJET de FIN D'ETUDES

etudié par: Mustapha TOUATI dirigé par: M. DEBAILLEUL



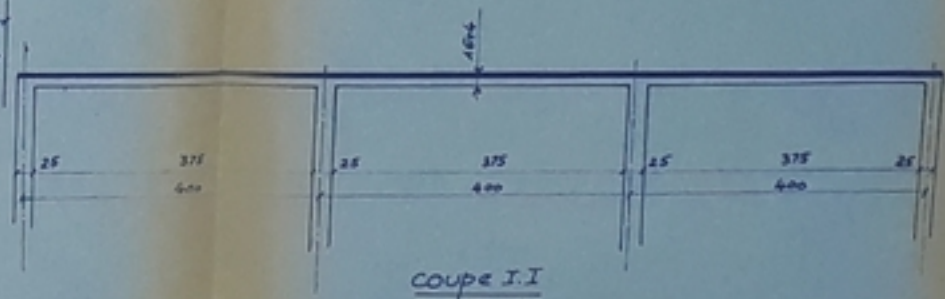
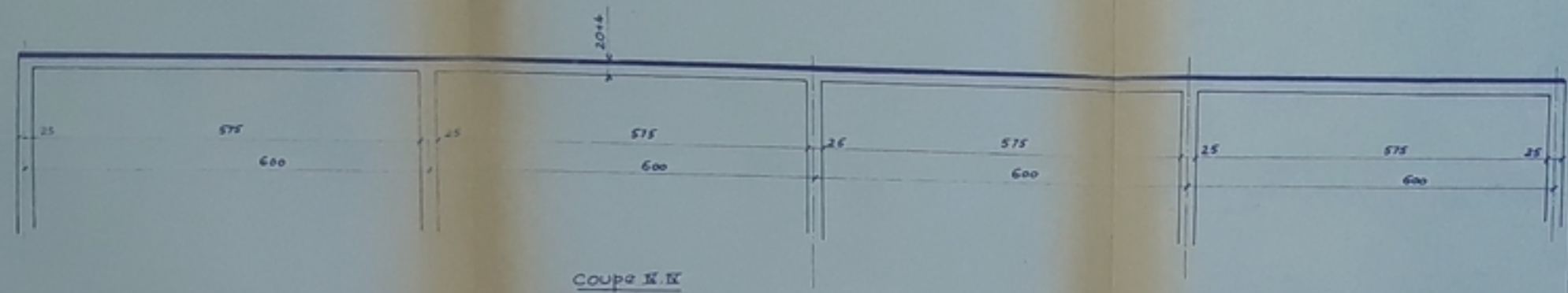
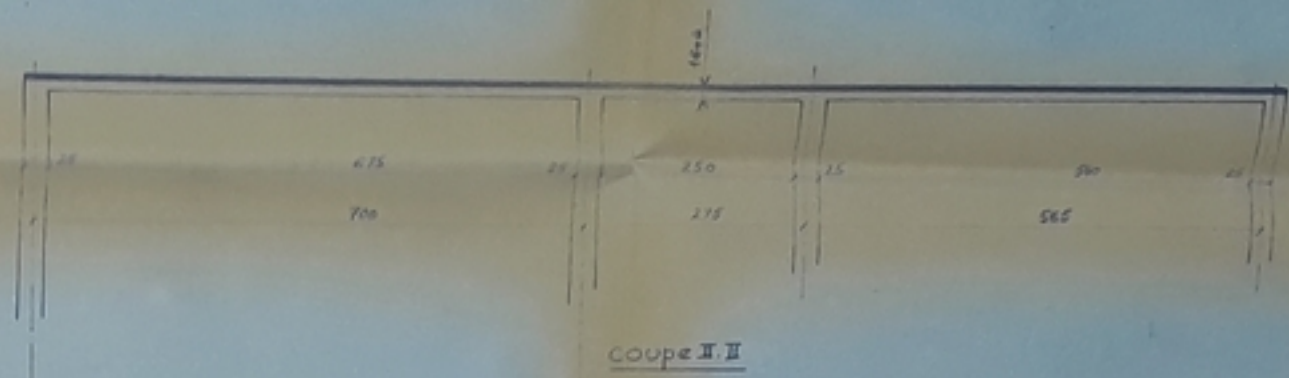
note: toutes les coupes sont représentées dans le "plan coupes"

20/02/85
-2-

Université d'ALGER
 école nationale polytechnique
 LABORATOIRE des
 TRAVAUX PUBLICS de TIZI OUIZOU
 plan de Coffrage

BUREAU NATIONAL LIBRE DE
 BIBLIOTHÈQUE

PROJET de FIN D'ETUDES
 dirigé par M. BOU-AMRANE

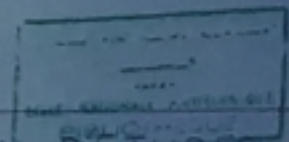


PB 2575
-3-

université d'alger
école nationale
polytechnique d'alger

LABORATOIRE des
TRAVAUX PUBLICS de
TIZI OUZOU

coupes des plans de coffrages



PROJET de FIN D'ETUDES

dirigé par M. MUSTAPHA TOUATI

dirigé par M. DEBAILLEUL

سماة الشبيبة العلوم الهندسية
 فكيما
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 BIBLIOTHÈQUE
 ferrailage des poutrelles niveau étage

PB02575

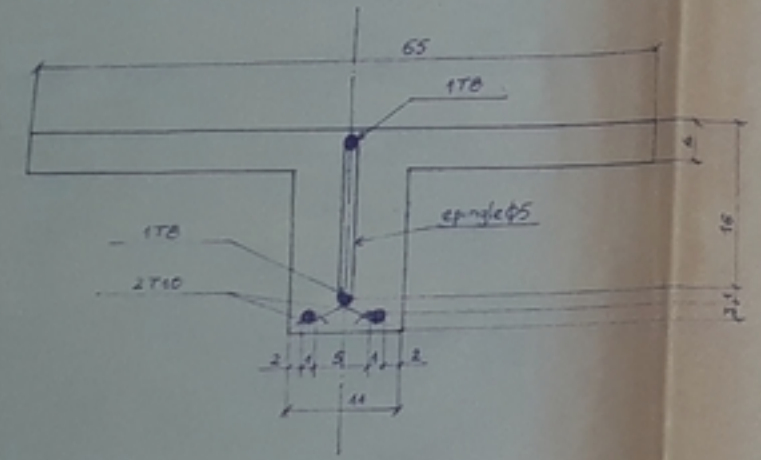
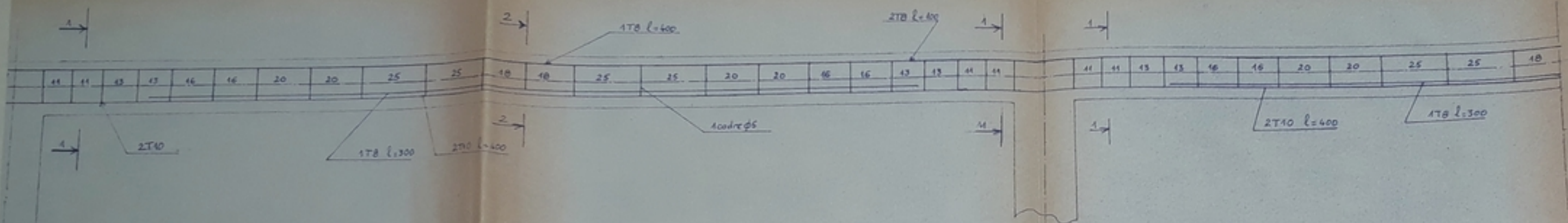
-4-

ech. 1/20

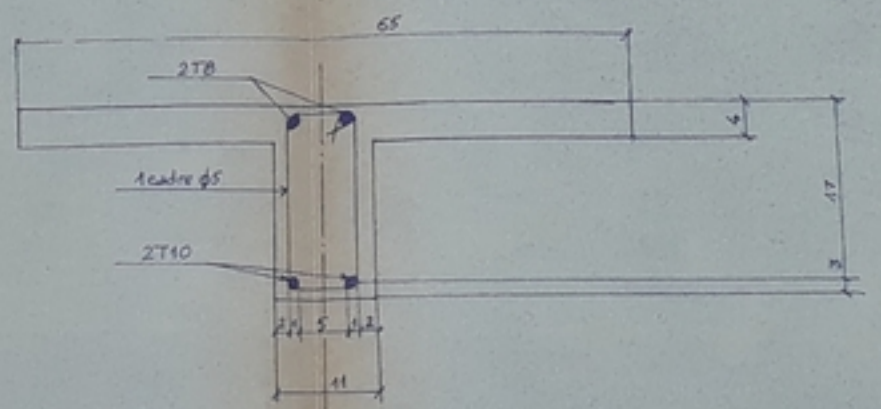
PROJET de FIN D'ÉTUDES

étudié par: *Kastapha TOUATI*

dirigé par: *M. DEBAILLEUL*

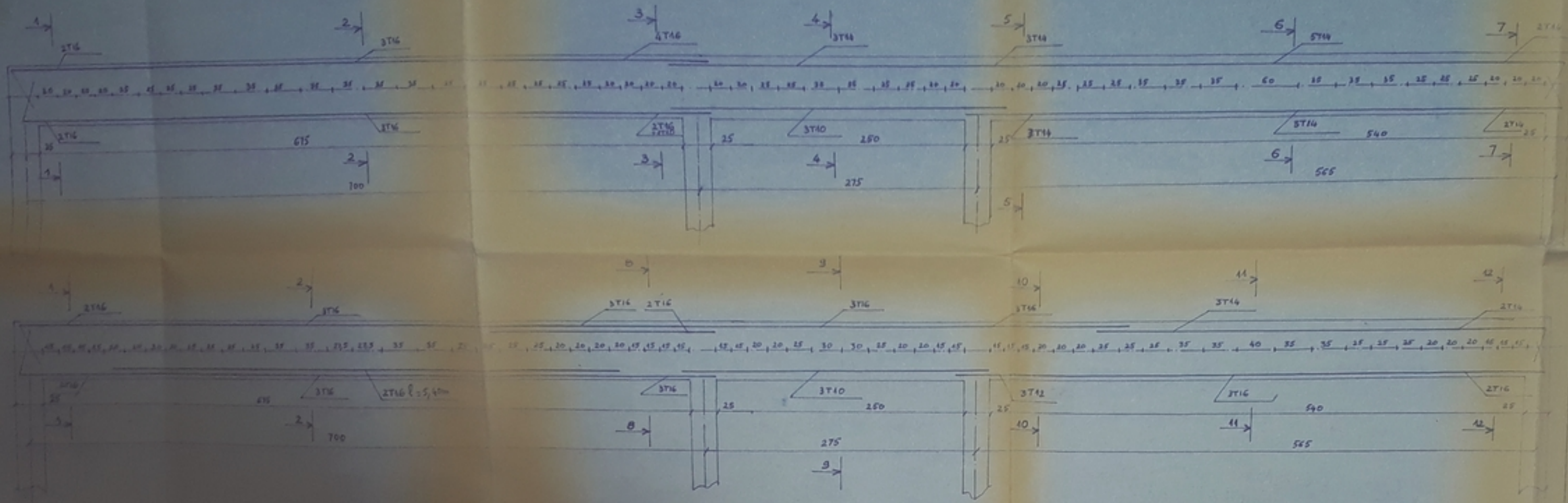


coupe 2.2



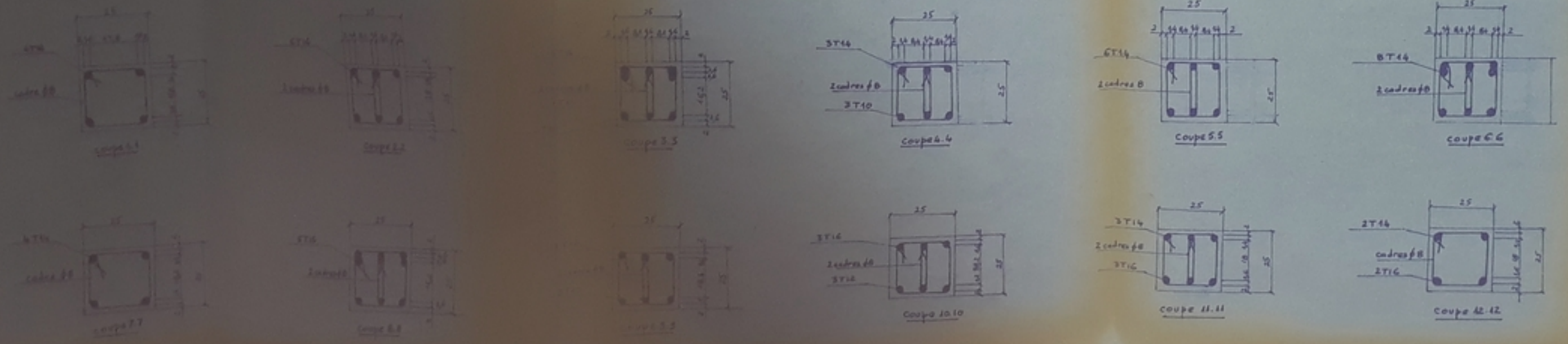
coupe 1.1

note: les coupes sont à l'échelle 1/5

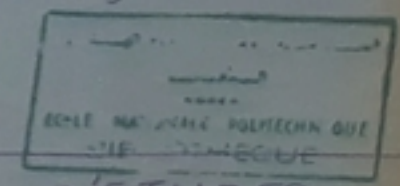


PB 02575
- 5 -

UNIVERSITE d'ALGER
 ECOLE NATIONALE
 POLYTECHNIQUE D'ALGER
 LABORATOIRE des
 TRAVAUX PUBLICS de
 TIZI OUZOU

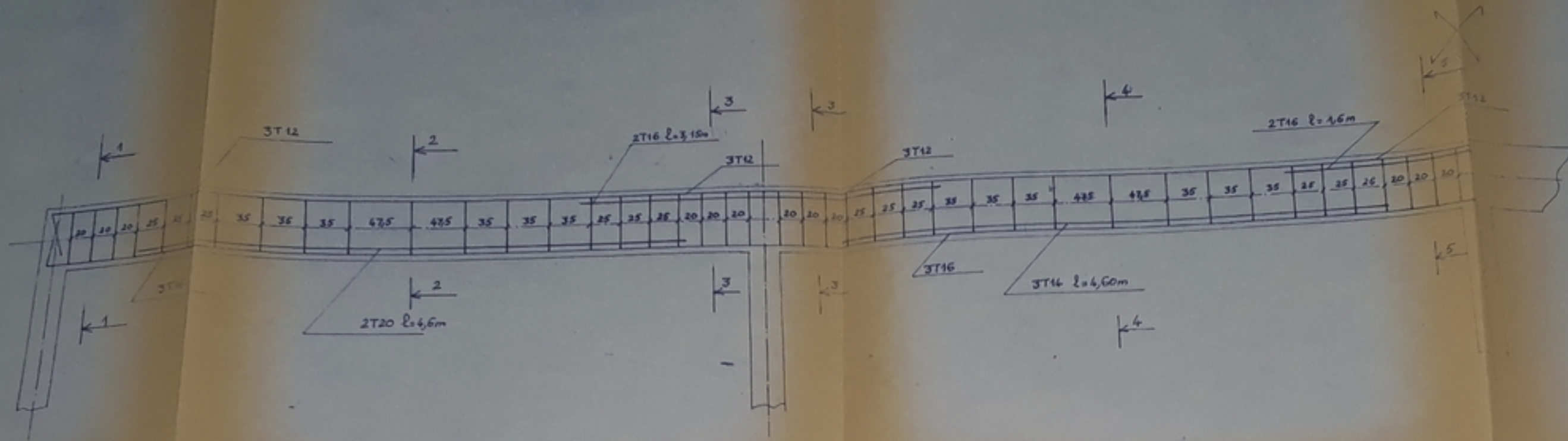


ferrailage des poutres transversales de Rive et intermediaire
 bloc administratif

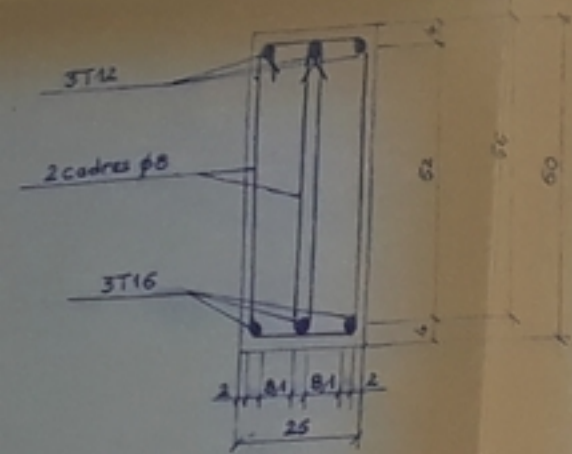


PROJET de FIN D'ETUDES

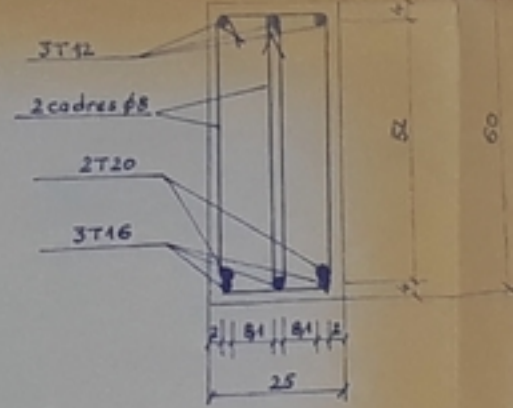
etudie par Mustapha TOUNSI Dirige par M. Debaillou



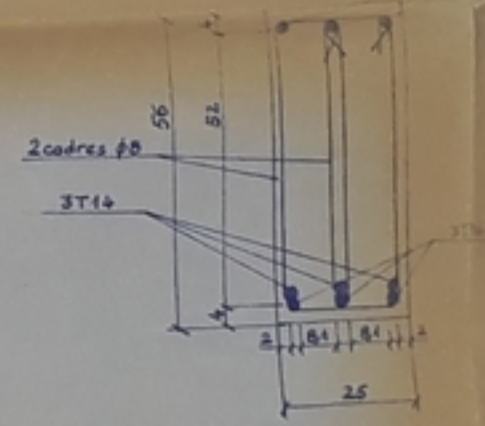
PB 02575
- 7 -



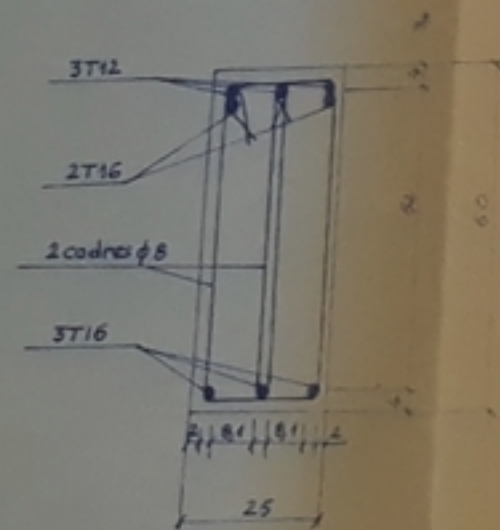
coupe 1-1



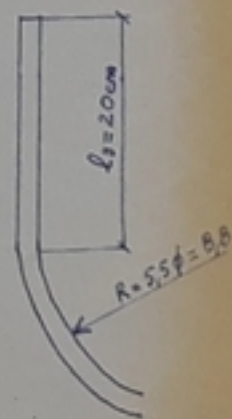
coupe 2-2



coupe 4-4



COUPES 3-3 et 5-5

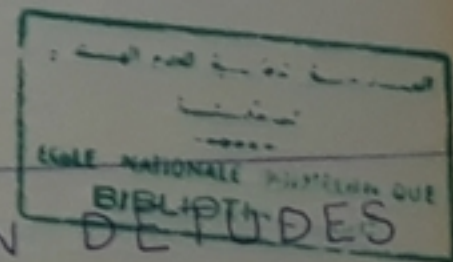


detail de l'ancrage ech: 1/5

nota: toutes les coupes sont au 1/10

université d'alger
école nationale
polytechnique d'alger
LABORATOIRE des
TRAVAUX PUBLICS de
TIZI OUZOU

ferraillage de la poutre Longitudinale Intermediaire
niveau REZ de chaussée. Bloc laboratoire

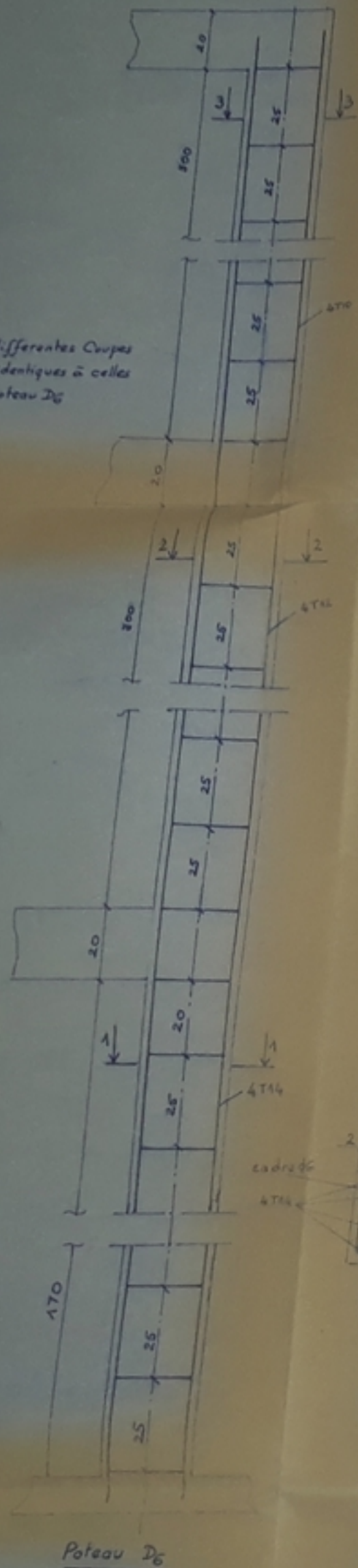


PROJET de FIN D'ÉTUDES

étudié par: Mostapha TOUATI

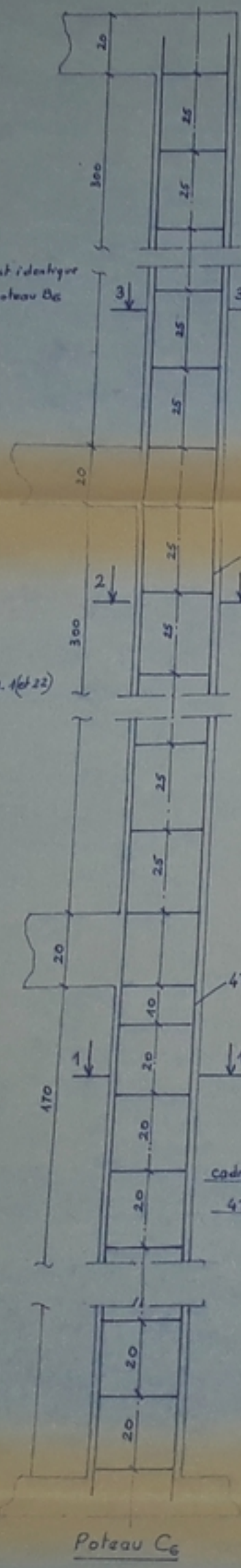
dirigé par: M. DEBAÏLLÉUL

les différentes Coupes
sont identiques à celles
du poteau D₆



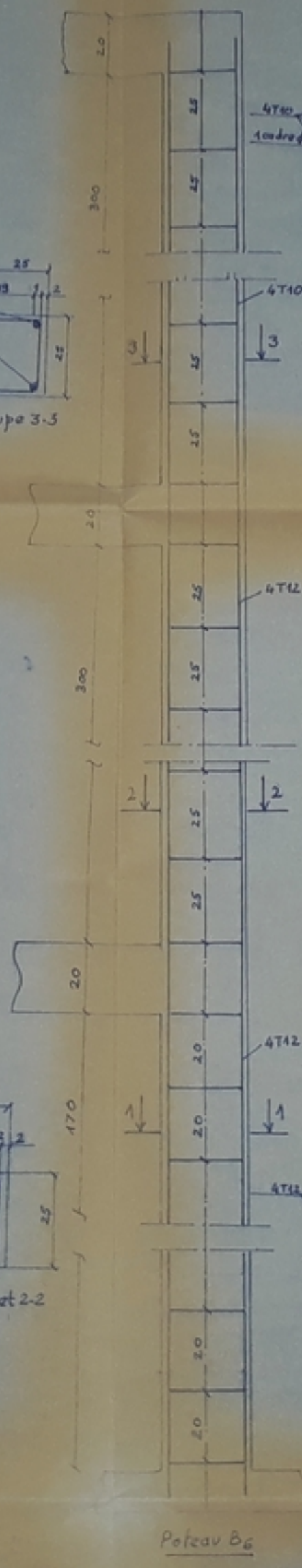
Poteau D₆

La coupe 3.3 est identique
à la coupe 3.3 du poteau B₆

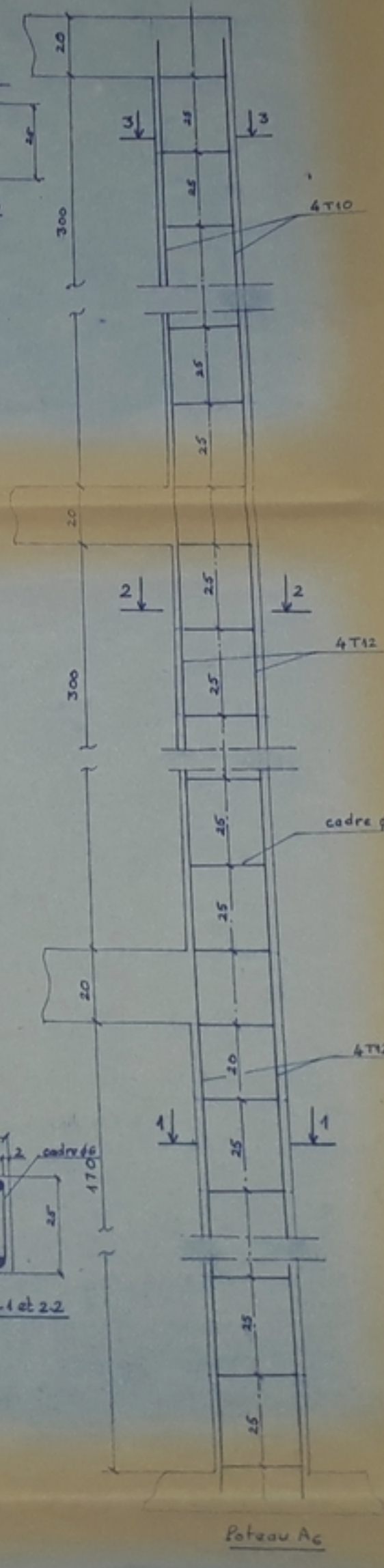


Poteau C₆

La coupe 2.2 est
identique à la coupe 4.1(2.2)
du poteau B₆



Poteau B₆



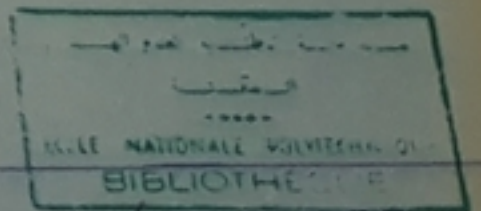
Poteau A₆

PBOZTFE
-8-

université d'alger
école nationale
polytechnique d'alger

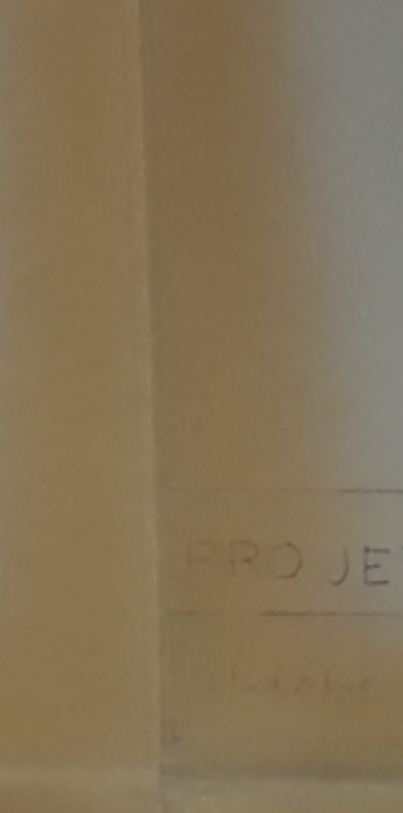
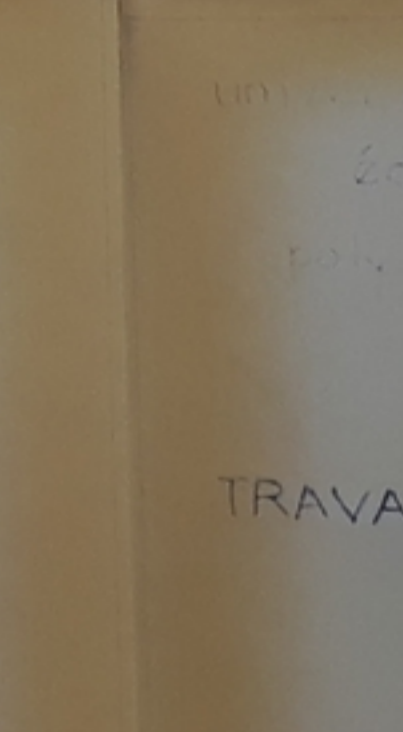
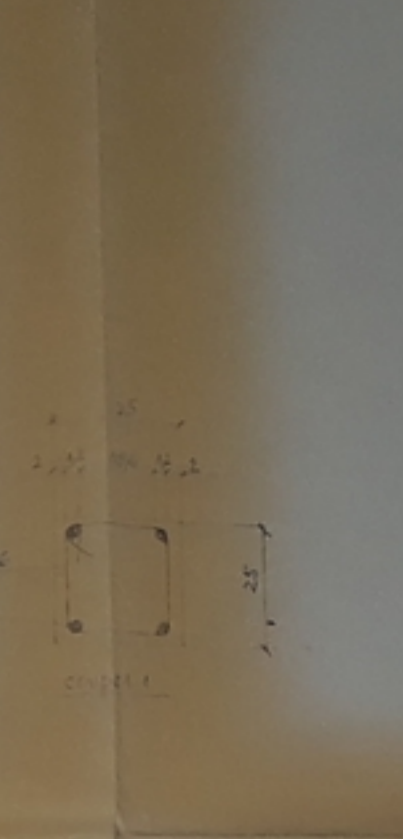
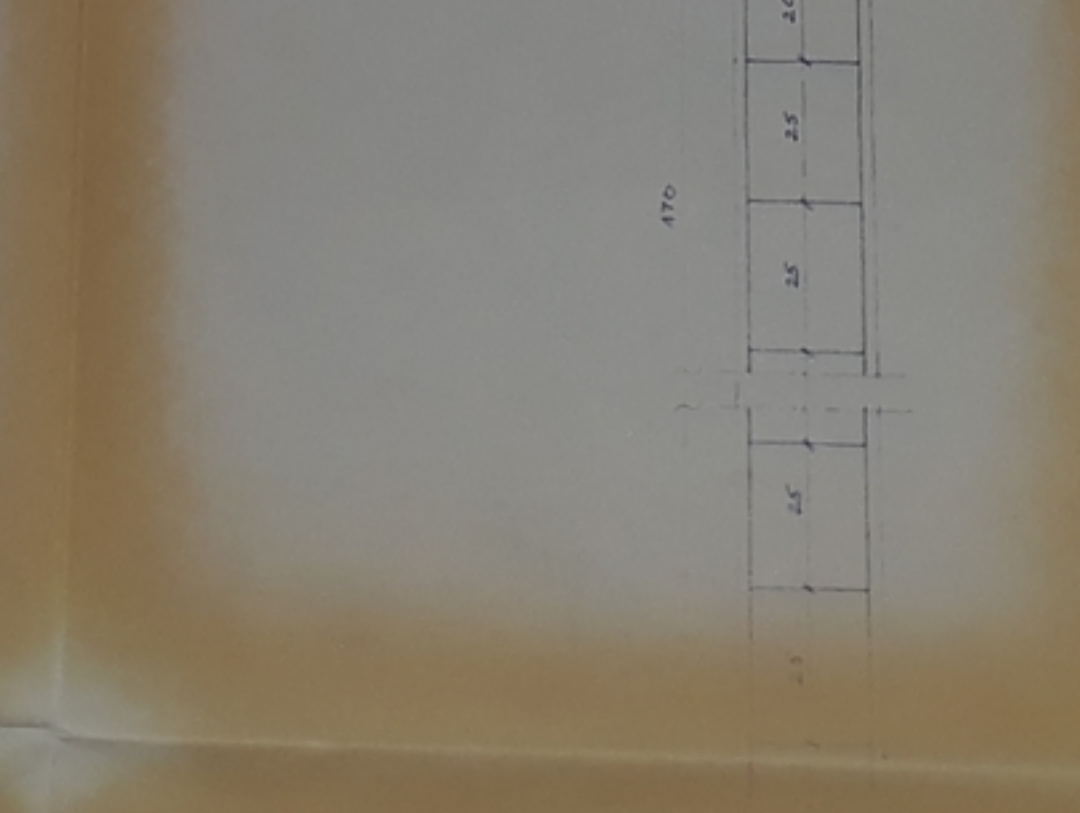
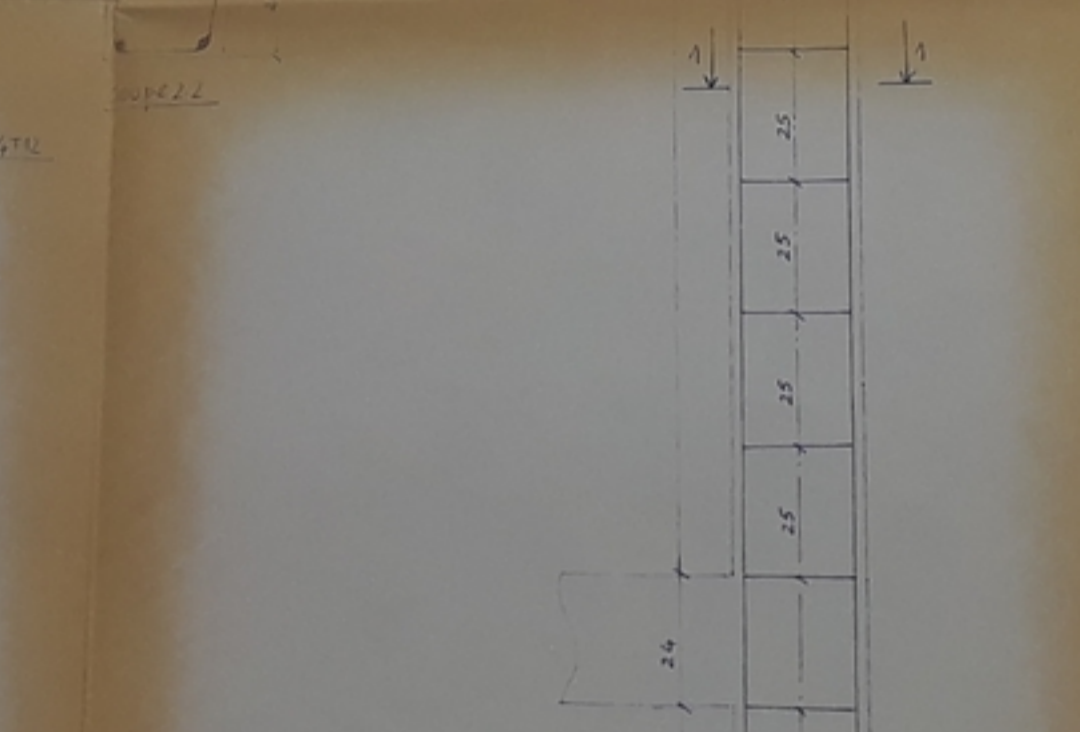
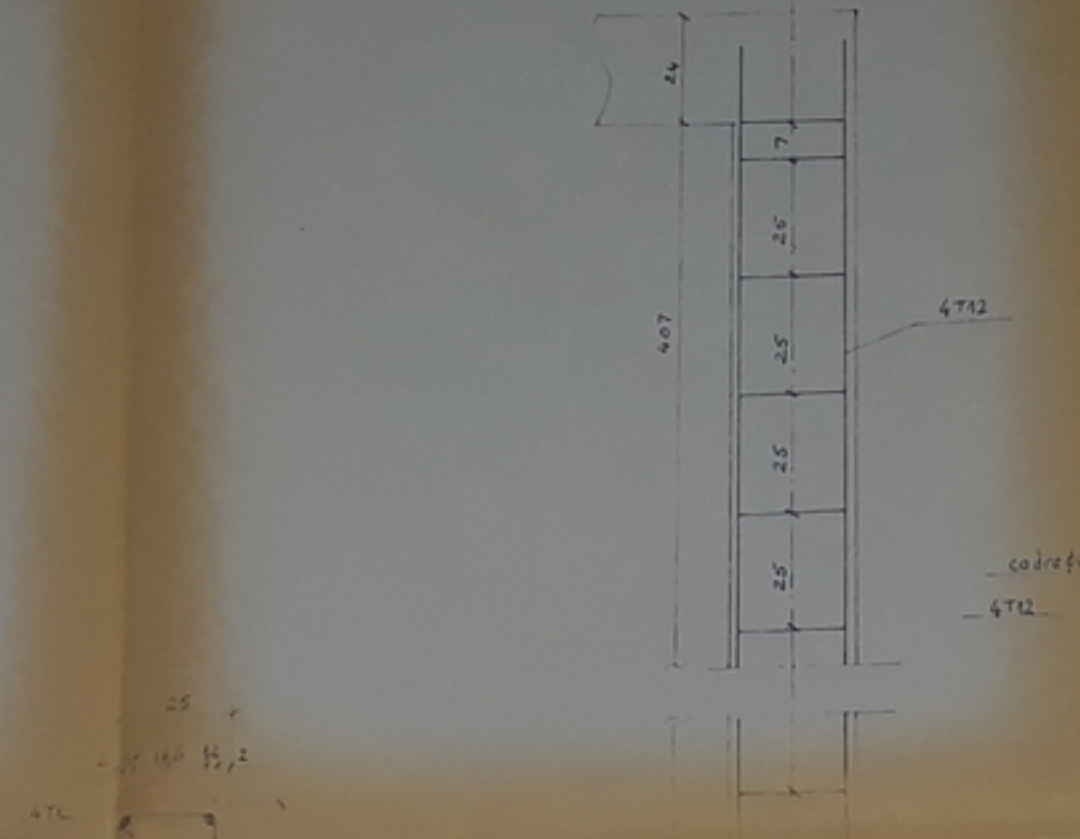
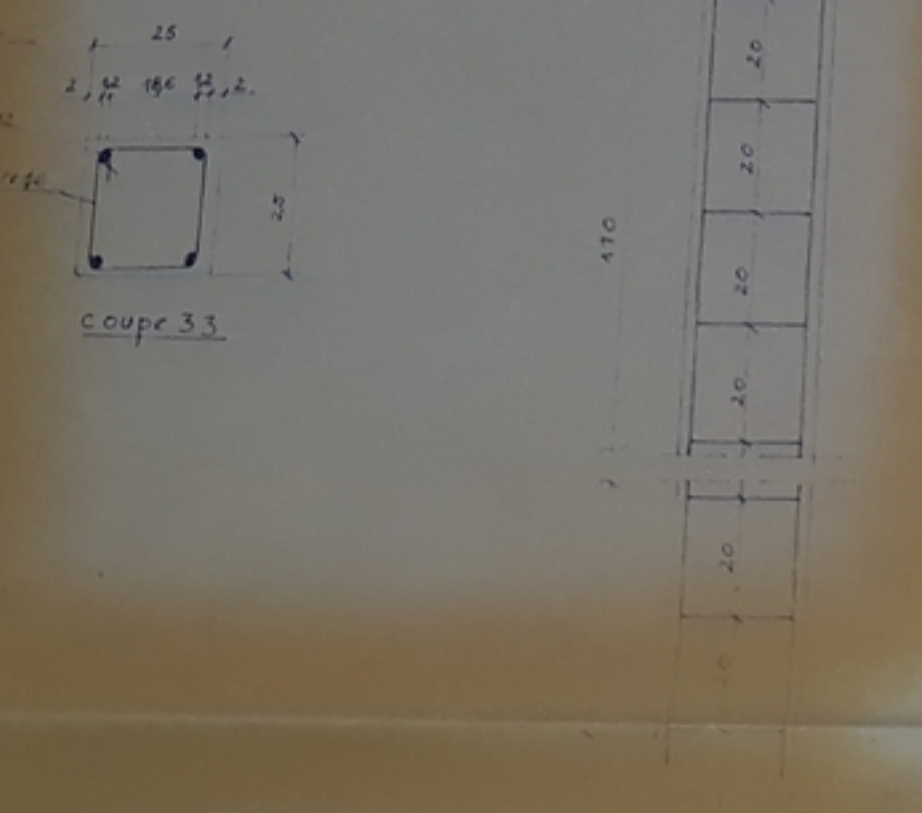
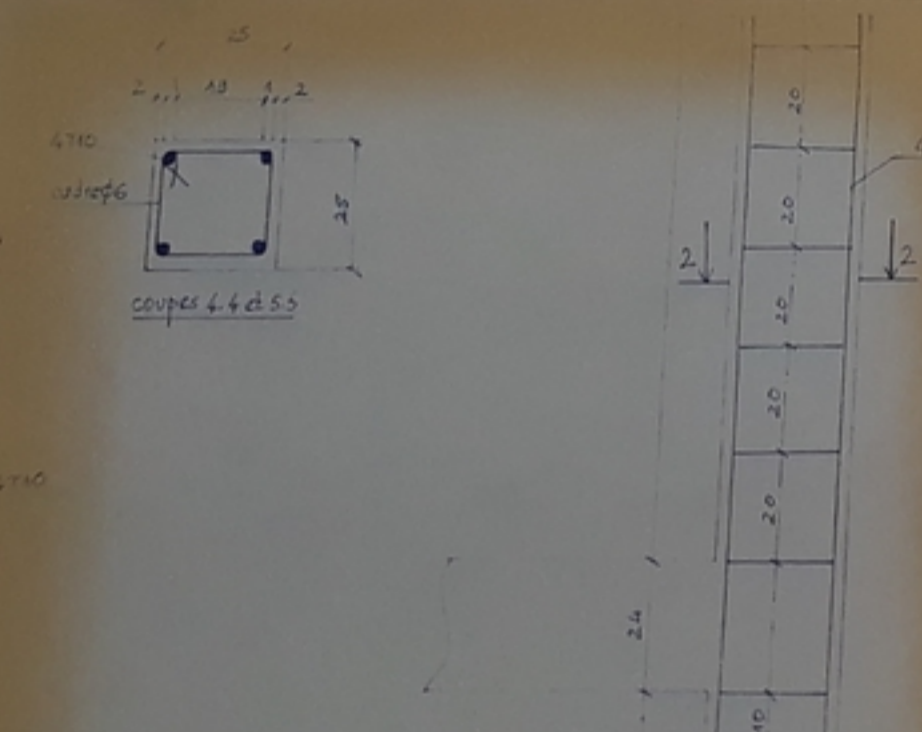
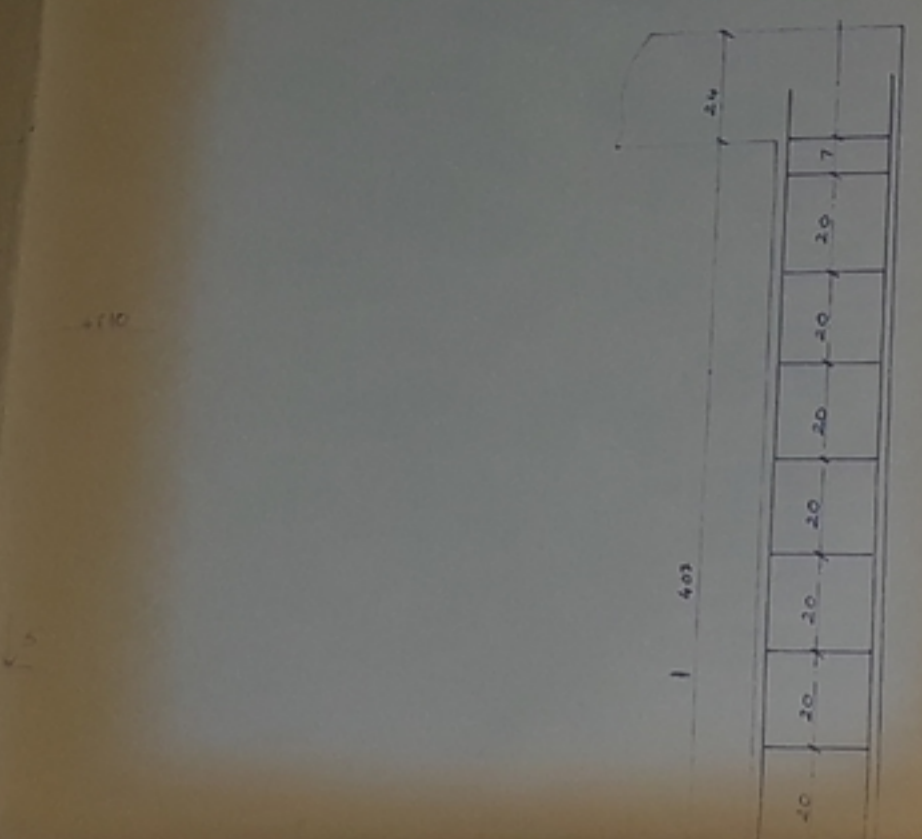
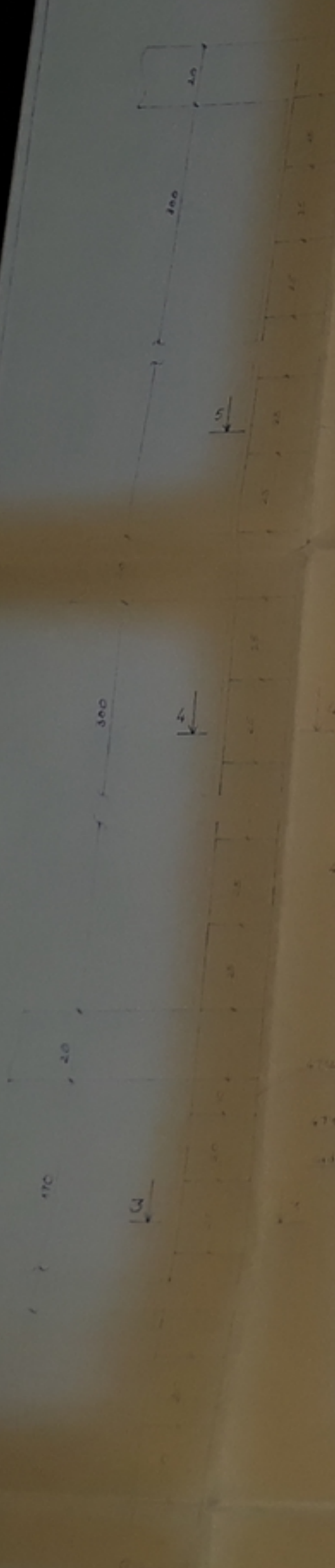
LABORATOIRE des
TRAVAUX PUBLICS de
TIZI OUZOU

ferrailage de quelques poteaux du bloc administratif



PROJET de FIN D'ETUDES

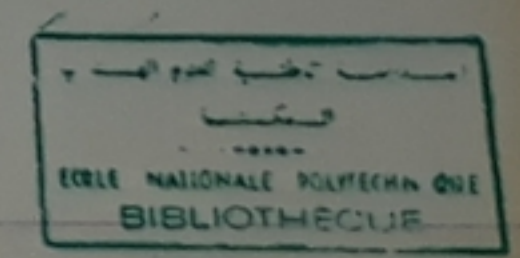
étudié par Mustapha TOUATI dirigé par M. DEBAILLEUL



PB 02575
-9-

Université d'Alger
École nationale
polytechnique d'Alger

LABORATOIRE des
TRAVAUX PUBLICS de
TIZI OUZOU



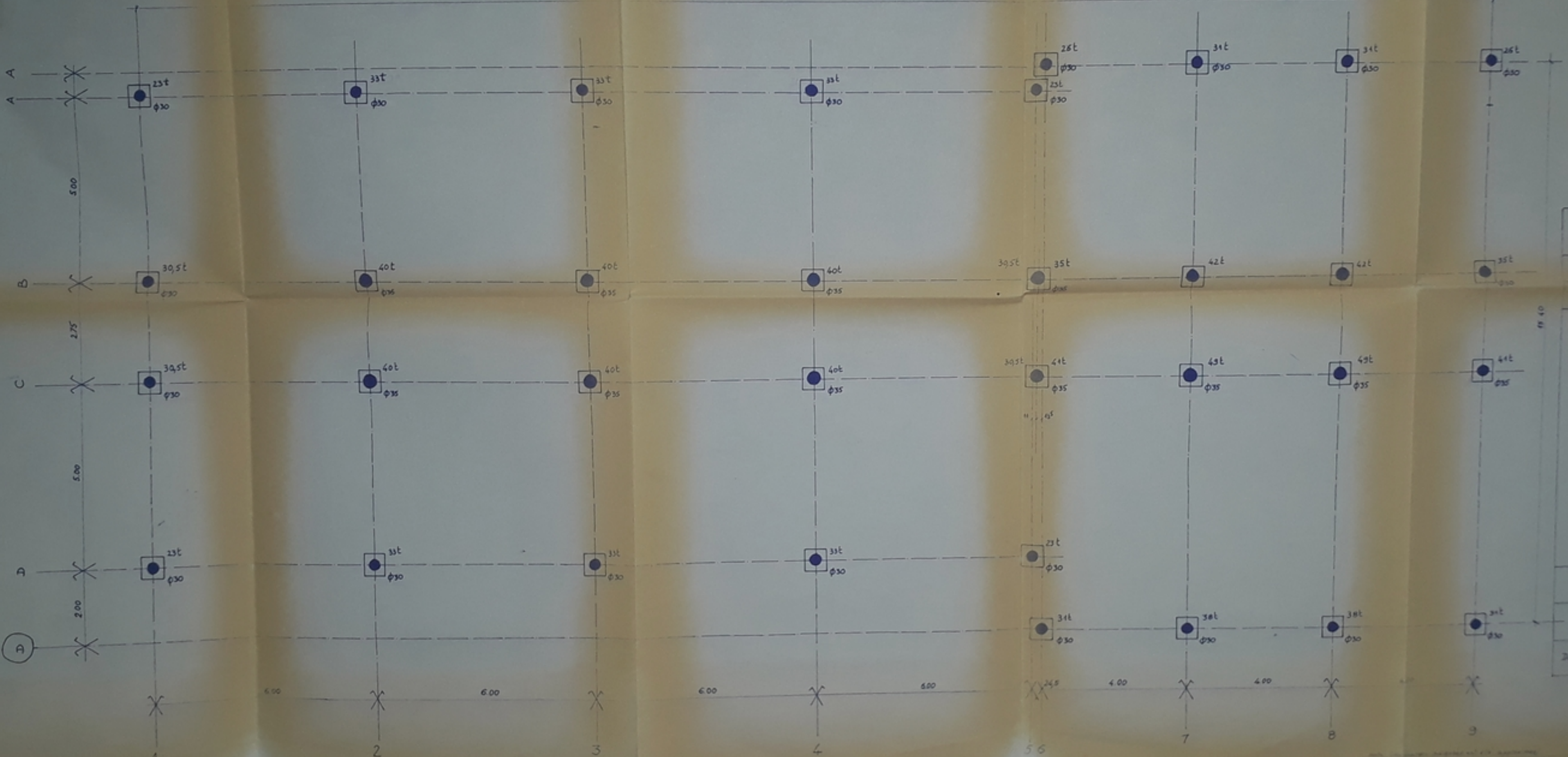
PROJET de FIN D'ÉTUDES

Maître de stage: M. Youssef T. / Directeur: M. Youssef T.

Plan de

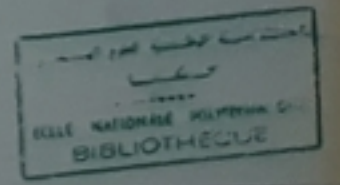
Plan de

36.24⁵



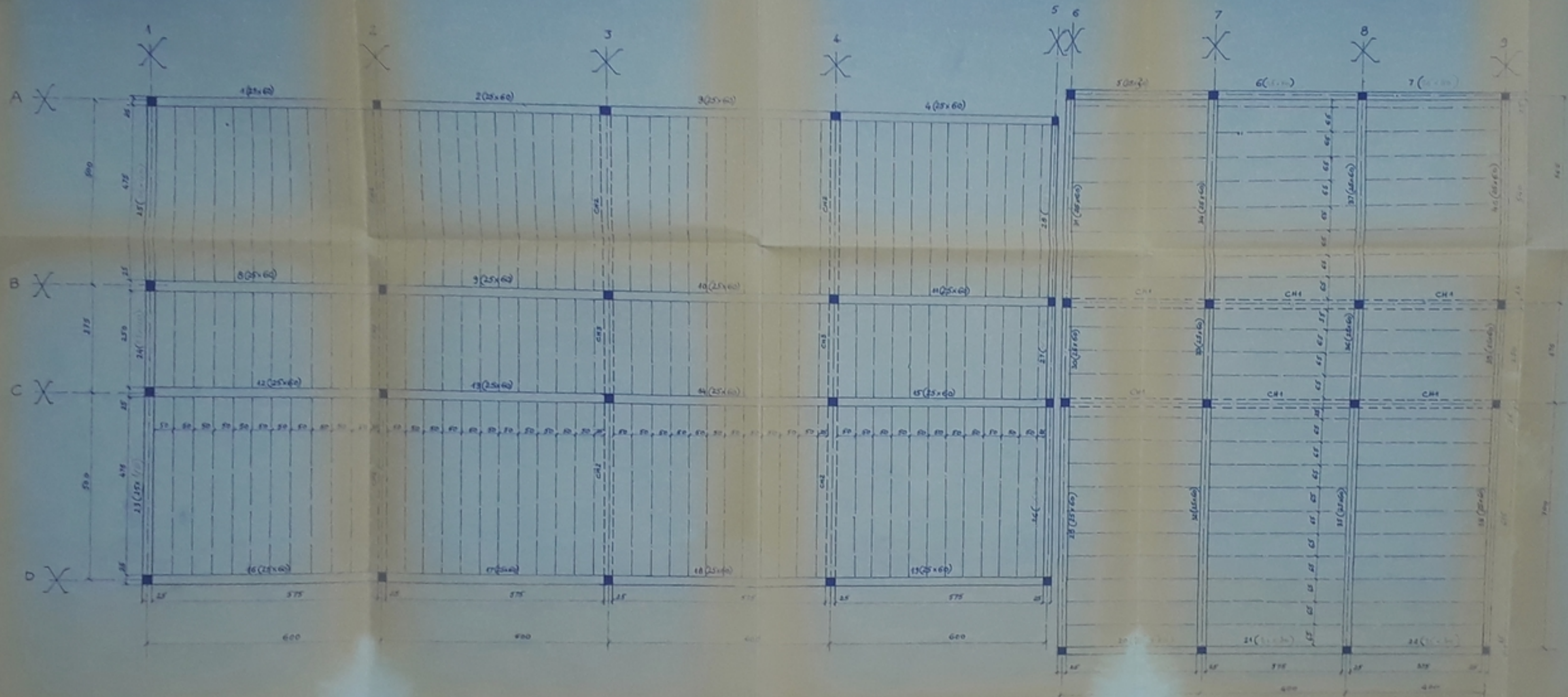
UNIVERSITE D'ALGER
 Ecole Nationale
 Polytechnique d'Alger
 PROJET DE FIN D'ETUDES

**LABORATOIRE
 DES TPC
 TIZI OUZOU**



IMPLANTATION DES PIEUX
 Dirige par M. DEBAHOU
 etudie par Mustapha TOUATI
 Departement Genie Civil, Promotion 1975

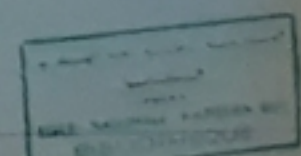
PB 02575
 -10-



PB02575
11.

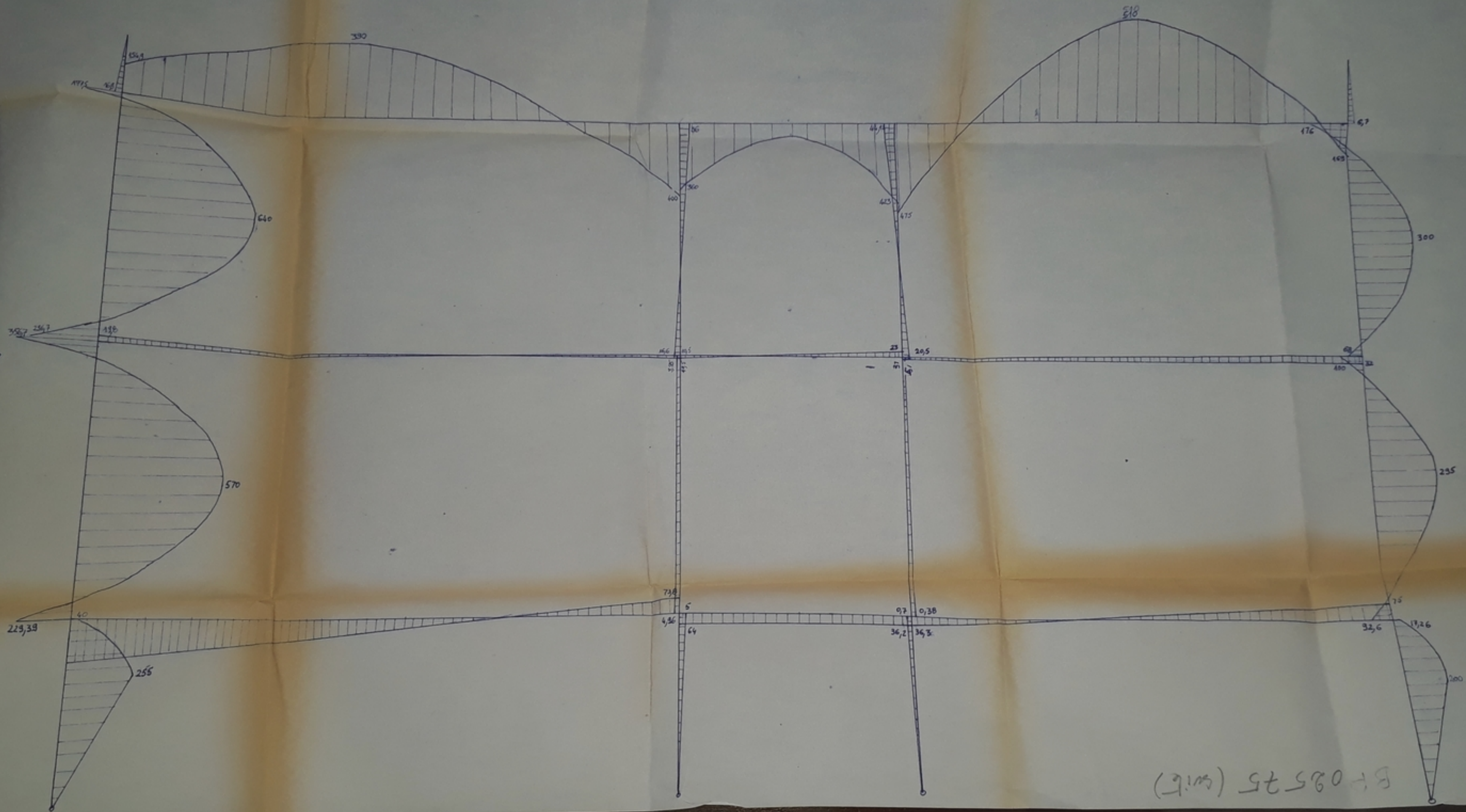
universitè d'ALGER
Ecole Nationale
Polytechnique d'Alger
PROJET DE FIN D'ETUDES

**LABORATOIRE
DES TPC
TIZI OUZOU**



Plan de Couverture
Elaboré par M. BACHOU
Approuvé par M. BACHOU

Diagramme des Moments fléchissants (méthode de Cross)



B.F. 02575 (suite)

