

22/78

10X

UNIVERSITE. D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

LABORATOIRE CENTRAL  
SONIPEC  
(B' AETB)

Proposé par

SNERI

Etudié par:

Med SAAD

DIRIGE PAR

ING. GHEORGHE MOMANU

Maitre Assistant à L'ENPA

Promotion: Juin 1978

UNIVERSITE D'ALGER  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
DEPARTEMENT GENIE CIVIL  
PROJET DE FIN D'ETUDES

LABORATOIRE CENTRAL  
SONIPEC  
( B' A ET B )

Proposé par

SNERI

Etudié par:

Med SAAD

DIRIGE PAR

ING. GHEORGHE MOMANU

Maitre Assistant à L'ENPA

Promotion : Juin 1978

*A la mémoire de  
mon Père.*

*A*

- ma chère Mère*
- mes Frères et Sœurs*
- toute la Famille*
- tous mes Amis .*

Je tiens à remercier :

- mon promoteur M<sup>E</sup> GHEORGHE MOMANU dont les conseils et l'expérience m'ont été d'un grand secours,
- tous les membres de la SNERI, notamment M<sup>E</sup> CHIBANI, ainsi que les projecteurs en béton armé, pour l'élaboration de ce projet.

Que tous les professeurs qui ont contribué à ma formation, trouvent ici mes remerciements et ma profonde reconnaissance.

M<sup>E</sup> SAAD

# SOMMAIRE

	Pages
- <u>INTRODUCTION</u> - - - - -	1
- <u>1<sup>ère</sup> PARTIE : BATIMENT "A"</u> - - - - -	10
- Plancher terrasse - - - - -	10'
- Plancher courant - - - - -	20
- Etude de l'amphithéâtre - - - - -	25
- Etude de l'escalier - - - - -	37
- Etude de la structure - - - - -	42
- Etude du séisme - - - - -	44
- Etude des portiques transversaux - - - - -	47
- Etude des poutres principales - - - - -	71
- Etude des poteaux - - - - -	87
- Etude des fondations - - - - -	102
- <u>2<sup>ème</sup> PARTIE : BATIMENT "B"</u> - - - - -	112
- Planchers - - - - -	113
- Etude de l'escalier - - - - -	117
- Etude des portiques - - - - -	120
- Etudes des poutres principales - - - - -	126
- Etude des poteaux - - - - -	131
- Etude des fondations - - - - -	135

1<sup>ere</sup> PARTIE

BATIMENT -A-

## Introduction.

### I) Projet:

- Le projet comprend l'étude d'une partie d'un "laboratoire SONIPEC" composé d'un bâtiment administratif A et d'un laboratoire B.

- L'implantation du projet se fera à Boumerdes où la contrainte admissible du sol est de  $2 \text{ kg/cm}^2$ .

- Trois joints de dilatation partagent le projet en quatre parties A, A', B, B'. L'étude sera donc faite pour l'ensemble A et B. (Rez de chaussée + 2)

- Le bâtiment A est composé de bureaux et d'un amphithéâtre au niveau du 1<sup>er</sup> étage occupant de par sa disposition une partie du 2<sup>ème</sup> étage.

- Le bâtiment B regroupe tous les laboratoires de contrôle et de recherche.

La structure de ce bâtiment devra être prévue de telle sorte qu'un étage supplémentaire puisse être construit lors d'un aggrandissement ultérieur.



## II) CHOIX DES SOLUTIONS et PREDIMENSIONNEMENT:

### 1<sup>er</sup>) Choix des solutions.

#### a) Plancher.

Deux solutions sont possibles:

- soit un plancher à corps creux.
- soit un plancher à dalles fleines.

Ce dernier est à dalles minces ( $\approx 10\text{cm}$ ) qui ont l'inconvénient d'être très sonores avec un mauvais isolement des bruits aériens et des bruits de choc.

D'autres problèmes se posent au niveau de l'exécution de l'ouvrage si il faudrait un coffrage adéquat pour réaliser le plancher ce qui n'est pas économique puisqu'on a que deux bâtiments dans ce projet.

Les planchers à corps creux, utilisés pour des surcharges modérées (ce qui est le cas ici), se composent de poutrelles, d'entrevous et d'une dalle armée ( $\approx 4\text{cm}$ ) coulée sur place.

Les poutrelles sont fabriquées sur place (sur charnier) ou commandées.

Les entrevous sont des corps creux qui serviront de coffrage. Ainsi la dalle de compression sera coulée une fois que les poutrelles et les entrevous seront posés.

Donc pour des raisons d'économie, d'isolation phonique, et même de rapidité d'exécution, on opte pour un plancher à corps creux.

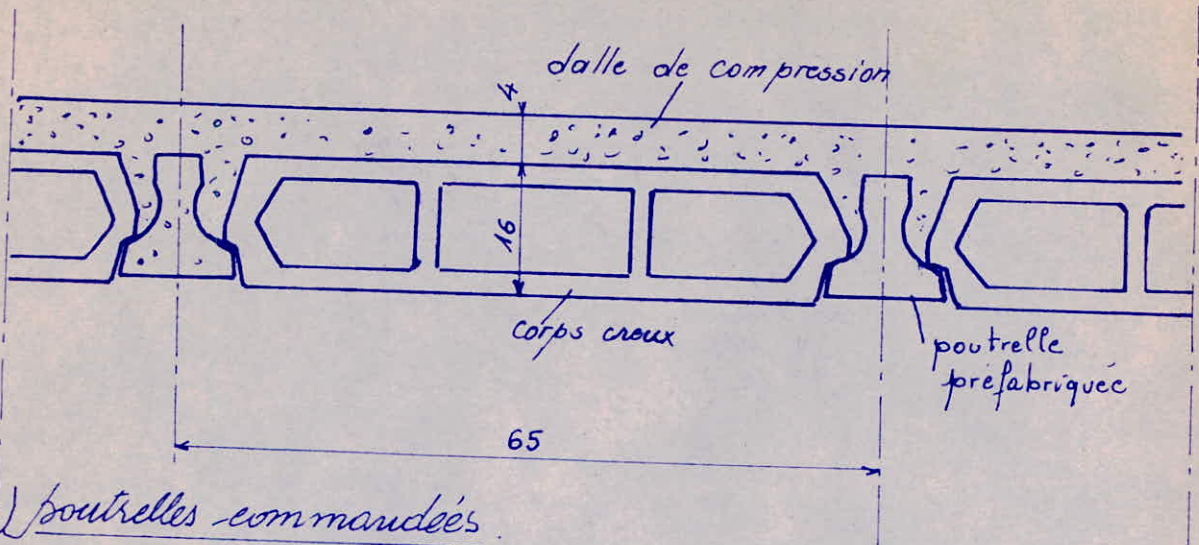
#### b) Structure.

Étant données les grandes portées des poutres entre nus des appuis on réalisera des nervures (poutres secondaires) dans le sens longitudinal ainsi les poutrelles préfabriquées seront disposés suivant le sens transversal, ce qui donne comme sens porteur le sens transversal.

#### 2) Éléments résistants du plancher.

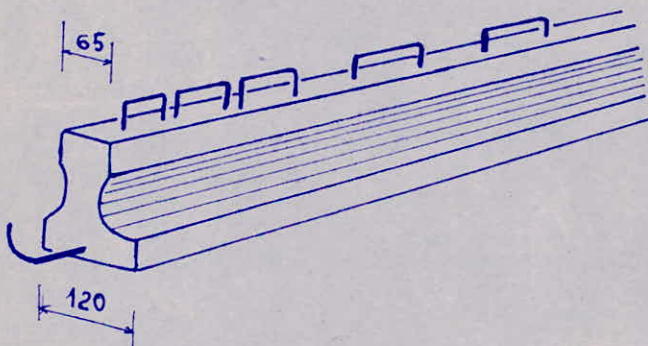
Le plancher sera à corps creux de "16+4", il sera réalisé comme

ci dessous.



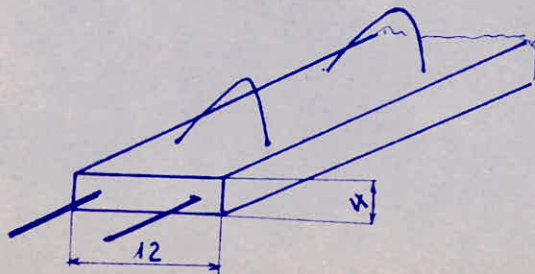
a) poutrelles commandées

Les poutrelles sont semi-fabriquées en béton armé, vibré au dosage de 400 kg de ciment pour  $1\text{ m}^3$ .  
Des armatures en attente permettent une liaison parfaite entre le béton des poutres de l'ossature ainsi qu'avec le béton constituant la dalle de compression.  
Elles sont réalisées comme ci dessous :



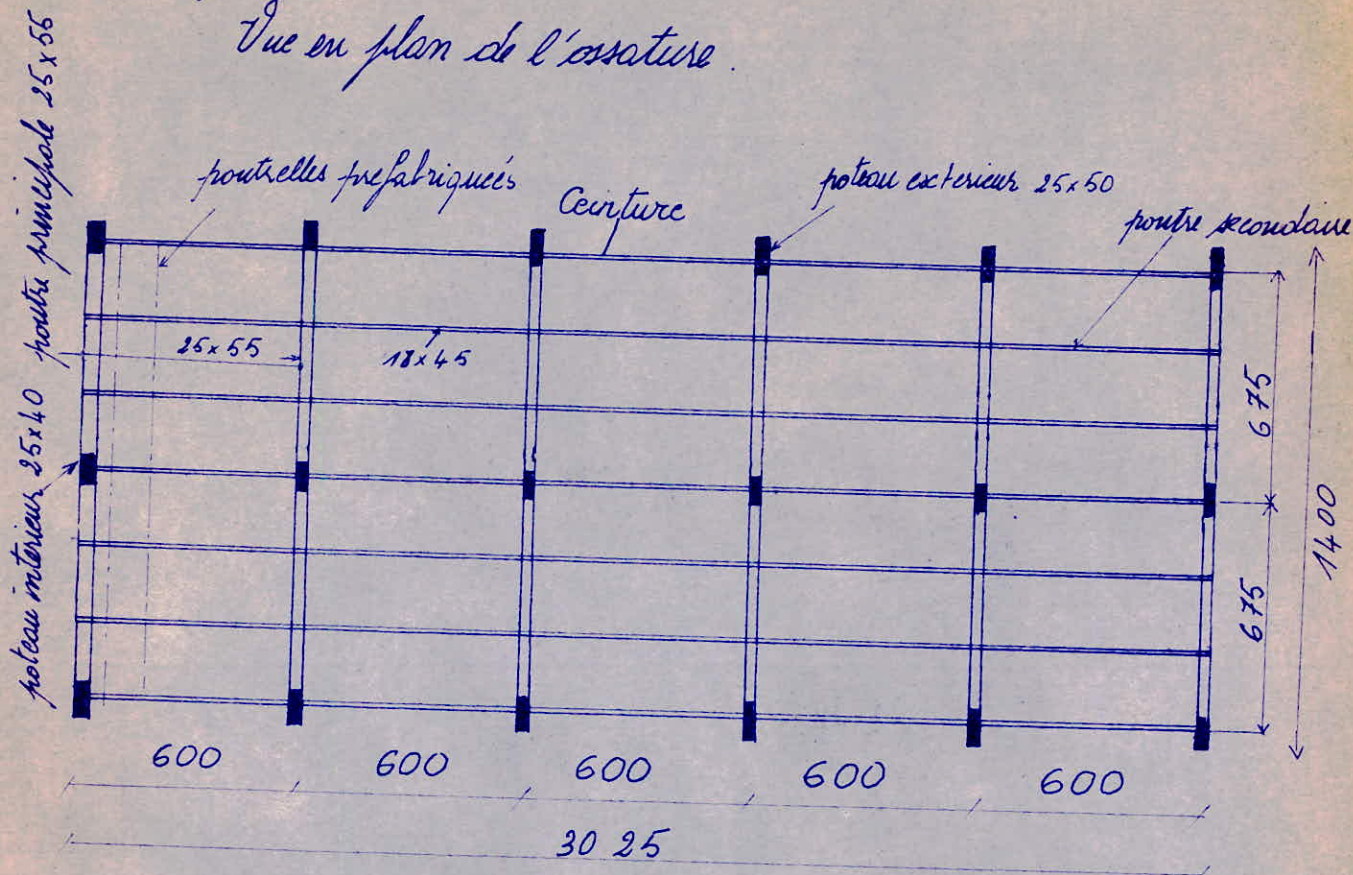
b) Poutrelles couléés sur place

Elles seront de la forme suivante :

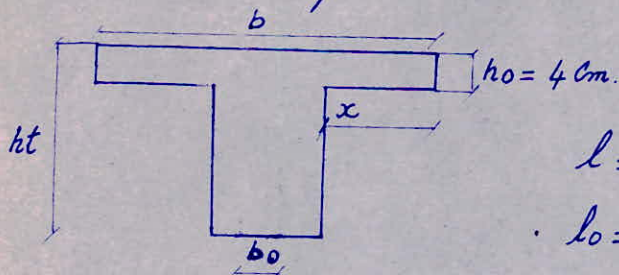


3) Prédimensionnement3.1) Batiment B

Vue en plan de l'ossature.

a) poutres secondaires

On calculera ces poutres avec une section en T.

 $l = 5,75 \text{ m} = \text{portée de la poutre}$  $l_o = \text{Distance entre axes des poutres} (\approx 2,10 \text{ m})$ 

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 38,5 \leq 57,5 \quad \text{on prend } h_t = 45 \text{ cm.}$$

$$b_o = 18 \text{ cm.}$$

$$0,3 h_t \leq b_o \leq 0,5 h_t \Rightarrow 120 \text{ cm} \leq b_o \leq 22,5 \text{ cm.}$$

Calcul de  $b$ . (largeur de la table de compression).

la largeur maximale  $x$  à prendre en compte dans les calculs est fixée par les règles CCBA 68 (ART 23,3).

$$\left. \begin{array}{l} - x < \frac{l_0}{2} \\ - x < \frac{l}{10} \\ - 6h_0 \leq x \leq 8h_0 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} x \leq 105 \text{ cm} \\ x \leq 57,5 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq x \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{on prend } x = 26 \text{ cm}.$$

$\Rightarrow b = 26 \times 2 + 18 = 70 \text{ cm}.$

b) poutres transversales.

les poutres seront calculées en section rectangulaire.

$l = 6,50 \text{ m}.$

$\frac{l}{10} < h_t < \frac{l}{15} \Rightarrow 45 \text{ cm} \leq h_t \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } h_t = 55 \text{ cm}.$

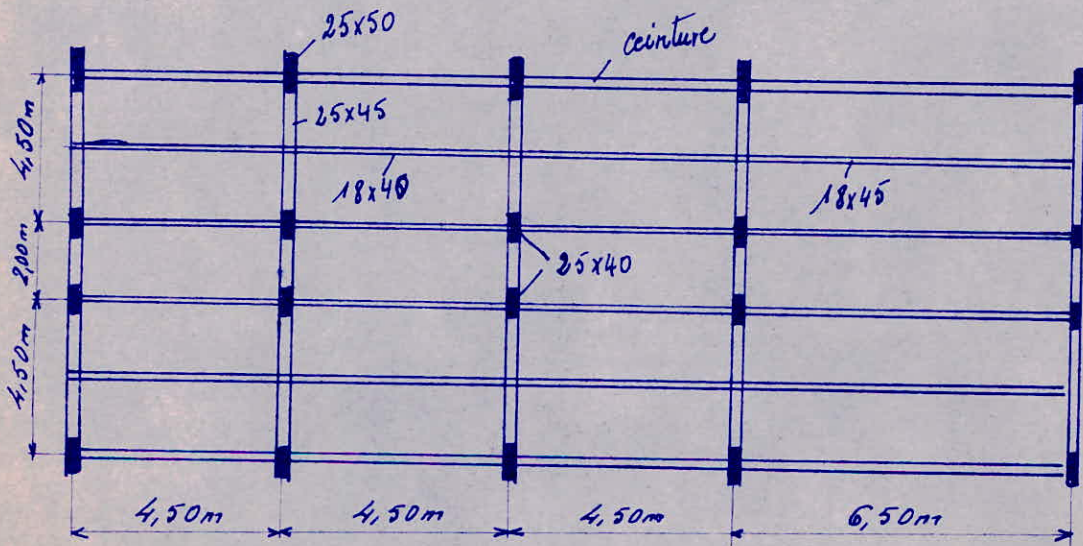
$0,3 h_t \leq b \leq 0,5 h_t \Rightarrow 16,5 \text{ cm} \leq b \leq 27,5 \text{ cm}.$  On prend  $b = 25 \text{ cm}.$

c)  poteaux.

- Dans le sens transversal :

les poteaux intérieurs auront une section de  $25 \times 40$ .  
et les poteaux extérieurs auront une section de  $25 \times 50$ .  
Les derniers étant fixés par l'architecte.

3-2) Bâtiment A.



a) poutres secondaires.

Avec les mêmes conditions que précédemment on trouve :

- 4,25 m  $\rightarrow$   $b = 70\text{cm}$ ,  $b_0 = 18$ ,  $h_t = 40$ ,  $h_0 = 4$ .

- 6,25 m  $\rightarrow$   $b = 70\text{cm}$ ,  $b_0 = 18$ ,  $h_t = 45$ ,  $h_0 = 4$ .

Pour les portiques transversaux :

- Les poutres auront une section rectangulaire de  $45 \times 25$ .

- Les poteaux intérieurs de  $40 \times 25$ .

- Les poteaux de rive de  $50 \times 25$ .

- Au dessus de l'amphithéâtre pour les poutres de  $10,75\text{m}$  de portée, la section sera de  $80 \times 25$ .

### III CARACTERISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX CONSTITUANT LE BÉTON ARMÉ

#### 1. Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre:

##### 1.1. Béton:

Le projet sera réalisé avec du béton dont le ciment est de la classe 325 et est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  avec une grosseur du granulat quatre fois plus petite que l'épaisseur minimale des pièces de l'ouvrage.

##### 1.1.1 Contrainte de compression admissible: $\bar{\sigma}_b'$ (CCBA 68. ART. 9).

Cette contrainte admissible  $\bar{\sigma}_b'$  est prise égale à une fraction de sa résistance à 28 jours.

$$\bar{\sigma}_b' = f_b' \sigma_{28}$$

où:  $\sigma_{28}$  est la résistance nominale du béton à la compression à l'âge de 28 jours.

- cette contrainte est déterminée par des essais ou estimée a priori.

$$f_b' = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon$$

- ces coefficients tiennent compte:

- $\alpha$ ; de la classe du ciment utilisé.
- $\beta$ ; de l'efficacité de contrôle.
- $\gamma$ ; du rapport entre l'épaisseur minimale ( $h_m$ ) de l'élément étudié et la grosseur du granulat utilisé (cm).
- $\delta$ ; de la distribution des contraintes dans la section.
- $\epsilon$ ; de la nature de la sollicitation et de la forme de la section.

Pour ce cas:

$$\alpha = 1 \text{ (CPA 325)}.$$

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

$\delta, \epsilon$ :  $\epsilon$  est toujours compris entre 0,5 et 1 ( $0,5 \leq \epsilon \leq 1$ ).

- Compression simple ( $\delta = 0,30$ ;  $\epsilon = 1$ )  $\Rightarrow \bar{\sigma}_b' = 0,25 \sigma_{28}$

- Flexion simple et flexion composée avec traction ( $\delta = 0,60$ )

• Section rectangulaire ( $\epsilon = 1$ )  $\Rightarrow \bar{\sigma}_b' = 0,50 \sigma_{28}$

• Pour les autres sections:  $\bar{\sigma}_b' = 0,5 \sigma_{28}$ .

$\varepsilon$  est déterminé tel que  $\frac{F_b'}{B'} \leq \bar{\sigma}_{b0}$

$F_b'$  = Résultante des forces de compression.

$B'$  = Section du béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{b0}$  = contrainte admissible en compression simple.

- Flexion composée avec compression.

$$J = \min \left[ 0,60; 0,30 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right]$$

où  $e_0$  = excentricité de la force extérieure par rapport au centre de gravité du béton seul.

$e_1$  = rayon vecteur, de même signe que  $e_0$ , du noyau central, de la section du béton seul située dans le plan radial passant par le centre de pression.

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\Sigma}{6} J \varepsilon \sigma_{28}'$$

### 1-1.2. Contrainte de traction de référence:

par mesure de sécurité, le béton tendu sera négligé.

$$\bar{\sigma}_b = f_b \sigma_{28}' \text{ ou } f_b = \alpha \beta \gamma \theta$$

$\alpha, \beta, \gamma$  définis précédemment ( $\alpha = 1; \beta = \frac{5}{6}; \gamma = 1$ )

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}'} \quad \sigma_{28}' \text{ exprimé en bars.}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_b = \left( 0,018 + \frac{2,1}{270} \right) \times 1 \times \frac{5}{6} \times 270 \text{ bars} = \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$$

### 1.2 Aciers (CCBA 68 ART 10):

#### 1-2.1. Contrainte de traction admissible pour les armatures longitudinales:

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

où  $\sigma_{en}$  = limite d'élasticité nominale  $\sigma_{en}$  }  $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en}$ .  
solicitations du 1<sup>er</sup> genre  $\Rightarrow f_a = \frac{2}{3}$

Cette valeur  $\bar{\sigma}_a$  est limitée par: (ART 49 du CCBA 68)

$$\text{le max } (\sigma_1, \sigma_2): \text{ avec } \sigma_1 = k_2 \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f}; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \rho_s \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

Les contraintes limitent la fissuration du béton.

$k_2$ : coefficient dépendant des conséquences de la fissuration.

$h = 1,5 \times 10^6$  peu nuisible (ce cas).

$h = 10^6$  préjudiciable.

$h = 0,5 \times 10^6$  très préjudiciable.

$\eta$ : coefficient de fissuration: - fouds lisses  $\eta = 1$ .

- Haute adhérence  $\eta = 1,6$ .

$\phi$ : diamètre en millimètre de la plus grosse des barres tendues.

$\bar{w}_f$ : pourcentage de fissuration de défini par  $\bar{w}_f = \frac{A}{B_f}$ .

$B_f$ : section d'encrobage des barres tendues.

En conclusion on vérifiera  $\bar{\sigma}_a \leq \min [\bar{\sigma}_a; \max (\sigma_1, \sigma_2)]$ .

1.2.2. Contrainte admissible de compression pour les armatures longitudinales:

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a$$

Pour les aciers avec  $\sigma_{en} < 3300$  bars ou  $\sigma$  alors (CCBA 68 art 32,82)

2. Sollicitation du 2<sup>e</sup> genre:  $\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_{en}, \frac{\sigma'_{en}}{3340}$

2-1. Béton.

les valeurs de compression admissible et de traction de référence ( $\bar{\sigma}'_b$  et  $\bar{\sigma}_b$ ) déterminées au 1<sup>er</sup> genre sont à multiplier par 1,5.

2-2. Aciers.

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \sigma_{en}$$

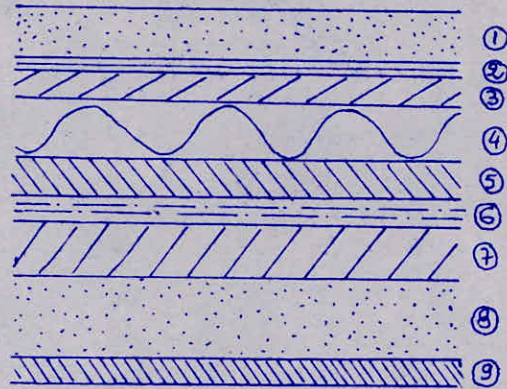


# PLANCHER TERRASSE

## I. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

### a- charges permanentes :

Etanchéité, isolation



①	5cm de gravier ( $1600 \text{ kg/m}^3$ ) (pour protéger le vieillissement des couches inférieures)	80 $\text{kg/m}^2$
②	Isolation hydrofuge (1cm) (3 couches asphaltées de bitume)	6 $\text{kg/m}^2$
③	Chape de protection (1cm)	20 $\text{kg/m}^2$
④	Isolation thermique (3cm)	12 $\text{kg/m}^2$
⑤	Barrière de vapeur (carton asphalté)	2 $\text{kg/m}^2$
⑥	Carton perforé (diffusion de vapeur)	4 $\text{kg/m}^2$
⑦	Béton de pente ( $\approx 6\text{cm}$ ) $2000 \text{ kg/m}^3$	120 $\text{kg/m}^2$
⑧	poutrelle (16+4) à corps creux	250 $\text{kg/m}^2$
⑨	Enduit de plâtre (2cm) $1800 \text{ kg/m}^3$	36 $\text{kg/m}^2$
$G_t =$		<u>530 <math>\text{kg/m}^2</math></u>

### b- surcharges :

Dans ce projet on a des terrasses non accessibles (accessibles seulement pour l'entretien) -

⇒ surcharges d'exploitation :  $100 \text{ kg/m}^2$

Ces surcharges doivent être remplacées par des surcharges climatiques (neige ou vent) lorsque ces valeurs sont supérieures -

L'implantation de ce projet se fera à Boumerdes où les surcharges dues à la neige sont de  $20 \text{ kg/m}^2$  donc on prend :  $P_E = 100 \text{ kg/m}^2$

## 2- HYPOTHÈSES DE CHARGEMENT

Les charges et surcharges seront supposées uniformément réparties sur les poutrelles -

Les calculs se feront conformément aux règles (CCBA 68), au 1<sup>er</sup> genre :  $G + 1,2P$

L'effet du retrait étant annulé par les joints de dilatation.

$$G + 1,2 P_E = 530 + 1,2 \times 100 = 650 \text{ kg/m}^2$$

Les poutrelles préfabriquées seront calculées simplement appuyées sur les appuis -

Les poutres secondaires (poutrelles) seront continues sur les appuis -

### 3- CALCUL DES EFFORTS ET DIMENSIONNEMENT DES SECTIONS

#### a- calcul des poutrelles préfabriquées:

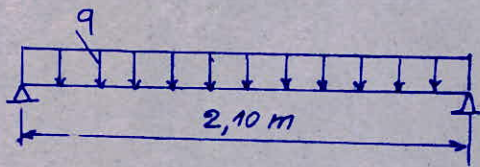
Les poutrelles coulées sur place seront calculées comme si elles reposaient sur des appuis simples (c.a.d.  $M_0 = q l^2 / 8$ ), sans omettre l'art. 59.4 (CCBA 68) qui prévoit des armatures supérieures aux appuis pour équilibrer un moment égal à  $-0,15 M_0$ .

Dans ce bâtiment les poutrelles ont une portée entre nus d'appuis  $\approx 2,10$  m.

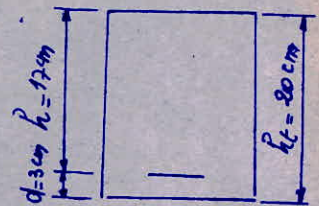
Pour une raison de sécurité, on considère la section rectangulaire  $12 \times 20$  au lieu de la section en T.

La charge par mètre linéaire revenant à chaque poutrelle est:

$$q = 650 \times 0,65 = 422,50 \text{ kg/ml}$$



section considérée



Moment en travée:  $M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{422,5 \times 2,1^2}{8} = 232,90 \text{ kgm}$

- Détermination de la section longitudinale avec les coefficient de Charron:

$$\mu = \frac{\eta M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 232,9 \times 10^2}{2800 \times 12 \times 17^2} = 0,0360 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9188 \\ k = 46,6 \end{cases}$$

$$A_{nec} = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon k} = \frac{232,9 \times 10^2}{2800 \times 0,9188 \times 17} \approx 0,53 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 2T8 = 1 \text{ cm}^2$$

- vérification  $k = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{46,6} = 60,09 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

- condition de non fragilité Art 52 (CCBA 68)

$$\frac{A}{b_0 h} \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \Rightarrow A \geq 12 \times 17 \times 0,69 \times \frac{5,9}{4200} = 0,20 \text{ cm}^2$$

$A \geq 0,20 \text{ cm}^2$  vérifiée

- condition de flèche Art 58.4 (CCBA 68)

est-il nécessaire de vérifier la flèche ?

$$\textcircled{1} h_t \geq \frac{l}{15} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow h_t \geq \frac{l}{15} \approx 15 \text{ cm} \text{ vérifiée}$$

$$\textcircled{2} \frac{A}{b_0 h} \leq \frac{36}{\bar{\sigma}_{en}} \Rightarrow \frac{1}{12 \times 17} \leq \frac{36}{4200} \rightarrow 0,0049 \leq 0,0086 \text{ vérifiée}$$

$$\textcircled{3} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{220} \geq 0,04 \Rightarrow 0,095 > 0,04 \text{ vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Avec un T8 comme acier supérieur l'Art 59.4 est largement vérifié.

- Fissuration.

$$\begin{cases} k = 1,5 \cdot 10^6 \\ \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \\ \eta = 1,6 \\ \phi = 8 \end{cases}$$

$$\sigma_s = 2,4 \sqrt{\frac{\eta k \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \times 1,5 \cdot 10^6 \times 5,9}{8}} = 3193 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_a$$

$$\sigma_s \approx 3193 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \text{ vérifiée}$$

- adhérence ?

$$\tau_d < \bar{\tau}_d ; \quad \bar{\tau}_d = 2 \psi_d \sigma_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{T}{Pz} \quad \text{pi: périmètre des barres tendues} \quad T = \frac{q l}{2} = \frac{422,5 \times 2,1}{2} = 443,63 \text{ kg}$$

$$178 \Rightarrow \beta = 3,51 \text{ cm}$$

$$\tau_d = \frac{444}{2,51 \times 7,8 \times 17} = 11,81 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d \text{ vérifiée}$$

Armatures transversales:

- peut-on mettre des cadres verticaux ? (Art 28-12)  
condition la plus défavorable à vérifier est :

$$\tau_b \leq 2,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{ou} \quad \tau_b = \frac{T}{b_0 z} \quad \text{avec} \quad T = \frac{q l}{2} \quad z = \frac{7}{8} h$$

$$T = \frac{422,5 \times 2,1}{2} = 443,63 \text{ kg} \Rightarrow \tau_b = \frac{443,63}{12 \times \frac{7}{8} \times 17} = 2,49 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau_b < 2,5 \bar{\sigma}_b \text{ vérifiée}$$

Donc on peut mettre des cadres verticaux -

- On prend comme cadres des  $\phi 6$  ( $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$ )

$$F_c E22 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1467 \text{ kg/cm}^2$$

- calcul de  $t$  (écartement) aux appuis (Art 25-12)

$\bar{\sigma}_{at} = f_a \bar{\sigma}_{en} =$  contrainte admissible des armatures transversales ( $A_t$ )

$$f_a = \max \left[ \frac{2}{3} ; 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right] = \max [0,67 ; 0,95] \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,95 \times 2200 =$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2090 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_m = t_{\text{mécanique}} = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{T} z = \frac{0,56 \times 2090}{443,63} \times \frac{7}{8} \times 17 = 39,25 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max(t_1, t_2) \quad \text{ou} \quad t_1 = h(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) = 14,85 \text{ cm}$$

$$t_2 = 0,2h = 3,40$$

$$\text{or } t = \min(t_m, \bar{t}) \Rightarrow t \text{ aux appuis} \approx 14,85 \text{ cm}$$

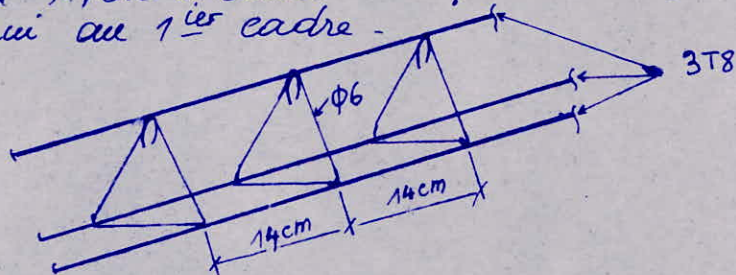
le 1<sup>er</sup> cadre sera mis à  $t/2$  de l'appui -

Avec la suite de Caquot on obtient :  $\frac{l}{2} = 2,10 \approx 1$

D'après les prescriptions de l'article 25-12 on préfère avoir  $t < z$

$$t \leq \frac{7}{8} h \leq \frac{7}{8} \times 17 \approx 15 \text{ cm}$$

Donc on prendra 14cm d'écartement pour les  $A_t$  avec toutefois 7cm du me d'appui au 1<sup>er</sup> cadre -



b. calcul de la dalle de compression.

cette dalle a un rapport  $\frac{l_x}{l_y} = \frac{65}{210} = 0,31 < 0,4$  donc elle ne porte que

dans un seul sens suivant la petite dimension  $l_x$ , suivant  $l_y$  il n'y aura que des armatures de répartition -  
Charriot prend forfaitairement pour le moment suivant  $l_x$  :

en travée  $M_t = \frac{q l^2}{10}$  et aux appuis  $M_a = \frac{q l^2}{20}$   
 en considérant une poutre de 1m de largeur suivant  $l_x$  -  
 $q$  pour la dalle est égale à  $G = 250 + 2500 \times 0,04 = 530 - 250 + 100 =$   
 $G_d + 1,2P = 380 + 1,2 \times 100 = 500 \text{ kg/ml}$   $G_v = 380 \text{ kg/m}^2$

$$q/ml = 500 \times 1m = 500 \text{ kg/ml}$$

$$M_t = \frac{500 \times (0,65)^2}{10} = 21,13 \text{ kgm}$$

$$M_a = \frac{500 \times (0,65)^2}{20} = 10,56 \text{ kgm}$$

Cette dalle sera armée avec des treillis soudés dont les grillages en fils écrouis ont un diamètre inférieur à 6mm  $\Rightarrow \sigma_{en} = \sigma_{ex} = 5300 \text{ kg/cm}^2$   
 Comme le moment en travée est très faible et que  $\sigma_{en}$  est très grand on prend directement les sections minimales imposées par Art 58.2 CCBAGG

$$50 \leq l_x \leq 80 \Rightarrow A_x \geq \frac{43 l}{\sigma_{en}} = \frac{43 \times 0,65}{5300} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq \frac{A_x}{2} = 0,27 \text{ cm}^2$$

Choix du treillis :

Le diamètre des fils sera de 4mm dans les 2 sens

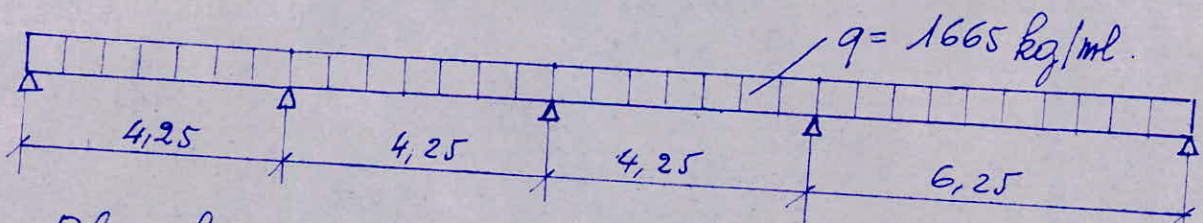
avec un écartement de 20cm suivant  $l_x$   
 de 25cm suivant  $l_y$

c) calcul des poutres secondaires

- portée de 4,25m ( $b=70, b_0=18, h_t=40, h_0=4$ )

- portée de 6,25m ( $b=70, b_0=18, h_t=45, h_0=4$ )

a) Déterminations des efforts



$$\text{Plancher: } 530 \times 2,08 = 1192,5 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Poids: } 0,18 \times 0,45 \times 2500 = 202,5 \text{ kg/ml}$$

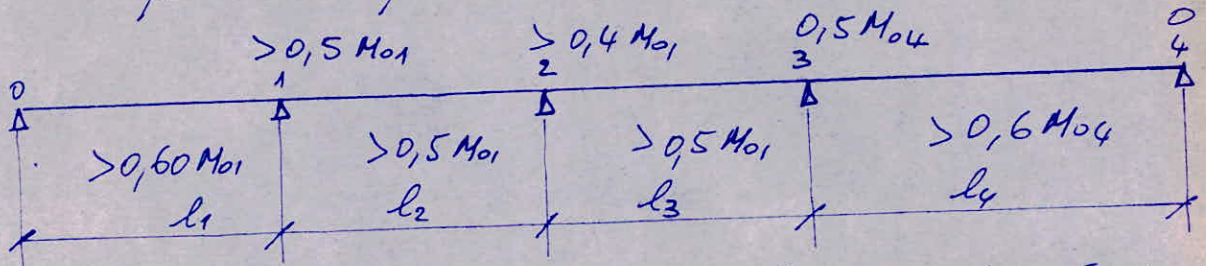
$$\text{Surcharges: } 100 \times 1,2 \times 2,25 = 270 \text{ kg/ml}$$

$$q = 1665 \text{ kg/ml}$$

Pour la détermination des moments sur appui on applique la méthode de cross. (ou l'équation de 3 moments)

Ces moments sur appuis seront diminués de  $\frac{1}{3}$  et les moments en travée seront augmentés en conséquence tout en respectant les règles de C.C.B.A. 68.

pour cette poutre



Avec la condition suivante pour chaque travée  $i$ :

$$M_{ei} + M_{e-1} \frac{l_i - x_i}{l_i} + \frac{M_i x_i}{l_i} \geq 1,15 M_{0i} \quad \text{ou}$$

$M_{ei}$  : moment en travée

$M_{e-1}$  : moment à l'appui gauche

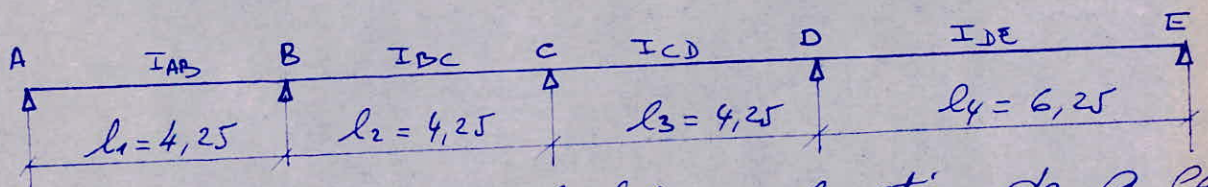
$M_i$  : moment à l'appui de droit

$M_{0i}$  : moment isostatique en travée

$l_i$  : portée de la travée

$x_i$  : distance de l'appui gauche au moment maximum en travée.

### MÉTHODE DE CROSS :



Les moments seront calculés en fonction de  $q$  car les résultats nous serviront pour le plancher courant.

$$I_{AB} = I_{BC} = I_{CD} = \frac{40^3 \times 18}{12} = 9,6 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{DE} = \frac{45^3 \times 18}{12} = 1,37 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

Coefficients de raideur :

$$R_{AB} = \frac{3}{4} \frac{I_A}{l_{AB}} = \frac{3}{4} \frac{9,6 \cdot 10^4}{4,25} = 169,4 ; \quad R_{BC} = R_{CD} = \frac{9,6 \cdot 10^4}{425} = 226$$

$$R_{DE} = \frac{3}{4} \frac{1,37 \cdot 10^5}{625} = 164,4$$

Coefficients de répartition :

$$C_{BA} = \frac{R_{BA}}{\sum R_B} = \frac{169,4}{169,4 + 226} = 0,428 ; \quad C_{BC} = \frac{226}{226 + 169,4} = 0,572$$

$$C_{CB} = \frac{226}{226 + 226} = 0,5 = C_{CD} ; \quad C_{DC} = \frac{226}{226 + 164,4} = 0,579$$

$$C_{DE} = \frac{164,4}{226 + 164,4} = 0,421$$

Moments attaquants

$$M_{BA} = -q \frac{l_{AB}^2}{8} = -2,258 q$$

$$M_{DE} = q \frac{l_{DE}^2}{8} = 4,883 q$$

$$M_{BC} = -M_{CB} = M_{CD} = -M_{DC} = q \frac{l_{BC}^2}{12} = 1,505 q$$

Nœuds	B		C		D	
	BA	BC	CB	CD	DC	DE
C	0,428	0,572	0,5	0,5	0,579	0,421
$M^t$	-2,258	1,505	-1,505	1,505	-1,505	4,883
B	0,322	0,431	0,215			
C		-0,054	-0,108	-0,108	-0,054	
D			-0,926	-1,925		-1,399
B	0,023	0,031	0,015			
C		0,228	0,455	0,455	0,228	
D				-0,066	-0,132	-0,096
B	-0,098	-0,130	-0,065			
C		0,033	0,066	0,066	0,033	
D				-0,009	-0,019	-0,014
$M^t$ finals	-2,01 q	+2,04 q	-0,93 q	+0,92 q	-3,37 q	+3,37 q
	$\approx 2,03 q$		$\approx 0,93 q$		$\approx 3,37 q$	
$q = 1665$ kg/ml	$M_B = 3380$ kgm		$M_C \approx 1550$ kgm		$M_D = 5611$ kgm	

$$M_{01} = \frac{1665 \times 4,25^2}{8} = 3759 \text{ kgm}$$

$$0,6 M_{01} = 2256 \text{ kgm}$$

$$0,5 M_{01} = 1880 \text{ kgm}$$

$$0,4 M_{01} = 1504 \text{ kgm}$$

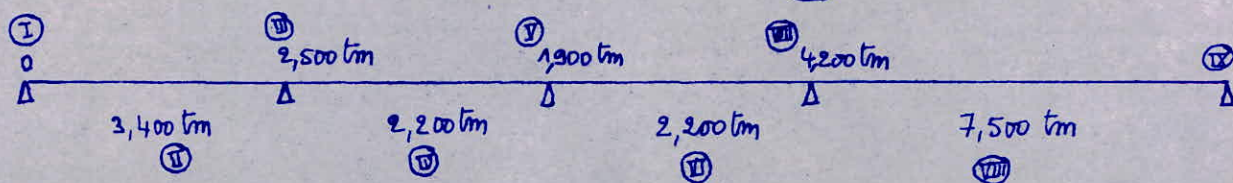
$$0,6 M_{04} = 4880 \text{ kgm}$$

$$0,5 M_{04} = 4065 \text{ kgm}$$

$$M_{04} = \frac{1665 \times 6,25^2}{8} = 8130 \text{ kgm}$$

Appuis	0	1	2	3	4
$M^{\frac{5}{2}}$ aux appuis trouvés	0	3380	1550	5611	0
$M^{\frac{5}{2}}$ en travée trouvés	2260 $x_0 = 1,65$	1351 $x_2 = 2,38$	452 $x_2 = 1,55$	5570 $x_3 = 3,66$	
$\frac{2}{3} M_c$	0	2253	1033	3741	0
$\frac{4}{3} M_c$	3043	1800	603	7430	
$M^{\frac{5}{2}}$ finals aux appuis	0	2500	1900	4200	0
$M^{\frac{5}{2}}$ finals en travée	3400	2200	2200	7500	

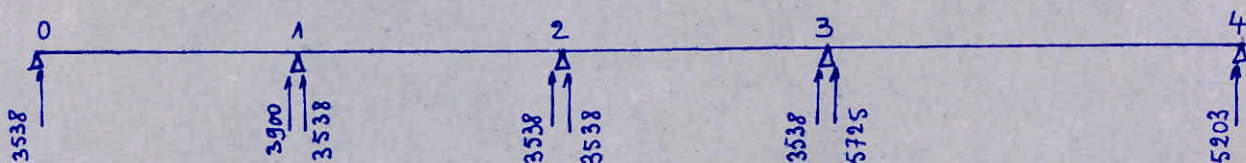
Moments dans la poutre : (M)



Efforts tranchants : (T)

$$q \frac{l_1}{2} = \frac{1665 \times 4,25}{2} = 3538 \text{ kg} \rightarrow 1,19 \frac{l_1}{2} = 3900 \text{ kg}$$

$$q \frac{l_4}{2} = \frac{1665 \times 6,25}{2} = 5203 \text{ kg} \rightarrow 1,19 \frac{l_4}{2} = 5725 \text{ kg}$$



B) Aciers longitudinaux

Pour le calcul des sections on applique les coefficients de Charron.

On considère les sections rectangulaires ( $18 \times 40$ ,  $d = 4 \text{ cm}$ ) sur tous les appuis, et les sections en T ( $b = 70$ ;  $b_0 = 18$ ;  $h_t = 40$ ;  $h_0 = 4$ ) pour les sections II, IV, VII et ( $b = 70$ ;  $b_0 = 18$ ;  $h_t = 45$ ;  $h_0 = 4$ ) pour la section VIII.

Méthode de détermination par les Coefficients de Charron.

- Pour les sections rectangulaires sans aciers comprimés

$$\mu = \frac{nM}{\sigma_a b_0 h^2} \rightarrow \text{on lit dans les tableaux } \left. \begin{array}{l} \varepsilon \\ k = \frac{\sigma_a}{\sigma_b} \end{array} \right\} \Rightarrow A = \frac{M}{\sigma_a \varepsilon h}$$

- Pour les sections en T.

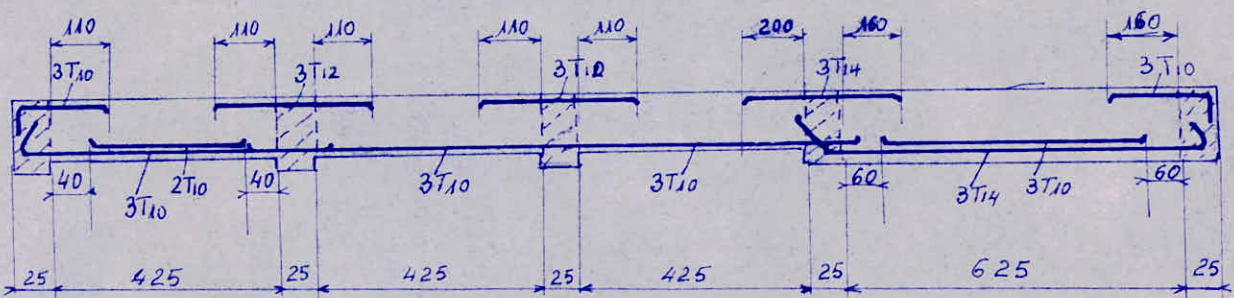
$$\mu = \frac{nM}{\sigma_a b h^2} \rightarrow \text{on lit } \alpha \text{ si } y = \alpha h < h_0 \Rightarrow \text{calcul analogue à la section rectangulaire.}$$

$$\text{si } y = \alpha h > h_0 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \mu \\ \beta = \frac{b}{b_0} \\ \theta = \frac{h}{h_0} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha \rightarrow \varphi = \frac{\alpha}{\theta} \rightarrow m \rightarrow$$

$$z = h - m h_0 \rightarrow A = \frac{M}{\sigma_a \cdot z}$$

Sections considérées	I	II	III	IV, VI	V	VII	VIII	IX
Moments et efforts tranchants	$T = 3,538 \text{ t}$	$M = 3,4 \text{ tm}$	$M = 2,5 \text{ tm}$	$M = 2,2 \text{ t}$	$M = 1,9 \text{ t}$	$M = 4,2 \text{ t}$	$M = 7,5 \text{ t}$	$T = 5,2 \text{ t}$
Sections d'aciers	$A_i = T/\sigma_a$ $1,26 \text{ cm}^2$	$A_i =$ $3,6 \text{ cm}^2$	$A_s =$ $2,7 \text{ cm}^2$	$A_i =$ $2,3 \text{ cm}^2$	$A_s =$ $2,07 \text{ cm}^2$	$A_i =$ $4,76 \text{ cm}^2$	$A_i =$ $6,92 \text{ cm}^2$	$A_s T/\sigma_a$ $1,26 \text{ cm}^2$

### 8) FERRAILLAGE MÉCANIQUE DE LA POUTRE





### 0) ARMATURES TRANSVERSALES

A gauche de l'appui 1: (travée de 4,25 m de portée)

$$- \bar{\sigma}_b < 5\bar{\sigma}_b ? \quad \bar{\sigma}_b = \frac{I}{b \cdot z} = \frac{3900}{18 \times 7/8 \times 36} = 6,88 \text{ kg/cm}^2 < 5\bar{\sigma}_b$$

- Aciers verticaux ? condition la plus dérivable à vérifier.

$$\bar{\sigma}_b < 2,5 \bar{\sigma}_b = 2,5 \times 5,9 = 14,75 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

- calcul de  $t$  à gauche de 1.

$$\bar{\rho}_{at} = \rho_{at} \cdot \eta_{en} \quad \text{avec} \quad \rho_{at} = \max \left[ \frac{2}{3}; 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9\bar{\sigma}_b} \right] = 0,87$$

$$\Rightarrow \bar{\rho}_{at} = 19,15 \text{ kg/cm}^2$$

- soient 2 cadres  $\phi 6 \Rightarrow A_t = 1,13 \text{ cm}^2$  (Fe E22)

$$t_m = \frac{A_t \bar{\rho}_{at}}{T} \cdot z = \frac{1,13 \times 19,5}{3900} \times 7/8 \times 36 = 17,48 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \left[ 0,2h; h \left( 1 - \frac{0,3 \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \right] = 23,4 \text{ cm}$$

$$t = \min(t_m, \bar{t}) = 17 \text{ cm}$$

$t = 17 \text{ cm}$  écartements des armatures dans la poutre selon la suite de Caquot.

Pour la travée de 6,25 m.

$$T_{\max} = 5725 \text{ kg} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{5725}{18 \times 7/8 \times 41} = 8,87 \text{ kg/cm}^2 < 2,5 \bar{\sigma}_b$$

$$\rightarrow \rho_{at} = 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9\bar{\sigma}_b} = 0,83 \Rightarrow \bar{\rho}_{at} = 1833 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_m = \frac{1,13 \times 1833}{5725} \times 7/8 \times 41 \approx 13 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \left[ 0,2h; h \left( 1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \right] \approx 22,5 \text{ cm}$$

$\Rightarrow t = 13 \text{ cm}$  écartements selon la suite de Caquot.

J) VÉRIFICATIONS\* Adhérence:

$$\bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,70 \text{ kg/cm}^2$$

on fait la vérification aux points critiques c'est à dire aux nus d'appuis.

Appui 1:  $T_{\max} = 3900 \text{ kg} \rightarrow \bar{\sigma}_d = \frac{I}{P_3} \quad p(3T10) = 9,42 \text{ cm}$

$$\sigma_b = \frac{3900}{9,42 \times 7/8 \times 36} = 13,14 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$$

Appui 3:  $T_{\max} = 5725 \text{ kg} \Rightarrow p(3T14) = 13,19 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \sigma_b = 13,78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$$

- conditions aux appuis.

beton: largeur de la brique de compression: c

$$c = \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_{b0}} \leq a = 25 \text{ cm.}$$

Appui 4:  $T_{\max} = 5203 \text{ kg} \Rightarrow c = \frac{5203 \times 2}{18 \times 68,5} = 8,44 \text{ cm}$

$$c \ll 25 \text{ cm.}$$

Aciers:

$$T + \frac{M}{3} = 5725 - \frac{4,2 \cdot 10^5}{7/8 \times 36} < 0 \text{ vérifié}$$

- Flèche: D'après l'art. 61.6 du C.C.B.A la flèche est vérifiée.

- Fissuration:

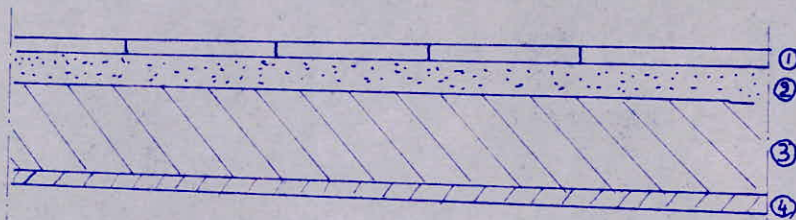
Section (II)  $\omega_f = \frac{2,35}{8 \times 18} = 0,016$ ;  $k = 1,5 \cdot 10^6$ ;  $\eta = 1,6$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 0,016}{10 \times (1 + 10 \times 0,016)} = 3310 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \text{ vérifié}$$

## PLANCHERS COURANTS

### 1- CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

#### a- charges utiles :



① 2 cm : carrelage (dalle céramique) $22 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$ $\longrightarrow$	$44 \text{ kg/m}^2$
② 5 cm : chape de mortier $2000 \text{ kg/m}^3$ $\longrightarrow$	$80 \text{ kg/m}^2$
③ (16+4) : Corps creux + dalle de compression $\longrightarrow$	$250 \text{ kg/m}^2$
④ 2 cm : Enduit de plâtre $1800 \text{ kg/m}^3$ $\longrightarrow$	$36 \text{ kg/m}^2$
Les cloisons seront supposés uniformément répartie $\longrightarrow$	$75 \text{ kg/m}^2$
	$G_p: 485 \text{ kg/m}^2$

#### b- surcharges:

L'ensemble des surcharges pour le bâtiment sera pris égal à  $350 \text{ kg/m}^2 = P$

### 2- HYPOTHÈSES DE CHARGEMENT

Mêmes hypothèses que le niveau terrasse.

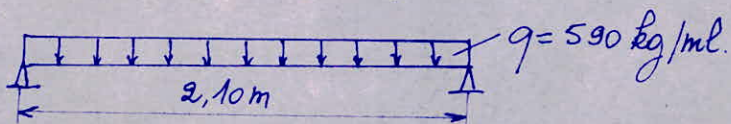
### 3- CALCUL DES EFFORTS ET DIMENSIONNEMENT DES SECTIONS :

3.1. Poutrelles préfabriquées (coulées sur place).

Charge revenant à une poutrelle :

$$G_p + 1,2P = 485 + 1,2 \times 350 = 905 \text{ kg/m}^2$$

charge par mètre linéaire :  $q = 905 \times 0,65 = 590 \text{ kg/ml}$ .



Pour des raisons de sécurité on calcule cette poutrelle en section rectangulaire ( $12 \times 20$ ) et sera considérée simplement appuyée. L'enrobage sera pris égal à 3 cm.

$$\rightarrow M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{590 \times 2,10^2}{8} = 325,24 \text{ kgm}$$

Coefficients de Charron

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 325,24 \times 10^2}{2800 \times 12 \times 17^2} = 0,0502 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9060 \\ k = 38,2 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon k} = \frac{325,24 \times 10^2}{2800 \times 0,9060 \times 17} = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{38,2} = 73,3 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b \text{ vérifié}$$

la section d'acier étant de  $0,75 \text{ cm}^2$ , cette poutrelle sera analogue à celle du niveau terrasse.

### 3.2. Dalle de compression.

elle aura les mêmes armatures que celle du niveau terrasse.

### 3.3. Calcul des poutres secondaires

charge et surcharge revenant à chaque poutrelle en supposant qu'une cloison est posée dessus.

$$\text{charges utiles: } 410 \times 2,08 \approx 853 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Poids propre: } 0,45 \times 0,18 \times 2500 = 202,5 \text{ kg/ml}$$

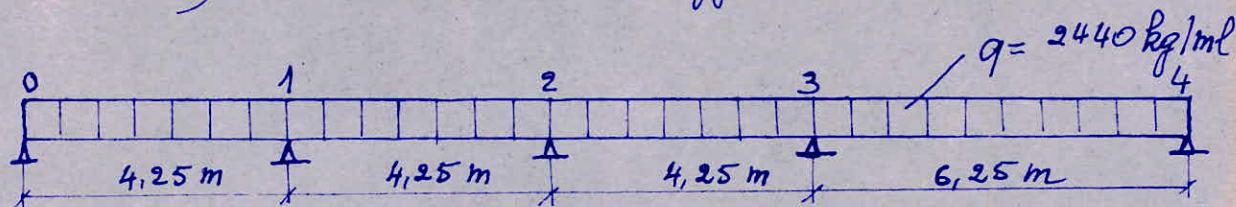
$$\text{Surcharges: } 350 \times 1,2 \times 2,08 \approx 873,6 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Cloison: } 150 \times 3,3 = 495 \text{ kg/ml}$$

$$q = 2440 \text{ kg/ml.}$$

Le calcul de cette poutre secondaire est analogue à celle de la terrasse.

#### a) Détermination des efforts



$$M_{01} = \frac{2240 \times 4,25^2}{8} = 5509 \text{ kgm} \Rightarrow 0,6 M_{01} = 3305 \text{ kgm}$$

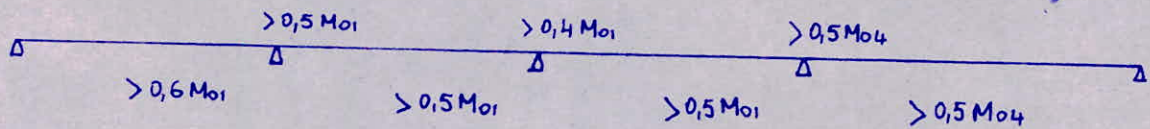
$$0,5 M_{01} = 2755 \text{ kgm}$$

$$0,4 M_{01} = 2204 \text{ kgm}$$

$$M_{04} = \frac{2240 \times 6,25^2}{8} = 11914 \text{ kgm} \Rightarrow 0,6 M_{04} = 7148 \text{ kgm}$$

$$0,5 M_{04} = 5957 \text{ kgm}$$

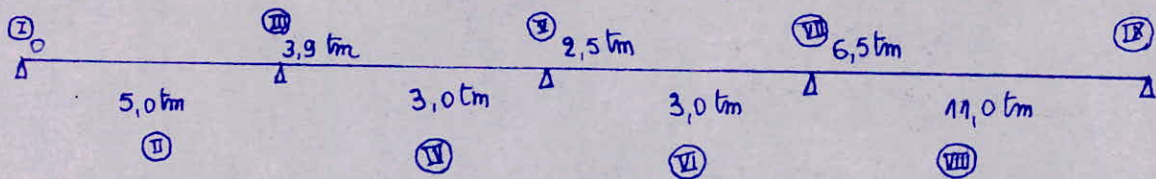
Avec les mêmes conditions que le niveau terrasse.



$$M_{Ti} + M_i \frac{l_i - x_i}{l_i} + M_{i-1} \frac{x_i}{l_i} \geq 1,15 M_{0i}$$

Appuis	0	1	2	3	4
M <sup>0</sup> aux appuis	0	4953	2269	8223	0
M <sup>0</sup> en travées trouvés	3311 x <sub>0</sub> = 1,65	11985 x <sub>1</sub> = 2,38	6,65 x <sub>2</sub> = 1,55	8158 x <sub>3</sub> = 5,66	
2/3 M <sub>i</sub>	0	3302	1513	5482	0
3/2 M <sub>i</sub>		4966,5	2971	997,5	12237
M <sup>0</sup> finals aux appuis	0	3900	2500	6500	
M <sup>0</sup> finals en travées	5000	3000	3000	11000	0

Moments dans la poutre : (M)



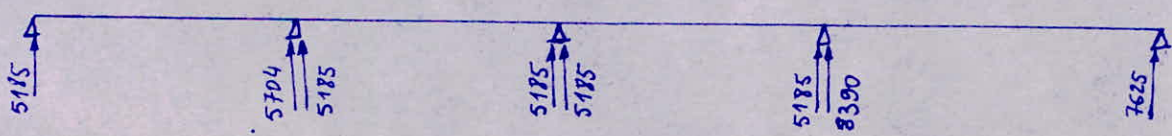
Efforts tranchants : (T)

$$q \frac{l_1}{2} = \frac{2240 \times 4,25}{2} = 5185 \text{ kg}$$

$$1,1 q \frac{l_1}{2} = 5704 \text{ kg}$$

$$q \frac{l_4}{2} = \frac{2240 \times 6,25}{2} = 7625 \text{ kg}$$

$$1,1 q \frac{l_4}{2} = 8390 \text{ kg}$$



## Aciers longitudinaux.

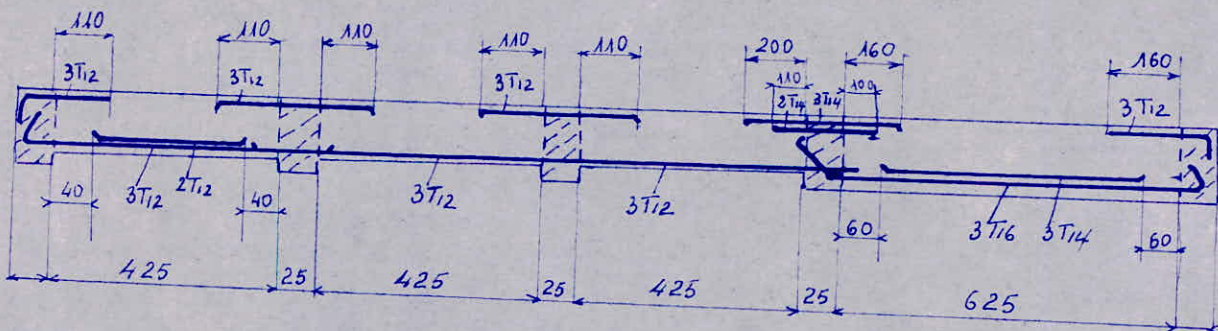
Sections considérées	I	II	III	IV, VI	V	VII	VIII	IX
M <sub>s</sub> et efforts tranchants	T=5,185t	5tm	3,9tm	3tm	2,5tm	6,5tm	11tm	T=7,625t
Sections d'acier	$A_s T / \bar{\sigma}_a$ $A_c = 1,88$ $cm^2$	$A_i = 5,3$ $cm^2$	$A_i = 3,34$ $cm^2$	$A_i = 3,15$ $cm^2$	$A_s = 2,76$ $cm^2$	$A_s = 7,47$ $A_i = 1,49$ $cm^2$	$A_i = 10,86$ $cm^2$	$A > T / \bar{\sigma}_a$ $A_i = 2,72$ $cm^2$

Sections sur appuis  $b_0 = 18$   $h_t = 40$   $d = 4$

Sections en travée  $b = 70$ ,  $b_0 = 18$ ,  $h_t = 40$   $h_0 = 4$   $d = 4$

sauf pour section VIII (avec  $h_t = 45$ )

### c) FERRAILLAGE MÉCANIQUE DE LA POUTRE



### d) ARMATURES TRANSVERSALES

A gauche de l'appui 1: travée de 4,25 m

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{5704}{18 \times 7/8 \times 36} = 10,36 < 2,5 \bar{\rho}$$

⇒ Soient 2 cadres  $\phi 6$  ⇒  $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$  (FeE22)

$$\bar{\rho}_{at} = \rho_{at} \rho_{ex} \text{ où } \rho_{at} = \max \left[ \frac{2}{3}; \left( 1 - \frac{\bar{\tau}_b}{90 \bar{\rho}} \right) \right] = 80$$

$$\Rightarrow \bar{\rho}_{at} = 1770 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow t_m = \frac{A_t \cdot \bar{\rho}_{at} \cdot z}{T} = \frac{1,13 \times 1770}{5704} \times \frac{7}{8} \cdot 36 = 11 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \left[ 0,2 h; h \left( 1 - \frac{0,3 \bar{\tau}_b}{\bar{\rho}} \right) \right] = 17 \text{ cm}$$

$t = M \text{ cm}$

$t = 11 \text{ cm}$  écartements dans la poutre en respectant la suite de Caquot -

Portée de 6,25 m

avec 2 cadres  $\phi 6 \Rightarrow A_t = 1,13 \text{ cm}^2$

$$T_{\max} = 8390 \text{ kg} \rightarrow \sigma_b = \frac{8390}{18 \times 7/8 \times 41} \approx 13 \text{ kg/cm}^2 < 2,5 \bar{\sigma}_b$$

$$f_{at} = 1 - \frac{\sigma_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 0,76 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 1660 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow t_m = \frac{1,13 \times 1660}{8390} \times 7/8 \times 41 = 8,02 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \left[ 0,2h ; h \left( 1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \right] = 14 \text{ cm} \quad \left. \vphantom{\bar{t}} \right\} \Rightarrow$$

$$t = \min (t_m, \bar{t}) = 8 \text{ cm}$$

(Écartements dans la poutre selon la suite de Caquot -).

~~Al~~ ~~100~~ ~~200~~

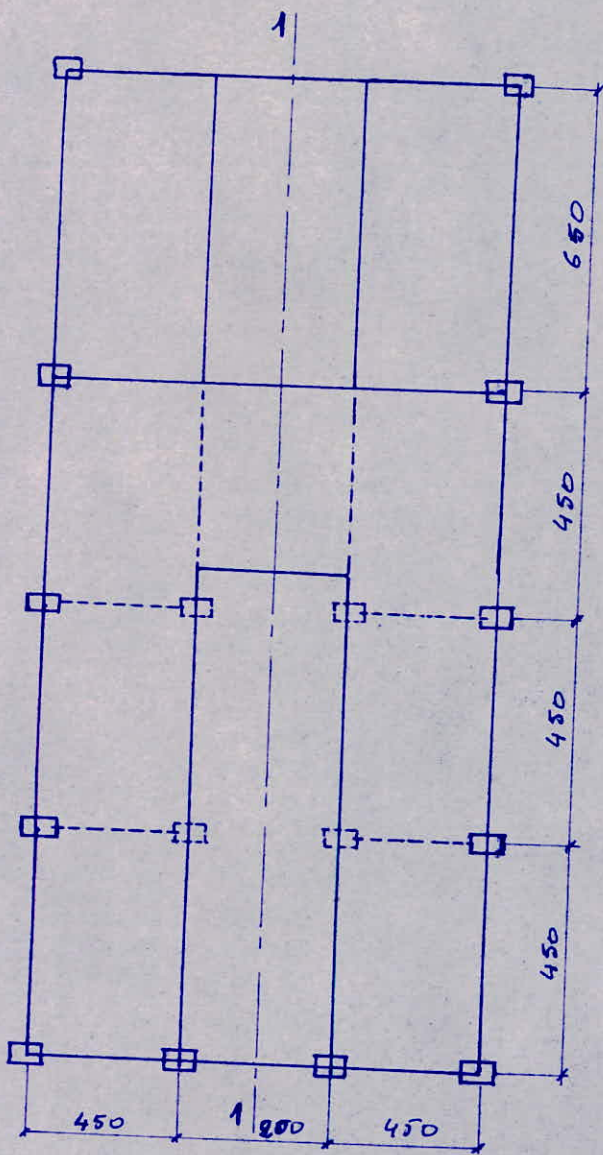
# ETUDE DE L' AMPHITHEATRE

## A) 1<sup>ère</sup> Solution

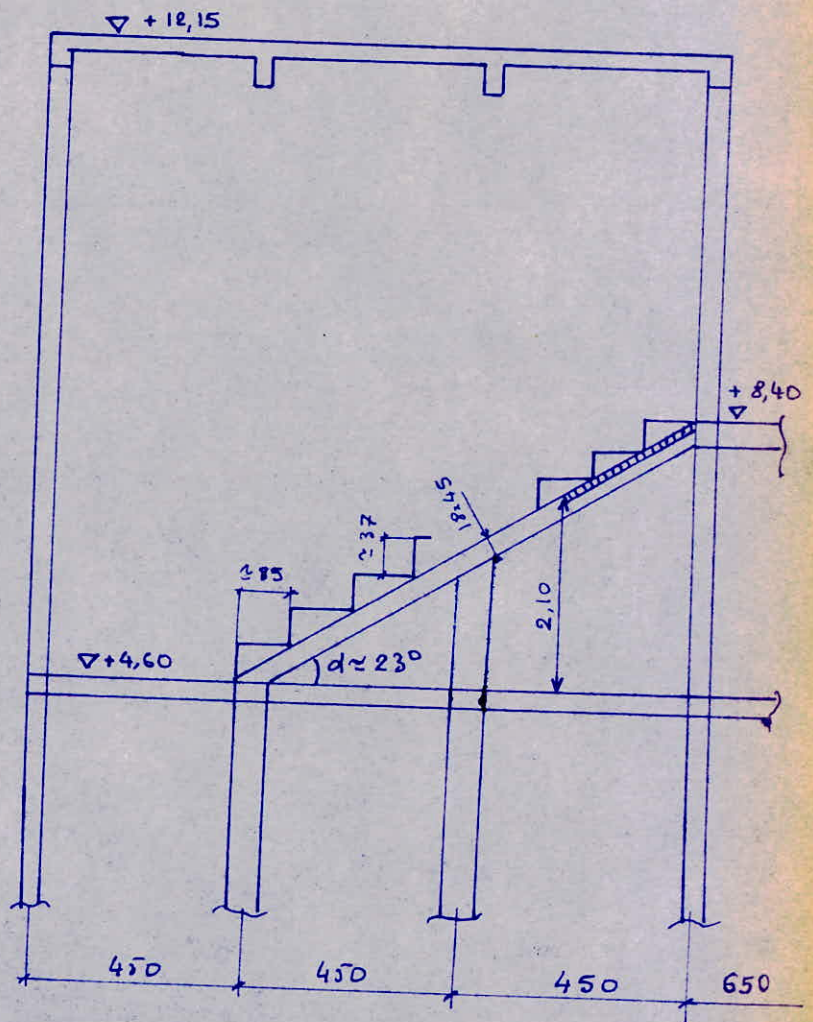
### 1) - Amphithéâtre:

L'amphithéâtre est situé au 1<sup>er</sup> étage et occupe de par sa disposition une partie du 2<sup>ème</sup> étage.

Il sera constitué de poutres porteuses inclinées et d'une dalle coulé sur place.



Vue en plan : 2<sup>ème</sup> étage.



Coupe: 1-1



- Prédimensionnement:

Les poutres porteuses incliées auront:  $18 \times 45$

La dalle aura une épaisseur:  $e = \frac{l}{33} \approx 15 \text{ cm}$ .

- Détermination des charges /  $\text{m}^2$  horizontale.

- Poids propre de la dalle :  $\frac{0,15 \cdot 2500}{\cos 23^\circ} = 407 \text{ kg/m}^2 \text{ h}$ .

- Poids des marches :  $\frac{2200 \cdot 0,37}{l} = 407 \text{ kg/m}^2 \text{ h}$ .

- Surcharge :  $1,2 \times 400 = 480 \text{ kg/m}^2 \text{ h}$ .

---

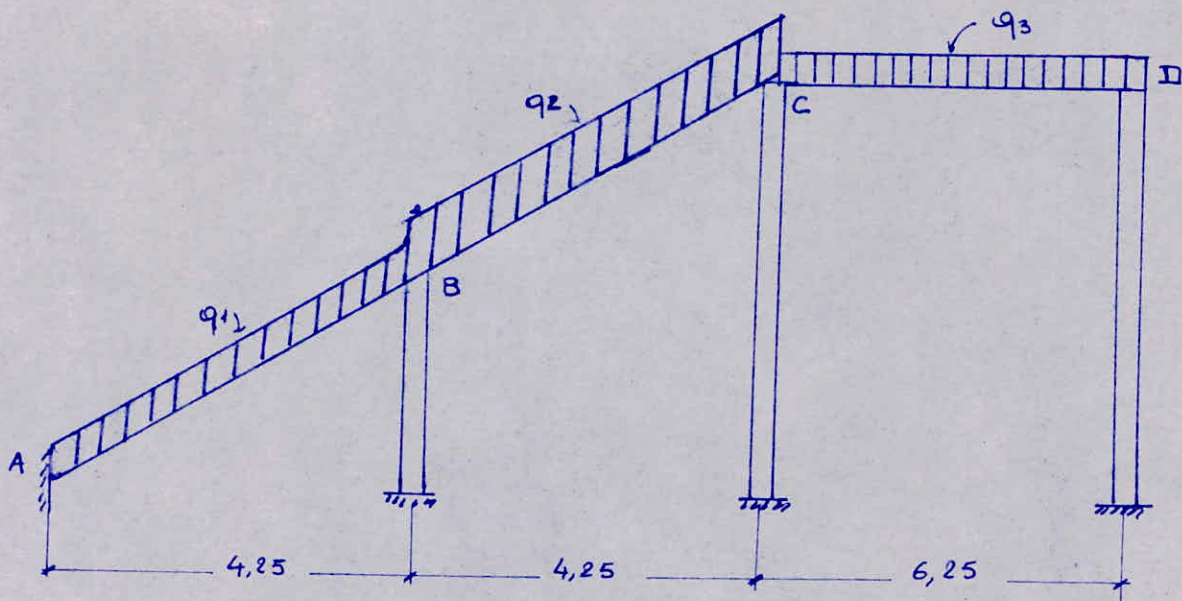
1294  $\text{kg/m}^2 \text{ h}$ .

- Poids propre de la poutre porteuse :  $\frac{0,18 \cdot 0,45 \cdot 2500}{\cos 23} = 220 \text{ kg/m} \text{ h}$ .

2j- Calcul des poutres porteuses:

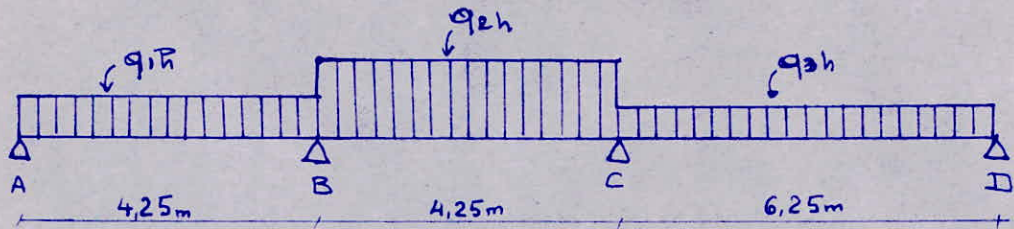
Toutes les poutres porteuses (4) auront les mêmes armatures. on calcule la poutre la plus sollicitée.

On a le système suivant:



La poutre sera supposée encastée aux 3 appuis gauches et libre en D.

Systeme equivalent en flexion (horizontalement).



a. Calcul des charges et surcharges:

$$q_{1h}: \text{Poids propre de la dalle} : 407 \cdot \frac{4,25}{2} \approx 865 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{Poids propre des marches} : 407 \cdot \frac{4,25}{2} \approx 865 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{Surcharges} : 480 \cdot \frac{4,25}{2} \approx 1020 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{Poids propre de la poutre} : 200 \text{ kg/ml.}$$

---


$$q_{1h} = 2950 \text{ kg/ml.}$$

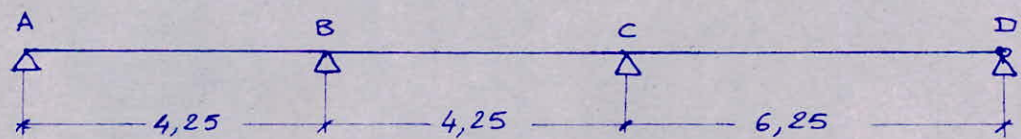
$$q_{2h}: \text{Poids de la dalle (entre B et C)}: \frac{0,8}{2} \cdot 407 = 163 \text{ kg/ml.}$$

---


$$3113 \text{ kg/ml.}$$

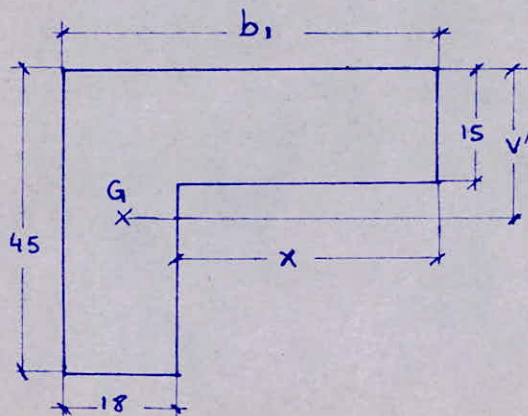
$$q_{3h}: \text{D'après le calcul du plancher} \Rightarrow q_{3h} = 2440 \text{ kg/ml.}$$

b. Détermination des moments par la méthode de Cross:



Sections considérées:

Travée A-B:



détermination de  $\kappa$ :

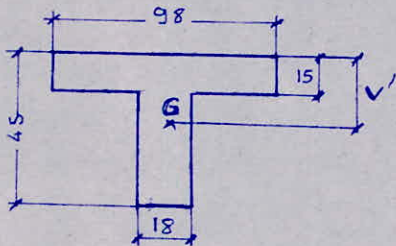
$$\left. \begin{array}{l} \kappa < \frac{p_0}{8} \\ \kappa < \frac{p}{e} \\ 6h \leq \kappa \leq 8h_0 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} \kappa < 212,5 \\ \kappa < 42,5 \end{array} \Rightarrow \kappa = 40 \text{ cm}$$

d'où :  $b_1 = 58 \text{ cm}$ .

on a aussi :

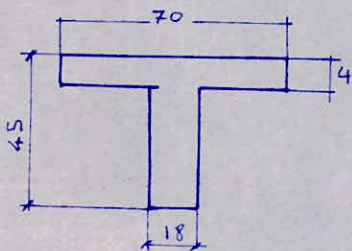
$$\left\{ \begin{array}{l} V'_1 = 16,12 \text{ cm} \\ I_G = 2,25 \cdot 10^5 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

Travée B-C :



$$\left\{ \begin{array}{l} V' = 13,54 \text{ cm} \\ I_G = 2,68 \cdot 10^5 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

Travée C-D :



$$\left\{ \begin{array}{l} V' = 15,54 \text{ cm} \\ I_G = 2,53 \cdot 10^5 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

- Coefficients de raideur :

$$R_{AB} = \frac{I_{AB}}{l_{AB}} = \frac{2,25 \cdot 10^5}{425} = 529,41 \text{ cm}^3$$

$$R_{BC} = \frac{I_{BC}}{l_{BC}} = \frac{2,68 \cdot 10^5}{425} = 630,59 \text{ cm}^3$$

$$R_{CD} = \frac{3}{4} \cdot \frac{I_{CD}}{l_{CD}} = \frac{3}{4} \cdot \frac{2,53 \cdot 10^5}{625} = 303,60 \text{ cm}^3$$

- Coefficients de répartition :

$$C_{AB} = 1$$

$$C_{BA} = \frac{R_{BA}}{\sum R(B)} = \frac{529,41}{529,41 + 630,59} = 0,456$$

$$C_{BC} = \frac{630,59}{630,59 + 529,41} = 0,544$$

$$C_{CB} = \frac{630,59}{630,59 + 303,60} = 0,675$$

$$C_{CD} = \frac{303,60}{630,59 + 303,60} = 0,325$$

Moments attaquants:

$$M_{AB} = +q_{AB} \cdot \frac{l_{AB}^2}{12} = \frac{2950 \cdot 4,25^2}{12} \cdot 10^{-2} = 4,44 \text{ t.m} = -M_{BA}$$

$$M_{BC} = q_{BC} \cdot \frac{l_{BC}^2}{12} = \frac{3113 \cdot 4,25^2}{12} \cdot 10^{-3} = 4,686 \text{ t.m} = -M_{CB}$$

$$M_{CD} = q_{DC} \cdot \frac{l_{DC}^2}{8} = \frac{2440 \cdot 6,25^2}{8} \cdot 10^{-3} = 11,914 \text{ t.m}$$

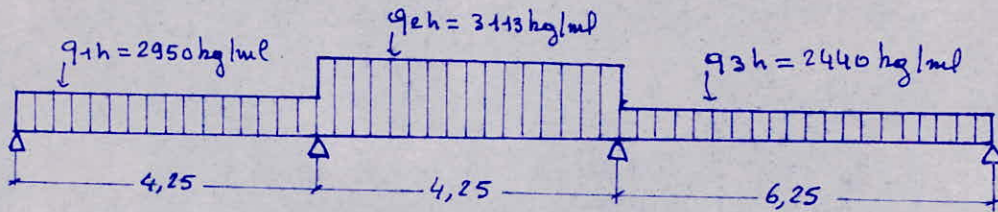
Moments aux appuis:

Nœuds	A	B		C	
Travées	AB	BA	BC	CB	CD
C	1	0,456	0,544	0,675	0,325
$M^B$ attaquants	4,440	-4,440	4,686	-4,686	11,914
B	-0,056	-0,142	-0,134	-0,067	
C			-2,414	-4,834	-2,327
B	0,551	1,102	1,315	0,657	
C			-0,222	-0,444	-0,214
B	0,051	0,101	0,121	0,060	
C				-0,041	-0,020
$M^B$ finals	4,986	-3,349	3,352	-9,355	9,353

$$M_A = 4,99 \text{ t.m}$$

$$M_B = 3,35 \text{ t.m}$$

$$M_C = 9,36 \text{ t.m}$$

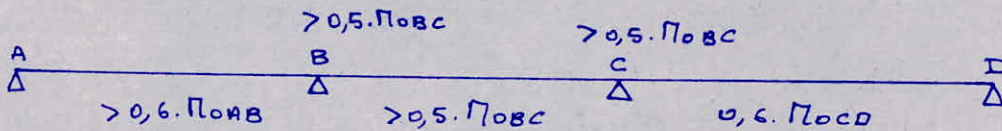


$$M_{0AB} = \frac{2,950 \cdot 4,25^2}{8} = 6,66 \text{ t.m} \rightarrow 0,6 \cdot M_{0AB} = 4 \text{ t.m} \begin{cases} 0,4 \cdot M_{0AB} = 2,66 \text{ t.m} \\ 0,5 \cdot M_{0AB} = 3,33 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$M_{0BC} = \frac{3,113 \cdot 4,25^2}{8} = 7,03 \text{ t.m} \rightarrow 0,6 \cdot M_{0BC} = 4,22 \text{ t.m} \begin{cases} 0,4 \cdot M_{0BC} = 2,81 \text{ t.m} \\ 0,5 \cdot M_{0BC} = 3,52 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$M_{0CD} = \frac{2,440 \cdot 6,25^2}{8} = 11,94 \text{ t.m} \rightarrow 0,6 \cdot M_{0CD} = 7,15 \text{ t.m} \rightarrow 0,5 \cdot M_{0CD} = 5,96 \text{ t.m}$$

Conditions à respecter (prévues par C.C.B.A 68):

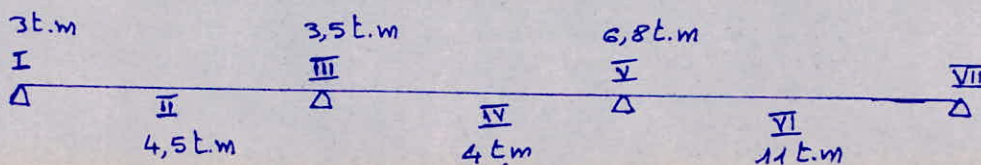


avec la condition:

$$M_{ti} + M_{i-1} \cdot \frac{l_i - x_i}{l_i} + M_i \cdot \frac{x_i}{l_i} \geq 1,15 \cdot M_{0i}$$

Appuis	A	B	C	D
$M^0$ aux appuis trouvés	4,99	3,35	9,36	0
$M^0$ en travée trouvés		2,52 ( $x_A = 2,26$ )	4,04 ( $x_B = 1,67$ )	7,69 ( $x_C = 3,74$ )
$\frac{2}{3} \cdot M_i$	3,33	2,33	6,24	0
$\frac{3}{8} \cdot M_{ti}$		3,80	1,52	11,54
$M^0$ finals sur appuis.	3 t.m	3,5	6,8 t.m	0
$M^0$ finals en travée.		4,5	4 t.m	11 t.m

d'où les moments en flexion:  $M_f$ .



c. Efforts normaux dans la poutre :

A mi-portée d'une travée, l'effort normal est nul.  
La partie inférieure est soumise à un effort normal de compression variant de 0 à N.

La partie supérieure est soumise à un effort de traction variant de 0 à -N.

$$N_I = q_{zh} \cdot \frac{l}{2} = \frac{2950 \times 4,25}{2} = 6270 \text{ kg} = 6,27 \text{ t.}$$

$$N_{II} = 0 \text{ t.}$$

$$N_{III}^g = -q_{zh} \cdot \frac{l}{2} = -6,27 \text{ t.}$$

$$N_{III}^d = q_{th} \cdot \frac{l}{2} = \frac{3113 \times 4,25}{2} = 6620 \text{ kg} = 6,62 \text{ t.}$$

$$N_{IV}^g = -q_{th} \cdot \frac{l}{2} = -6,62 \text{ t.}$$

d. Détermination des sections d'acier :

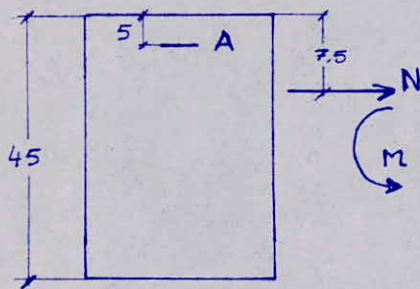
Le calcul des sections sera fait en flexion composée.

Méthode de CHARRON : flexion composée ramenée à la flexion simple

exemple de calcul :

Soit la section III<sup>g</sup> : on a :  $N = -6,27 \text{ t}$  (traction).

$$M = -3 \text{ t.m.}$$



Pour des raisons de sécurité, on considère des sections rectangulaires pour la détermination des aciers.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3}{6,27} = 0,48 \text{ m} \gg \frac{ht}{6} \Rightarrow \text{section partiellement tendue}$$

on suppose d'abord qu'on a pas besoin d'aciers comprimés.

Moment fictif :  $\Gamma_{b/A} = 3 - 6,2 \times 0,025 = 2,85 \text{ t.m.}$

$$\rightarrow \mu = \frac{m \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 2,85 \cdot 10^5}{2800 \cdot 18 \cdot 40^2} = 0,0530$$

$$\rightarrow \varepsilon = 0,9038 \quad ; \quad \bar{K} = 37,0$$

d'où :  $\sigma'_b = \frac{2800}{37} = 75,68 \text{ kg} < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow$  pas besoin d'aciers comprimés

$$\text{ona : } A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot \bar{h}} = \frac{2,85 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9038 \cdot 40} = 2,82 \text{ cm}^2.$$

N : effort normal de traction  $\Rightarrow \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{6,27 \cdot 10^3}{2800} = 2,24 \text{ cm}^2.$

$$\text{d'où alors : } A = A_1 + \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 5,06 \text{ cm}^2.$$

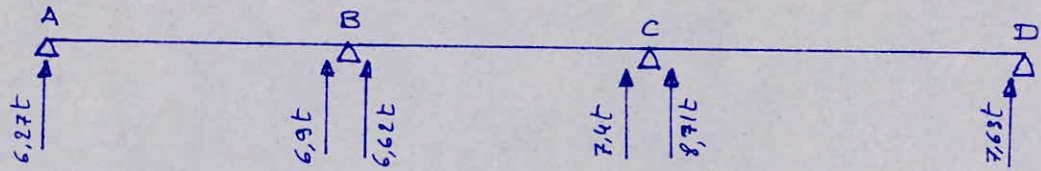
Pourcentage minimal d'acier dans toutes les sections :

$$A > b_0 \cdot \bar{h} \cdot 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 18 \cdot 40 \cdot 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,70 \text{ cm}^2.$$

Remarque : Dans une même section avec un moment et un effort de compression à droite et un effort de traction à gauche, on dimensionne avec le cas le plus défavorable, c'est-à-dire avec le moment et l'effort de traction.

Tableau pour le calcul des sections :

Sections Efforts	I	II	III <sup>a</sup>	IV	V <sup>a</sup>	VI
N (+)	6,27	0	-6,27	0	-6,62	0
M (t.m)	-3	4,5	-3,5	4	-6,8	11
Section d'acier (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> = 0,75	A <sub>i</sub> = 4,55	A <sub>s</sub> = 5,06	A <sub>s</sub> = 4,02	A <sub>s</sub> = 9,23	A <sub>i</sub> = 10,86

f- Armatures transversales:Efforts tranchants:

soient 2 cadres  $\phi 8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ . ( $\sigma_{en} = 2200 \text{ kg/cm}^2$ )

- On a une portée de 4,60 m inclinée:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot 0,3} = \frac{7,40 \times 10^3}{18 \cdot \frac{7}{8} \cdot 40} = 11,75 \text{ kg/cm}^2 < 2,5 \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$f_{at} = \max \left[ \frac{e}{3}; 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_b} \right] = 0,78 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 1713 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_m = \frac{2,01 \times 1713}{7400} \cdot \frac{7}{8} \times 40 = 16,29 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = \max \left[ 0,2 \cdot h; h \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \right] \approx 16 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

- Portée de 6,25 m : 2 cadres  $\phi 8$ .

$$\bar{\sigma}_b = \frac{8,71 \cdot 10^3}{18 \cdot \frac{7}{8} \cdot 40} = 13,83 \text{ kg/cm}^2 < 2,5 \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$f_{at} = \max \left[ \frac{e}{3}; 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_b} \right] = 0,74 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 1627 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_m = \frac{2,01 \times 1627}{8710} \cdot \frac{7}{8} \times 40 = 13,14 \text{ cm}$$

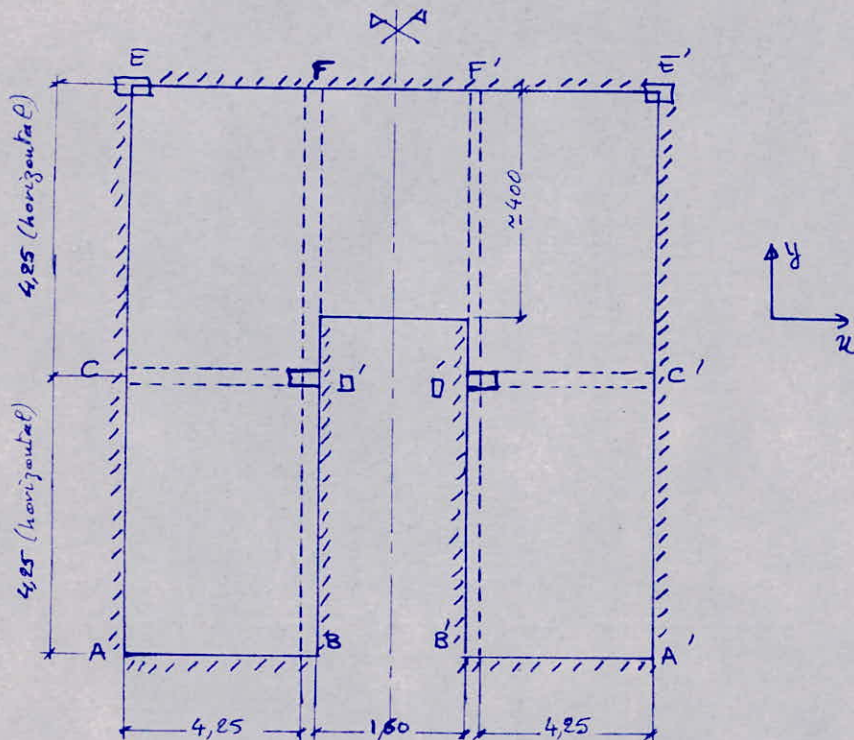
$$\bar{E} = 11,87 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t = 12 \text{ cm}$$



3) - Calcul de la dalle : ( $e = 15 \text{ cm}$ ).

a - Systeme considere :



Les dalles ABCD et CDEF ont le rapport :  $f = \frac{l_x}{l_y} = 1,70,4$  ;  
donc ces dalles portent dans les deux sens.

La dalle FF'O'F a le rapport  $f = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{4,00} = 0,40$  ; donc cette dalle porte dans un seul sens suivant le plus petit cote'  $l_x$  ; elle sera calculée comme une poutre de 1 m de longueur.

b - Determination des moments :

charges : D'apres precedemment :  $q_n = 1294 \text{ kg/m}^2 \text{ h}$ .

- Dalles ABCD et EFCO sont continues en CO et semi-encastrees aux autres appuis.

Ces dalles, etant porteuses dans les 2 sens, on utilise l'abaque de Pigeaud pour le calcul des moments en travée dans le cas de charges uniformement reparties :

Isostatique :

$$f = l_x/l_y = 1 \Rightarrow M_1 = M_2 = 0,035.$$

$$\text{d'où : } M_x = M_y = [M_1 + \mu M_2] \cdot P$$

$$\text{avec } P = 1,294 \cdot 4,25 \cdot 4,25 = 23,373 \text{ t.m} \quad \text{et } \mu = 0,15$$

$$M_x = M_y = (0,035 + 0,15 \times 0,035) \times 23,373 = 941 \text{ kg.m.}$$

. Dans le sens y :

en travée :  $M_{ty} = 0,85 \cdot M_y = 800 \text{ kg.m.}$

sur appuis :  $M_{aABEF} = 0,40 \cdot M_y = 376 \text{ kg.m.}$

$M_{aCD} = 0,50 \cdot M_y = 471 \text{ kg.m.}$

. Dans le sens x :

en travée (ABCD) :  $M_{tx} = 0,90 \cdot M_x = 847 \text{ kg.m.}$

(EFGD) :  $M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 800 \text{ kg.m.}$

aux appuis :

$M_{aFD} = 0,50 \cdot M_x = 470 \text{ kg.m.}$

$M_{aCE} = M_{aCA} = M_{aDB} = 0,30 \cdot M_x = 292 \text{ kg.m.}$

- Dalle EFGG' :

$$M_{0xz} = \frac{1294 \times 1,6^2}{8} = 414 \text{ kg.m.}$$

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0xz} = 311 \text{ kg.m.}$$

c. Efforts normaux suivant  $P_y$  :

en AB :  $N = \frac{1294 \times 4,25}{8} = 2,75 \text{ t}$  (effort de compression).

en CD :  $N^d = +2,75 \text{ t}$  (effort de traction).

$N^d = -2,75 \text{ t}$  (effort de compression).

en EF :  $N = +2,75 \text{ t}$  ( " de traction).

d. Calcul des sections d'acier :

Pourcentage minimal dans la dalle :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

vérification :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{(1294 \cdot 1 \cdot 4,25) / 2}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 2,42 \text{ kg} \ll 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b.$$

=> pas besoin d'aciers transversaux.

Section considérée : (100.15) avec  $d = 2 \text{ cm}$ .

Dalle		ABCD					EFGC					EFGG
		Entrée	AB	CD <sup>a</sup>	AC	BD	Entrée	CD <sup>d</sup>	EF	CE	DF	
Ly	N (t)	0	+2,75	/	/	/	0	+2,75	-2,75	/	/	/
	M (tm)	+0,8	-0,376	-0,471	/	/	+0,376	-0,471	-0,376			
	Acier (cm <sup>3</sup> /ml)	2,36	0,56	2,34	/	/	1,09	0,50	2,20			
Lx	M (tm)	+0,847	/	/	-0,282	-0,282	0,800	/	/	-0,282	-0,470	0,381
	Acier (cm <sup>3</sup> /ml)	2,5	/	/	0,81	0,81	2,36	/	/	0,81	1,37	0,89

Ferrailage :

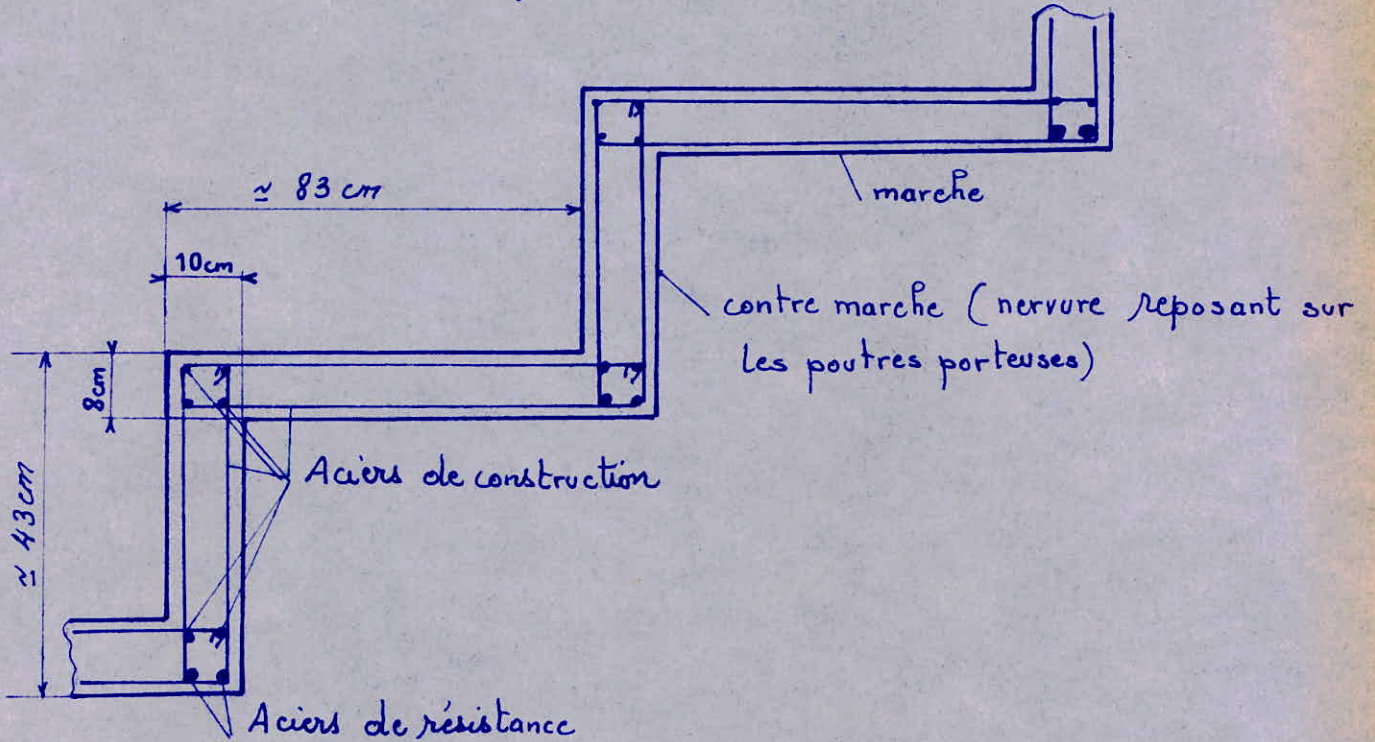
La dalle sera armée ; donc en tenant compte des résultats trouvés et pour simplifier l'exécution dans les 2 sens (Ly et Lx) entrée et sur appuis avec :

6 T8 / ml. (Fe E40)

B) 2<sup>e</sup> Solution

1<sup>o</sup>) Amphithéâtre

L'amphithéâtre peut être aussi constitué de poutres porteuses comme précédemment mais avec dans ce cas des nervures formant les gradins. c.à.d.:



2<sup>o</sup>) Calcul des nervures

a) Charges et surcharges revenant à chaque nervure

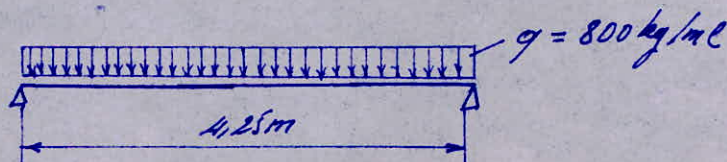
- Poids propre :  $0,43 \times 0,10 \times 2500 \approx 110 \text{ kg/ml}$
  - Poids des marches :  $0,8 \times 0,08 \times 2500 \approx 160 \text{ kg/ml}$
  - Autres charges éventuelles  $\approx 150 \text{ kg/m}^2 \times 0,8 = 120 \text{ kg/ml}$
  - Surcharges pondérées =  $400 \times 1,2 \times 0,8 \approx 385 \text{ kg/ml}$
- 775 kg/ml

On prend  $q = 800 \text{ kg/ml}$ .

b) Calcul des nervures

Il ya 2 sortes de nervure :

1<sup>er</sup> cas :



Section considérée  $48 \times 10$  avec  $d = 3 \text{ cm}$

On considère un semi-encastrement à chaque extrémité :

$$\Rightarrow M_t = \frac{q l^2}{10} \text{ (moment en travée)}$$

$$M_t = \frac{800 \times 4,25^2}{10} = 1445 \text{ kg m} \rightarrow \mu = \frac{\eta M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1445 \times 10^2}{2800 \times 10 \times 40^2} = 0,0484$$

$$\rightarrow \varepsilon = 0,9074 \rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1445 \times 10^2}{2800 \times 0,9074 \times 40} = 1,43 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2T_{10}$$

Pour les appuis, des aciers de construction  $\Phi 8$  suffiront pour reprendre les efforts développés dans ces sections.

Armatures transversales : ( $\Phi 8$  : 1 cadre  $\Rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$   $F_c E_{22}$ )

$$T = \frac{q l}{2} = \frac{800 \times 4,25}{2} = 1700 \text{ kg} \rightarrow \tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{1700}{10 \times 7/8 \times 40} = 4,86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

$$f_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\tau}_b} = 0,91 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = f_{at} \sigma_{en} = 0,91 \times 2200 = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

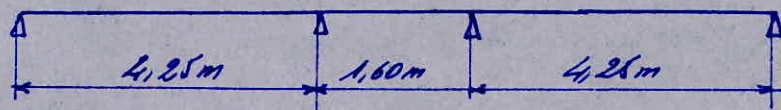
$$l_m = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{T} z = \frac{1 \times 2000}{1700} \times \frac{7}{8} \times 40 = 45 \text{ cm} \quad \left. \vphantom{l_m} \right\} t = 30 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \left[ 0,2 h ; \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right) h \right] = 30 \text{ cm}$$

On prendra comme écartements pour les aciers de construction, un écartement constant le long de la nervure de 20 cm.

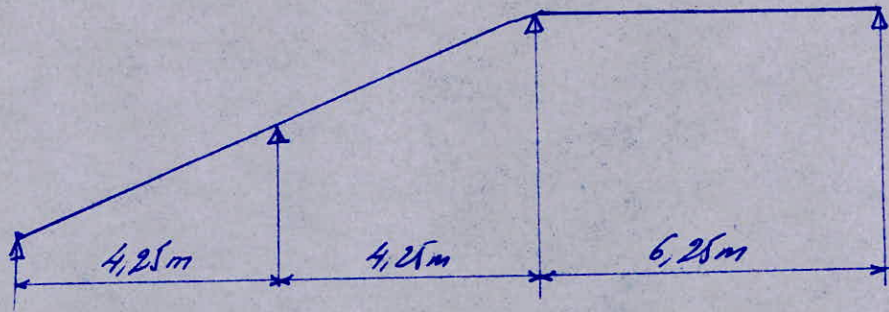
2<sup>e</sup> cas

Nervure continue sur appuis :



Les efforts développés dans cette nervure étant faibles, le ferrailage sera analogue à la nervure calculée précédemment.

c) Calcul des poutres porteuses inclinées



Charges et surcharges revenant aux poutres inclinées :

Les réactions des nervures sur cette poutres seront supposées uniformément réparties.

Charges par mètre linéaire horizontal :

- Réaction :  $\frac{800 \times 4,25}{0,8 \times 2} = 2125 \text{ kg/ml}$

- Poids propre :  $0,45 \times 0,18 \times 2800 = 232,5 \text{ kg/ml}$

On a à peu près les mêmes charges que précédemment, donc les poutres porteuses auront un ferrailage analogue à celles calculées précédemment.

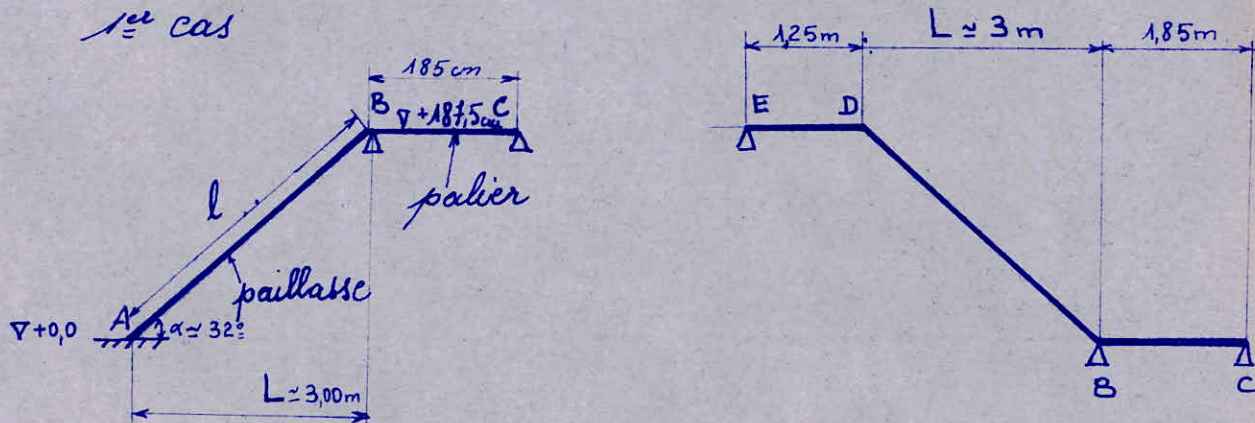
## ETUDE DE L'ESCALIER

### 1) Caractéristiques

C'est un escalier à paillasse adjacentes appuyées sur des poutres.

### - Disposition

1<sup>er</sup> cas



- Remarque : Au point D il n'y a pas d'appui.

condition à respecter :

$$59 \leq 2h + g \leq 64$$

$h$  : hauteur d'une contremarche  
 $g$  : largeur d'une marche

On prend :  $\begin{cases} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow 2h + g = 64$

### - Epaisseur de la paillasse

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{30} ; \quad l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{300}{\cos 32} = 354 \text{ cm}$$

$$12 \text{ cm} < e < 17,7 \text{ cm} ; \quad \text{on prend : } e = 14 \text{ cm}$$

### 2) Détermination des charges et surcharges : (horizontalement) (par $\text{m}^2$ de projection et pour 1m d'embranchement)

#### a) Paillasse inclinée

- poids propre de la paillasse :  $\frac{2500 \times 0,14}{\cos 32} = 413 \text{ kg/m}^2$

- poids propre des marches :  $\frac{2200 \times 0,17}{2} = 187 \text{ kg/m}^2$

- revêtement : 2cm marbre + 4cm chape :  $= 138 \text{ kg/m}^2$

- surcharges ponctuelles :  $400 \times 1,2 = 480 \text{ kg/m}^2$

$$q_1 \approx 1200 \text{ kg/m}^2$$

6. palier :  $e = 14 \text{ cm}$

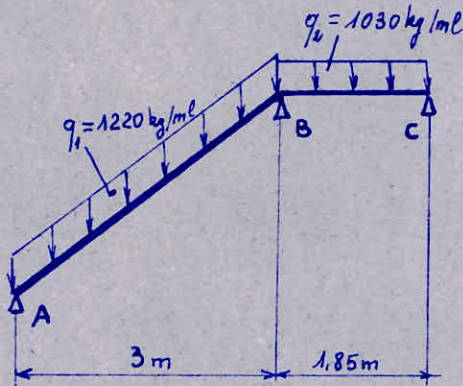
- Poids propre :  $413 \text{ kg/m}^2$
  - Revêtement :  $138 \text{ kg/m}^2$
  - Surcharges :  $480 \text{ kg/m}^2$
- 
- $q_0 = 1030 \text{ kg/m}^2$

### 3) Détermination des efforts

a) 1<sup>er</sup> cas

- paillasse AB

On considère un mètre linéaire le long de la paillasse.



- En considérant un semi-encastrement à chaque extrémité :

en travée :

$$M_{LAB} = \frac{q_1 l^2}{10} = \frac{1220 \times 3^2}{10} = 1098 \text{ kgm}$$

$$N = 0$$

aux appuis :

$$M_A = \frac{q_1 l^2}{25} = \frac{1220 \times 3^2}{25} = 440 \text{ kgm}$$

effort de traction en B :

$$N_B^T = -\frac{q_1 \cos \alpha L}{2 \cos \alpha} = \frac{1220 \times 3}{2} = -1830 \text{ kg}$$

effort de compression en A

$$N_A = +1830 \text{ kg}$$

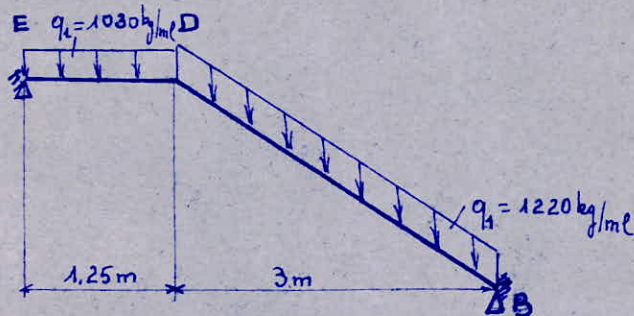
- palier BC :

de même

en travée :  $M_{LBC} = \frac{1030 \times 1,85^2}{10} = 353 \text{ kg/ml}$

aux appuis :  $M_A = \frac{1030 \times 1,85^2}{25} = 141 \text{ kg/ml}$

b) 2<sup>e</sup> cas

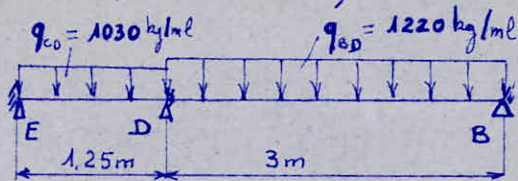


On considère que les travées ED et DB sont encastées l'une dans l'autre en D.

On applique la méthode de Cross pour la détermination des moments aux nœuds



Systeme equivalent en flexion :



Méthode de cross

Moments d'inertie :  $I_{ED} = I_{DB} = I$

Rigidités :  $R_{DB} = \frac{I_{DB}}{l_{DB}} = \frac{I}{3} = 0,800 I$

$R_{ED} = \frac{I_{ED}}{l_{ED}} = \frac{I}{1,25} = 0,333 I$

Coefficients de répartition :

$C_{ED} = C_{BD} = 1$

$C_{DE} = \frac{R_{DE}}{R_{DE} + R_{DB}} = \frac{0,80}{0,80 + 0,333} = 0,706$

$C_{DB} = \frac{R_{DB}}{R_{DB} + R_{DE}} = \frac{0,333}{0,80 + 0,333} = 0,294$

Moments attaquants :

$M_{ED} = \frac{q_{ED} l^2}{12} = \frac{1030 \times 1,25^2}{12} = 134,11 \text{ kgm} = -M_{DE}$

$M_{DB} = \frac{q_{DB} l^2}{12} = \frac{1220 \times 3^2}{12} = 915 \text{ kgm} = -M_{BD}$

Nœuds	E	D		B
Travées	ED	DE	DB	BD
Coeff de répartition	1	0,706	0,294	1
$M^{\text{attaquants}}$ (kgm)	134,11	-134,11	915,00	-915,00
B	-375,69	-551,31	-229,58	-114,81
$M^{\text{aux appuis}}$ (kgm)	-140,58	-685,42	685,42	1029,81

Moments en travée :

$T_E = \frac{q_{ED} l_{ED}}{2} - \frac{M_D - M_E}{l_{ED}} = \frac{1030 \times 1,25}{2} - \frac{685,42 - (-140,18)}{1,25} = 208 \text{ kg}$

$\Rightarrow x_{ED}$  (point de moment nul)  $= \frac{T}{q_{ED}} = \frac{208}{1030} = 0,20 \text{ m}$

$\Rightarrow M_{ED} = T_E x_{ED} - \frac{q_{ED} x_{ED}^2}{2} - M_E = 208 \times 0,20 - \frac{1030 \times 0,2^2}{2} - 140,58 = -120 \text{ kgm}$

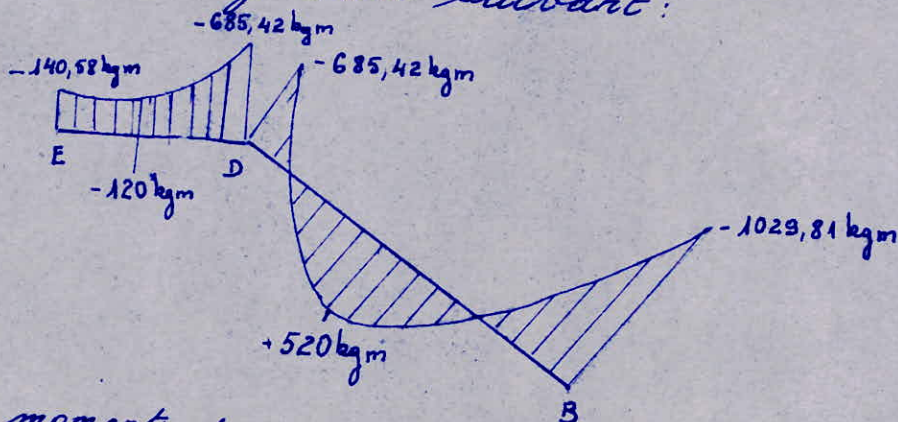
$M_{ED} = -120 \text{ kgm}$

$$T_D^d = \frac{q_{ED} l_{DE}}{2} - \frac{M_B - M_D}{l_{BD}} = \frac{1220 \times 3}{2} - \frac{1029,81 - 685,42}{3} = 1715 \text{ kg}$$

$$x_{DB} = \frac{T_D^d}{q_{DB}} = \frac{1715}{1220} = 1,41 \text{ m}$$

$$M_{tDB} = T_D^d x_{DB} - \frac{q_{DB} x_{DB}^2}{2} - M_D = 1715 \times 1,41 - 1220 \times \frac{1,41^2}{2} - 685,42 \approx 520 \text{ kgm}$$

On a le diagramme suivant :



Les moments sur appuis sont diminués de  $\frac{1}{3}$ , et les moments en travée sont augmentés en conséquence tout en respectant les conditions du CCBA. 68.

#### 4) Détermination des sections d'acier :

a) 1<sup>er</sup> cas

Section considérée (100 x 14) avec  $d = 2 \text{ cm}$

en A :  $M_A = 440 \text{ kgm}$  ;  $N_A = +1830 \text{ kgm} \Rightarrow A_s = 1,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Section calculée en flexion composée ramenée à la flexion simple (Méthode de Charron)

en B :  $M_B = 440 \text{ kgm}$  ;  $N_B = -1830 \text{ kgm} \Rightarrow A_s = 1,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$

en travée :

$M_{tAB} = 1098 \text{ kgm} \Rightarrow A_i = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$M_{tBC} = 353 \text{ kgm} \Rightarrow A_i = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} > 0,69 b_o f_u \frac{\sqrt{f_b}}{\sqrt{f_{cr}}}$$

$$A_{\min} > 0,69 \times 100 \times 12 \times \frac{5,9}{4200} = 1,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) 2<sup>e</sup> cas

Appuis	E		D		B
$M_{i=}$ aux appuis trouvés (kgm)	-140,58		-685,42		-1029,81
$M_{i=}$ en travée trouvés (kgm)	-120		+520		
$M_{i=}$ finals aux appuis = $\frac{3}{4} M_i$ (kgm)	-105		-514		-773
$M_{i=}$ finals en travée = $\frac{4}{3} M_i$ (kgm)	$0,59 \frac{l^2}{8} = 100$		700		
Efforts normaux kg	0	0	-1830	0	+1830
Sections d'acier (cm <sup>4</sup> /ml)	$A_s = 0,32$	$A_u = A_s = 0,30$	$A_s = 1,98$	$A_u = 2,24$	$A_s = 2,13$

## ETUDE DE LA STRUCTURE

- Les poutres secondaires étant disposées suivant le sens longitudinal, ce qui nous donne comme sens porteur le sens transversal.

- Donc les portiques longitudinaux n'étant pas porteurs et que leur rigidité est considérable du fait de leur degré d'hyperstaticité élevé (sans oublier que les murs augmentent leur stabilité) ne seront pas calculés.

- Les calculs seront donc menés que pour les portiques transversaux.

### COMBINAISONS DES CHARGES:

a) Pour les poutres.

Les efforts seront déterminés au 1<sup>er</sup> genre sous  $G+1, 2P$  (avec  $\bar{\nabla}_a = \frac{2}{3} \nabla_{en}$ ), ou 2<sup>e</sup> genre sous  $G+P+S_{IH}$  ce qui donne un moment négatif important sur appui, et  $G+\frac{P}{5}+S_{IH}$  (on décharge les poutres) qui engendre des moments positifs aux appuis considérables.

b) Pour les poteaux et les fondations.

Les efforts seront déterminés

- au 1<sup>er</sup> genre sous  $G+1, 2P$  ce qui nous donne des efforts normaux importants et des moments faibles dans les poteaux.

(c.à.d que la section peut être entièrement comprimée et comme on le sait, le béton travaille mieux à la compression mais dès que l'effort normal devient très grand, un certain pourcentage d'armatures considérable devient nécessaire dans la section).

- au 2<sup>e</sup> genre sous  $G+\frac{P}{5}+S_{IH}$ :

Avec  $G+\frac{P}{5}$  on décharge les poteaux, donc ils ne sont pas soumis

dans ce cas à une précontrainte importante et ainsi sous  $S_{IH}$  (forces horizontales) - des moments de flexion seront développés dans les poteaux avec des sections partiellement comprimées.

NB:

- On dimensionne en comparant les sections d'acier treuvées sous les deux sollicitations.

- Les effets de la composante verticale due au séisme n'est pas prise en compte dans les calculs car j'ai un bâtiment à 3 niveaux et les efforts donnés par cette sollicitation sont très faibles devant les autres sollicitations.

## ETUDE DU SEISME

### 1°) EFFETS DU SEISME ET SYSTEME EQUIVALENT :

Les secousses sismiques engendrent des accélérations suivant des directions quelconques.

La vérification de la stabilité d'ensemble d'un bâtiment vis à vis de l'action sismique s'effectue en le supposant soumis à des systèmes de forces fictives (ou systèmes équivalents).

Ces systèmes équivalents résultent de la combinaison :

- d'un système de forces élémentaires horizontales, toutes parallèles mais de direction quelconque ( $S_{IH}$ ).
- d'un système de forces élémentaires verticales, ascendantes ou descendantes ( $S_V$ ).
- d'un système de couples de torsion d'ensemble d'axes verticale ( $S_T$ ).

### Recommandations de conception générale des bâtiments :

On essaiera toujours, si possible, pour des zones sujettes aux actions sismiques de :

- Réduire, si possible, la hauteur des bâtiments ainsi que le rapport de cette hauteur avec la largeur.
- éviter des ensembles mal équilibrés.
- prévoir, si possible, un sous sol ou des fondations profondes massives ou armées qui assurent la construction dans le sol, ainsi qu'une bonne liaison entre les fondations et la structure.
- éviter les éléments de construction mal liés à l'ossature.

- éviter les ouvertures de trop grandes dimensions.

Pour les superstructures :

- abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction
- réaliser des nœuds rigides ainsi qu'une bonne disposition des armatures.

## 2<sup>e</sup>) CALCUL SISMIQUE (PS 69 ANNEXE B<sub>1</sub>)

- les actions sismiques horizontales :

On les choisit suivant deux sens (d'après PS 69) :

le sens longitudinal et le sens transversal du bâtiment.

- pour le calcul des coefficients sismiques et de stabilité d'ensemble,  
on considère les charges ramenées aux niveaux des planchers.

(dans ce cas la torsion ne sera pas considérée car  $\frac{L_e}{L_t} < 2,5$  (PS 69).)

## 3<sup>e</sup>) DETERMINATION DES COEFFICIENTS SISMIQUES HORIZONTAUX :

- Coefficient longitudinal :  $V_L = \alpha \beta_L \delta \Delta$

- Coefficient transversal :  $V_t = \alpha \beta_t \delta \Delta$

### 3-1. Coefficient d'intensité : $\alpha$

Le coefficient dépend de l'intensité nominale  $i_n$ .

Le bâtiment sera implanté à BOUMERDES de moyenne sismicité  
( $i_n = 8$ )  $\Rightarrow \alpha = 1$  (PS 69).

### 3-2. Coefficient de réponse : $\beta$

Le coefficient dépend de la période  $T$  du mode fondamental  
de la structure.

$$P 69 \Rightarrow \beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}} \text{ avec } 0,05 \leq \beta \leq 1$$

Avec pour les constructions en béton armé :

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

$H$  = hauteur du bâtiment jusqu'aux semelles des fondations (mon cas  $H = 13,15$  m)  
 $L$  = longueur du portique (mon cas  $L = 11$  m)

### 3.3. Coefficient de distribution : $\delta$

Pour des bâtiments simples de modèle courant le coefficient de distribution  $\delta(h)$  applicable au plancher situé à la cote  $h$  est donné par :

$$\delta(h) = h \frac{\sum Z M(Z)}{\sum Z^2 M(Z)} \quad \text{avec } M(Z) : \text{masse concentrée à la cote } Z$$

c.à.d. :  $\delta(h) = h \frac{S}{I}$

Pour les bâtiments à étages sensiblement identiques :

$$\delta_r = \frac{8r}{3n+1} \quad \text{avec : } r \text{ désignant le laug.}$$

$n$  le nombre de planchers.

### 3.4 Coefficient de fondation : $J$

Ce coefficient dépend de la nature du sol et du mode de fondation.

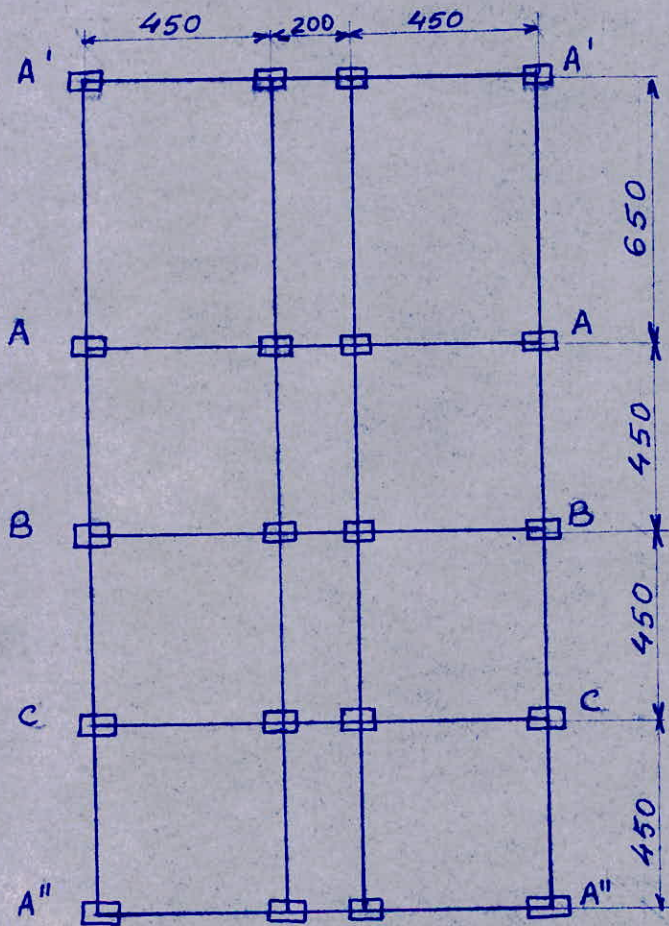
(Dans ce cas, on a des semelles superficielles avec un terrain de consistance moyenne  $\Rightarrow J = 1,15$ ).



ETUDE DES PORTIQUES TRANSVERSAUX

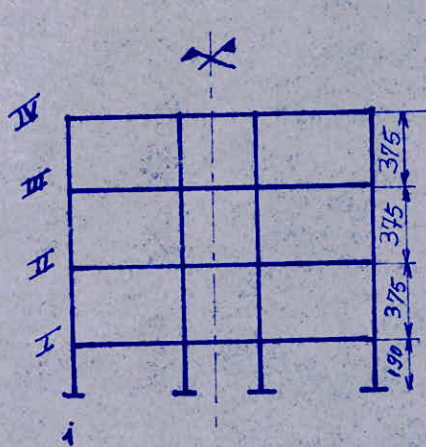
Dans ce bâtiment, vu la disposition de l'amphithéâtre on aura trois portiques différents à étudier.

Vue en plan du bâtiment

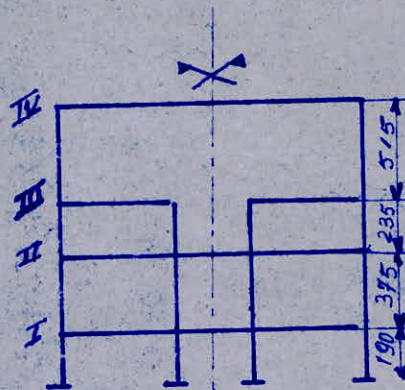


Les portiques A'A' et A''-A'' sont de la même forme que le portique A-A mais sont moins sollicités.

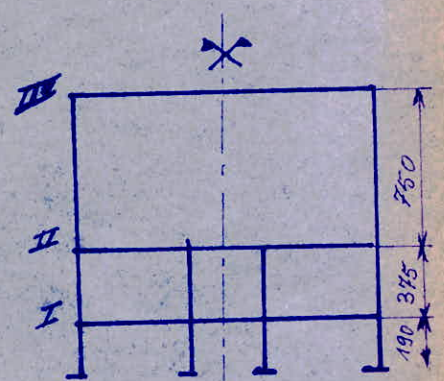
Ils seront armés forfaitairement en fonction du portique A-A.



Portique A-A



Portique B-B

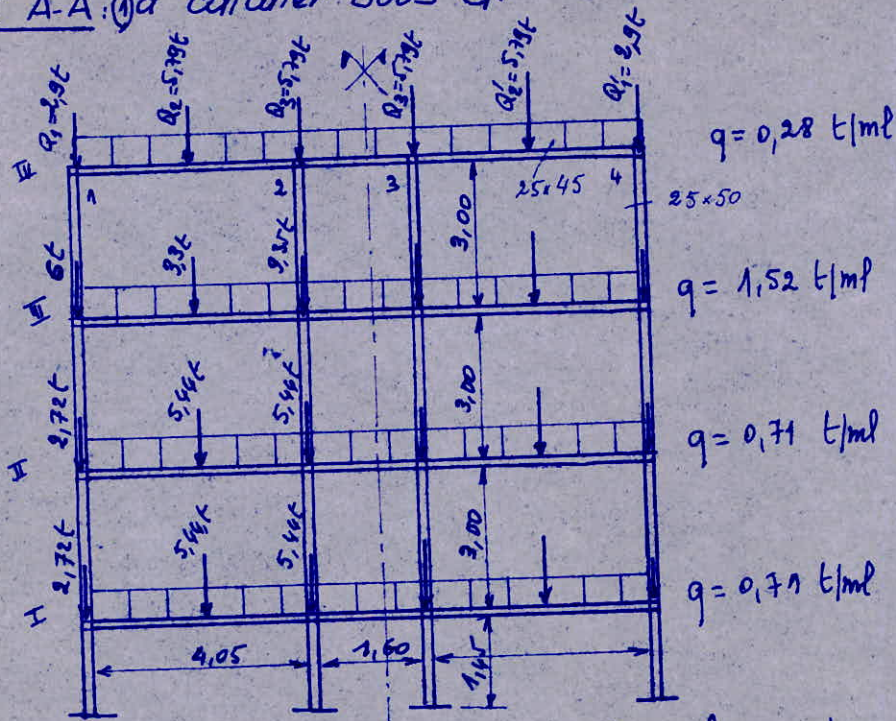


Portique C-C

NB: Cotation entre axes.



PORTIQUE A-A à calculer sous G:



② à calculer sous 1,2P (surcharges).

a) charges concentrées

Niveau IV :  $100 \times 1,2 (3,10 \times 2,10) \times 2,1 = 1310 \text{ kg}$

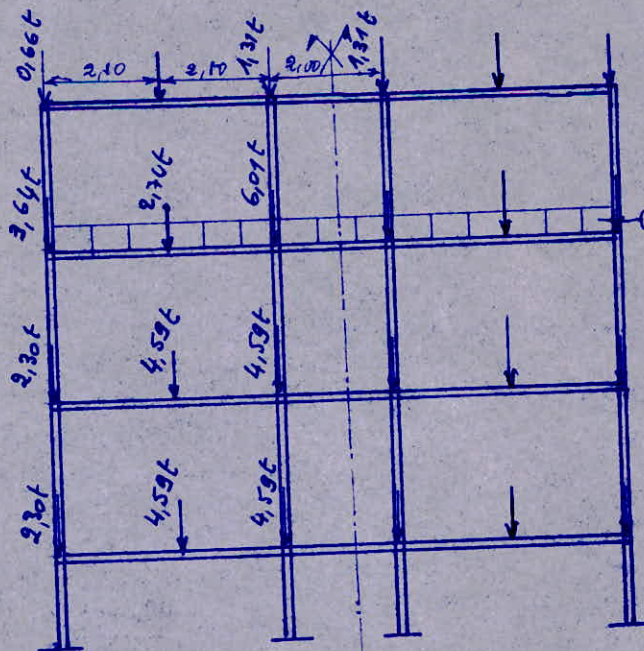
Niveau III : plancher :  $350 \times 1,2 \times 2,1 \times 3,1 = 2734 \text{ kg}$

réaction poutre porteuse

$400 \times 1,2 (2,25 \times 2,1) + 400 \times 1,2 \times 2,1 \times 1 = 2268 + 1008 = 3276 \text{ kg}$

Niveau II :  $350 \times 1,2 \times (3,10 + 2,10) \times 2,10 = 4586 \text{ kg}$

Niveau I : analogue au niveau I.



b) charges unif. réparties.

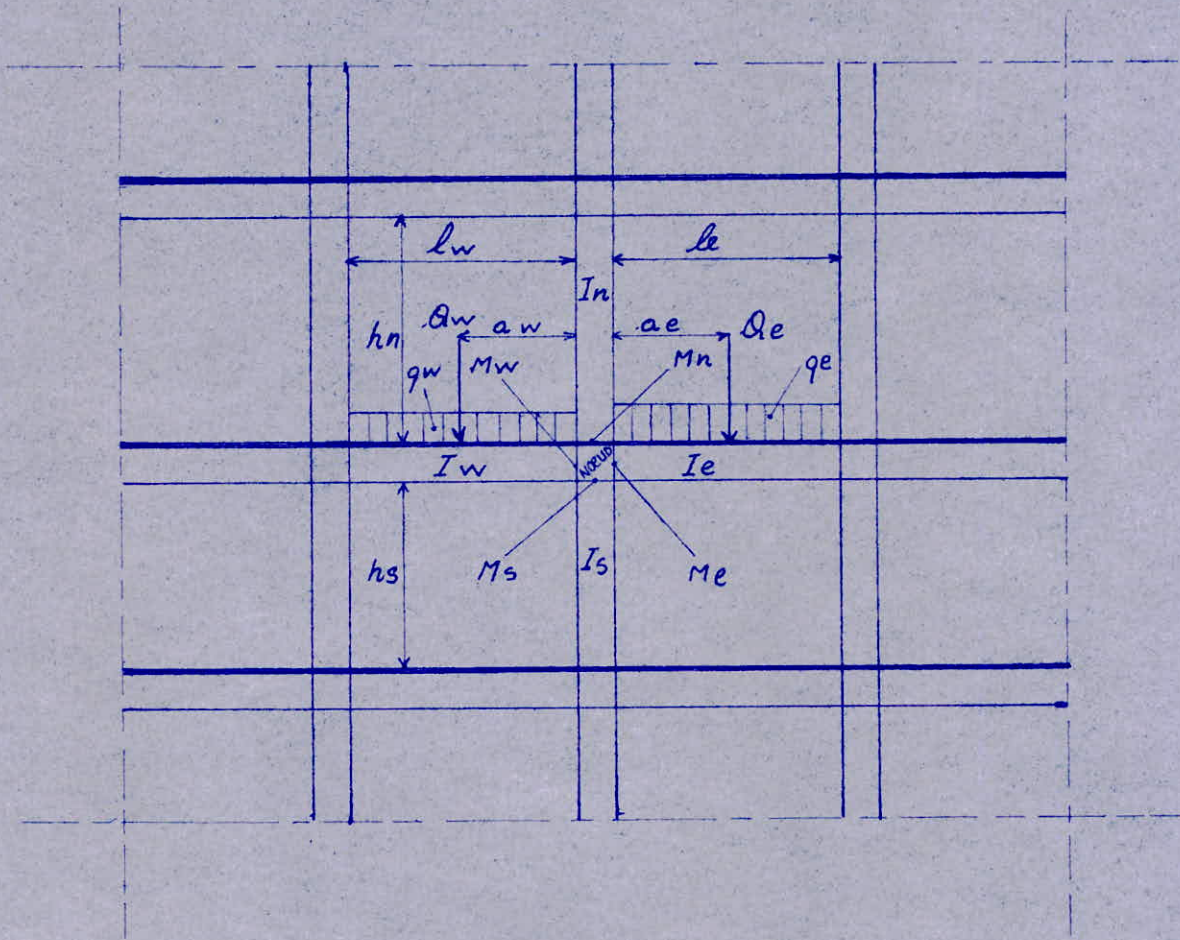
Niveau III surcharges Ampli.

$\frac{2,25 \times 2,1 \times 1,2 \times 400}{4,25} = 534 \text{ kg/ml.}$

0,534 kg/ml.

1.3) Détermination des moments aux nœuds.a) Méthode de caquot:

Le calcul des portiques sous les charges verticales sera fait par la méthode de caquot qui est une méthode simplifiée, exposée en annexe A du CCBA 68.

Notations:

Remarque: Pour les traverses les moments  $M_e$  et  $M_w$  sont négatifs. Pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs  $M_e$  ou  $M_w$ . La face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

b) Calcul des moments:

On donne un exemple de calcul sous G pour ce portique A-A, les autres résultats seront groupés dans un tableau pour chaque portique.

- Sous G (charges permanentes).

- Plan IV:

Nœud 1:

$$I_{e1} = \frac{0,45 \times 0,25^3}{12} = 1,9 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$I_{s1} = \frac{25 \times 50^3}{12} = 2,6 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$l_{e1} = 4,05 \text{ m} \Rightarrow l'_{e1} = 0,8 l_{e1} = 0,8 \times 4,05 = 3,24 \text{ m}$$

$$h_{s1} = 3,30 \text{ m} \Rightarrow h'_{s1} = 0,8 h_{s1} = 2,64 \text{ m}$$

$$K_{e1} = \frac{I_{e1}}{l'_{e1}} = \frac{1,9 \times 10^5}{3,24} = 586,42 \text{ cm}^3$$

$$K_{s1} = \frac{I_{s1}}{h'_{s1}} = \frac{2,6 \times 10^5}{2,64} = 984,85 \text{ cm}^3$$

$$a_{e1} = 2,10 \text{ m} \Rightarrow \frac{a_{e1}}{l'_{e1}} = \frac{2,10}{3,24} = 0,65 \xrightarrow{\text{CBA68}} h_{e1} = 0,145$$

$$M'_{e1} = \frac{q_{e1} l_{e1}^2}{8,5} + l'_{e1} \leq h_{e1} Q_e$$

$$M'_{e1} = \frac{0,28 \times 3,24^2}{8,5} + 3,24 \times 0,145 \times 5,79 = 3,07 \text{ tm}$$

$$M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{K_{e1}}{D}\right) \text{ où } D = K_{e1} + K_{s1} = 586,42 + 984,85 = 1571,27 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow M_{e1} = 3,07 \left(1 - \frac{586,42}{1571,27}\right) = 1,92 \text{ tm}$$

$$M_{s1} = \frac{K_{s1}}{D} M'_{e1} = 3,07 \times \frac{984,85}{1571,27} = 1,92 \text{ tm}$$

Nœud 1:

$$M_{e1} = M_{s1} = 1,92 \text{ tm} \equiv \text{Nœud 4}$$

• Paud 2:

$$I_{w1} = I_{e1} = 1,9 \times 10^5 \text{ cm}^4 = I_{e2}$$

$$I_{s2} = \frac{40^3 \times 25}{12} = 1,33 \times 10^5 \text{ cm}^4 ; l'_{e2} = 0,8 l_{e2} = 0,8 \times 1,6 = 1,28 \text{ m}$$

$$K_{e2} = \frac{I_{e2}}{l'_{e2}} = \frac{1,9 \times 10^5}{128} = 1484,38 \text{ cm}^3$$

$$h'_{s2} = 2,64 \text{ m}$$

Calcul de X ?

$$K_{s1} + K_{n1} \gg 1,5 K_{e1} \Rightarrow 984,42 + 0 \gg 1,5 \times 586,42 = 879,63$$

$$\rightarrow X = 0,8$$

$$l'_{w2} = X l_{w2} = 0,8 \times 4,05 = 3,24 \text{ m}$$

$$K_{w2} = K_{e1} = 586,42$$

$$K_{s2} = \frac{1,33 \times 10^5}{2,64 \times 10^2} = 503,79 \text{ cm}^3 \left. \vphantom{K_{s2}} \right\} \Rightarrow D_2 = K_{w2} + K_{s2} + K_{e2} = 2574,59$$

$$K_{e2} = 1484,38 \text{ cm}^3$$

$$a_w = 2,10 \rightarrow k_w = 0,145$$

$$M'_{w2} = \frac{q_w l'_{w2}^2}{8,5} + l'_{w2} \sum k_w \alpha_w = \frac{0,28 \times 3,24^2}{8,5} + 3,24 \times 0,145 \times 5,79 = 3,07 \text{ tm}$$

$$M'_{e2} = \frac{q_{e2} l'_{e2}^2}{8,5} + 0 = \frac{0,28 \times 1,28^2}{8,5} = 0,05 \text{ tm}$$

$$M_{w2} = M'_{e2} \frac{K_{w2}}{D_2} + M'_{w2} \left(1 - \frac{K_{w2}}{D_2}\right) = 0,05 \times \frac{586,42}{2574,59} + 3,07 \left[1 - \frac{586,42}{2574,59}\right]$$

$$M_{w2} = 2,38 \text{ tm}$$

$$M_{e2} = M'_{e2} \left(1 - \frac{K_{e2}}{D_2}\right) + M'_{w2} \frac{K_{e2}}{D_2} = 0,05 \left[1 - \frac{1484,38}{2574,59}\right] + 3,07 \times \frac{5484,38}{2574,59}$$

$$M_{e2} = 1,79 \text{ tm}$$

$$M_{s2} = \frac{K_{s2}}{D_2} (M'_{e2} - M'_{w2}) = \frac{503,79}{2574,59} (0,05 - 3,07) = -0,59 \text{ tm}$$

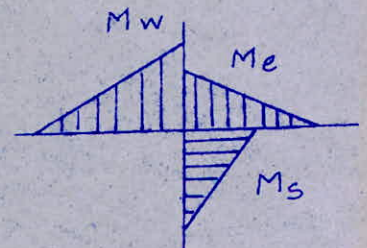
Paud 2:

$$M_{w2} = 2,38 \text{ tm}$$

$$M_{e2} = 1,79 \text{ tm}$$

$$M_{s2} = -0,59 \text{ tm}$$

$\equiv$  Paud 3.



- Poutre III (avant dernier plancher).

Nœud 1:

$$K_{e1} = 586,42 \text{ cm}^3$$

$$l'_{e1} = 0,8 l_{e1} = 3,24 \text{ m.}$$

$$h'_{s1} = 0,8 h_{s1} = 2,64 \text{ m.}$$

$$h'_{n1} = 0,9 h_{n1} = 0,9 \times 3,3 = 2,97 \text{ m.}$$

$$I_{n1} = I_{s1} = 216 \times 10^5$$

$$K_{e1} = 586,42 \text{ cm}^3$$

$$K_{s1} = 984,85 \text{ cm}^3$$

$$K_{n1} = \frac{2,6 \times 10^5}{2,97} = 875,42 \text{ cm}^3$$

$$a_e = 2,10 \text{ m} \rightarrow k_{e1} = 0,145$$

$$\left. \begin{array}{l} K_{e1} = 586,42 \text{ cm}^3 \\ K_{s1} = 984,85 \text{ cm}^3 \\ K_{n1} = 875,42 \text{ cm}^3 \end{array} \right\} \Rightarrow D_1 = 2446,49 \text{ cm}^3$$

$$M'_{e1} = \frac{1,62 \times 3,24^2}{8,5} + 3,3 \times 0,145 \times 3,24 = 3,55 \text{ tm.}$$

$$M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1}\right) = 3,55 \left(1 - \frac{586,42}{2446,49}\right) = 2,70 \text{ tm.}$$

$$M_{s1} = M'_{e1} \frac{K_{s1}}{D_1} = 3,55 \times \frac{984,85}{2446,49} = 1,43 \text{ tm.}$$

$$M_{n1} = M'_{e1} \frac{K_{n1}}{D_1} = 3,55 \times \frac{875,42}{2446,49} = 1,27 \text{ tm.}$$

Nœud 1:

$$M_{e1} = 2,70 \text{ tm.}$$

$$M_{n1} = 1,27 \text{ tm.}$$

$$M_{s1} = 1,43 \text{ tm.}$$

Nœud 2:

$$K_{w2} = 586,42$$

$$l'_{w2} = 3,24 \text{ m.}$$

$$l'_{e2} = 1,28 \text{ m.}$$

$$K_{w2} = 586,42 \text{ cm}^3$$

$$K_{e2} = 1484,38 \text{ cm}^3$$

$$K_{s2} = 503,79 \text{ cm}^3$$

$$K_{n2} = \frac{1,33 \times 10^5}{2,97} = 447,81 \text{ cm}^3$$

$$D_2 = 3022,4 \text{ cm}^3$$

$$M'_{w2} = \frac{1,62 \times 3,24^2}{8,5} + 3,24 \times 0,145 \times 3,3 = 3,55 \text{ tm.}$$

$$M'_{e2} = \frac{1,62 \times 1,28^2}{8,5} = 0,31 \text{ tm.}$$

$$M_{w2} = 0,31 \times \frac{586,42}{3022,4} + 3,55 \left(1 - \frac{586,42}{3022,4}\right) = 2,92 \text{ tm.}$$

$$M_{e2} = 0,31 \times \left(1 - \frac{1484,38}{3022,4}\right) + 3,55 \frac{1484,38}{3022,4} = 1,90 \text{ tm.}$$

$$M_{n2} = \frac{447,81}{3022,4} (0,31 - 3,55) = -0,48 \text{ tm.}$$

$$M_{s2} = \frac{503,79}{3022,4} \times (0,31 - 3,55) = -0,54 \text{ tm.}$$

Nœud 2:

$M_{w2} = 2,92 \text{ tm.}$ $M_{e2} = 1,90 \text{ tm.}$ $M_{n2} = -0,48 \text{ tm.}$ $M_{s2} = -0,54 \text{ tm.}$
--

Rang II:

Nœud 1:

$$h'_{n1} = 0,8 h_{n1} = 2,64 \text{ m.}$$

$$\left. \begin{array}{l} K_{e1} = 586,42 \text{ cm}^3 \\ K_{n1} = 984,85 \text{ cm}^3 \\ K_{s1} = 984,85 \text{ cm}^3 \end{array} \right\} \Rightarrow D_1 = 2556,12 \text{ cm}^3$$

$$k_{e1} = 0,145$$

$$M'_{e1} = \frac{0,710 \times 3,24^2}{8,5} + 3,24 \times 0,145 \times 5,44 = 3,43 \text{ tm.}$$

$$M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1}\right) = 3,43 \times \left(1 - \frac{586,42}{2556,12}\right) = 2,64 \text{ tm.}$$

$$M_{n1} = M_{s1} = M'_{e1} \frac{K_{s1}}{D_1} = 3,43 \times \frac{984,85}{2556,12} = 1,32 \text{ tm.}$$

Nœud 1:

$M_{e1} = 2,64 \text{ tm.}$ $M_{n1} = M_{s1} = 1,32 \text{ tm.}$
---



Soed 2:

$$K_{w2} = 586,42 \text{ cm}^3$$

$$K_{e2} = 1484,38 \text{ cm}^3 \Rightarrow D_2 = 3077,36 \text{ cm}^3$$

$$K_{n2} = 503,78 \text{ cm}^3$$

$$K_{s2} = 503,78 \text{ cm}^3$$

$$h_{w2} = 0,145$$

$$M'_{w2} = \frac{0,710 \times 3,24^2}{8,5} + 5,44 \times 0,145 \times 3,24 = 3,43 \text{ tm}$$

$$M'_{e2} = \frac{0,710 \times 1,28^2}{8,5} = 0,14 \text{ tm}$$

$$M_{w2} = M'_{e2} \frac{K_{w2}}{D_2} + M'_{w2} \left(1 - \frac{K_{w2}}{D_2}\right) = 0,14 \times \frac{586,42}{3077,36} + 3,43 \left(1 - \frac{586,42}{3077,36}\right) = 2,80 \text{ tm}$$

$$M_{e2} = M'_{e2} \left(1 - \frac{K_{e2}}{D_2}\right) + M'_{w2} \frac{K_{e2}}{D_2} = 0,14 \left(1 - \frac{1484,38}{3077,36}\right) + 3,43 \times \frac{1484,38}{3077,36} = 1,72 \text{ tm}$$

$$M_{s2} = M_{n2} = \frac{K_{n2}}{D_2} (M'_{e2} - M'_{w2}) = \frac{503,78}{3077,36} (0,14 - 3,43) = -0,54 \text{ tm}$$

Soed 2:

$$M_{w2} = 2,80 \text{ tm}$$

$$M_{e2} = 1,72 \text{ tm}$$

$$M_{n2} = -0,54 \text{ tm}$$

$$M_{s2} = -0,54 \text{ tm}$$

Rang I:

Soed 1:

$$h'_{s1} = 0,8 \times 1,45 = 1,16 \text{ m}$$

$$K_{s1} = \frac{2,6 \times 10^5}{1,16} = 2241,38 \text{ cm}^3$$

$$K_{n1} = 984,85 \text{ cm}^3$$

$$K_{e1} = 586,42 \text{ cm}^3$$

$$h_{e1} = 0,145 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow D_1 = 3812,65 \text{ cm}^3$$

$$M'_{e1} = \frac{0,71 \times 3,24^2}{8,5} + 0,145 \times 5,44 \times 3,24 = 3,43 \text{ tm}$$

$$M_{e1} = 3,43 \times \left(1 - \frac{586,42}{3812,65}\right) = 2,90 \text{ tm}$$

$$M_{n1} = M'_{e1} \frac{K_{n1}}{D_1} = 3,43 \times \frac{984,85}{3812,65} = 0,89 \text{ tm}$$

$$M_{s1} = 3,43 \times \frac{2241,38}{3812,64} = 2,02 \text{ tm.}$$

Noeud 1:

$$M_{e1} = 2,90 \text{ tm.}$$

$$M_{n1} = 0,89 \text{ tm.}$$

$$M_{s1} = 2,02 \text{ tm.}$$

Noeud 2:

$$K_{w2} = 586,42$$

$$K_{e2} = 1484,48$$

$$K_{n2} = 503,78$$

$$K_{s2} = \frac{1,33 \times 10^5}{116} = 1146,55$$

$$\Rightarrow D_2 = 3721,23 \text{ cm}^3$$

$$M'_{w2} = \frac{0,71 \times 3,24^2}{8,5} + 5,44 \times 0,145 \times 3,24 = 3,43 \text{ tm.}$$

$$M'_{e2} = \frac{0,71 \times 1,88^2}{8,5} = 0,14 \text{ tm.}$$

$$M_{w2} = \frac{586,42}{3721,23} \times 0,14 + 3,43 \times \left(1 - \frac{586,42}{3721,23}\right) = 2,91 \text{ tm.}$$

$$M_{e2} = 0,14 \times \left(1 - \frac{1484,48}{3721,23}\right) + 3,43 \times \frac{1484,48}{3721,23} = 1,45 \text{ tm.}$$

$$M_{n2} = \frac{503,78}{3721,23} \times (0,14 - 3,43) = -0,45 \text{ tm.}$$

$$M_{s2} = \frac{1146,55}{3721,23} \times (0,14 - 3,43) = -1,01 \text{ tm.}$$

Noeud 2:

$$M_{w2} = 2,91 \text{ tm.}$$

$$M_{e2} = 1,45 \text{ tm.}$$

$$M_{n2} = -0,45 \text{ tm.}$$

$$M_{s2} = -1,01 \text{ tm.}$$

2) PORTIQUE B.B:2-1) Sous G.a) Charges concentrées:

- Niveau IV:

- Plancher:  $530 \times 4,25 \times 2,10 \approx 4730 \text{ kg}$ .

- Nervure:  $0,18 \times 0,35 \times 2500 \times 4,25 = 669 \text{ kg}$ .

- Niveau III:

$\approx 5400 \text{ kg}$ .

Réaction poutre porteuse (amphi) sur les poteaux.

$4,25 \times 2,10 (407 + 407) + 220 \times 4,50 + (407 \times 2) \times 1 \times 2,10 = 8255 \text{ kg} + 1710 = 9965 \text{ kg}$ .

- Niveau II:

- Plancher:  $410 \times 4,25 \times 2,10 \approx 3660 \text{ kg}$ .

- Nervure:  $0,18 \times 0,35 \times 2500 \times 4,25 = 669 \text{ kg}$ .

$\approx 4330 \text{ kg}$ .

- Niveau I: Analogue au niveau II.

b) Charges uniformément réparties:

- Niveau IV:

- Poids propre de la poutre:  $0,80 \times 0,25 \times 2500 = 500 \text{ kg/ml}$

- Niveau III:

- Poids " " " " :  $\longrightarrow 281 \text{ kg/ml}$

- Amphi:  $\frac{4,25 \times 2,1 \times 407 \times 2}{4,25} \approx \frac{1710 \text{ kg/ml}}{1990 \text{ kg/ml}}$

- Niveau II:

- Poids propre de la poutre:  $281 \text{ kg/ml}$

- Cloison:  $130 \times 3,3 = \frac{429 \text{ kg/ml}}{710 \text{ kg/ml}}$

- Niveau I: Analogue à I.

2-2) Sous 1,2 P (surcharges).a) Charges concentrées:

- Niveau IV:  $100 \times 1,2 \times 4,5 \times 2,1 = 1134 \text{ kg}$

- Niveau III: Réaction poutre porteuse (amphi) sur poteaux.

$4,25 \times 2,10 \times 400 \times 1,2 + 400 \times 1,2 \times 1 \times 2,10 = 4284 + 1008 = 5290 \text{ kg}$

- Niveau II, I:

$350 \times 1,2 \times 4,25 \times 2,10 = 3750 \text{ kg}$ .

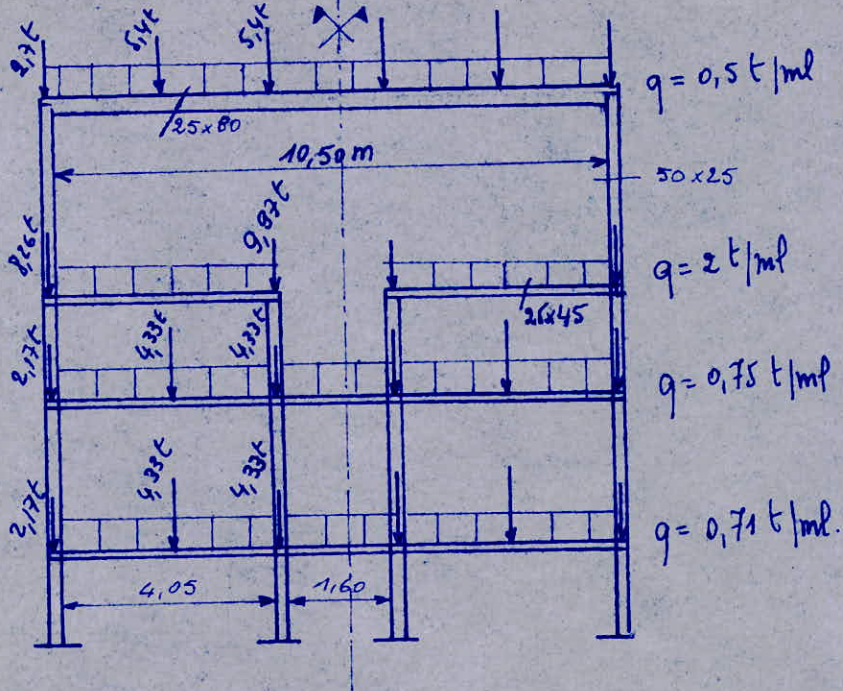
b) Charges uniformément réparties:

- Niveau IV: Néant.

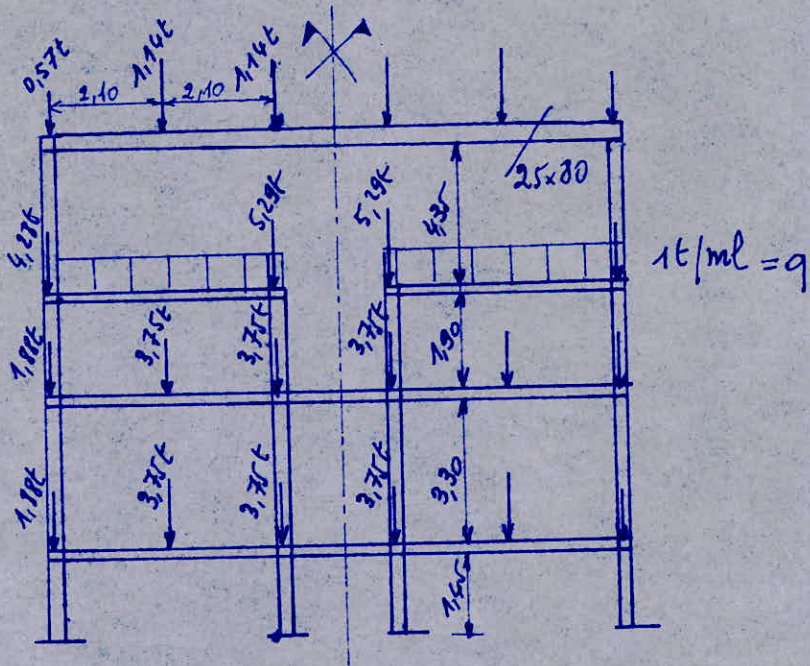
- Niveau III:  $\frac{400 \times 1,2 \times 2,1 \times 4,25}{4,25} = 1008 \text{ kg}$ .

- Niveau II, I: Néant.

PORTIQUE B-B : ① à calculer sous G.



② à calculer sous 1,2P (surcharges).



3) PORTIQUE CC:3-1) Sous G (charges permanentes)a) Charges concentrées:

- Niveau III:

- plancher: 4730 kg.

- Nervure: 669 kg.

 $\approx 5400$  kg.

- Niveau II:

- plancher: 3660 kg.

- Nervure: 669 kg.

 $\approx 4330$  kg.

- Réaction poutre porteuse (amphi):

$$(470 + 470) \times 2,25 \times 2,10 + 2,20 \times 2,25 = 4341 \text{ kg.}$$

- Niveau I:

- plancher: 3660 kg.

- Nervure: 669 kg.

 $\approx 4330$  kg.b) Charges uniformément réparties:

- Niveau III:

- poids propre de la poutre: 500 kg/ml.

- Niveau II:

- poids propre de la poutre: 281 kg/ml.

- Amphi:  $\frac{2,25 \times 2,1 \times 407 \times 2}{4,25} = 905$  kg/ml.

- Niveau I:

- poids propre de la poutre: 281 kg/ml.

- Clouure éventuelle: 429 kg/ml.

 $\frac{710}{\text{kg/ml}}$ .3-2) Sous 1,2P (Surcharges)a) Charges concentrées:- Niveau III: - plancher:  $100 \times 1,2 \times 4,5 \times 2,10 \approx 1,140$  kg.- Niveau II: - plancher:  $350 \times 1,2 \times 4,25 \times 2,10 \approx 3750$  kg.

- Amphi: réaction sur poteaux:

$$400 \times 1,2 \times 2,25 \times 2,10 \approx 2270 \text{ kg.}$$

- Niveau I:  $350 \times 1,2 \times 4,25 \times 2,10 = 3750$  kg.b) Charges uniformément réparties:

- Niveau III: Néant.

- Niveau II:

$$\frac{400 \times 1,2 \times 2,25 \times 2,10}{4,25} \approx 534 \text{ kg/ml.}$$

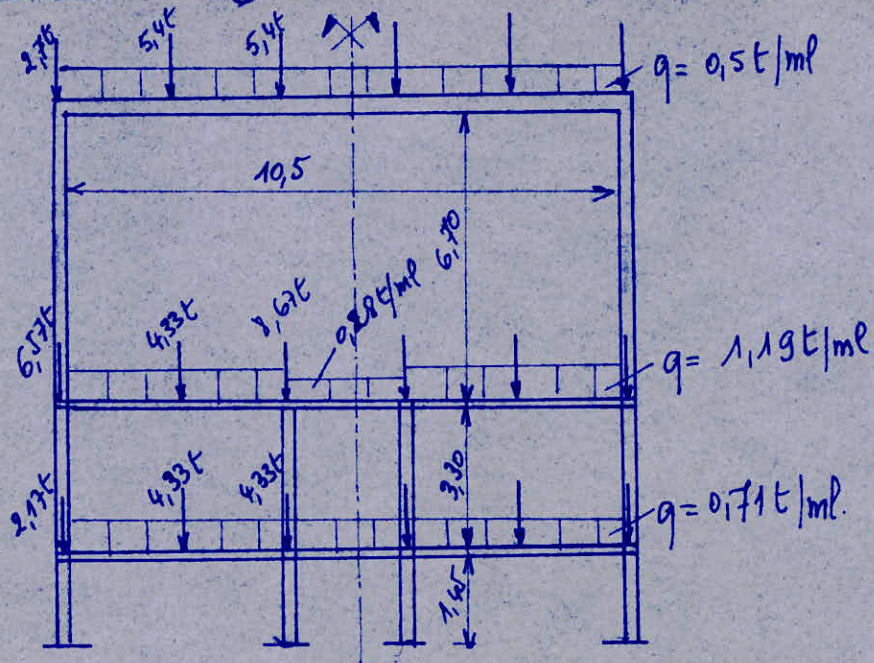
- Niveau I:

$$\frac{4,25}{\text{kg/ml}}$$

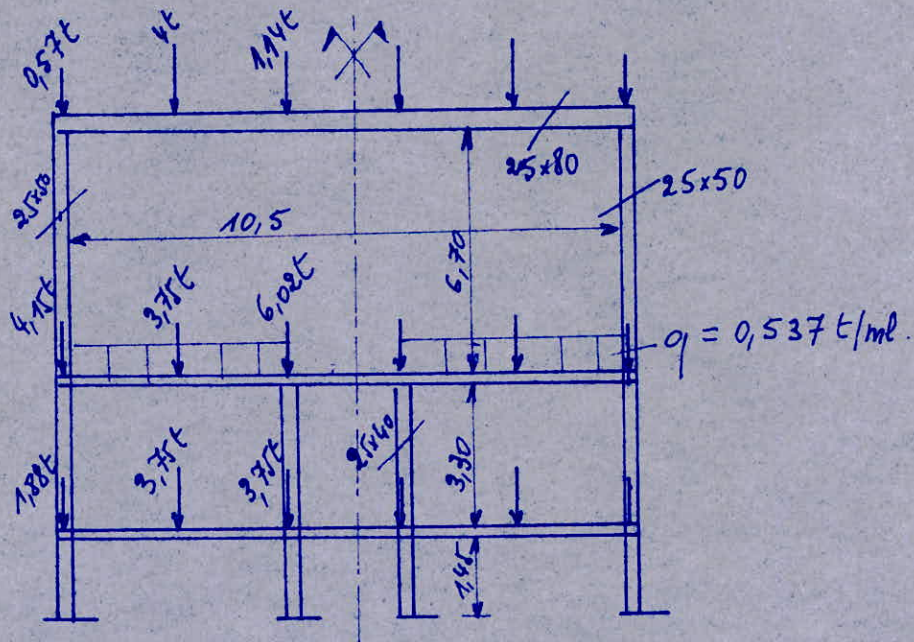
Néant.

PORTIQUE C-C

① à calculer sous G



② à calculer sous 1,2 P (surcharges).



## II - Calcul sous les charges horizontales:

### 1) - Masses revenant à chaque niveau pour chaque portique:

Avec l'hypothèse (P.S 69) de ramener chaque charge d'un rang au niveau du plancher, on trouve à partir des portiques définis au paragraphe précédent les forces horizontales suivantes:

Rang	Portique A-A			Portique B-B			Portique C-C		
	G (t)	P/5 (t)	G+P/5 (t)	G (t)	P/5 (t)	G+P/5 (t)	G (t)	P/5 (t)	G+P/5 (t)
IV	33,5	1,10	34,6	33,8	0,95	34,8	/	/	/
III	58,5	5,11	63,6	56,5	4,9	61,4	34,6	0,5	35,1
II	38,4	3,83	42,2	32,4	3,1	35,5	54,2	5,44	59,6
I	38	3,83	41,8	32	3,1	35,1	32,1	3,13	35,2

### 2) - Coefficients sismiques - Forces sismiques:

$$\Gamma = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma_r \cdot \delta$$

$$\alpha : \text{intensité sismique} = I_n = 8 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$\delta : \text{semelle isolée} \Rightarrow \delta = 1,15$$

$$\beta : \beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}} \quad \text{avec } T = 0,09 \cdot \frac{H}{\sqrt{L}}$$

$$\left. \begin{array}{l} H = 13,15 \text{ m} \\ L = 11 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow T = 0,09 \cdot \frac{13,15}{\sqrt{11}} = 0,357$$

$$\text{d'où : } \beta = 0,098$$

$$\text{et } \Gamma = 0,098 \cdot 1 \cdot 0,357 \cdot \gamma'(z) = 0,106 \cdot \gamma'(z)$$

$$\text{où : } \gamma'(z) = h \cdot \frac{\sum z \cdot M(z)}{\sum z^2 \cdot M(z)} = h \cdot f(z)$$

avec  $M(z)$  : masse à la cote  $z$ .

Portique Coeff.	A-A				B-B				C-C			
Z	13,15	9,40	5,65	1,9	13,15	8	5,65	1,90	/	13,15		
M(z) (t)	34,6	63,6	42,2	41,8	34,8	41,4	35,5	35,1	/	35,1	59,6	35,2
f(z)	0,105				0,106				/	0,107		

3)- Forces sismiques revenant à chaque niveau pour chaque portique:

$$\sigma(r) = 0,106 \cdot \gamma(r) ; F(r) = \sigma(r) \cdot W(r) \text{ où } W(r) = G+P/5.$$

Rang	Portique A-A					Portique B-B					Portique C-C				
	h	$\gamma(r)$	$\sigma(r)$	G+P/5	F(r) (t)	h	$\gamma(r)$	$\sigma(r)$	G+P/5	F(r) (t)	h	$\gamma(r)$	$\sigma(r)$	G+P/5	F(r) (t)
IV	13,15	1,381	0,146	34,6	5,05	13,15	1,394	0,148	34,8	5,15	/	/	/	/	/
III	9,40	0,987	0,105	63,6	6,68	8	0,848	0,090	61,4	5,53	13,15	1,407	0,149	35,1	5,23
II	5,65	0,593	0,063	42,2	2,66	5,65	0,599	0,063	35,5	2,24	5,65	0,605	0,064	59,6	3,81
I	1,9	0,200	0,021	41,8	0,88	1,9	0,201	0,021	35,1	0,74	1,9	0,203	0,022	35,2	0,77

4)- Méthode de calcul sous les charges horizontales:

Pour le calcul de ces portiques, on appliquera la méthode de "BOWMAN" car on a des hauteurs différentes dans les portiques.

- L'effort tranchant total, à chacun des niveaux, se partage proportionnellement aux inerties des poteaux.
- Les points d'inflexion dans les poteaux, de hauteur h, se situent:
  - au dernier niveau à 0,65 h de la partie supérieure du poteau.
  - à l'avant dernier niveau à 0,60 h de la partie supérieure du poteau.
  - au ~~deuxième~~ niveau directement au dessous à 0,55 h de la partie supérieure du poteau.
  - à tous les autres niveaux, sauf au 1<sup>er</sup> niveau, à 0,50 h.
  - au 1<sup>er</sup> niveau, à 0,60 h à partir de la base du poteau.
- Le partage des moments en travée sera effectué proportionnellement aux raideurs des barres situées à droite et à gauche du nœud considéré.



- Les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent entre les différents poteaux de cette file proportionnellement aux moments d'inertie des dits poteaux, les moments d'inertie des poteaux de rive étant toutefois affectés du coefficient 0,8.

Pour les nœuds intermédiaires:

soit un nœud  $i$  :

$$M_w = (M_n + M_s) \cdot \frac{K_w}{K_w + K_e} \quad \text{avec} \quad K_w = \frac{I_w}{l_w}$$

$$M_e = (M_n + M_s) \cdot \frac{K_e}{K_w + K_e} \quad K_e = \frac{I_e}{l_e}$$

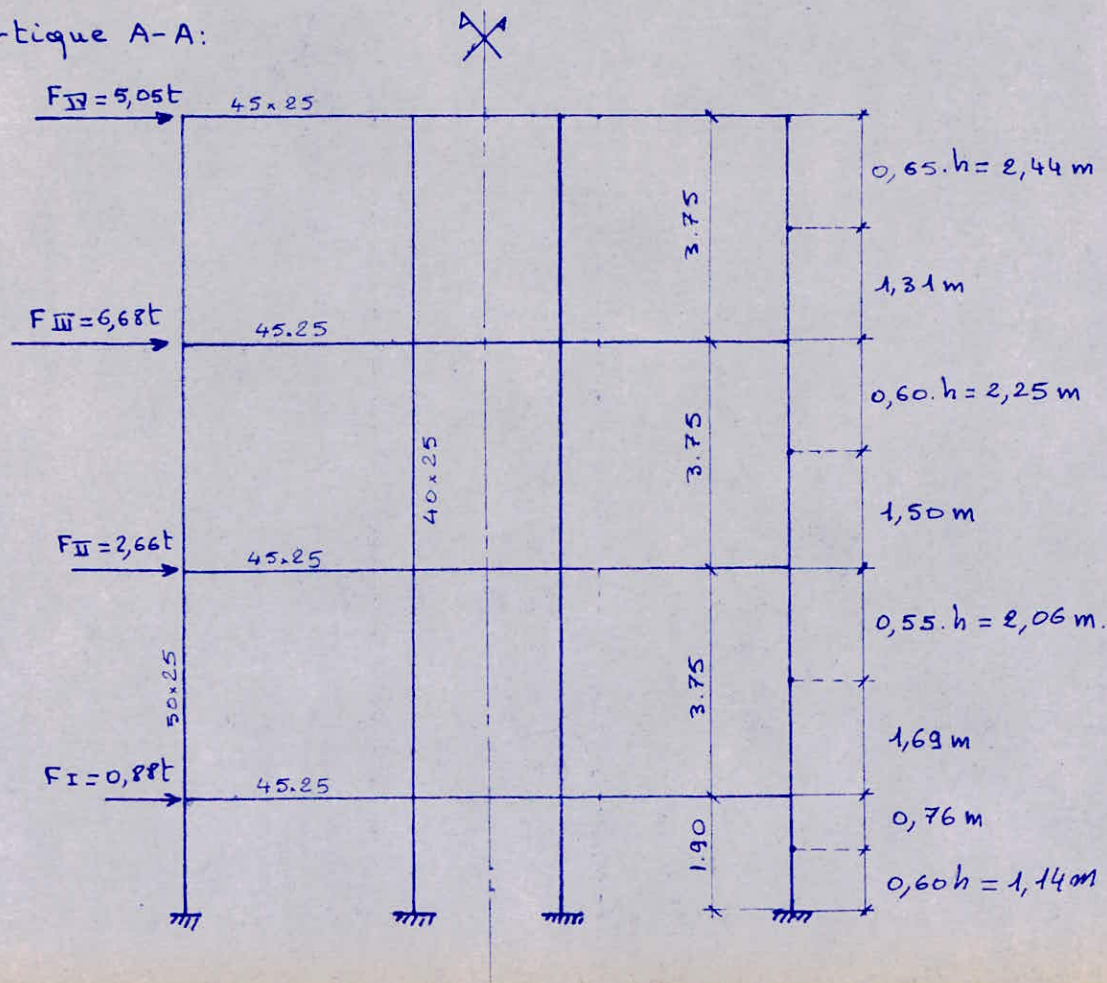
où :  $l_w$  : portée libre de la travée gauche.

$l_e$  : portée libre de la travée droite.

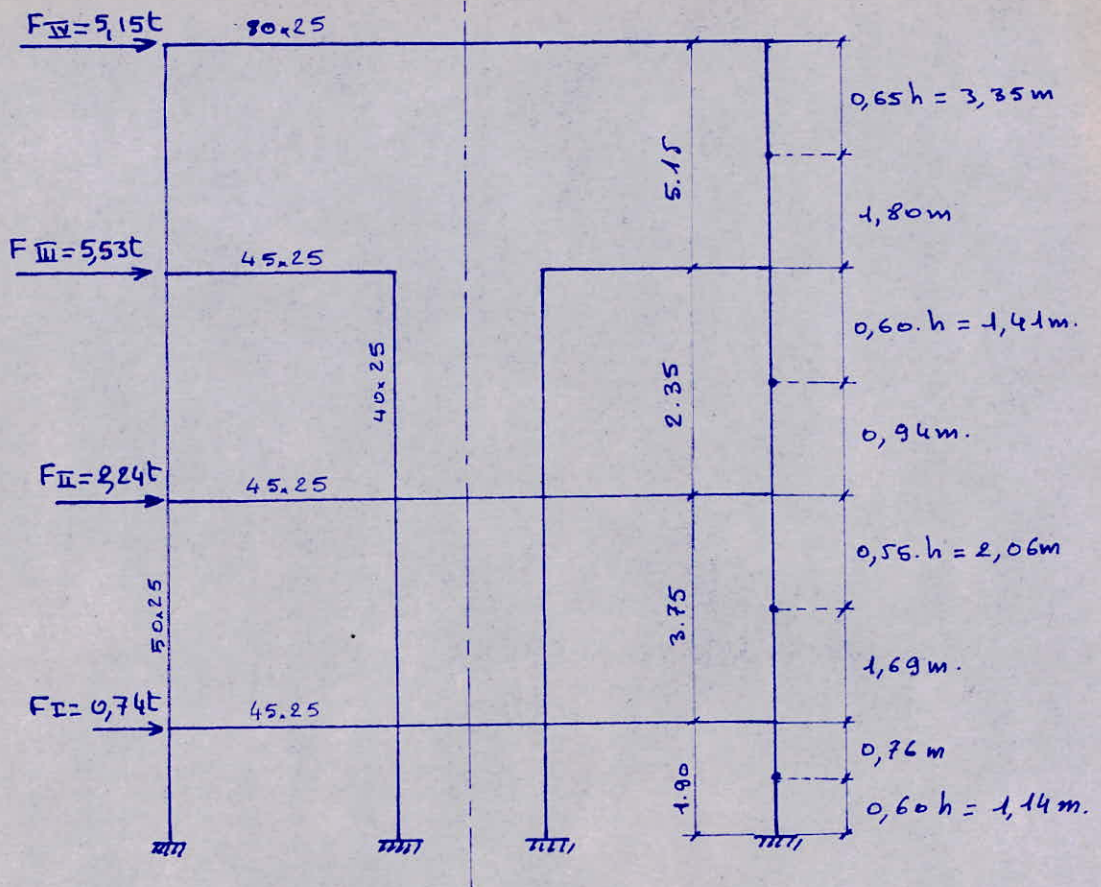
$I_w, I_e$  : Inerties des travées gauche et droite.

### 5) Calcul des portiques :

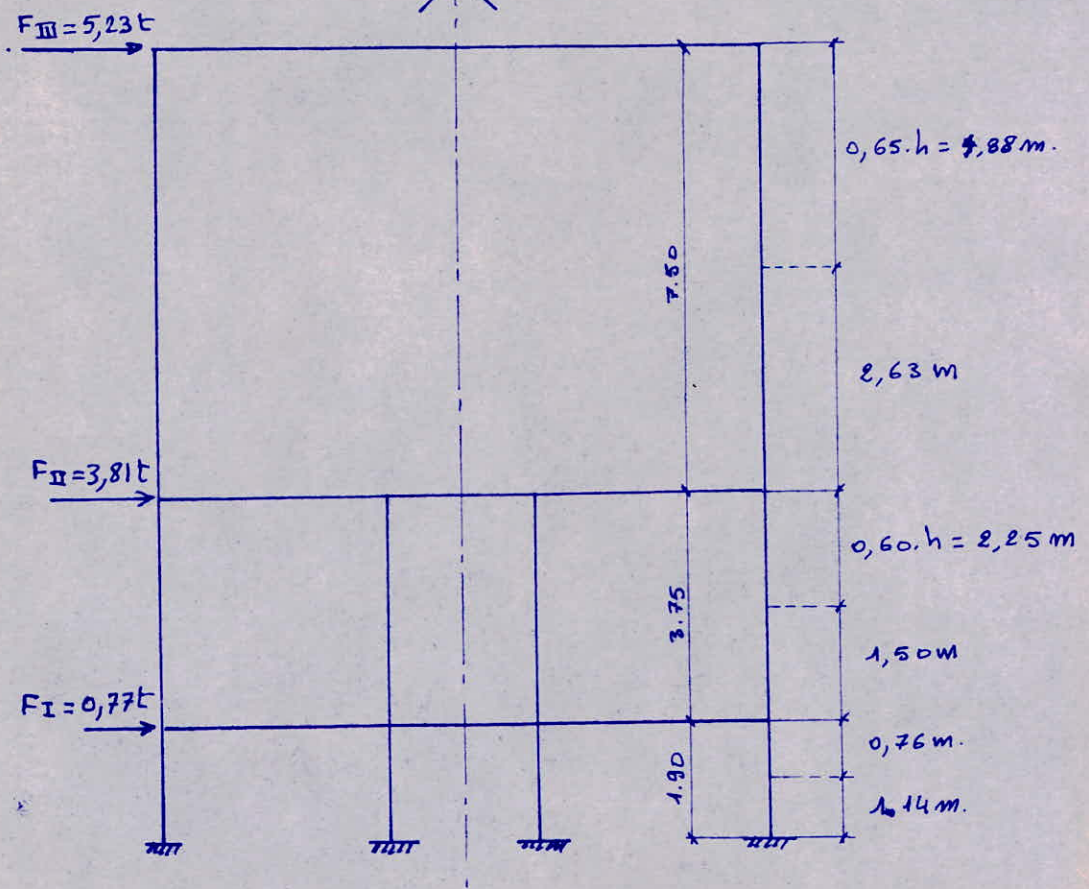
Portique A-A:



Portique B-B:



Portique C-C:

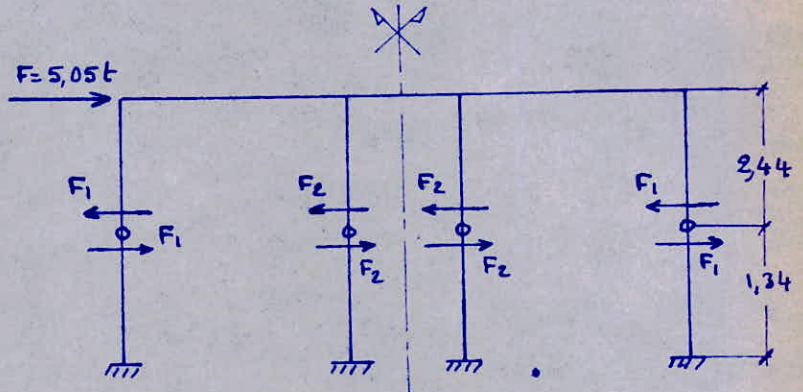


Calcul des moments :

On donne un calcul détaillé pour le portique A-A ;  
Pour les autres portiques : résultats sur les diagrammes.

Portique A-A :

Au 4<sup>ème</sup> rang :



$$F_1 = \frac{0,8 \cdot I_1}{0,8 \cdot I_1 + I_2 + I_3 + 0,8 \cdot I_4}$$

j'ai  $I_1 = I_4$  et  $I_2 = I_3 = 0,512 \cdot I_1$

Nœud 1:  $M_s = F_1 \cdot 2,44 = 0,305 \cdot 2,44 \cdot 5,05 = 3,76 \text{ t.m} = M_w$

Nœud 2:  $K_w = \frac{I_w}{l_w} = \frac{40^3 \cdot 25}{12} \cdot \frac{1}{450} = 296,30$

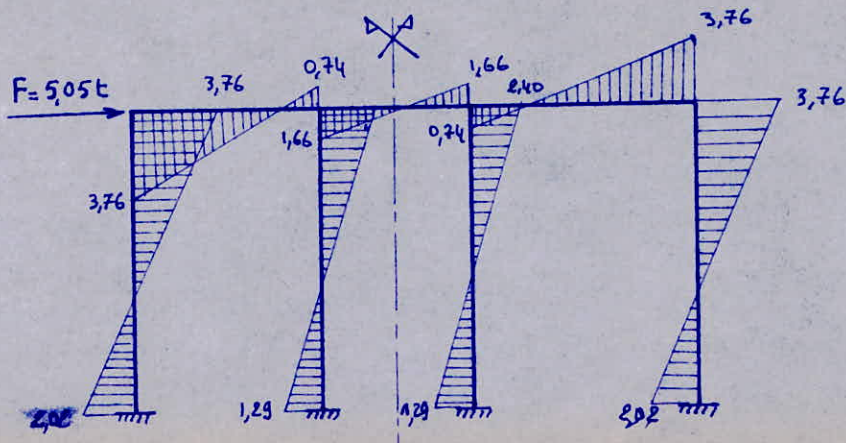
$$K_e = \frac{I_e}{l_e} = \frac{40^3 \cdot 25}{12} \cdot \frac{1}{200} = 666,67$$

d'où alors:  $\frac{K_w}{K_w + K_e} = \frac{296,30}{296,30 + 666,67} = 0,308 = a_w$

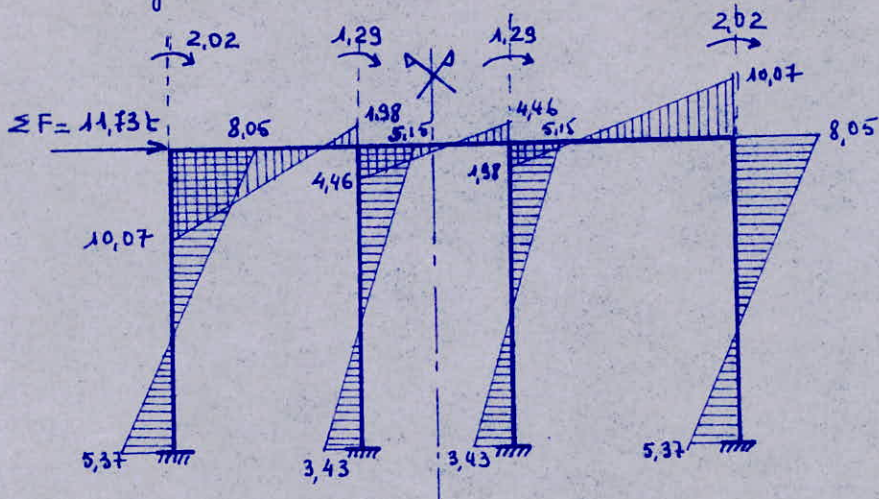
$$\frac{K_e}{K_w + K_e} = \frac{666,67}{296,30 + 666,67} = 0,693 = a_e$$

et:  $M_w = (M_n + \Pi_s) \cdot a_w = 2,4 \cdot 0,308 = 0,74 \text{ t.m}$

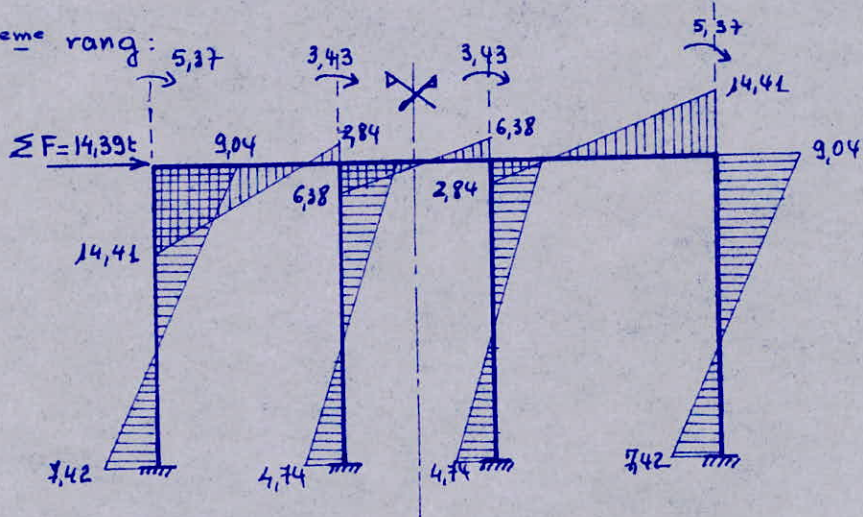
$$M_e = (M_n + \Pi_s) \cdot a_e = 2,4 \cdot 0,693 = 1,66 \text{ t.m}$$



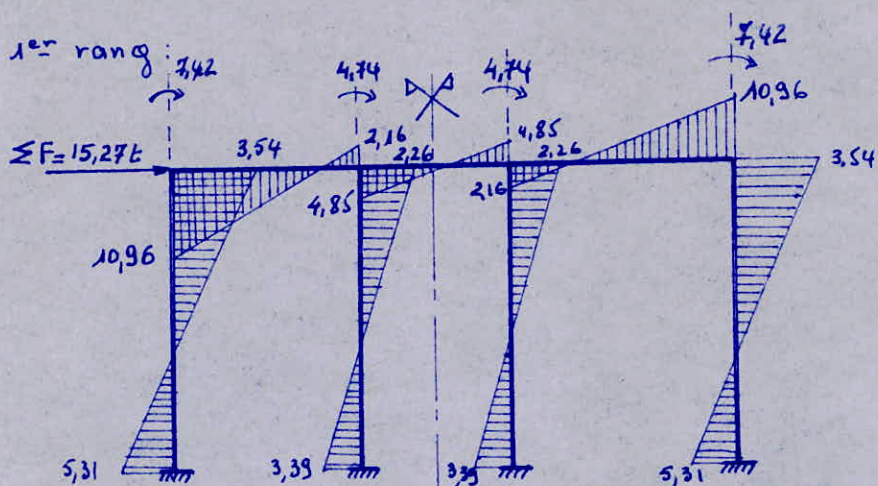
Au 3<sup>eme</sup> rang:



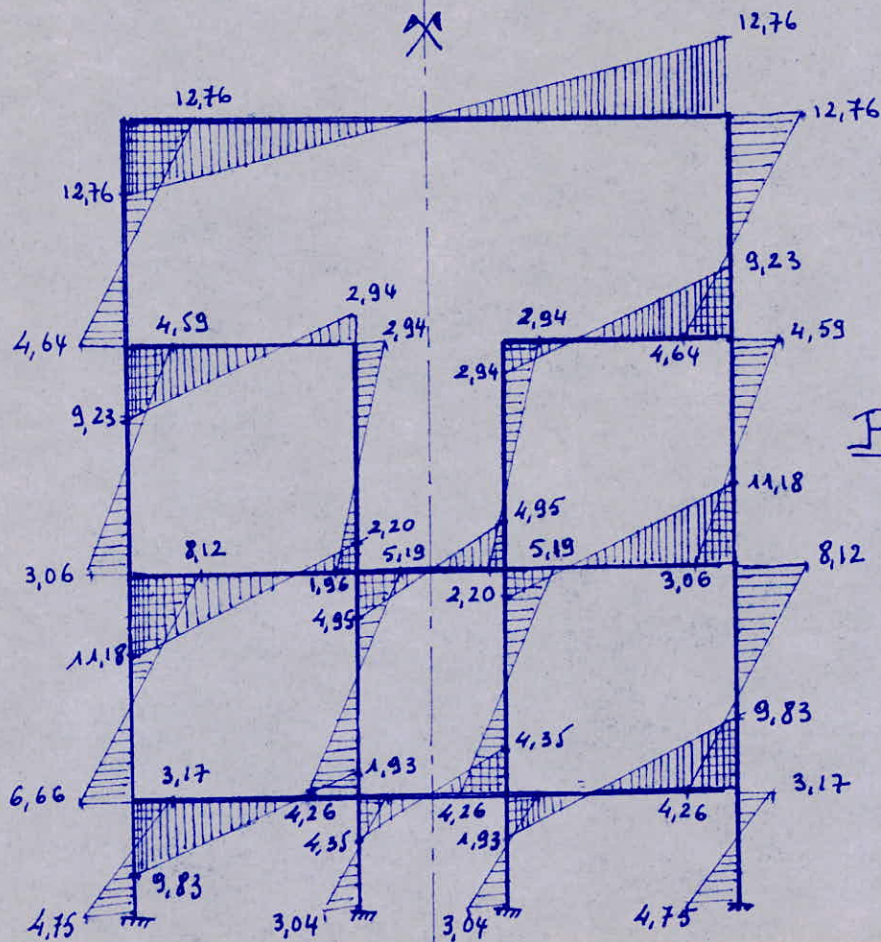
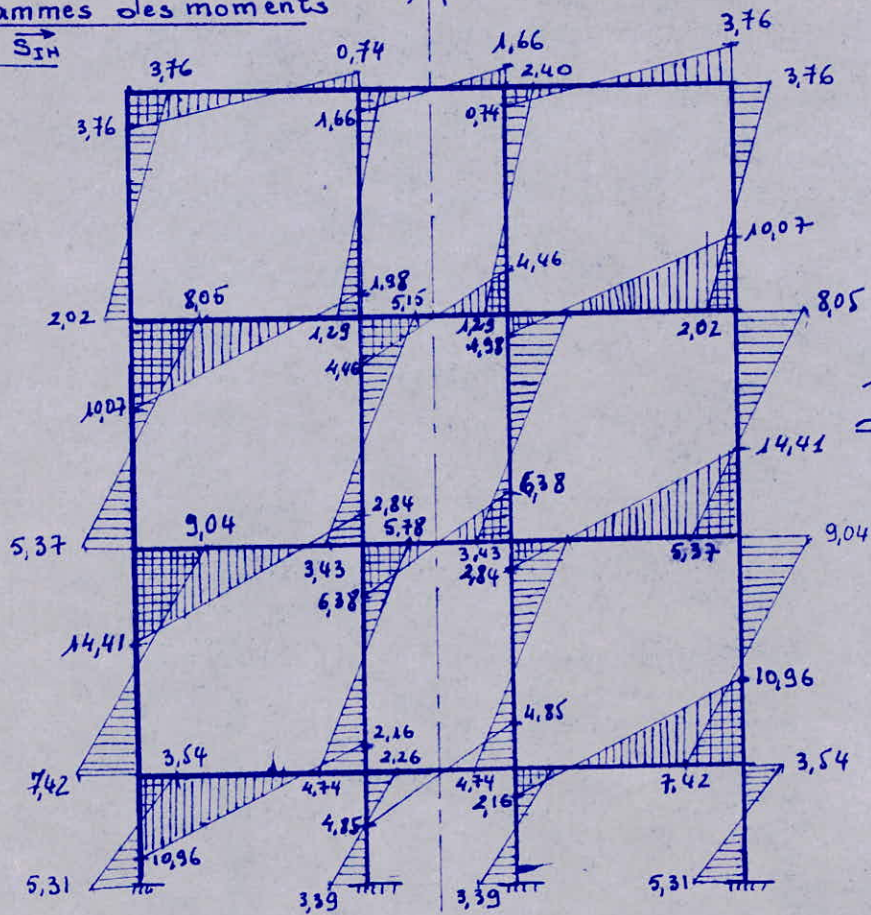
Au 2<sup>eme</sup> rang:



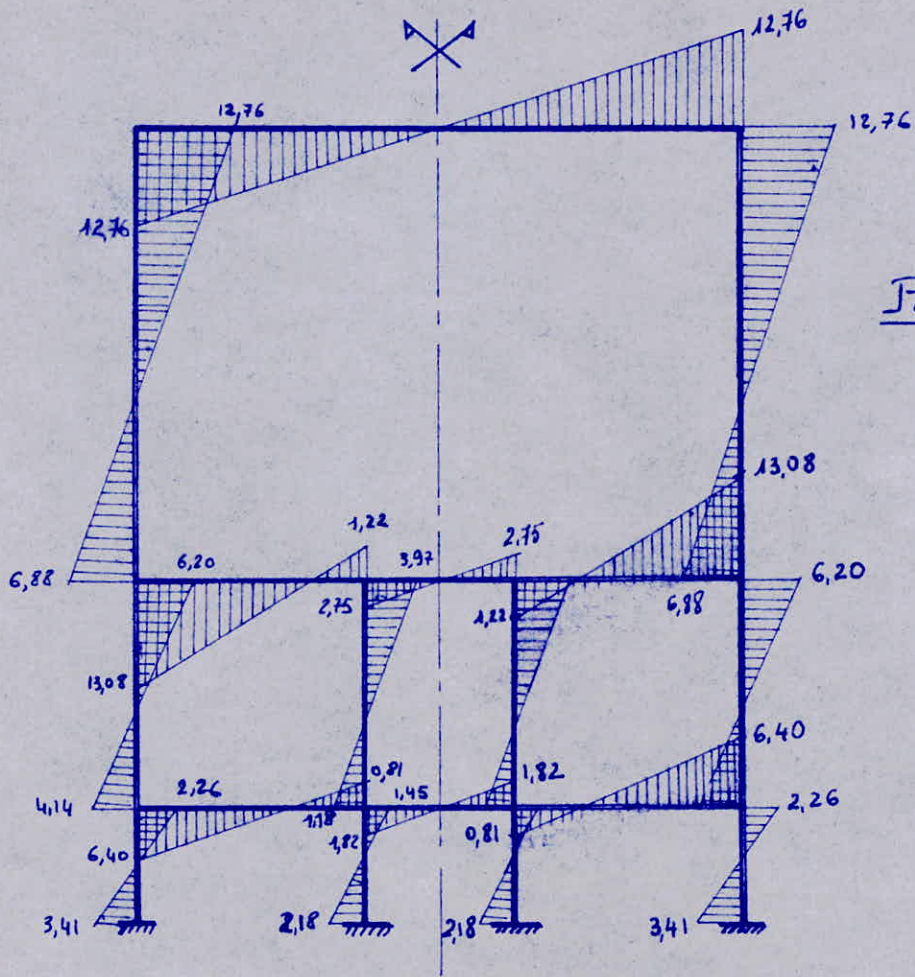
Au 1<sup>er</sup> rang:



6) Diagrammes des moments  
 sous  $\vec{S}_{IH}$



681

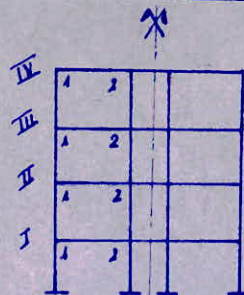


Portique C-C

Moments aux nœuds sous les sollicitations suivantes: (en t.m). Portique A-A

Sollicitations Rang / Nœud		G				P				G + 1,2 P				G + P				G + P / 5				$\overline{S_{1H}}$			
		M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>
IV	1	/	1,92	/	1,92	/	0,33	/	0,33	/	2,32	/	2,33	/	2,25	/	2,25	/	1,99	/	1,99	/	3,76	/	3,76
	2	2,38	1,79	/	-0,59	0,40	0,30	/	-0,10	2,86	2,45	/	-0,71	2,78	2,09	/	-0,69	2,46	1,85	/	-0,61	0,74	1,66	/	2,4
III	1	/	2,70	1,27	1,43	/	1,23	0,58	0,65	/	4,18	1,97	2,21	/	3,93	1,85	2,08	/	2,95	1,39	1,56	/	10,07	2,02	8,05
	2	2,92	1,90	-0,48	-0,54	1,32	0,83	-0,23	-0,26	4,50	2,90	-0,76	-0,85	4,24	2,73	-0,71	-0,80	3,18	2,07	-0,53	-0,59	1,98	6,38	1,29	5,15
II	1	/	2,64	1,32	1,32	/	1,38	0,69	0,69	/	4,30	2,15	2,15	/	4,02	2,01	2,01	/	2,92	1,46	1,46	/	14,41	5,37	9,04
	2	2,80	1,72	-0,54	-0,54	1,46	0,87	-0,29	-0,29	4,55	2,76	-0,89	-0,89	4,26	2,59	-0,83	-0,83	3,09	1,89	-0,60	-0,60	2,84	6,38	3,43	5,78
I	1	/	2,90	0,89	2,02	/	1,53	0,47	1,05	/	4,74	1,45	3,28	/	4,43	1,36	3,07	/	3,21	0,98	2,23	/	10,96	7,42	3,54
	2	2,91	1,45	-0,45	-1,01	1,52	0,72	-0,24	-0,56	2,73	2,31	-0,74	-1,68	4,43	2,17	-0,69	-1,57	3,21	1,59	-0,50	-1,12	2,16	4,85	4,74	2,26
0	1	/	/	2,02	/	/	/	1,05	/	/	/	3,28	/	/	/	3,07	/	/	/	2,23	/	/	/	5,31	/
	2	/	/	1,04	/	/	/	-0,56	/	/	/	-1,68	/	/	/	-1,57	/	/	/	-1,12	/	/	/	3,39	/

PORTIQUE : A-A

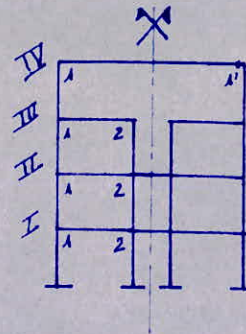


Moments aux noeuds sous les sollicitations suivantes : (en t.m) Portique BB

Sollicitations Rang Noeud		G				P				G + 1,2P				G + P				G + P/5				$\overline{S_{IH}}$			
		Mw	Me	Mn	Ms	Mw	Me	Mn	Ms	Mw	Me	Mn	Ms	Mw	Me	Mn	Ms	Mw	Me	Mn	Ms	Mw	Me	Mn	Ms
IV	1	/	13,19	/	13,19	/	1,93	/	1,93	/	15,51	/	15,51	/	15,12	/	15,12	/	13,58	/	13,58	/	8,63	/	8,63
	2	/	1,98	0,55	1,43	/	0,83	0,23	0,69	/	2,98	0,83	2,26	/	2,81	0,78	2,12	/	2,15	0,60	1,57	/	9,23	4,64	4,59
III	1	/	1,98	0,55	1,43	/	0,83	0,23	0,69	/	2,98	0,83	2,26	/	2,81	0,78	2,12	/	2,15	0,60	1,57	/	9,23	4,64	4,59
	2	1,48	/	/	1,48	0,62	/	/	0,62	2,22	/	/	2,22	2,10	/	/	2,10	1,60	/	/	1,60	2,94	/	/	2,94
II	1	/	2,39	1,52	0,87	/	1,21	0,77	0,44	/	3,84	2,44	1,40	/	3,60	2,29	1,31	/	2,63	1,67	0,96	/	11,18	3,06	8,12
	2	2,42	1,31	-0,70	-0,40	1,22	0,63	-0,38	-0,22	3,88	2,07	-1,16	-0,96	3,64	1,94	-1,08	-0,62	2,66	1,44	-0,78	-0,44	2,20	4,95	1,96	5,19
I	1	/	2,46	0,75	1,71	/	1,24	0,38	0,86	/	3,95	1,21	2,74	/	3,70	1,13	2,57	/	2,71	0,83	1,88	/	9,83	6,66	3,17
	2	2,47	1,24	-0,38	-0,85	1,23	0,58	-0,20	-0,45	3,95	1,94	-0,62	-1,39	3,70	1,82	-0,58	-1,30	2,72	1,36	-0,42	-0,94	1,93	4,35	4,26	2,02
0	1	/	/	1,71	/	/	/	0,86	/	/	/	2,74	/	/	/	2,57	/	/	/	1,88	/	/	/	4,75	/
	2	/	/	-0,85	/	/	/	-0,45	/	/	/	1,39	/	/	/	-1,30	/	/	/	-0,94	/	/	/	3,04	/

69

PORTIQUE : B.B.

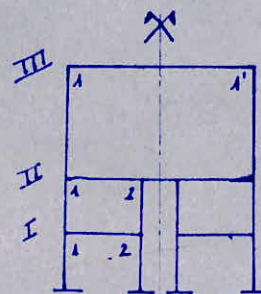




Moments aux nœuds sous les sollicitations suivantes: (en t.m). Portique C-C

Sollicitations Rang Nœud		G				P				G + 1,2P				G + P				G + P/5				$\vec{S}_{IH}$			
		Mw	Me	Mn	Ms	Mw	Me	Mn	Ms	Mw	Me	Mn	Ms	Mw	Me	Mn	Ms	Mw	Me	Mn	Ms	Mw	Me	Mn	Ms
III	1	/	13,19	/	13,19	/	1,93	/	1,93	/	15,51	/	15,51	/	15,12	/	15,12	/	13,58	/	13,58	/	12,76	/	12,76
II	1	/	2,48	0,75	1,72	/	1,43	0,43	0,99	/	4,20	1,27	2,91	/	3,91	1,18	2,71	/	2,77	0,84	1,92	/	13,08	6,88	6,20
	2	2,72	2,04	/	-0,68	1,58	1,17	/	-0,40	4,62	3,44	/	-1,16	4,30	3,21	/	-1,08	3,04	2,27	/	-0,76	1,22	2,75	/	3,97
I	1	/	2,46	0,75	1,71	/	1,24	0,38	0,86	/	3,95	1,21	2,74	/	3,70	1,13	2,57	/	2,71	0,83	1,88	/	6,40	4,14	3,26
	2	2,47	1,24	-0,38	-0,85	1,23	0,58	-0,20	-0,45	3,95	1,94	-0,62	-2,05	3,70	1,82	-0,58	-1,30	2,72	1,36	-0,42	-0,94	0,81	1,82	1,18	1,45
0	1	/	/	1,71	/	/	/	0,86	/	/	/	2,74	/	/	/	2,57	/	/	/	1,88	/	/	/	3,41	/
	2	/	/	-0,85	/	/	/	-0,45	/	/	/	-2,05	/	/	/	-1,30	/	/	/	-0,94	/	/	/	2,18	/

PORTIQUE: C-C



# ÉTUDE DES POUTRES PRINCIPALES (transversales).

## 1- COURBES ENVELOPPES: POUTRES TRANSVERSALES

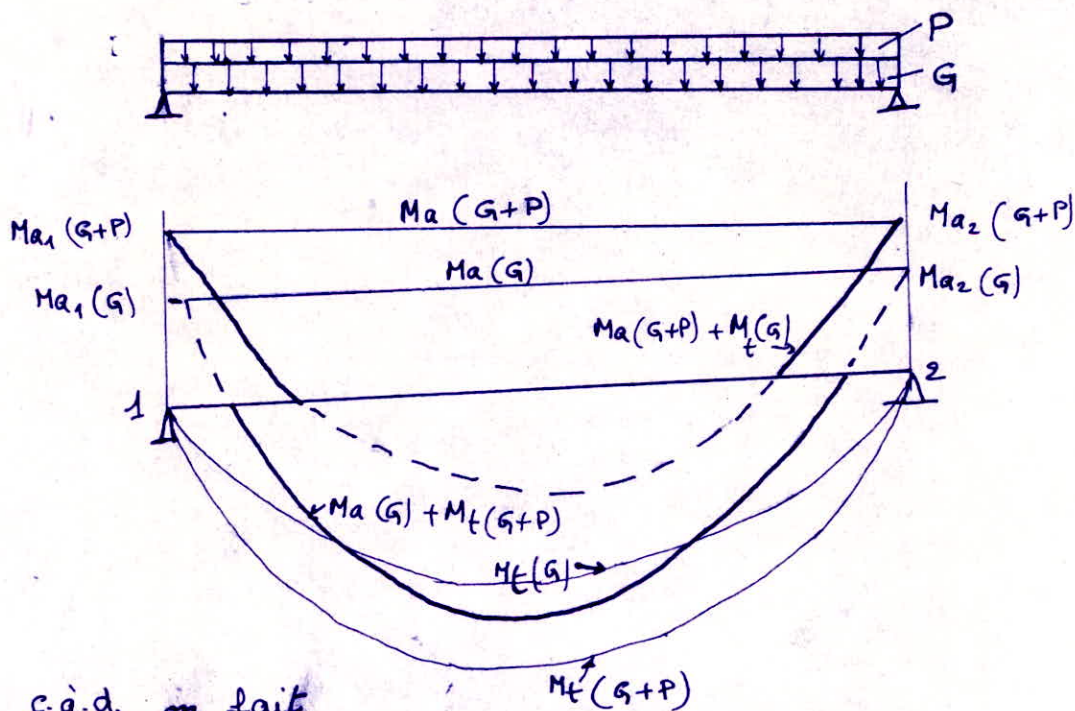
a) Sous charges verticales seulement (D'après CCBA 68 An. 12)

Pour déterminer les moments en travée on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée  $l$  avec les charges permanentes, puis avec les charges permanentes et les surcharges.

On prend comme ligne de fermeture (c.à.d. diagramme enveloppe) -

- Pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue.

- Et pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue, dans chaque cas de charge en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres -



c.à.d. on fait

$M_a(G+P) + M_t(G)$  et  $M_a(G) + M_t(G+P)$

et on tire la courbe enveloppe.

b) Sous charges verticales et horizontales:

- sous  $G+P$  (ou  $G+P/5$ ).

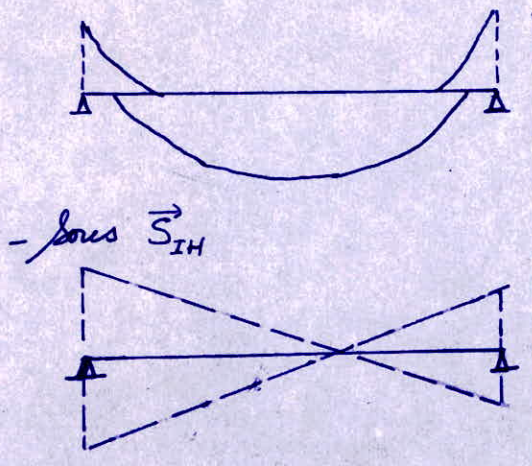
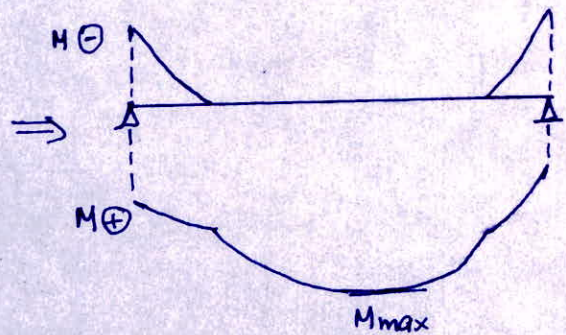


diagramme enveloppe avec  $(G+P + \vec{S}_{IH})$  et  $(G+P/5 + \vec{S}_{IH})$

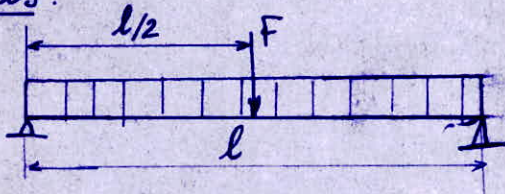


- Pour le tracé des enveloppes: voir diagrammes.
- Remarque: Pour les arrêts de barres on se réfère aux diagrammes enveloppes.
- On peut aussi arrêter les barres forfaitairement tout en restant dans la sécurité.

2) Moments isostatiques en travée pour les différentes travées, dans chaque portique.

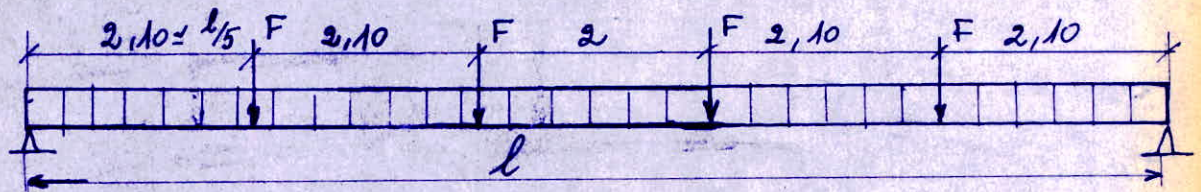
Chaque poutre est chargée comme suit.

1<sup>er</sup> cas:



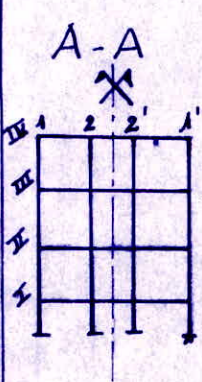
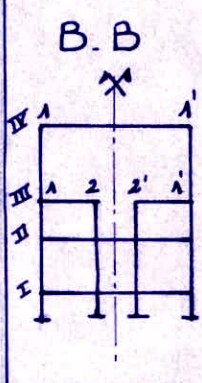
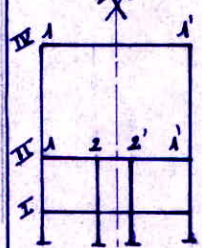
$$M_{t0} = \frac{ql^2}{8} + \frac{Fl}{4}$$

2<sup>ème</sup> cas:

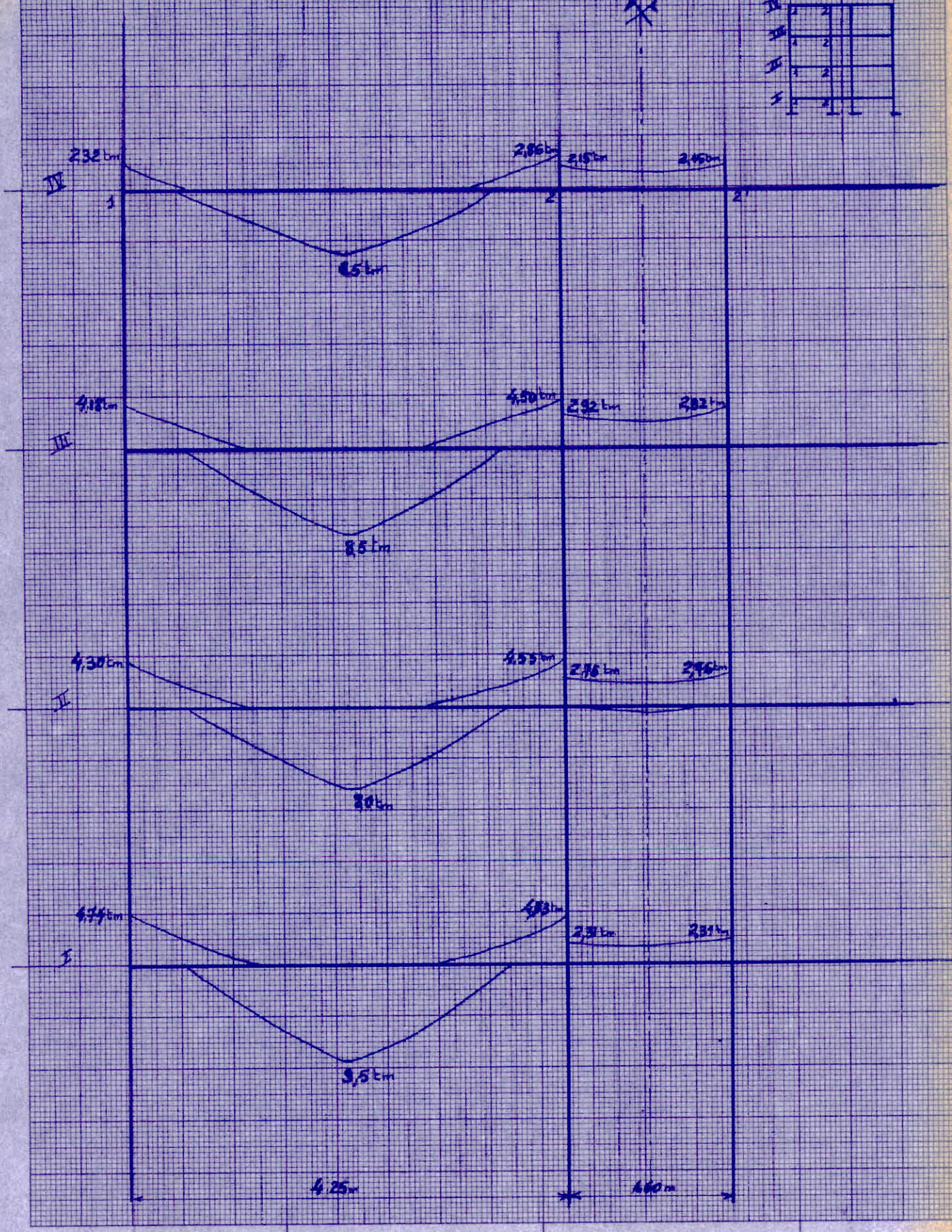
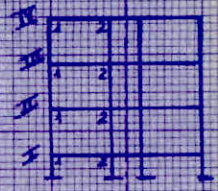


$$M_{t0} \approx \frac{ql^2}{8} + \frac{3}{5} Fl.$$

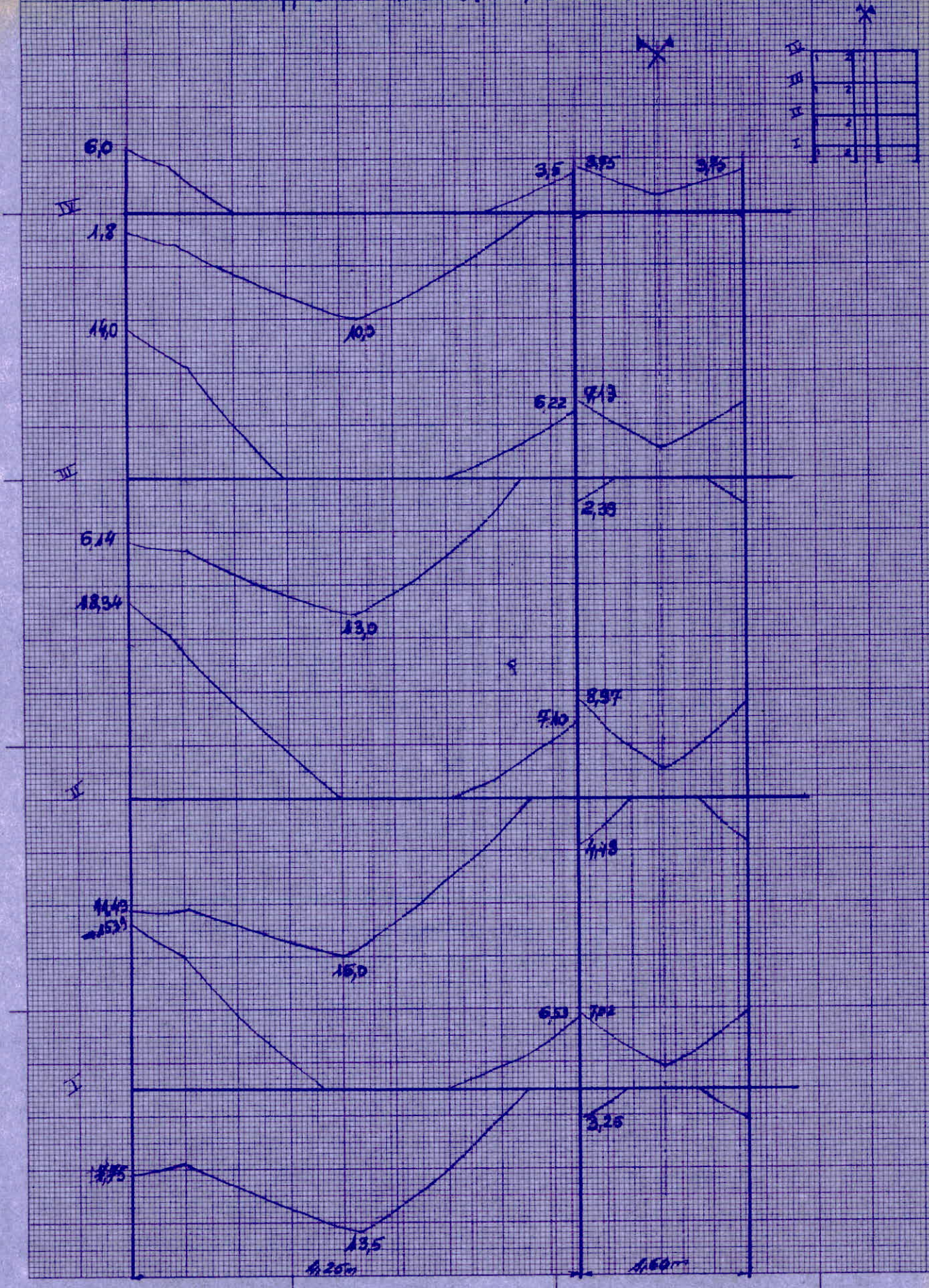
Moments isostatiques (entm) dans les différentes travées pour chaque portique

Portiques	Rangs	Travées	l (m)	G			1,2 P			G+1,2P	G+P	G+P/5
				q <sub>t/m</sub>	F(t)	M <sub>t0</sub> (tm)	q <sub>t/m</sub>	F(t)	M <sub>t0</sub> (tm)	M <sub>t0</sub> (tm)	M <sub>t0</sub> (tm)	M <sub>t0</sub> (tm)
	IV	1-2	4,25	0,28	5,79	6,78	/	1,31	1,39	8,17	7,34	7,06
		2-2'	1,60	0,28	/	0,09	/	/	/	0,09	0,09	0,09
	III	1-2	4,25	1,62	3,3	7,16	0,534	2,734	4,11	11,27	10,59	7,98
		2-2'	1,60	1,62	/	0,52	0,534	/	1,21	1,73	1,53	0,76
	II	1-2	4,25	0,71	5,44	7,38	/	4,59	4,88	12,26	11,45	8,36
		2-2'	1,60	0,71	/	0,23	/	/	/	0,23	0,23	0,23
	I	1-2	4,25	0,71	5,44	7,38	/	4,59	4,88	12,26	11,45	8,36
		2-2'	1,60	0,71	/	0,23	/	/	/	0,23	0,23	0,23
	IV	1-1'	4,25	0,5	5,4	40,91	/	1,14	7,18	48,09	46,89	42,35
	III	1-2	4,25	2	/	4,52	1,0	/	2,26	6,78	6,40	4,97
	II	1-2	4,25	0,71	4,33	6,20	/	3,75	3,98	10,18	9,52	7,00
		2-2'	1,60	0,71	/	0,23	/	/	/	0,23	0,23	0,23
	I	1-2	4,25	0,71	4,33	6,20	/	3,75	3,98	10,18	9,53	7,00
		2-2'	1,60	0,71	/	0,23	/	/	/	0,23	0,23	0,23
	III	1-1'	4,25	0,5	5,4	40,91	/	1,14	7,18	48,09	46,89	42,35
	II	1-2	4,25	1,19	4,33	7,29	0,534	3,75	5,19	12,48	11,62	8,33
		2-2'	1,60	0,28	/	0,09	/	/	/	0,09	0,09	0,09
	I	1-2	4,25	0,71	4,33	6,20	/	3,75	3,98	10,18	9,52	7,00
		2-2'	1,60	0,71	/	0,23	/	/	/	0,23	0,23	0,23

Poutres transversales Pontique A-A  
 Courbes enveloppes des moments sous  $G+1,2P$  (1<sup>er</sup> genre)

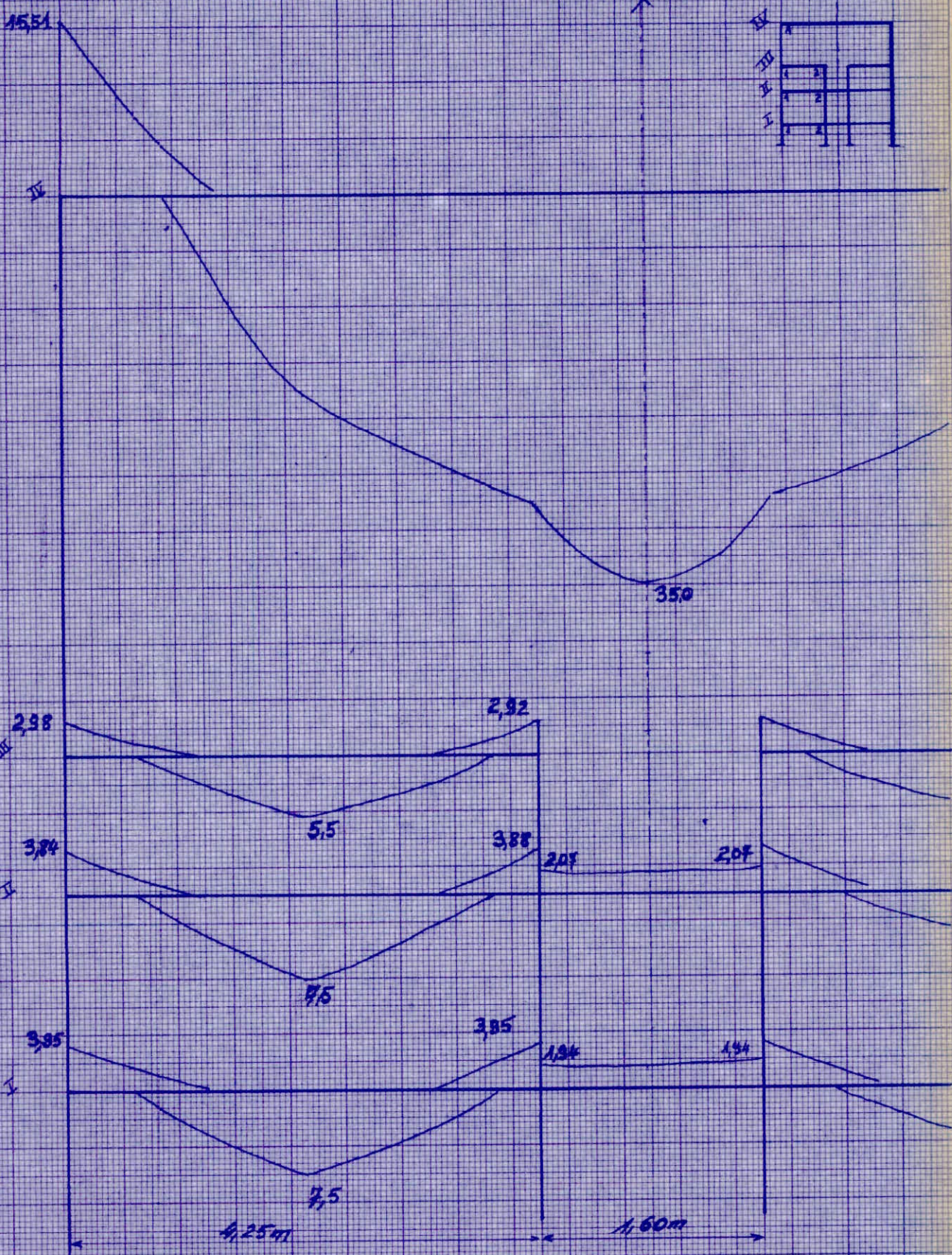
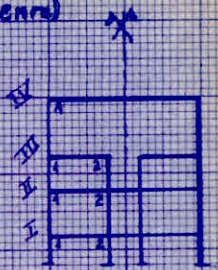


Poutique A-A Poutres transversales  
 Courbes enveloppes des moments (extr.) sous  $G+P+StH$  et  $G+P/5+StH$



# Portique B-B Poutres transversales

Courbes enveloppes des moments (en tm) sous G+2P (1<sup>er</sup> genre)



# Portique B-B Poutres transversales

Courbes enveloppes des moments (en tm) sous  $G+P+S_{int}$  et  $G+P/5+S_{int}$   
(Rangs II et III)

23,75

II

12,04

III

7,25

4,25 m

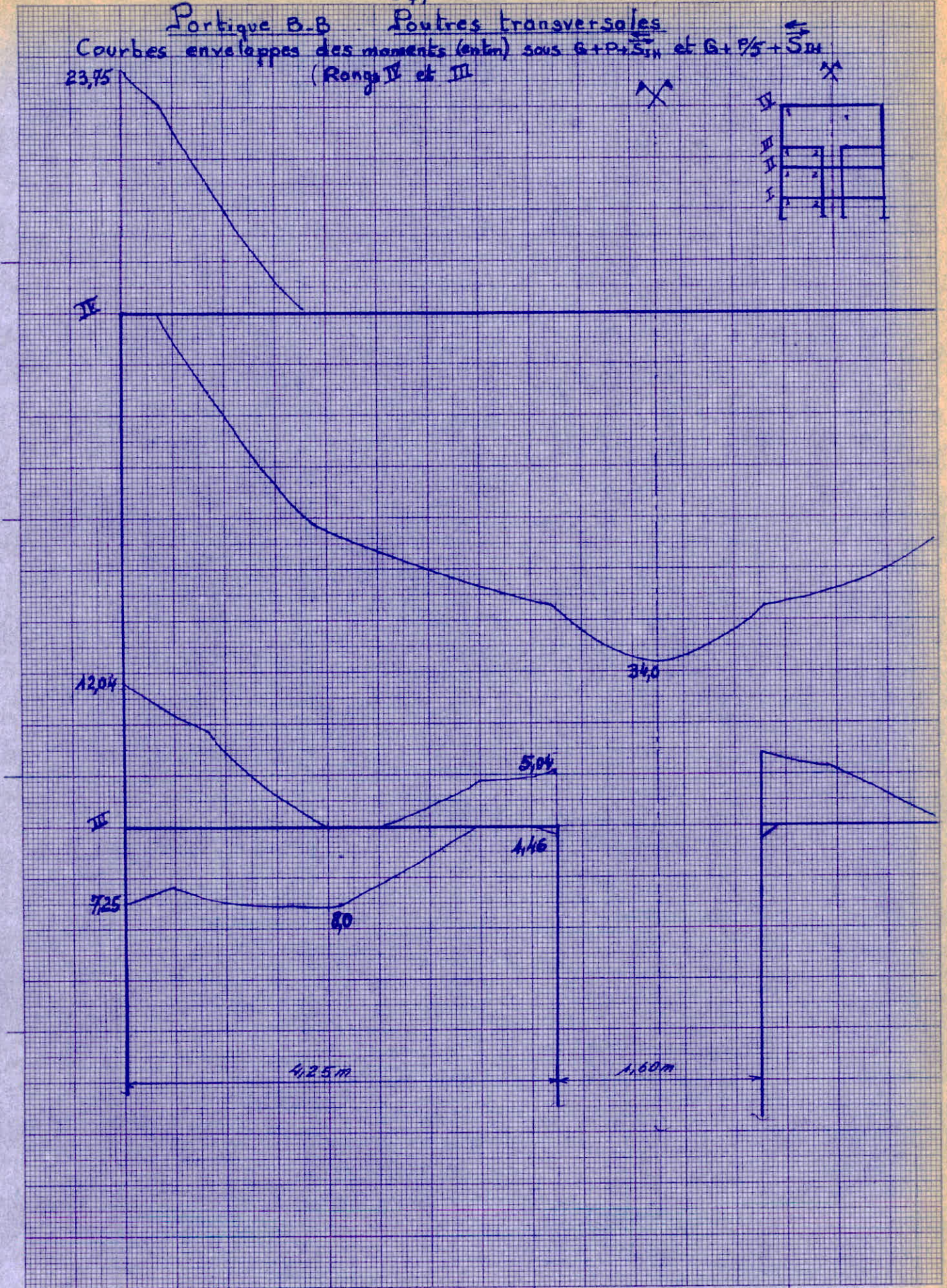
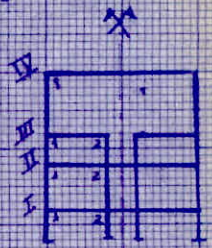
8,0

5,04

1,16

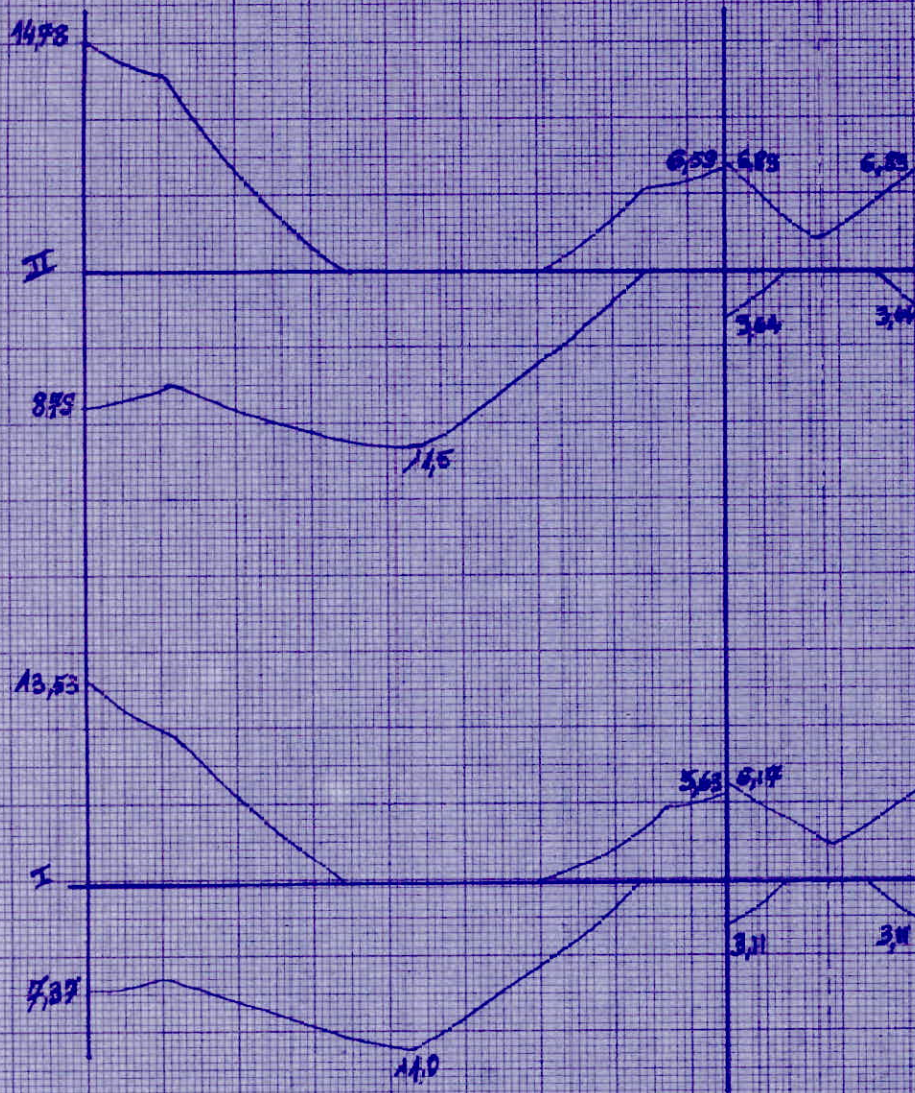
1,60 m

34,0



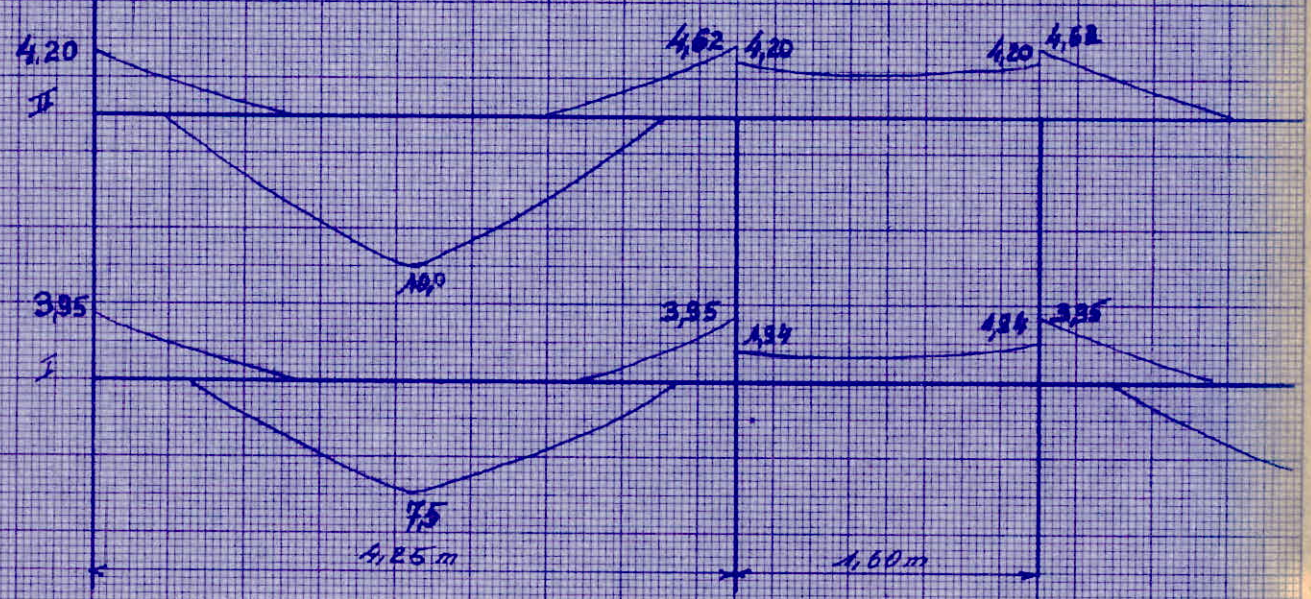
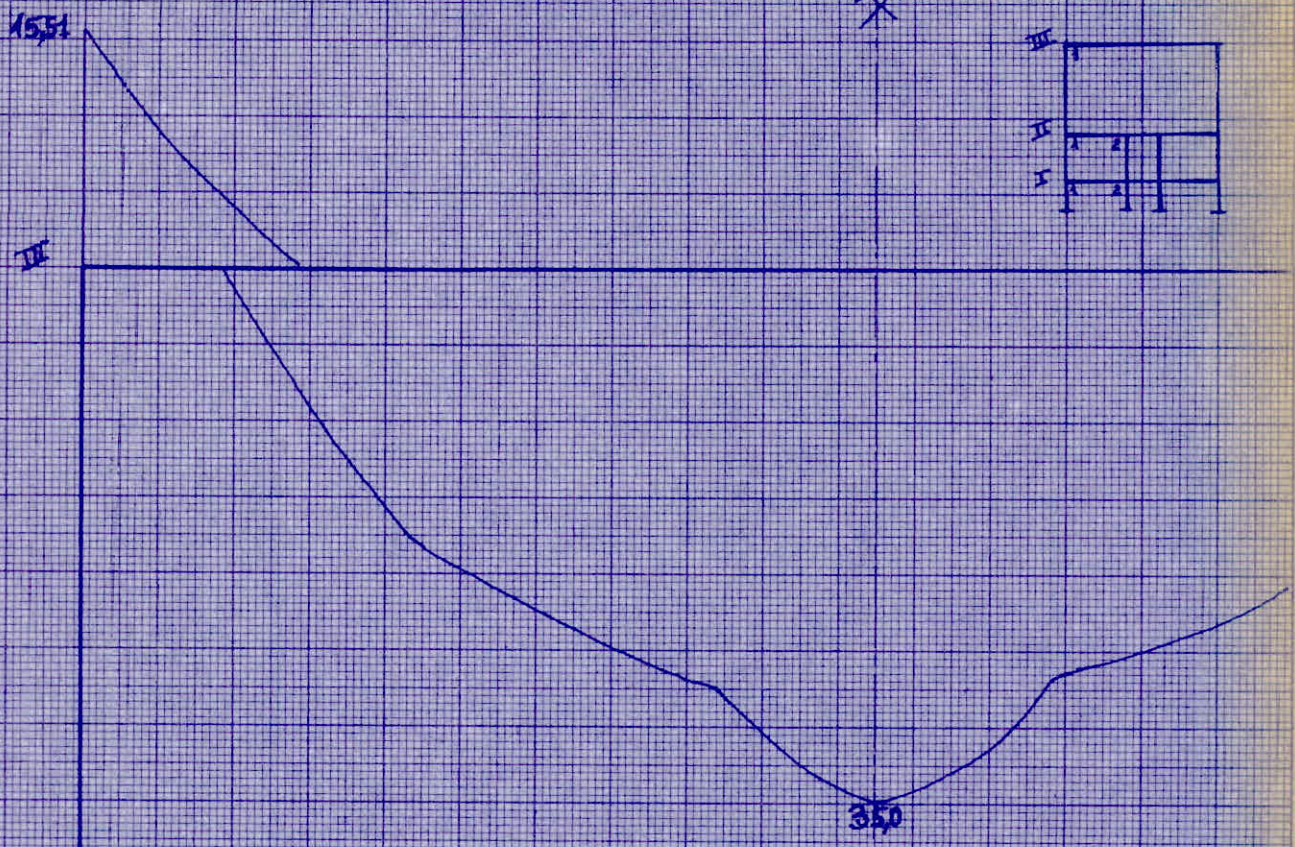


Portique B.B Poutres transversales  
Courbes enveloppes des moments sous  $G+P$   $\overleftarrow{S_{II}}$  et  $G+P$   $\overrightarrow{S_{II}}$  (en ton)  
(Rangs II et I)



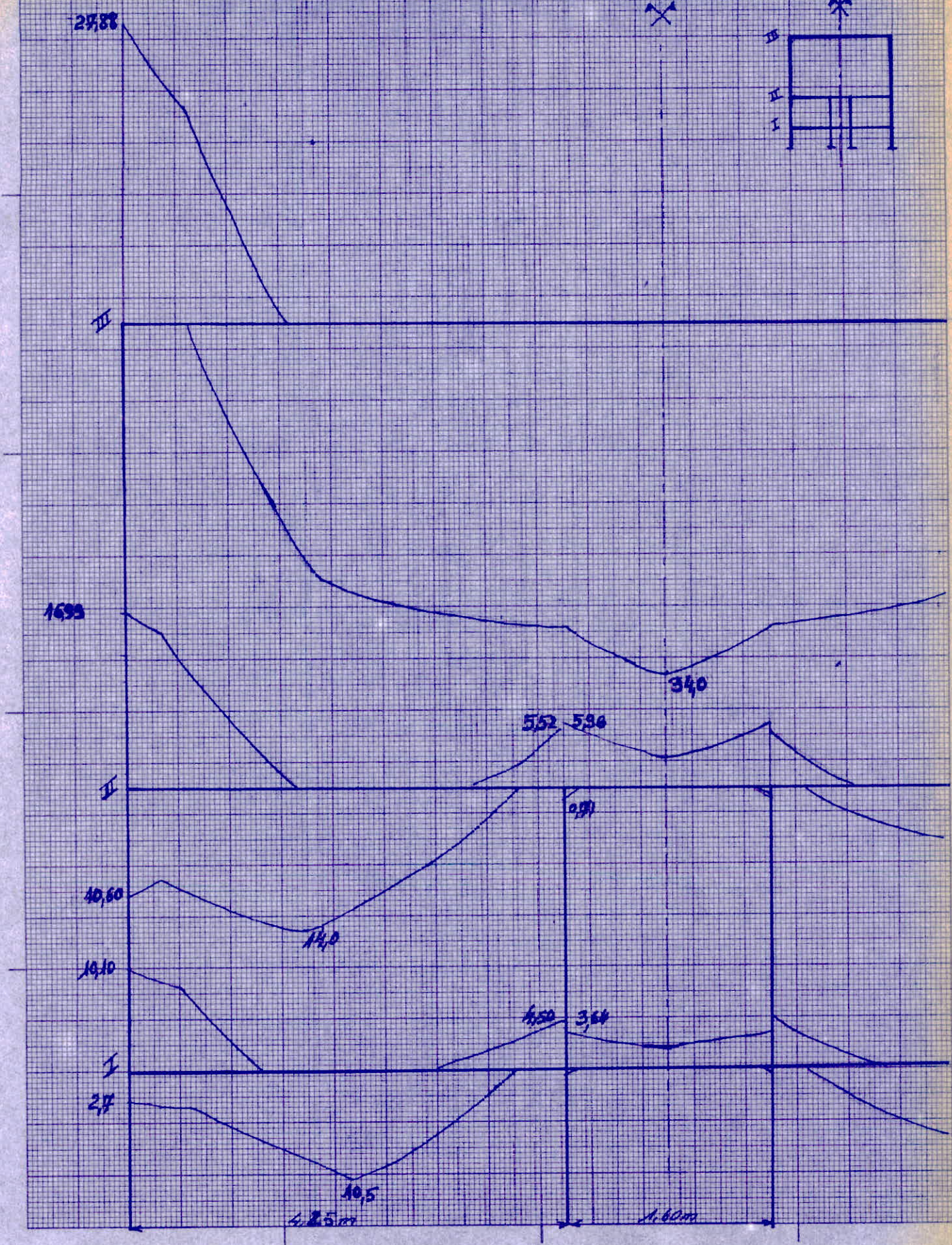
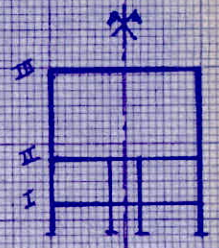
# Portique C-C Poutres transversales

Courbes enveloppes des moments (centra) sous G+2P (1<sup>er</sup> genre)



# Portique C-C - Poutres transversales

Courbes enveloppes des moments (en tm) sous  $G + 1,5 S_{im}$  et  $G + \frac{P}{2} + S_{im}$



3°) DÉTERMINATIONS DES ARMATURES

3-1. Portique A-A

a) Aciers longitudinaux

Après avoir fait les diagrammes enveloppes on constate que les moments aux appuis dus aux sollicitations du second genre sont beaucoup plus importants que ceux du 1<sup>er</sup> genre.

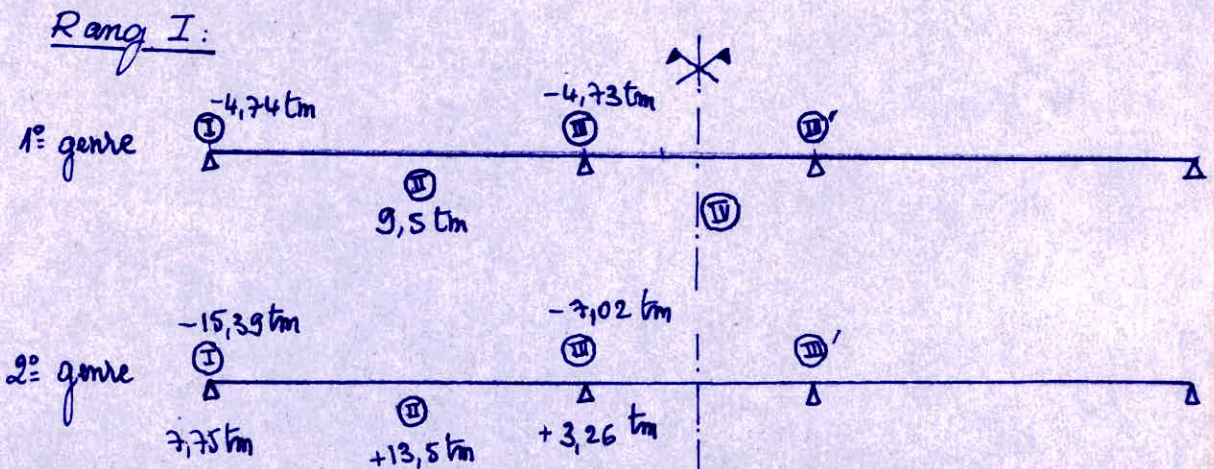
Comme au 1<sup>er</sup> genre on calcule les sections avec  $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en}$ , et au 2<sup>e</sup> genre avec  $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en}$  donc dès qu'on a un moment dans une section du 2<sup>e</sup> genre supérieur à une fois et demi que celui du 1<sup>er</sup> genre, on dimensionne cette section au 2<sup>e</sup> genre.

On donne un exemple de calcul pour une poutre, les autres résultats seront groupés dans un tableau.

Remarque: Pour le calcul des sections avec un moment négatif et un autre positif.

Pour des raisons de sécurité on calcule la section indépendamment avec chaque moment sans tenir compte de la section d'acier trouvée avec l'autre moment (on ne tiendrait compte que s'il ya nécessité d'aciers comprimés).

Exemple de calcul:



Remarque: Le moment dans la travée II - III étant négatif, on arme la section II comme la section III

Section I:

$$|M_{12}| = |-4,74 \text{ tm}| < \frac{|-15,39 \text{ tm}|}{1,5} = M_{22}$$

⇒ On dimensionne au 2<sup>e</sup> genre avec  $\begin{cases} M^- = -15,39 \text{ tm} \\ M^+ = +7,75 \text{ tm} \end{cases}$

Sous  $M^- = -15,39 \text{ tm}$  (section 25x45 ; d=5cm)

Méthode de Charron

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b R^2} = \frac{15 \times 15,39 \times 10^5}{4200 \times 25 \times 40^2} = 0,1374 \Rightarrow k=20 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{4200}{20} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b > \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$$

donc nécessité d'aciers comprimés.

On prend  $k = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{4200}{205,5} \approx 20,5 \Rightarrow \begin{cases} \mu = 0,1328 \\ \epsilon = 0,8592 \\ \alpha = 0,4225 \end{cases}$

$$\Rightarrow M_1 = \frac{\mu \bar{\sigma}_a b R^2}{n} = \frac{0,1328 \times 4200 \times 25 \times 40^2 \times 10^5}{15} = 14,87 \text{ tm}$$

$$\Rightarrow \Delta M = M - M_1 = 15,39 - 14,87 = 0,52 \text{ tm}$$

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{y-d'}{h-y'} \bar{\sigma}_a = \frac{\alpha h - d'}{h - \alpha h} \bar{\sigma}_a = \frac{0,4225 \times 40 - 5}{40 - 0,4225 \times 40} \times 4200 = 2163 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{14,87 \times 10^5}{4200 \times 0,8592 \times 40} = 10,30 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h-d')} = \frac{0,52 \times 10^5}{4200 (40-5)} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$A' = \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}'_a (h-d')} = \frac{0,52 \times 10^5}{2163 \times 35} = 0,69 \text{ cm}^2 = A'$$

$$A_1 + A_2 = A = 10,61 \text{ cm}^2$$

- sous  $M^+ = +7,75 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{7,75 \times 10^5 \times 15}{4200 \times 25 \times 40^2} = 0,0692 \Rightarrow \begin{cases} k = 31,3 \\ \epsilon = 0,8922 \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_b$$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{7,75 \times 10^5}{4200 \times 0,8922 \times 40} = 5,17 \text{ cm}^2$$

La section des aciers tendus dans ce cas de  $M^{\oplus}$  <sup>et</sup> supérieure à celle des aciers comprimés de  $M^{\ominus}$ , donc on prend pour aciers supérieurs  $A_s = 10,61 \text{ cm}^2$  et comme aciers inférieurs  $A_i = 5,17 \text{ cm}^2$ .

Les résultats des autres sections seront groupés dans un tableau.

Portique considéré : A-A

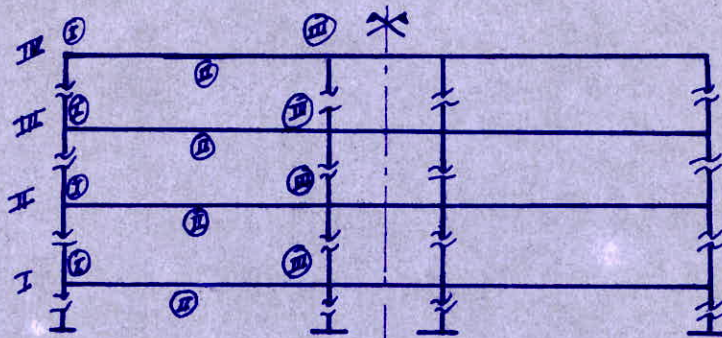


Tableau pour le calcul des sections

Sections Rang	I			II			III		
	Moments max (lm)		Aciers (cm <sup>2</sup> )	Moments max (lm)		Aciers (cm <sup>2</sup> )	Moments max (lm)		Aciers (cm <sup>2</sup> )
	1 <sup>er</sup> genre	2 <sup>e</sup> genre		1 <sup>er</sup> genre	2 <sup>e</sup> genre		1 <sup>er</sup> genre	2 <sup>e</sup> genre	
IV	-2,32 +0,0	+6,0 -1,8	As=3,95 Ai=1,14	+6,5	+10,0	Ai=6,77	-2,86 +0,0	-3,75 -10,0	As=2,79 Ai=0
III	-4,18 +0,0	+14,0 -6,14	As=9,66 Ai=4,05	+8,5	+13,0	Ai=8,93	-4,50 +0,0	-7,19 +2,39	As=4,78 Ai=1,52
II	-4,3 +0,0	+18,34 -1,49	As=12,66 Ai=7,84	+8	+15,0	As=0,17 Ai=10,39	-4,55 +0,0	-8,97 +4,49	As=6,04 Ai=2,92
I	-4,74 +0,0	+15,39 -7,7	As=10,61 Ai=5,17	+9,5	+13,5	Ai=9,85	-4,73 +0,0	-7,02 +3,26	As=4,47 Ai=2,10

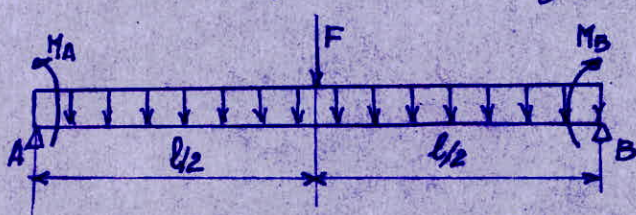
b- Armatures transversales :

- Efforts tranchants aux nus des appuis :

Les armatures transversales et l'adhérence sont seulement calculées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre

- On calcule donc les efforts tranchants au 1<sup>er</sup> genre sous G+1,2P.

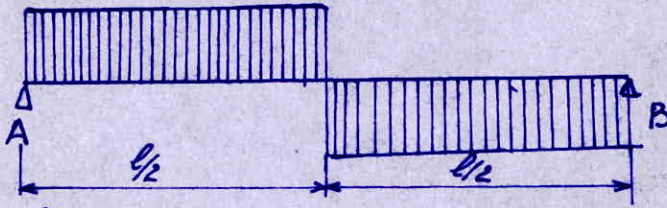
On a des poutres chargées comme suit :



$$T_A^d = q \frac{l}{2} + \frac{F}{2} + \frac{M_0 - M_1}{l}$$

$$T_B^g = q \frac{l}{2} + \frac{F}{2} + \frac{M_1 - M_0}{l}$$

Allure de l'effort tranchant le long de la travée



Remarque :

Comme la charge n'est pas uniformément répartie, on n'applique pas, pour les écartements des armatures transversales la suite de Caquot. (Dans ce cas l'écartement est à peu près constant entre A et B).

Rang	IV			III			II			I		
T	$T_A^g$ (G)	$T_B^g$ (E)	$T_B^d$ (E)	$T_A^g$ (E)	$T_B^g$ (E)	$T_B^d$ (E)	$T_A^g$ (E)	$T_B^g$ (E)	$T_B^d$ (E)	$T_A^g$ (E)	$T_B^g$ (E)	$T_B^d$ (E)
G	3,38	3,60	0,22	5,03	5,16	1,30	4,19	4,27	1,34	4,23	4,23	1,30
1,2P	0,67	0,71	/	2,48	2,52	0,43	2,28	2,31	/	2,30	2,30	/
G + 1,2P	4,05	4,31	0,22	7,51	7,68	1,73	6,47	6,58	1,34	6,53	6,53	1,30

$T_{max} = 7,68 \text{ tonnes} \Rightarrow \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{7,68 \times 10^3}{25 \times 7,8 \times 40} = 8,78 \text{ kg/cm}^2 < 2,5 \bar{\sigma}_b$

$\Rightarrow$  1<sup>er</sup> écartement :

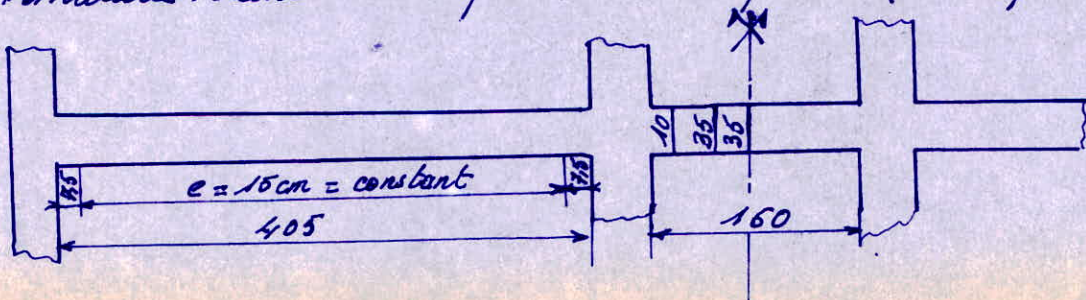
Soyent 2 cadres  $\phi 8$  ( $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ ) avec  $\bar{\nu}_{en} = 2200 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\nu}_{at} = \nu_{at} \bar{\nu}_{en}$       $\nu_{at} = \max \left[ \frac{2}{3} ; 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right] = 0,83 \Rightarrow \bar{\nu}_{at} = 1826 \text{ kg/cm}^2$

$\rightarrow t_m = \frac{A_t \bar{\nu}_{at}}{\tau} z = \frac{2,01 \times 1826}{7,68 \times 10^3} \times \frac{7}{8} \times 40 = 16,73 \text{ cm}$

$\bar{t} = \max \left[ 0,2 h ; h \left( 1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \right] = 22 \text{ cm}$      }  $\rightarrow t = 15 \text{ cm}$

Armatures transversales pour toutes les poutres (à chaque niveau)



3-2) Portique B-B

a) Aciers longitudinaux

De même que précédemment :

Portique considéré : B-B

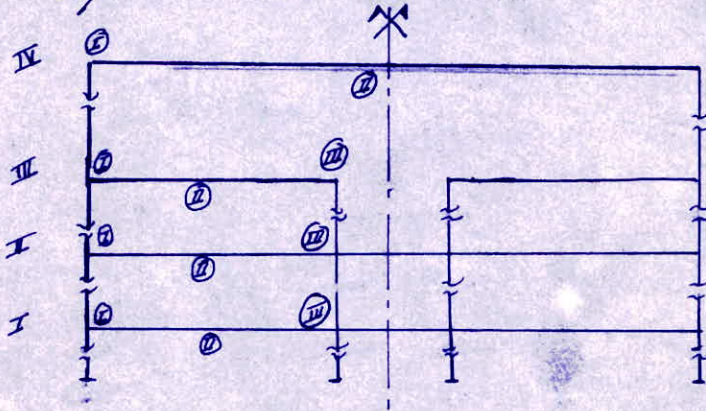
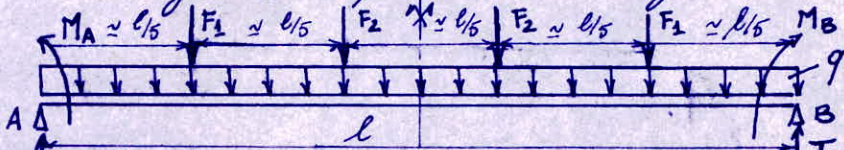


Tableau pour le calcul des sections

Sections Rangs	I			II			III		
	Moments max (tm)		Aciers (cm <sup>2</sup> )	Moments max (tm)		Aciers (cm <sup>2</sup> )	Moments max (tm)		Aciers (cm <sup>2</sup> )
	1 <sup>er</sup> genre	2 <sup>e</sup> genre		1 <sup>er</sup> genre	2 <sup>e</sup> genre		1 <sup>er</sup> genre	2 <sup>e</sup> genre	
IV	-15,51 +0,0	-23,75 +0,0	A <sub>s</sub> = 8,40	+35	+34	A <sub>s</sub> = 1,89 A <sub>i</sub> = 19,89	—	—	—
III	-2,58 +0,0	-12,04 +7,25	A <sub>s</sub> = 8,23 A <sub>i</sub> = 4,82	+5,5	+8	A <sub>s</sub> = 0 A <sub>i</sub> = 5,52	-2,92 +0,0	-5,04 +1,46	A <sub>s</sub> = 3,30 A <sub>i</sub> = 0,91
II	-3,84 +0,0	-14,78 +8,79	A <sub>s</sub> = 10,23 A <sub>i</sub> = 5,90	+7,5	+11,5	A <sub>i</sub> = 7,84	+3,88 +0,0	-6,89 +3,64	A <sub>s</sub> = 4,57 A <sub>i</sub> = 2,35
I	-3,95 +0,0	-13,53 +7,37	A <sub>s</sub> = 9,32 A <sub>i</sub> = 4,90	+7,5	+11	A <sub>i</sub> = 7,66	-3,95 +0,0	-6,17 +3,11	A <sub>s</sub> = 4,07 A <sub>i</sub> = 2,00

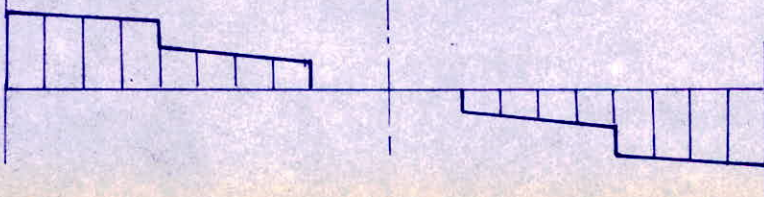
b) Armatures transversales

Au rang II la poutre est chargée comme suit :



$$T \approx \frac{q \cdot l}{2} + F_1 + F_2 + \frac{M_A - M_B}{l}$$

Allure de la courbe : Effort tranchant





Efforts tranchants : (en tonna)

Rangs	II	III		II, I		
T	T <sub>A</sub>	T <sub>A</sub>	T <sub>B</sub> <sup>g</sup>	T <sub>A</sub>	T <sub>B</sub> <sup>g</sup>	T <sub>B</sub> <sup>d</sup>
G	13,43	4,37	4,13	3,66	3,68	0,57
1,2P	2,28	2,17	2,08	1,88	1,88	/
G+1,2P	15,71	6,54	6,21	5,54	5,56	0,57

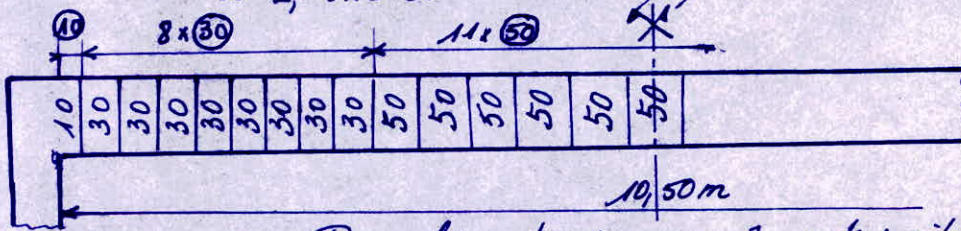
Rang II :  $T_{max} = 15,71 \text{ t} \rightarrow \tau_b = \frac{15,71 \cdot 10^3}{25 \times 78 \times 73} = 9,84 \text{ kg/cm}^2 < 2,5 \bar{\tau}_b$

1<sup>er</sup> écartement: soient 2 cadres T<sub>B</sub> ( $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ )  $\bar{\tau}_{cn} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\tau}_{at} = \rho_{at} \bar{\tau}_{cn}$ ;  $\rho_{at} = \max[\frac{2}{3}; 1 - \frac{\tau_b}{90 \bar{\tau}_b}] = 0,81 \rightarrow \bar{\tau}_{at} = 3422 \text{ kg/cm}^2$

$\rightarrow b_m = \frac{A_t \bar{\tau}_{at}}{T} z = \frac{2,01 \times 3422}{15,71 \times 10^3} \times \frac{7}{8} \times 73 = 27,96 \text{ cm}$   
 $E = \max[0,2R; R(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{90 \bar{\tau}_b})] = 26 \text{ cm}$  }  $b \approx 30 \text{ cm}$

à 2,25m du nu de l'appui on trouve  $b \approx 50 \text{ cm}$

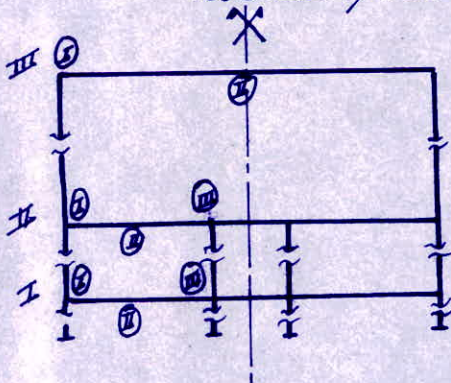


Pour les autres rangs: mêmes dispositions que le portique A-A.

3-3) Portique C-C

a) Aciers longitudinaux

Tableau pour le calcul des sections:



Rang	Sections			II		Aciers (cm <sup>2</sup> )	III		Aciers (cm <sup>2</sup> )
	I		Aciers (cm <sup>2</sup> )	1 <sup>er</sup>	2 <sup>e</sup>		1 <sup>er</sup>	2 <sup>e</sup>	
	M <sub>e</sub> max (tm)	M <sub>e</sub> min				M <sub>e</sub> max (tm)			M <sub>e</sub> min
III	-15,51	-8,88	A <sub>s</sub> = 10,24	+35	+34	A <sub>s</sub> = 1,84 A <sub>i</sub> = 19,89	-	-	-
II	-4,20	-16,99	A <sub>s</sub> = 11,74 A <sub>i</sub> = 7,19	+10	+14	A <sub>s</sub> = 0,38 A <sub>i</sub> = 10,48	-4,62	-5,96	A <sub>s</sub> = 4,60 A <sub>i</sub> = 0,0
I	-3,95	-10,10	A <sub>s</sub> = 6,84 A <sub>i</sub> = 1,72	+7,5	+10,5	A <sub>i</sub> = 7,66	-3,95	-4,50	A <sub>s</sub> = 3,90 A <sub>i</sub> = 10,0

b) Armatures transversales

Les aciers transversaux dans les poutres pour ce portique C-C sont analogues à ceux du portique B-B.

## ETUDE DES POTEAUX

Comme il a été précisé dans l'étude de la structure le calcul des poteaux se fera au 1<sup>er</sup> genre ( $G+1,2P$ ) et au second genre sous  $G + \frac{P}{5} + S_{IH}$ .

La section d'acier qui sera prise en compte est bien sûr le maximum trouvé sous l'une des 2 sollicitations -

### 1. DÉTERMINATION DES EFFORTS NORMAUX ET MOMENTS.

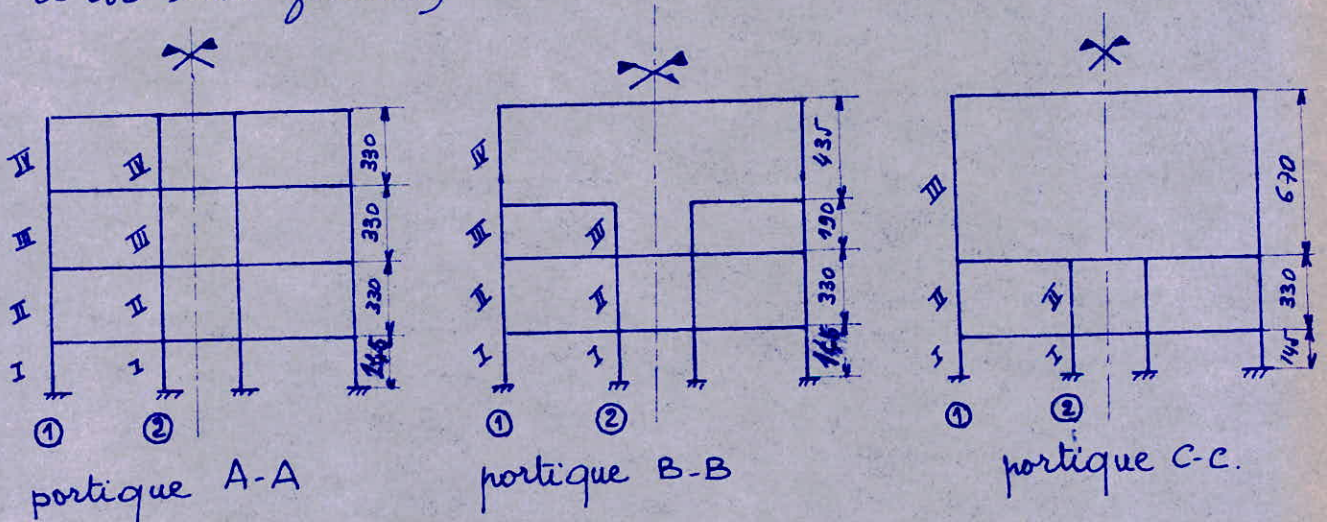
on détermine :

$N_G$  : effort normal isostatique sous les charges permanentes

$N_P$  et  $N_{1,2P}$  : effort normal isostatique sous les surcharges et les surcharges pondérées -

$N_{S_{IH}}$  : Effort normal dû aux moments de renversement du séisme

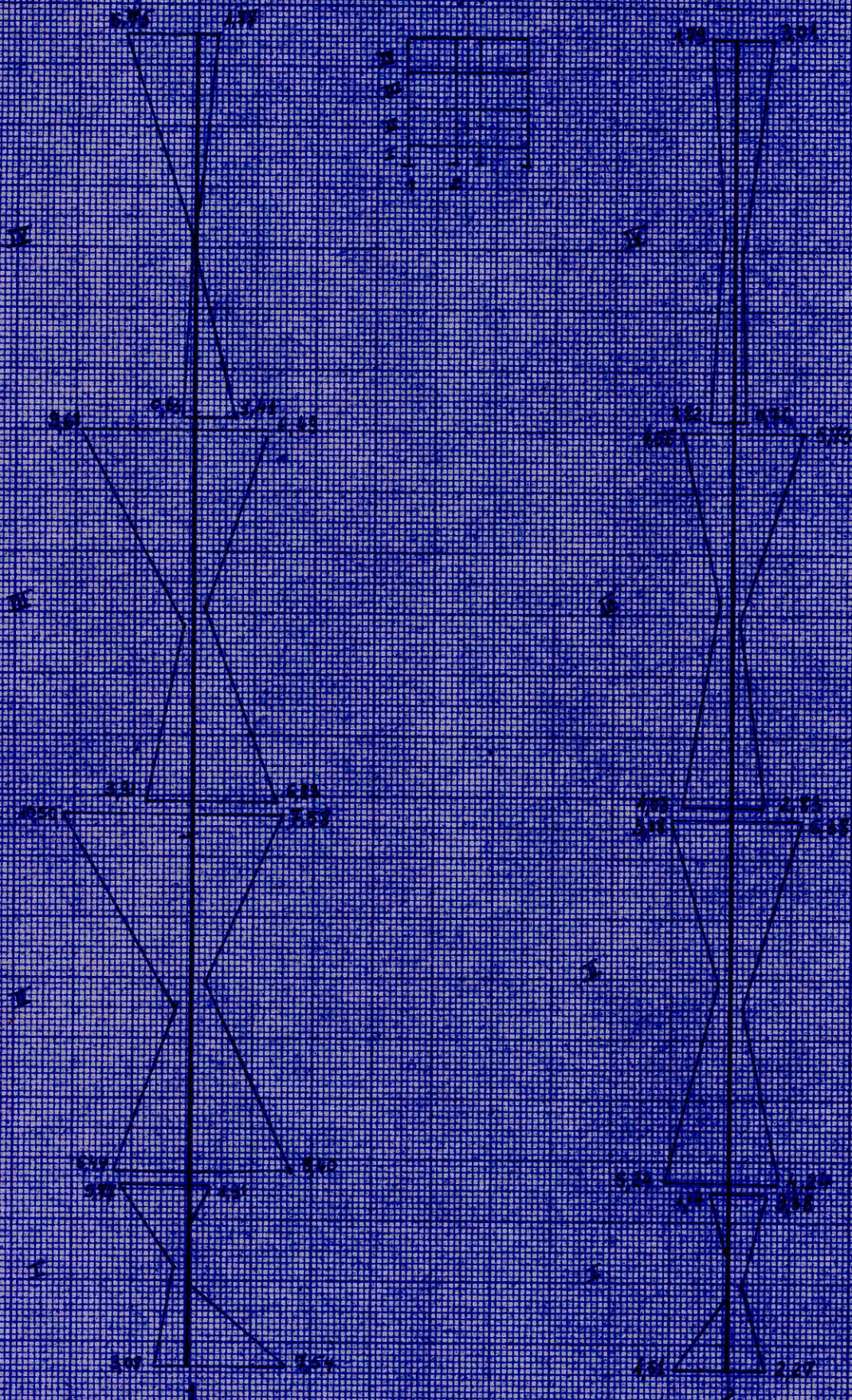
$N_M(G + P/5)$  : Effort normal dû aux moments sur appuis sous  $G + P/5$  et  $G + 1,2P$ . (cet effort ne sera pas considéré car il est très faible) -



NB: Cotation entre nus -

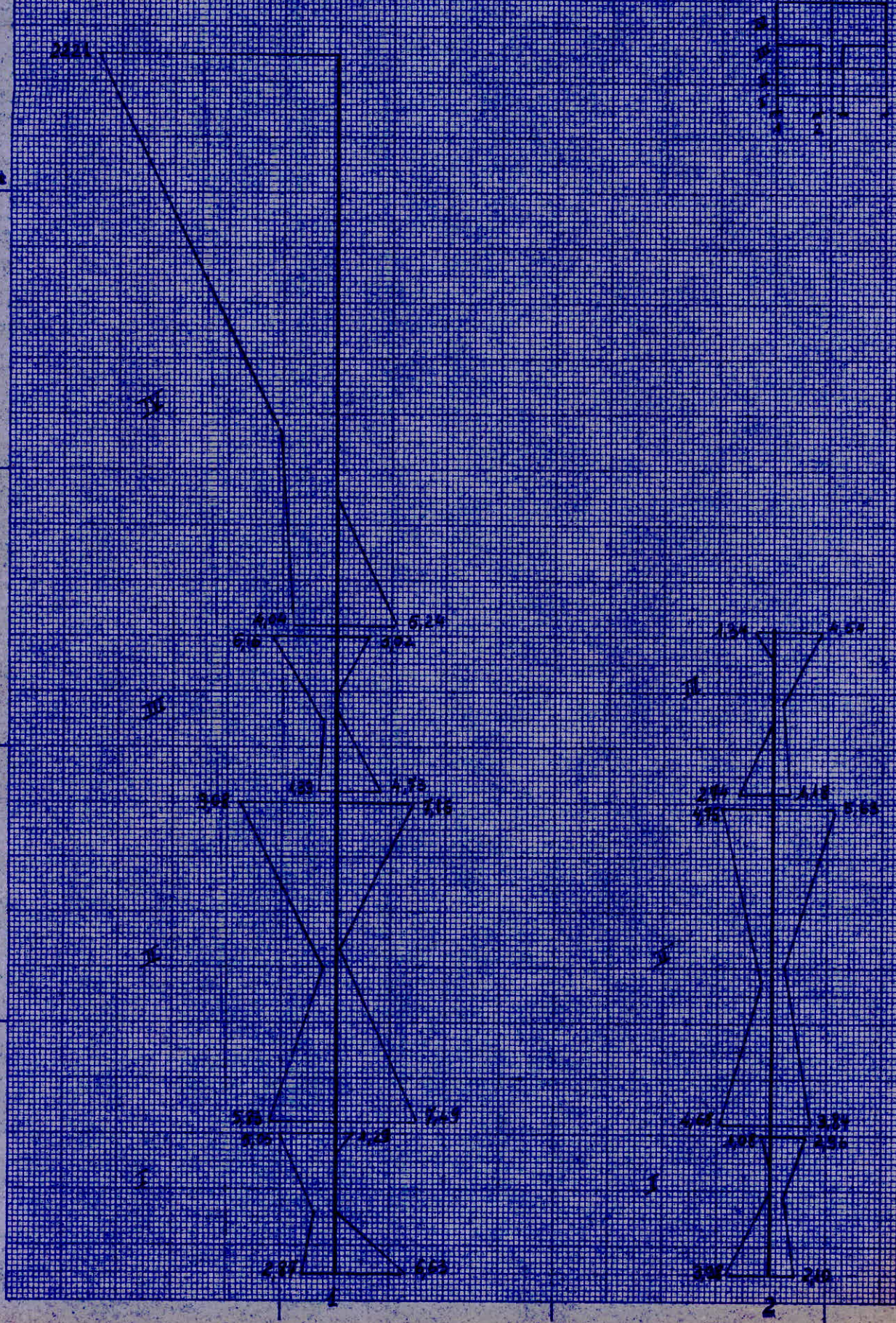
Partique AA Plaque  
 Courbes enveloppes des moments (mb) sous G, P, S

X



Richard G. B. Tolson  
Complete envelopes and normal envelopes 0.12 x 3.5

12

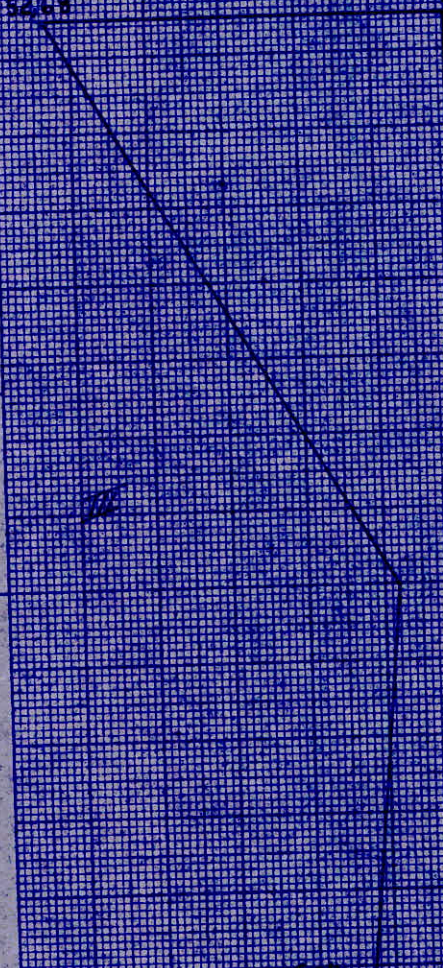
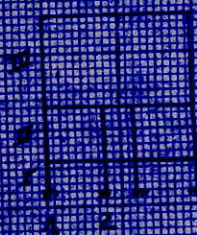


Portique de poteaux  
Courbes enveloppes des moments (en tonne/m)

2.176.3

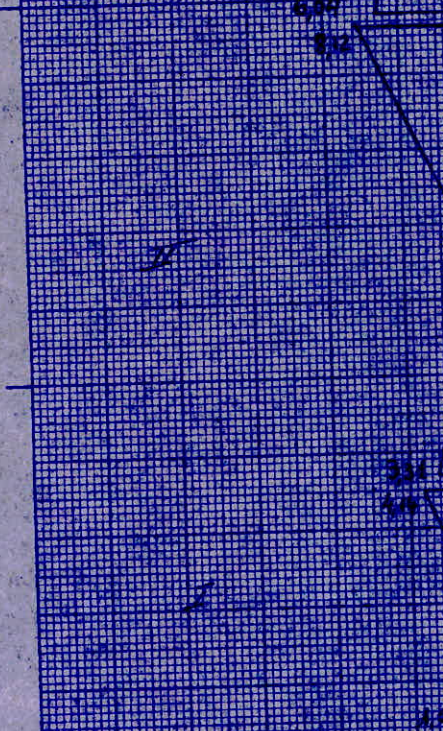
\*

2.43



670 312  
312 670

321 175



331 437  
437 331

161 126  
126 161

203 523

141 312

Efforts normaux et moments (max) dans les poteaux

Poteaux	Efforts Range	N <sub>G</sub> (t)	N <sub>p</sub> (t)	N <sub>S<sub>EM</sub></sub>	1 <sup>er</sup> genre G + A2P		2 <sup>e</sup> genre G + P/5 + S <sub>EM</sub>		
					Σ N(t)	M <sub>max</sub> (tm)	Σ N(t)	M <sub>max</sub> (tm)	
Portique A.A	1 25x50	IV	6,43	1,10	±1,08	7,75	2,33	5,57	5,75
		III	18,90	6,27	±2,84	26,42	2,21	17,31	9,61
		II	27,11	10,10	±4,06	39,23	2,15	25,07	10,50
		I	35,91	13,93	±3,09	52,63	3,28	35,61	5,77
	2 25x40	IV	9,60	1,64	±1,00	11,53	0,71	8,93	3,01
		III	26,80	9,23	±5,14	37,88	0,83	28,51	5,74
		II	38,21	14,97	±3,92	56,17	0,83	37,28	6,38
		I	50,10	20,71	±2,97	74,95	1,57	51,27	4,51
Portique B.B	1 25x50	IV	16,13	2,38	±1,64	18,99	1,51	14,97	22,21
		III	30,64	7,82	±2,86	40,02	2,44	29,34	6,16
		II	37,01	10,95	±3,15	50,15	1,40	36,05	9,08
		I	43,97	14,08	±2,77	60,87	2,74	44,02	6,63
	2 25x40	III	14,47	6,28	±2,86	22,01	2,22	12,87	4,54
		I	23,90	10,97	±3,04	37,01	0,96	23,05	5,63
Portique C-C	1 25x50	III	16,13	2,38	±2,43	18,99	1,57	14,18	26,34
		II	29,83	8,40	±3,36	39,91	2,91	28,15	8,12
		I	26,93	11,53	±1,70	40,77	2,74	27,54	5,29
	2 25x40	II	13,79	7,58	±3,52	22,89	1,16	11,79	4,73
		I	22,59	13,21	±0,58	38,44	2,05	24,65	3,12

## 2. DÉTERMINATION DES ACIERS LONGITUDINAUX

### - Méthode de calcul:

Par mesure de sécurité (pour l'exécution) tous les poteaux seront armés symétriquement :  $A = A'$

on calcule d'abord  $e_0 = \frac{M}{N}$

- si  $e_0 \gg e_1 = h/6 \rightarrow$  section partiellement comprimée

- si  $e_0 \ll e_1 \Rightarrow$  section entièrement comprimée -

NB: Les formules étant approchées puisqu'on néglige les armatures tendues il en résulte que la condition est suffisante mais non nécessaire et on peut avoir des sections rectangulaires entièrement comprimées pour lesquelles  $e > ht/6$

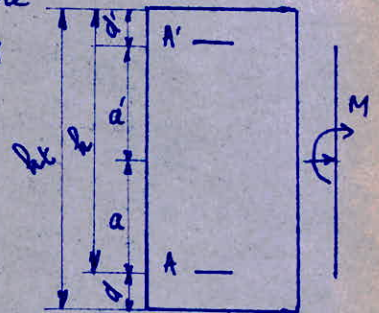
a) Si la section est partiellement comprimée on applique la méthode de Charron de détermination des sections d'acier au moyen d'abaques - c.à.d. pour une section donnée:

$M_a^t$  = moment des forces extérieures situées à gauche de la section par rapport aux armatures tendues

$M_a^c$  : moment des mêmes forces par rapport aux armatures comprimées -

$$\Rightarrow M_a^t = M + Na$$

$$M_a^c = M - Na$$



Avec  $N$  positif s'il s'agit d'un effort de compression

$N$  négatif s'il s'agit d'un effort de traction -

Puis, on détermine  $\mu_1, \mu_2$

$$\mu_1 = \frac{n M_a^t}{\bar{\sigma}_a b h^2} \quad \text{et} \quad \mu_2 = \frac{n M_a^c}{\bar{\sigma}_a b h^2} \rightarrow \text{à l'aide d'abaques on lit } \left. \begin{array}{l} k \\ \bar{\omega} = \bar{\omega}' \end{array} \right\}$$

$$\text{si } k > k_0 = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} \Rightarrow A = \frac{\bar{\omega} b h}{100} = A'$$

$$k < k_0 = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} \Rightarrow \text{on détermine : } \mu_1 \text{ et } \mu_2$$

$$\mu_1 = \frac{M_a^t}{\bar{\sigma}'_b b h^2}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_1 \\ \mu_2 \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\omega} = \bar{\omega}' \Rightarrow A = A' = \frac{\bar{\omega} b h}{100}$$

$$\mu_2 = \frac{M_a^c}{\bar{\sigma}'_b b h^2}$$

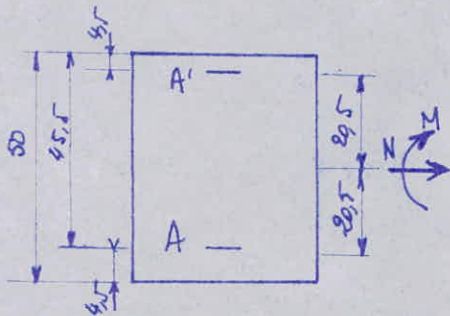
- Calcul de  $\bar{\sigma}'_b$  en flexion composée pour une section rectangulaire

$$\begin{aligned}
 - \bar{\sigma}'_b &= \left[ 1 + \frac{2e_0}{h_t} \right] \bar{\sigma}'_{b_0} & \text{si } e_0 < \frac{h_t}{2} & \left| \begin{array}{l} 1^{\text{er}} \text{ genre } \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \\ 2^{\text{e}} \text{ genre } \bar{\sigma}'_{b_0} = 102,15 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \\
 - \bar{\sigma}'_b &= 2 \bar{\sigma}'_{b_0} & \text{si } e_0 > \frac{h_t}{2} &
 \end{aligned}$$

- Sections considérées dans ce cas

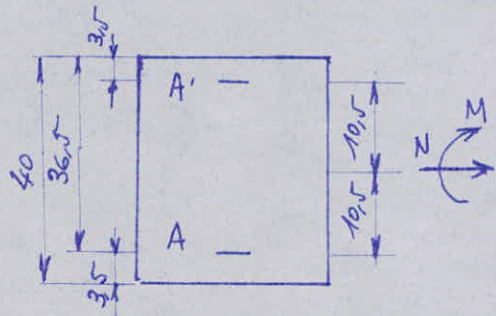
Poteaux de rive :

$$h_t/6 = 8,33 \text{ cm} \quad h_t/2 = 25 \text{ cm}$$



Poteaux intérieurs :

$$h_t/6 = 6,67 \text{ cm} \quad h_t/2 = 20 \text{ cm}$$



b) Si la section est entièrement comprimée.

Je calcule  $f = \frac{\bar{\sigma}'_b b h_t}{N'}$        $\beta = \frac{6 M_{GB}}{N' h_t}$

$M_{GB}$ : Moment de flexion par rapport au centre de gravité  $G_B$  de la section du béton seul.

$B'$ : section du béton.

puis on détermine  $c = 0,27 (1 - 2S')^2 f$  avec  $S' = \frac{d'_1}{h_t} = \frac{d'_2}{h_t}$

$$D = 0,30 (f - \beta) - 0,90 (1 - f) (1 - 2S')^2$$

$$E = - (1 + \beta - f)$$

$$\bar{\omega}' = - \frac{D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} \quad \text{et enfin } A'_1 = A'_2 = \frac{\bar{\omega}' b h_t}{100}$$

c) Pourcentage minimal d'aciers longitudinaux

fixé par le règlement C.C.BA.68

$$\frac{A}{B} = \bar{\omega}' \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \quad \text{avec}$$

$\theta_1$  = fonction de l'excentricité de la charge :

$\theta_1 = 1,8$  pour les poteaux d'angle.

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

$\theta_1 = 1$  " " autres poteaux.



$$- \sigma_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$$

$l_c$ : longueur de flambement =  $0,9 l_0$  (Art 53-23)  
 $a$ : plus petite dimension transversale de la pièce.

$c$ : enrobage de ces armatures longitudinales.

$$- \sigma_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}}$$

$\sigma_{en}$ : contrainte minimale des aciers longitudinaux.

-  $\sigma'_m$  = contrainte moyenne de compression de la pièce sous sollicitations du 1<sup>er</sup> genre, calculée sur la section de béton seul (sans tenir compte des aciers longitudinaux) -

Dans ce cas :

- Tous les poteaux ont :  $a = 25 \text{ cm}$
- les poteaux de rive avec  $c = 4,5 \text{ cm}$   $\sigma_1 = 1,4$  (25x50)
- les poteaux intérieurs avec  $c = 3,5 \text{ cm}$   $\sigma_1 = 1$  (25x40)
- l'acier utilisé pour tous les poteaux est du FeE40.

$$\Rightarrow \sigma_3 = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,51$$

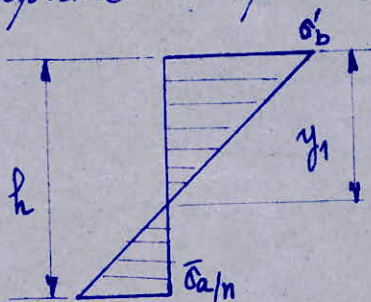
### calcul de $\sigma'_m$

On remarque, dans ce cas après avoir calculé les poteaux (voir tableaux) que dans tous les portiques (A-A; B-B; C-C) sauf au dernier rang, les poteaux sous la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre sont entièrement comprimés.

Dans ce cas on n'a qu'à écrire  $\sigma'_m = \frac{N'}{B'} = \frac{N'}{a h}$

Pour le dernier rang les sections sont partiellement comprimées, mais avec un effort normal peu important.

Dans ce cas pour le calcul de la section du béton comprimé on prend le diagramme de Navier



$$y_1 = \frac{h \sigma'_b}{\sigma'_b + \sigma'_a/n} \Rightarrow B' = y_1 \times a$$

$$\Rightarrow \sigma'_m = \frac{N'}{B'} = \frac{N'}{y_1 \times a}$$

d) Dispositions de construction.

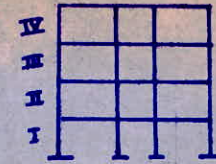
- Les armatures longitudinales doivent être réparties dans la section au voisinage des parois de manière à assurer au mieux la résistance à la flexion de la pièce dans les directions les plus défavorables.
- La distance maximale entre deux armatures voisines sur une grande face ne doit pas excéder la largeur d'une petite pièce.
- La distance de l'axe d'une armature à une paroi ne doit pas être inférieure à une fois et demi son diamètre.
- Si  $\phi$  est le diamètre des armatures longitudinales

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

$$\frac{a}{2} < \phi < a \quad (a : \text{plus petite dimension de la section en cm}) -$$

PORTIQUE : A-A

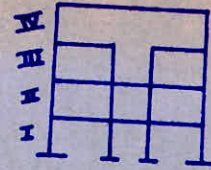
Armatures longitudinales nécessaires



Niveaux	Étages	Sollicit.	N(H)	M(h)	$e_0$ (cm)	$\bar{\sigma}'_b$	$\bar{\sigma}_0$	$M_a^b$ (t.m)	$M_a^c$ (t.m)	$\mu_1$	$\mu_2$	$\mu'_1$	$\mu'_2$	$\rho$	$\beta$	C	D	E	$\bar{w} \%$	$A=A'$ cm <sup>2</sup>	
IV	1	1 <sup>er</sup>	7,75	2,83	30,06	137	2800	3,92	0,741	0,041	0,008								0,08	0,94	
		2 <sup>e</sup>	5,57	5,75	103	205,5	4200	6,89	4,61	0,048	0,032										
	2	1 <sup>er</sup>	11,53	0,71	6,2	89,7	2800								7,78	0,92	1,34	6,40	5,86	<0	0
		2 <sup>e</sup>	8,93	3,01	33,7	205,5	4200	4,48	1,54	0,048	0,017								0,14	1,28	
III	1	1 <sup>er</sup>	26,42	2,21	8,36	81	2800								4,31	1,00	0,74	2,9	2,31	<0	0
		2 <sup>e</sup>	17,31	9,61	55,52	205,5	4200	13,2	6,06	0,091	0,042								0,32	3,64	
	2	1 <sup>er</sup>	37,88	0,83	2,19	76	2800								2,01	0,33	0,35	1,09	0,68	<0	0
		2 <sup>e</sup>	23,51	5,74	24,42	205,5	4200	9,62	1,86	0,102	0,02								0,16	1,46	
II	1	1 <sup>er</sup>	39,23	2,5	6,37	86	2800								2,74	0,76	0,47	1,60	0,98	<0	0
		2 <sup>e</sup>	25,07	10,5	42	205,5	4200	14,6	6,36	0,101	0,044								0,35	3,98	
	2	1 <sup>er</sup>	56,17	0,83	1,48	75	2800								1,34	0,22	0,23	0,53	0,12	<0	0
		2 <sup>e</sup>	37,28	6,38	17,11	191	4200	12,5	0,23	0,134	0,002	0,196	0,004						0,22	2,50	
I	1	1 <sup>er</sup>	52,63	3,28	6,23	85,5	2800								2,03	0,75	0,35	0,98	0,28	<0	0
		2 <sup>e</sup>	35,68	5,77	16,20	169	4200	13,1	-1,53	0,09	-0,011	0,15	-0,017						<0	0	
	2	1 <sup>er</sup>	74,95	1,57	2,09	75,7	2800								1,01	0,31	0,17	0,22	-0,30	0,83	8,31
		2 <sup>e</sup>	51,27	4,51	8,80	152	4200	-3,95							2,97	1,32	0,51	1,63	0,65	<0	0

PORTIQUE : B-B

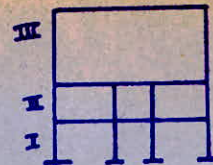
Armatures longitudinales nécessaires.



Niveaux	Poteaux	Sollicit.	N(t)	M(t.m)	$e_0$ (cm)	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm <sup>2</sup>	$M_a^E$ (t.m)	$M_a^C$ (t.m)	$\mu_1$	$\mu_2$	$\mu'_1$	$\mu'_2$	$\rho$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$	$\epsilon$	$\bar{w} \%$	$A = A'$ cm <sup>2</sup>	
IV	1	1 <sup>er</sup>	18,89	15,51	81,7	137	2800	19,4	11,6	0,201	0,120									0,94	10,69
		2 <sup>e</sup>	14,97	22,21	14,8	205,5	4200	25,3	13,1	0,175	0,132									1,1	12,51
III	1	1 <sup>er</sup>	40,02	2,44	6,10	85,2	2800								2,66	0,73	0,46	1,54	0,93	< 0	0
		2 <sup>e</sup>	29,34	6,16	24,0	189	4200	12,2	0,15	0,084	0,001									0,02	0,23
	2	1 <sup>er</sup>	22,01	2,22	10,1	103	2800	5,88	-1,14	0,095	-0,023	0,171	-0,042	4,27	1,51	0,738	2,71	1,76	< 0	0	
		2 <sup>e</sup>	12,87	4,54	35,3	205,5	4200	6,66	2,42	0,071	0,026									0,20	1,83
II	1	1 <sup>er</sup>	39,16	1,40	2,8	76,2	2800							1,9	0,33	0,33	0,99	0,57	< 0	0	
		2 <sup>e</sup>	36,05	9,08	25,2	205,5	4200	16,05	1,69	0,111	0,012								0,12	1,37	
	2	1 <sup>er</sup>	37,01	0,96	2,6	71,4	2800							2,09	0,39	0,23	1,14	0,70	< 0	0	
		2 <sup>e</sup>	23,05	5,63	24,4	205,5	4200	9,43	1,83	0,101	0,020								0,16	1,46	
I	1	1 <sup>er</sup>	60,87	2,74	4,5	80,8	2800							1,66	0,54	0,29	0,72	0,12	< 0	0	
		2 <sup>e</sup>	44,02	6,63	15,11	164,8	4200	15,7	-2,39	0,108	-0,016	0,184	-0,028	4,68	1,81	0,81	0,59	0,07	< 0	0	
	2	1 <sup>er</sup>	52,71	1,39	2,6	77,4	2800							1,47	0,40	0,25	0,59	0,07	< 0	0	
		2 <sup>e</sup>	34,38	3,98	11,6	162,3	4200	8,62	-0,66	0,092	-0,007	0,159	-0,012						0,2	1,83	

# PORTIQUE: C-C

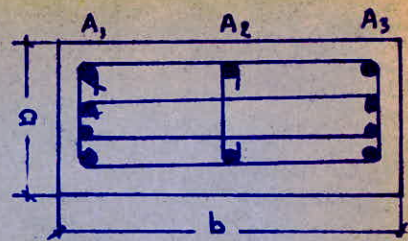
Armatures longitudinales nécessaires.



Niveaux	Poteaux	Sollicit.	N(H)	M (t.m)	e <sub>0</sub> (cm)	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm <sup>2</sup>	M <sub>a</sub> <sup>E</sup> (t.m)	M <sub>a</sub> <sup>G</sup> (t.m)	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm <sup>2</sup>	$\mu_1$	$\mu_2$	$\mu'_1$	$\mu'_2$	$\rho$	$\beta$	C	D	E	$\bar{w}$ %	A=A' cm <sup>2</sup>	
III	1	1 <sup>er</sup>	18,99	15,71	82,7	137	19,6	11,8	2800	0,203	0,122									0,96	10,92
		2 <sup>e</sup>	14,18	26,34	185,8	205,5	29,2	23,4	4200	0,201	0,161									1,14	12,96
II	1	1 <sup>er</sup>	39,91	2,91	7,3	88,5			2800					2,77	0,87	0,48	1,59	0,90	<0	0	
		2 <sup>e</sup>	28,15	8,12	28,8	205,5	13,9	2,35	4200	0,096	0,016									0,13	1,42
	2	1 <sup>er</sup>	22,89	1,16	5,1	86			2800					3,77	0,76	0,65	2,50	2,01	<0	0	
		2 <sup>e</sup>	11,79	4,76	40,4	205,5	6,71		4200	0,072	0,030									0,23	2,10
I	1	1 <sup>er</sup>	40,77	2,74	6,7	86,9			2800					2,66	0,81	0,46	1,51	0,85	<0	0	
		2 <sup>e</sup>	27,54	5,29	19,2	181,7	10,9	-0,36	4200	0,075	-0,002									<0	0
	2	1 <sup>er</sup>	38,44	2,05	5,3	86,7			2800					2,26	0,64	0,39	1,21	0,62	<0	0	
		2 <sup>e</sup>	24,65	3,12	12,7	168	7,19	-0,95	4200	0,077	-0,01									<0	0

## FERRAILLAGE DES POTEAUX.

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



Rang	Poteaux	N (t) sous G+1,2P	$\theta_1$	$\theta_2$	$\theta_3$	$y_1$	$\sigma'_m$	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$\bar{\omega}'$	$A_{nec} = A'_{nec}$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_{nec}$ (cm <sup>2</sup> )	A réelle				
												A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	A <sub>3</sub>		
Portique A-A	IV	1	7,75	1,5	4,71	1,51	19,26	16,10	3,88	0,0031	2,73	2,73	2T <sub>16</sub> + 2T <sub>16</sub> + 2T <sub>12</sub>			
		2	11,53	1	4,63	1,51	15,45	30	3,8	0,0038	1,28	1,28	2T <sub>14</sub> + 2T <sub>14</sub> + 2T <sub>12</sub>			
	III	1	26,42	1,5	4,71	1,51	/	21	4,75	0,0041	3,64	3,64	2T <sub>16</sub> + 2T <sub>14</sub> + 2T <sub>12</sub>			
		2	37,88	1	4,63	1,51	/	38	4,8	0,0048	1,46	1,46	2T <sub>14</sub> + 2T <sub>14</sub> + 2T <sub>12</sub>			
	II	1	39,23	1,5	4,71	1,51	/	32	7,75	0,0062	3,98	3,98	2T <sub>16</sub> + 2T <sub>16</sub> + 2T <sub>12</sub>			
		2	56,17	1	4,63	1,51	/	56	7,1	0,0071	2,5	2,5	2T <sub>14</sub> + 2T <sub>14</sub> + 2T <sub>12</sub>			
	I	1	52,63	1,5	2,46	1,51	/	42	8,88	0,0043	0	0	2T <sub>16</sub> + 2T <sub>16</sub> + 2T <sub>12</sub>			
		2	74,95	1	2,43	1,51	/	75	5	0,0050	8,31	8,31	4T <sub>16</sub> + 4T <sub>16</sub> + 2T <sub>12</sub>			
	Portique B-B	IV	1	18,99	1,5	4,71	1,51	19,26	39,5	9,63	0,0077	12,51	12,51	4T <sub>20</sub> + 4T <sub>20</sub> + 2T <sub>12</sub>		
			2	40,02	1,5	2,88	1,51	/	32	4,75	0,0038	0,83	0,83	4T <sub>20</sub> + 4T <sub>20</sub> + 2T <sub>12</sub>		
		III	1	22,01	1	2,84	1,51	/	22	1,7	0,0017	1,83	1,83	2T <sub>14</sub> + 2T <sub>14</sub> + 2T <sub>12</sub>		
			2	50,15	1,5	4,71	1,51	/	40	9,75	0,0078	1,37	1,37	4T <sub>12</sub> + 4T <sub>12</sub> + 2T <sub>12</sub>		
II		1	37,01	1	4,63	1,51	/	37	4,7	0,0047	1,46	1,46	2T <sub>14</sub> + 2T <sub>14</sub> + 2T <sub>12</sub>			
		2	60,87	1,5	2,46	1,51	/	49	6,23	0,0050	0	0	4T <sub>12</sub> + 4T <sub>12</sub> + 2T <sub>12</sub>			
I		1	52,71	1	2,43	1,51	/	53	3,5	0,0035	1,83	1,83	2T <sub>14</sub> + 2T <sub>14</sub> + 2T <sub>12</sub>			
		2	18,99	1,5	4,71	1,51	19,26	39,5	9,63	0,0077	13,20	13,20	4T <sub>20</sub> + 4T <sub>20</sub> + 2T <sub>12</sub>			
Portique C-C	III	1	39,91	1,5	4,71	1,51	/	32	7,75	0,0062	1,42	1,42	4T <sub>20</sub> + 4T <sub>20</sub> + 2T <sub>12</sub>			
		2	22,89	1	4,63	1,51	/	23	2,9	0,0029	2,10	2,10	2T <sub>14</sub> + 2T <sub>14</sub> + 2T <sub>12</sub>			
	II	1	40,77	1,5	2,46	1,51	/	33	4,25	0,0034	0	0	4T <sub>12</sub> + 4T <sub>12</sub> + 2T <sub>12</sub>			
		2	38,44	1	2,43	1,51	/	38,5	2,6	0,0026	0	0	2T <sub>14</sub> + 2T <sub>14</sub> + 2T <sub>12</sub>			

$$\bar{\omega}' = \frac{A_{min}}{B} \Rightarrow A_{min} = B \cdot \bar{\omega}' = a \cdot b \cdot \bar{\omega}'$$

$A_{min}$  : section totale dans le béton.

$A'_{nec} = A_{nec}$  : sections symétriques se trouvant dans le béton

### 3- ARMATURES TRANSVERSALES :

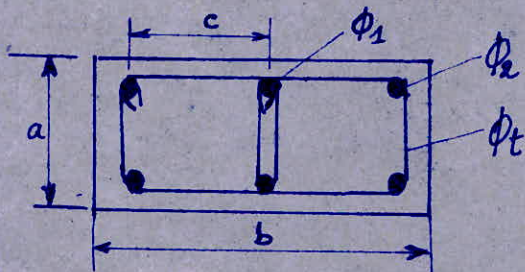
Ces armatures sont destinées à :

- s'opposer au gonflement du béton
- s'opposer au flambement des armatures
- positionner les armatures longitudinales.

Dans notre cas, elles sont destinées aussi à reprendre l'effort tranchant développé dans les poteaux dû à la sollicitation du 2<sup>e</sup> genre. (sisme), (ceux dus au 1<sup>e</sup> genre étant négligeables).

On doit respecter les règles suivantes -

- écartement  $t$  entre 2 cours :  $t \leq 15\phi_1$



$$\left. \begin{array}{l} \phi_1 \leq \phi_2 \\ c \leq a \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{armatures} \\ \text{longitudinales} \end{array}$$

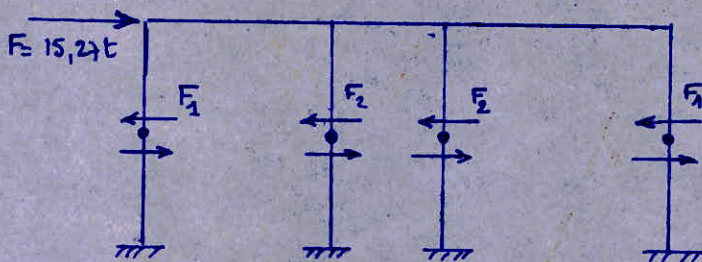
- Recommandations para-sismique :

Dans les poteaux, de part et d'autre du nœud, sur une longueur égale au  $1/6$  de la hauteur libre du poteau, l'espacement maximal des armatures transversales doit être réduit au  $4/5$  de l'espacement maximal normalement admis.

calcul de l'espacement :  $t$

cas le plus défavorable

Portique A-A rang I avec  $F = 5,05 + 6,68 + 2,66 + 0,88 = 15,27t$



Dans le calcul sous les forces horizontales on a trouvé :

$$F_1 = 0,305 F \quad \text{et} \quad F_2 = 0,195 F$$

$$F_t = 0,305 F = 0,305 \times 15,27 = 4,66 t = T$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{4,66 \times 10^3}{25 \times \frac{7}{8} \times 40} = 5,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Soient 2 cadres  $\phi 6 \Rightarrow A_t = 1,13 \text{ cm}^2$  (FE E22)

$$\rho_{at} = f_a \cdot \rho_{en} \text{ avec } f_a = \max \left[ \frac{2}{3}; 1 - \frac{\sigma_b}{\sigma_{b0}} \right]$$

$$f_a = \max \left[ \frac{2}{3}; 1 - \frac{5,33}{9 \times 5,9} \right] = 0,90$$

$$\Rightarrow \rho_{at} = 0,90 \times 2200 = 1979 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow t_m = \frac{A_t \cdot \rho_{at}}{T} \cdot \frac{7}{8} \cdot h = \frac{1,13 \times 1979}{4,66 \times 10^3} \times \frac{7}{8} \times 40 \approx 16 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \left[ 0,2 h; h \left( 1 - \frac{0,3 \sigma_b}{\sigma_b} \right) \right] = 29 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \underline{t \approx 16 \text{ cm}}$$

$$- 15 \phi_1 = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}$$

$$- \frac{4}{5} t = \frac{4}{5} \times 16 = 12,8 \text{ cm}$$

Donc en conclusion pour les armatures transversales on prend  $t = 10 \text{ cm}$  de part et d'autre des nœuds et  $t = 20 \text{ cm}$  entre les nœuds.



## ETUDE DES FONDATIONS

### 1) Caractéristiques

- Les fondations, pour ce projet, seront superficielles.
- La contrainte admissible du sol  $\overline{\sigma}_s$  est de  $2 \text{ kg/cm}^2$
- Tout autour du bâtiment, une semelle filante en gros béton non ferrailé sous mur sera prévue.
- Les ceintures (étant très souples) transmettent les efforts qu'elles reçoivent directement aux fondations.
- Pour les poteaux d'angle et de rive, les semelles isolées seront calculées seulement sous l'effort normal de compression car les moments sont repris par le mur.
- Pour les poteaux intérieurs et latéraux, les fondations seront calculées sous un moment de renversement et un effort normal de compression.
- Un béton de propreté d'au moins 5 cm d'épaisseur sera coulé sous les semelles.

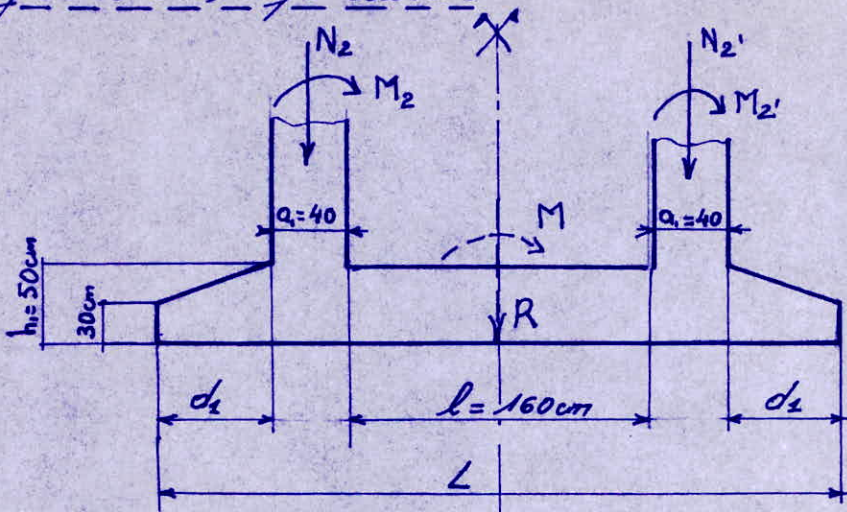
### 2) Fondations centrales

Les deux poteaux intérieurs de chaque portique sont distants d'axe en axe de 2m.  
On adoptera dans ce cas pour ces poteaux une fondation commune.

#### Sollicitations :

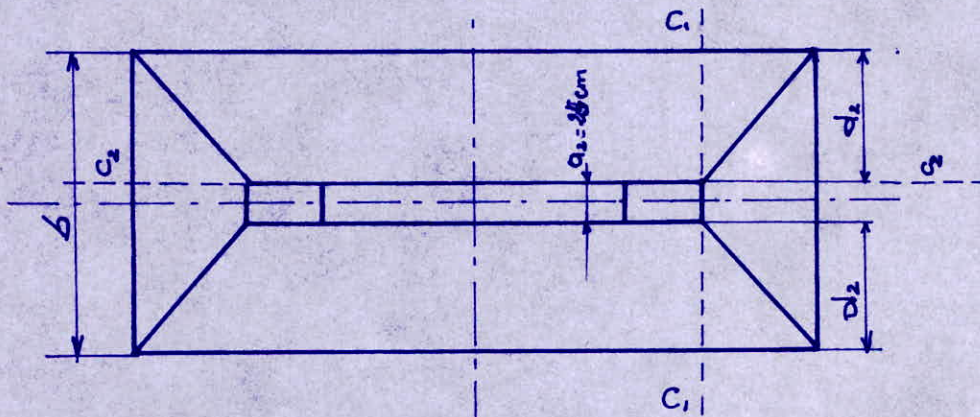
- 1<sup>er</sup> genre : 
$$\left. \begin{array}{l} N_2 = N_2' = N \\ M_2 = -M_2' = M \end{array} \right\} \Rightarrow \text{la contrainte transmise au sol est constante sous la semelle.}$$
- 2<sup>e</sup> genre : 
$$\begin{array}{l} N_2 \approx N_2' \\ M_2 \neq M_2' \end{array}$$
 (Car le moment de renversement sous  $\vec{S}_{IH}$  appliqué dans un sens s'ajoute à  $G + P/5$  pour le 1<sup>er</sup> poteau et se retranche pour le 2<sup>e</sup> poteau.)

forme de la fondation



$R = N_2 + N_2' + \text{pois propre de la semelle.}$

$M = M_2 + M_2'$

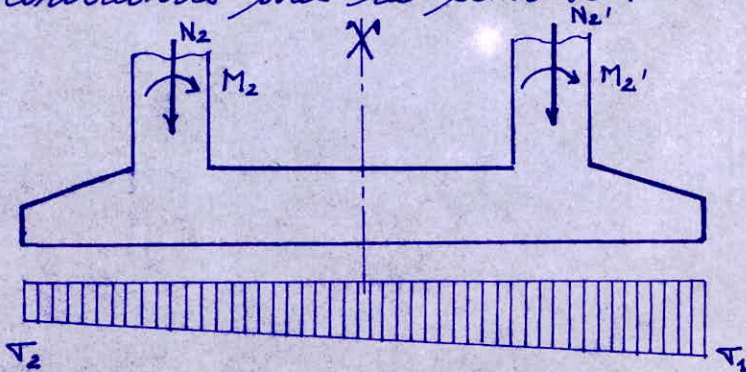


Pour les parties débordantes, le calcul se fera en console.

La partie reliant les deux poteaux de portée  $l$ , de hauteur  $h_1 = 50 \text{ cm}$ , son calcul se fera en la comparant à une poutre sur appuis (poteaux).

a) Calcul des efforts dans la fondation

On aura en général une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.



On doit vérifier que  $\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_s$  c'est à dire que la contrainte au quart de la semelle ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

- Moments d'encastrement:

- sens transversal:

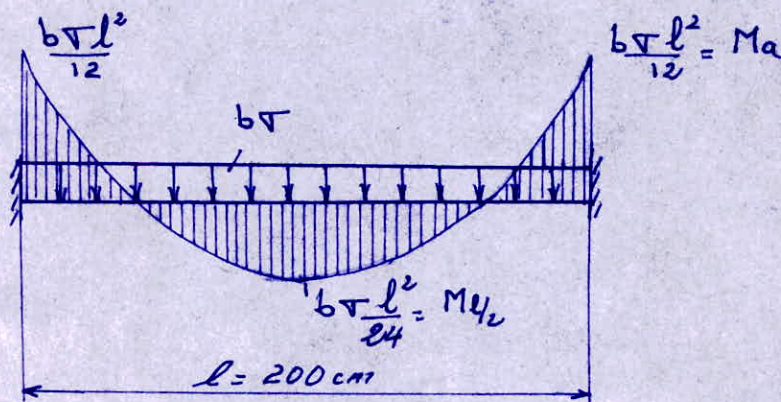
x si  $\sigma_1 \neq \sigma_2$  :  $M_{c1} = b\sigma_1 \frac{d_1^2}{2} - b(\sigma_1 - \sigma_2) \frac{d_1^3}{6L}$

x si  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma$  :  $M_{c1} = b\sigma \frac{d_1^2}{2}$

- sens longitudinal :  $M_{c2} = b\sigma \frac{d_2^2}{2}$

Pour le libage:

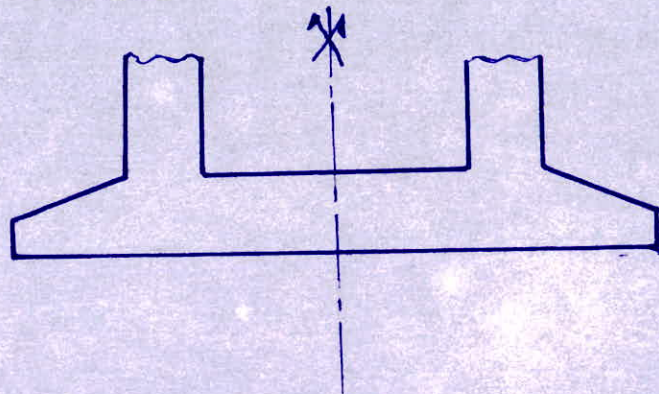
Système équivalent: Le libage sera supposé encastrier aux extrémités.



Des armatures transversales seront disposées dans cette poutre.

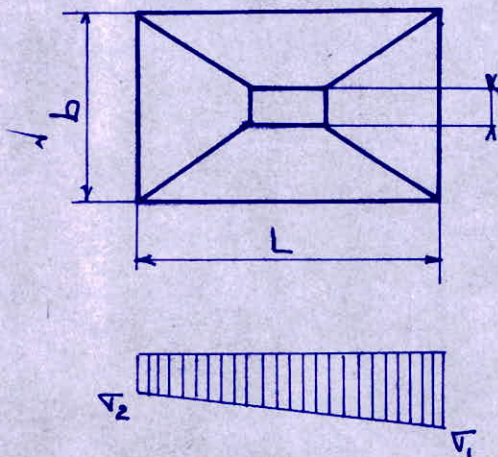
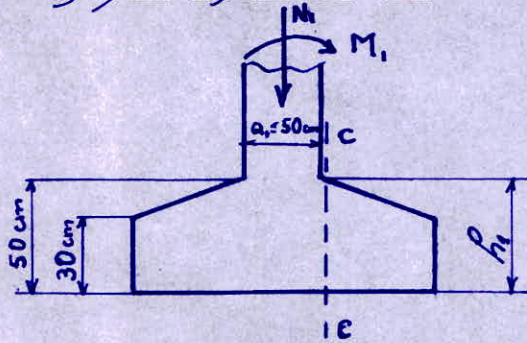
## Ferroillage Fondations centrales

Par. l'opus	Sol. l'ob. l'ois	Po l'ob. l'ois	N(t)	M(tm)	b (cm)	L (cm)	R (t)	M (tm)	e (cm)	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	d <sub>1</sub> (cm)	d <sub>2</sub> (cm)	M <sub>cc</sub> (tm)	Acc. (cm <sup>2</sup> )	M <sub>cc</sub> (tm)	A <sub>cc</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>a</sub> (tm)	A <sub>a</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>1/2</sub> (tm)	A <sub>1/2</sub> (cm <sup>2</sup> )	
A.A	1 <sup>er</sup> genre	2	74,95	1,75	200	400	15,90	0	0	1,97	1,97	80	87,5	12,61	13,86 (9T14)	30,17	27,47 (18T14)	8,45	7,0 (4T16)	4,20	3,50 (4T14)	
		2'	74,95	-1,75																		
(S <sub>1</sub> )	2 <sup>e</sup> genre	2	~54	4,51	200	400	116	6,78	5,84	1,57	1,32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		2'	~54	3,27																		
B.B	1 <sup>er</sup>	2	52,71	1,39	150	380	111,2	0	0	1,95	1,95	70	62,5	7,77	8,06 (8T12)	14,47	15,66 (15T12)	6,24	5,35 (4T14)	3,12	2,02 (4T12)	
		2'	52,71	-1,39																		
(S <sub>2</sub> )	2 <sup>e</sup>	2	~36	3,98	150	380	77,7	6,08	7,83	1,53	1,19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		2'	~36	2,10																		
- C.C	1 <sup>er</sup>	2	38,44	2,05	120	340	80,96	0	0	1,98	1,98	50	47,5	2,97	3,18 (4T8)	7,59	8,10 (9T8)	3,04	2,57 (3T12)	1,52	1,26 (3T12)	
		2'	38,44	-2,05																		
(S <sub>3</sub> )	2 <sup>e</sup>	2	25	3,12	120	340	59,08	4,36	8,06	1,51	1,14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		2'	25	1,24																		



### 3) Fondations latérales

#### a) sens transversal



- Si  $h_2 \leq \frac{L-a_1}{4}$  le calcul de la semelle sera fait par la méthode des consoles
- Si  $h_2 > \frac{L-a_1}{4}$  le calcul se fera par la méthode des bielles

#### - Méthode des consoles:

Moment d'encastrement au c.c.

soit  $R = N_1 + \text{poids propre de la semelle}$

$$\Rightarrow \left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{R}{S} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \\ \sigma_2 &= \frac{R}{S} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) \end{aligned} \right\} e < \frac{L}{6}$$

$S = \text{surface de la semelle}$

$$M_{cc} = \frac{b \sigma_1 (L-a_1)^2}{8} - b (\sigma_1 - \sigma_2) \frac{(L-a_1)^3}{48L}$$

#### Méthode des bielles : $h_2 > \frac{L-a_1}{4}$

- si  $\sigma_1 - \sigma_2 < \frac{\sigma_m}{2}$   $\sigma_m = \text{contrainte moyenne}$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$$

Dans ce cas on peut employer, cette méthode des bielles en prenant en compte non pas la charge  $R$ , mais une charge fictive  $R'$  obtenue en multipliant la surface totale de la semelle par la contrainte  $\sigma$  telle que :

$$\sigma = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

La force de traction dans les aciers est égale à

$$F_{tr} = \frac{R' (L-a_1)}{8 (h_2 \cdot d')} \Rightarrow A = \frac{F_{tr}}{\sigma_a}$$

- si  $\sigma_1 - \sigma_2 > \frac{\sigma_m}{2}$  le calcul se fera par la méthode des consoles.

b) sens longitudinal

Les fondations latérales seront calculées dans ce sens seulement sous l'effort normal, le moment étant supposé totalement repris par le mur.

Dans ce cas on a en général  $h_1 > \frac{b-a_2}{4}$ , le calcul se fera par la méthode des bielles, avec dans ce cas

$$F_{tr} = \frac{R(b-a_2)}{8(h_1-d')} \rightarrow A = \frac{F_{tr}}{\sigma_a}$$

(calculs: voir tableau).

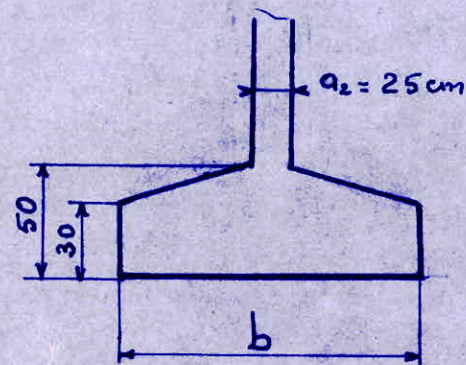
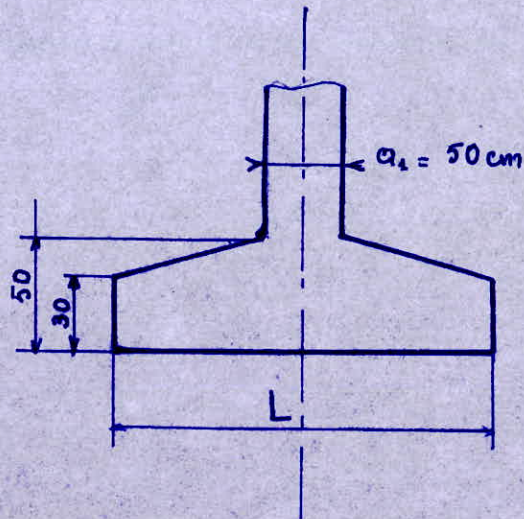
4°) Fondations de rive et d'angle. (S<sub>4</sub>)

Les charges revenant à ces fondations sont faibles étant donné l'existence d'une semelle sous mur.

On prendra pour ces fondations des semelles carrées de 130 x 130 avec un ferrailage minimum de 6 T8 dans les deux sens.

## Ferrailage de la fondation Latérale.

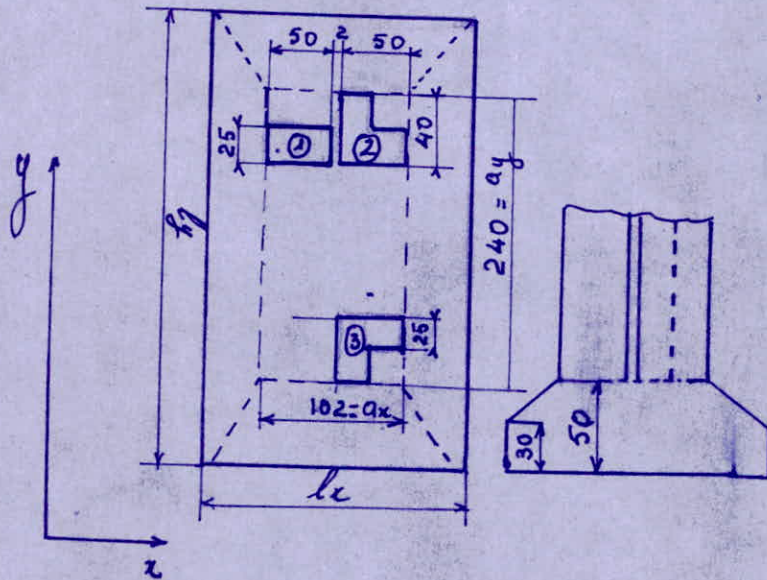
Portique	Sollic.	$N$ t	$M$ tm	$b$ cm	$L$ cm	$\frac{L-a}{4}$ cm	$R$ t	$e$ cm	$\sigma_1$ $\frac{kgf}{cm^2}$	$\sigma_2$ $\frac{kgf}{cm^2}$	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$R'$	$F_{er t}$	$M_{cc}$	$A_b$ $cm^2$	$A_L$ $cm^2$
A-A (S5)	1 <sup>er</sup> genre	52,63	3,28	150	200	37,5	56,38	5,82	2,21	1,55	2,05	61,5	20,97	—	8,43 (9T10)	5,72 (12T8)
	2 <sup>es</sup> genre	35,61	5,77	150	200	37,5	41,38	14	1,56	0,80	—	—	—	—	—	—
B-B (S6)	1 <sup>er</sup> genre	60,87	2,74	180	200	37,5	64,47	4,25	2,02	1,56	1,91	68,76	23,44	—	8,37 (11T10)	8,11 (11T10)
	2 <sup>es</sup> genre	44	6,63	180	200	37,5	47,63	14	1,88	0,77	—	—	—	—	—	—
C-C (S7)	1 <sup>er</sup> genre	40,77	2,74	140	180	32,5	43,29	6,33	2,08	1,30	1,89	47,5	14,03	—	5,01 (10T8)	4,04 (10T8)
	2 <sup>es</sup> genre	27,54	5,29	140	180	32,5	30,06	17,60	1,89	0,56	—	—	—	—	—	—



5°) Fondations avec joint de dilatation

Avec l'étude de ce bâtiment A et l'autre étude du bâtiment A', on obtient les cas suivant:

1<sup>er</sup> cas ( $S_{T_2}$ )



$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 52,63 \text{ t} \\ M_{x_1} = 3,28 \text{ tm} \\ M_{y_1} = 0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_2 = 46,25 \text{ t} \\ M_{x_2} = -6,94 \text{ tm} \\ M_{y_2} = 0,83 \text{ tm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_3 = 46,25 \text{ t} \\ M_{x_3} = -6,94 \text{ tm} \\ M_{y_3} = -0,83 \text{ tm} \end{array} \right.$$

Le calcul de cette semelle se fera de la manière suivante:

On calculera d'abord la résultante  $R = N_1 + N_2 + N_3 + \text{poids propre de la semelle}$ .

- On détermine ensuite  $\nabla_{x,R}$ ,  $\nabla_{x,M_x}$  et  $\nabla_{x,M_y}$  avec  $M_x = M_{x_1} + M_{x_2} + M_{x_3}$   
 $M_y = M_{y_1} + M_{y_2} + M_{y_3}$

La contrainte  $\nabla_x$  étant la contrainte maximale développée sous chaque sollicitation.

Exemple de calcul

Soient  $\left\{ \begin{array}{l} l_x = 250 \text{ cm} \\ l_y = 360 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow R = N_1 + N_2 + N_3 + 9 \text{ t} \approx 155 \text{ tonnes}$ .

-  $M_{x_1} + M_{x_2} + M_{x_3} = 10,60 \text{ tm}$

-  $M_{y_1} + M_{y_2} + M_{y_3} = 0$

$\nabla_R = \frac{R}{l_x l_y} = 1,72 \text{ kg/cm}^2$



$$\nabla_{1Mx} = \frac{6 Mx}{l_x l_y} = \frac{6 \times 3,66 \times 10^5}{250^2 \times 360} =$$

$$\nabla_{1My} = 0$$

La somme des contraintes  $\nabla_{1x}$ ,  $\nabla_{1Mx}$  et  $\nabla_{1My}$  se trouvant dans un angle de la semelle doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol.

$$\nabla_{1x} + \nabla_{1Mx} + \nabla_{1My} = 1,72 + 0,28 + 0 = 2 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\nabla}_3$$

### Calcul des sections d'acier

Suivant le sens x:

$$\left. \begin{aligned} \nabla_1 &= 1,72 + 0,28 = 2 \text{ kg/cm}^2 \\ \nabla_2 &= 1,72 - 0,28 = 1,44 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \nabla = \frac{3\nabla_1 + \nabla_2}{4} = 1,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow R' = \nabla l_x l_y = 1,86 \times 250 \times 360 = 167400 \text{ kg}$$

$$\rightarrow F_{2rx} = \frac{167400 \times (250 - 102)}{8 \times 45} = \frac{R' (l_x - a_x)}{8 (h_t - d')} \approx 69750 \text{ kg}$$

$$\rightarrow A_x = \frac{F_{2rx}}{\bar{\sigma}_x} = \frac{69750}{2800} \approx 25 \text{ cm}^2$$

"  $A_x = 23 \text{ T12}$  "

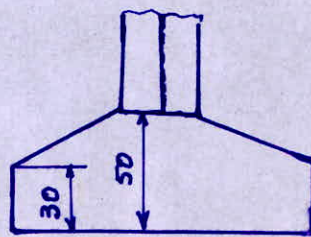
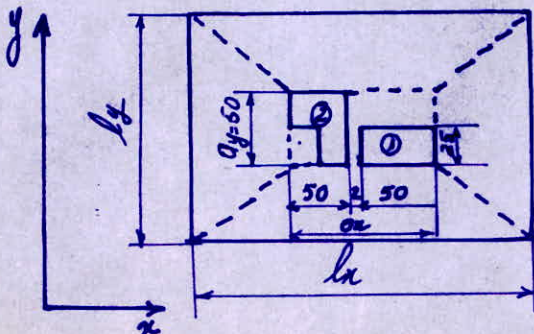
Suivant le sens y:

$$\nabla_1 = \nabla_{1x} = 1,72 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow R' = R = 155 \text{ tonnes}$$

$$F_{2ry} = \frac{R (l_y - a_y)}{8 (h_t - d')} = \frac{155 (360 - 240) \times 10^3}{8 \times 45} \approx 52000 \text{ kg}$$

$$A_y = \frac{52000}{2800} \approx 18,57 \text{ cm}^2 \text{ (17 T12)}$$

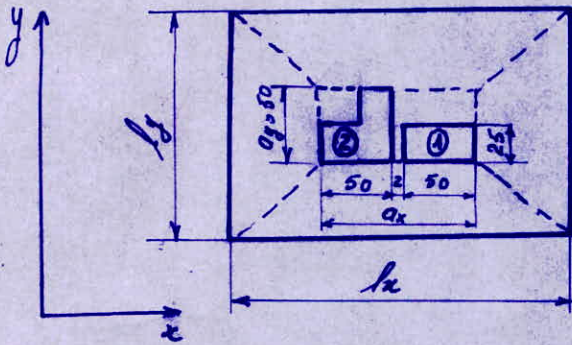
2° cas (S<sub>J3</sub>)



$$\left\{ \begin{aligned} N_1 &= 60,87 \text{ t} \\ M_{x1} &= 2,74 \text{ km} \\ M_{y1} &= 0 \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} N_2 &= 40,90 \text{ t} \\ M_{x2} &= 0 \\ M_{y2} &= 1,65 \text{ km} \end{aligned} \right.$$

3<sup>e</sup> cas (S<sub>J1</sub>)



$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 30t \\ M_{x1} = 0 \\ M_{y1} = 0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_2 = 40,90t \\ M_{x2} = 0 \\ M_{y2} = 1,65tm \end{array} \right.$$

Tableau de calcul

Cas	$l_x$ (cm)	$l_y$ (cm)	R (t)	$M_x$ (tm)	$M_y$ (tm)	$\nabla R$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\nabla M_x$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\nabla M_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\Sigma \sigma_i$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$F_{t_{rc}}$ (t)	$F_{t_{rj}}$ (t)	$A_x$ (cm <sup>2</sup> )	$A_y$ (cm <sup>2</sup> )
2 <sup>e</sup> cas	300	200	110	2,74	1,65	1,83	0,09	0,08	2,0	62,5	46,75	2232 (1176)	1670 (1672)
3 <sup>e</sup> cas	200	180	65	0	1,65	1,81	0	0,15	1,96	18,06	24,51	645 (970)	8,75 (1170)

2<sup>eme</sup> PARTIE

BATIMENT -B-

PLANCHERS

I) PLANCHER TERRASSE

Le ferrailage des poutrelles préfabriquées et de la dalle de compression est le même que celui du bâtiment A.

Calcul des poutres secondaires:

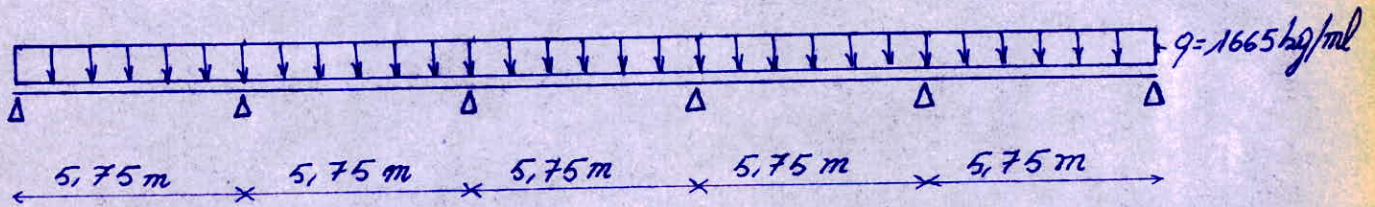
Charges et surcharges revenant à ces poutres secondaires:

- plancher:  $530 \text{ kg/m}^2 \times 2,25 = 1192,5 \text{ kg/ml}$ .

- Surcharges:  $100 \text{ kg/m}^2 \times 1,2 \times 2,25 = 270 \text{ kg/ml}$ .

- Poids propre:  $0,18 \times 0,45 \times 2500 = 203 \text{ kg/ml}$ .

$q = 1665 \text{ kg/ml}$ .



Cette poutre secondaire continue sur des appuis de 25 cm. a des travées libres toutes égales à 5,75 m.

Pour la détermination des moments dans cette poutre, on utilise la méthode forfaitaire énoncée à l'article 55 du CCBA 68.

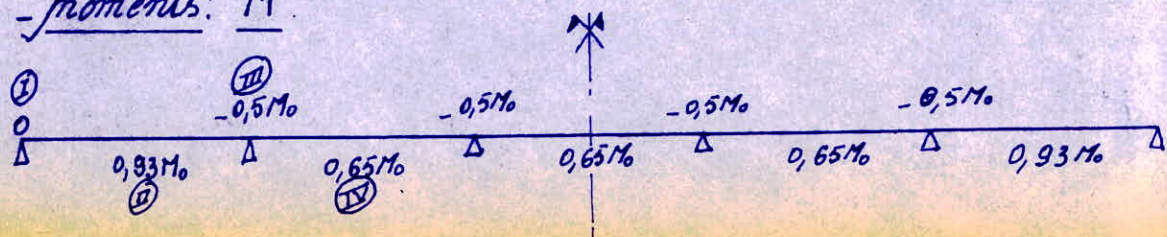
a) Conditions d'application de cette méthode:

- Fissuration non préjudiciable (vérifiée).
- Somme des surcharges inférieure ou égale à deux fois la somme des charges permanentes ( $100 \text{ kg/m}^2 < 2 \times 530 \text{ kg/m}^2$ ).
- Section constante dans les travées (vérifiée).
- Rapport d'une portée avec les portées contiguës étant compris entre 0,8 et 1,25 (Vérifiée).

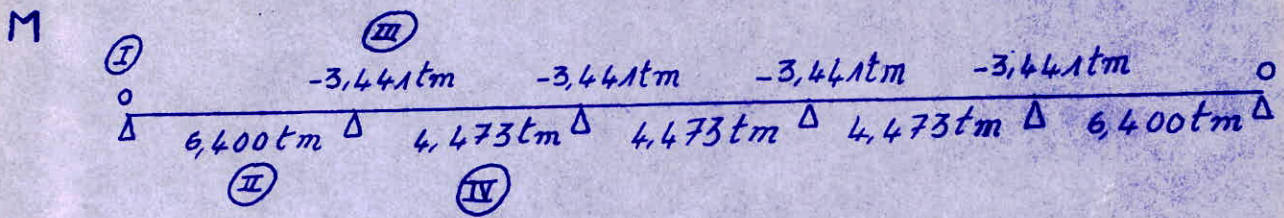
b) Détermination des efforts:

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = \frac{1665 \times (5,75)^2}{8} = 6881,1 \text{ kg m.}$$

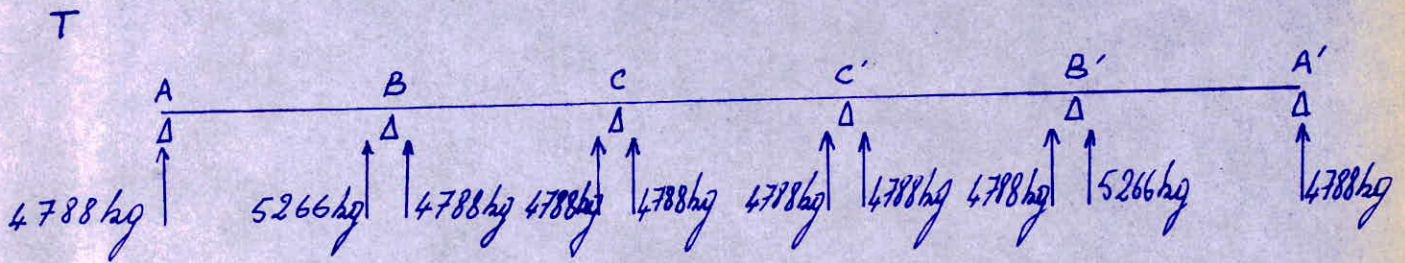
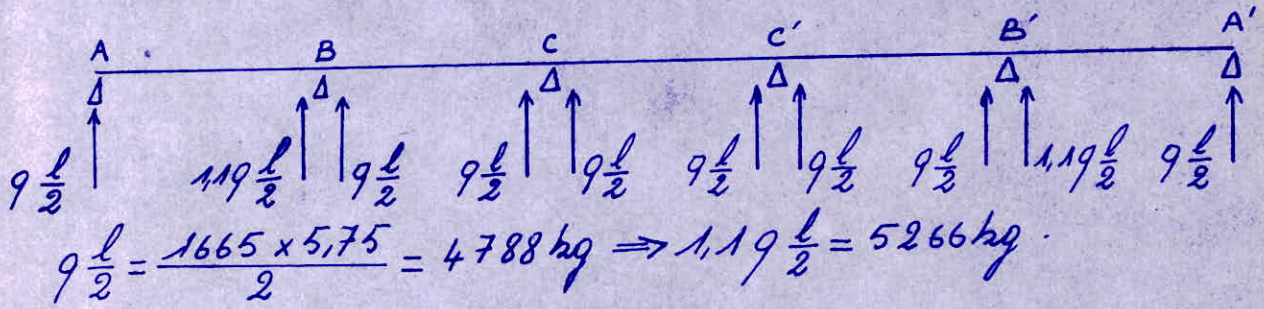
- moments:  $M$



$0,93 M_0 = 0,93 \times 6881,1 = 6400 \text{ kg m}; 0,65 M_0 = 4473 \text{ kg m}; 0,5 M_0 = 3441 \text{ kg m}.$



Efforts tranchants: T



c) Aciers longitudinaux.

Le calcul est analogue à celui du bâtiment A:

Sur appuis : sections rectangulaires ( $18 \times 45$  ;  $d = 4 \text{ cm}$ )

en travée : section en T ( $b = 70 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 18 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$  ;  $h_t = 45 \text{ cm}$  ;  $d = 4 \text{ cm}$ )

Détermination des aciers avec la méthode Charron:

tableau

Sections	I	II	III	IV
$M_0$ et efforts tranch.	$T = 4,79 \text{ t}$	$6,4 \text{ t}$	$-3,44 \text{ t}$	$4,47 \text{ t}$
sections d'aciers	$A_i = 1,71 \text{ cm}^2$	$A_i = 5,92 \text{ cm}^2$	$A_s = 3,34 \text{ cm}^2$	$A_i = 4,11 \text{ cm}^2$

d) Armatures transversales

- A gauche de l'appui B

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{5266}{18 \times \frac{7}{8} \cdot 41} = 8,15 \text{ kg/cm}^2 < 2,5 \bar{\sigma}_b$$

- Calcul de t à gauche de B

Soient deux cadres  $\varnothing 6$  ( $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$ )  $F_c E_{22}$

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \text{ Ver } \text{ or } f_{at} = \max \left[ \frac{2}{3}; 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{3 \bar{\sigma}_b} \right] = 0,85 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 1870 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_m = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{T} z = \frac{1,13 \times 1870}{5288} \times \frac{7}{8} \cdot 41 = 14,34 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \left[ 0,2h; h \left( 1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \right] = \max [9,2 \text{ cm}; 24 \text{ cm}] = 24 \text{ cm}$$

$$t = \min (t_m, \bar{t}) = 14 \text{ cm} = t$$

Les armatures seront ainsi posées dans la poutre selon la suite de Caquot

II) PLANCHER COURANT

De même que le niveau terrasse, on aura les mêmes armatures dans les poutrelles préfabriquées et dans la dalle de compression.

- Calcul des poutres secondaires

a) Charges et surcharges

Plancher :  $410 \times 2,25 = 922,50 \text{ kg/ml}$

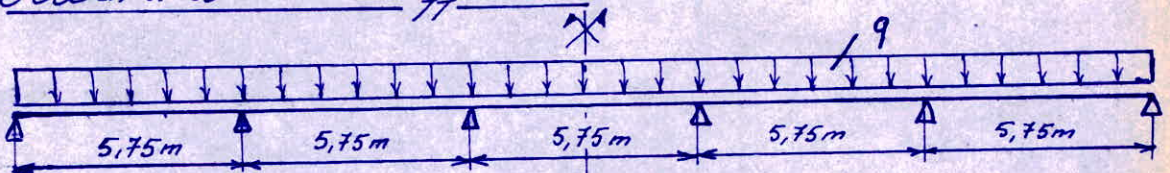
Poids propre :  $0,45 \times 0,18 \times 2500 = 202,50 \text{ kg/ml}$

Surcharges :  $350 \times 1,2 \times 2,25 = 945 \text{ kg/ml}$

Cloison éventuelle :  $130 \times 1,2 \times \quad = 435,5 \text{ kg/ml}$

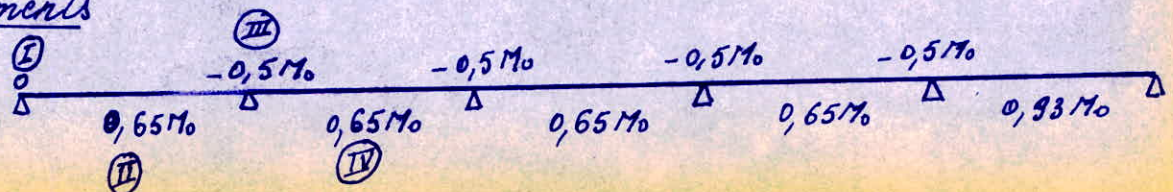
$$q = 2506 \text{ kg/ml}$$

b) Détermination des efforts



$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{2506 \times 5,75^2 \times 10^3}{8} = 10,357 \text{ tm}$$

Moments



d) Armatures transversales

- A gauche de l'appui B

$$\bar{\sigma}_s = \frac{T}{b_0 z} = \frac{5266}{18 \times \frac{7}{8} \times 41} = 8,15 \text{ kg/cm}^2 < 2,5 \bar{\sigma}_s$$

- Calcul de t à gauche de B

Soient deux cadres  $\varnothing 6$  ( $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$ )  $F_c E_{22}$

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \text{ ven } \alpha \quad f_{at} = \max \left[ \frac{2}{3}; 1 - \frac{\sigma_s}{\bar{\sigma}_s} = 0,85 \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 1870 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_m = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at} z}{T} = \frac{1,13 \times 1870 \times \frac{7}{8} \times 41}{5288} = 14,34 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \left[ 0,2R; R \left( 1 - 0,3 \frac{\sigma_s}{\bar{\sigma}_s} \right) \right] = \max [9,2 \text{ cm}; 24 \text{ cm}] = 24 \text{ cm}$$

$$t = \min (t_m, \bar{t}) = 14 \text{ cm} = t$$

Les armatures seront disposées dans la poutre selon la suite de Caquot

II) PLANCHER COURANT

De même que le niveau terrasse, on aura les mêmes armatures dans les poutrelles préfabriquées et dans la dalle de compression.

- Calcul des poutres secondaires

a) Charges et surcharges

Plancher :  $410 \times 2,25 = 922,50 \text{ kg/ml}$

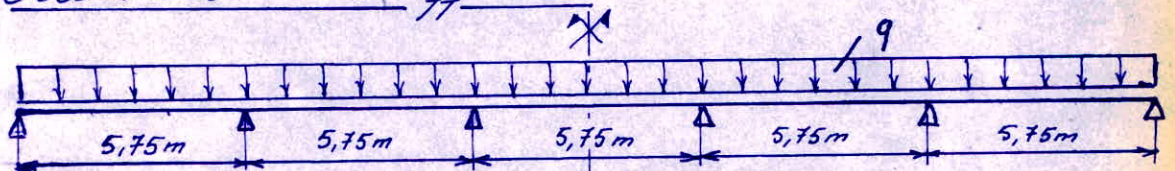
Poids propre :  $0,45 \times 0,18 \times 2500 = 202,50 \text{ kg/ml}$

Surcharges :  $350 \times 1,2 \times 2,25 = 945 \text{ kg/ml}$

Cloison éventuelle :  $130 \times 1,2 \times \quad = 435,5 \text{ kg/ml}$

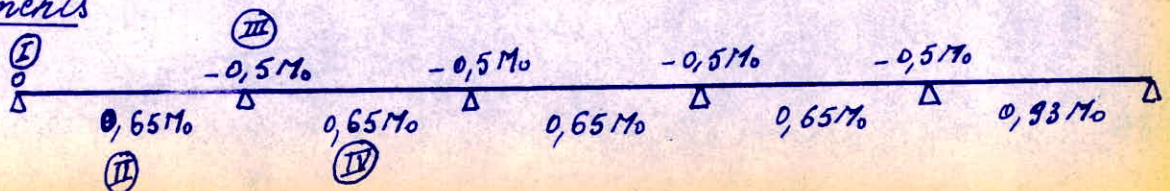
$$q = 2506 \text{ kg/ml}$$

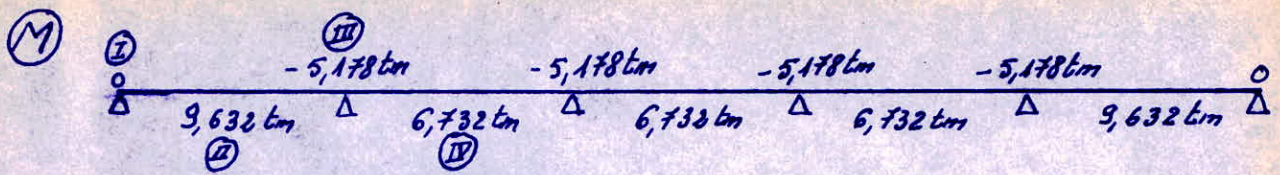
b) Détermination des efforts



$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{2506 \times 5,75^2 \times 10^{-3}}{8} = 10,3576 \text{ m}$$

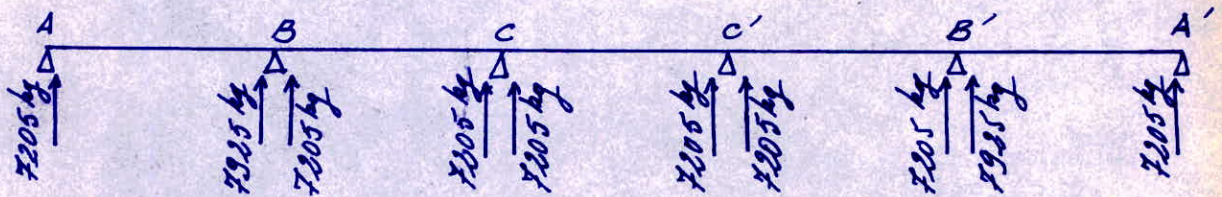
Moments





Efforts tranchants

$$q \frac{l}{2} = \frac{2506 \times 5,75}{2} = 7205 \text{ kg} \rightarrow 1,19 \frac{l}{2} = 7925 \text{ kg}$$



c) Armatures longitudinales

Sections	II	III	IV	V
Moments ou efforts tranchants	$T = 7,21t$	$+9,632 \text{ tm}$	$-5,778 \text{ tm}$	$+6,732 \text{ tm}$
Sections d'acier	$A_i = 2,57 \text{ cm}^2$	$A_i = 9,01 \text{ cm}^2$	$A_s = 5,13 \text{ cm}^2$	$A_i = 6,24 \text{ cm}^2$

$A_s$  = Aciers supérieurs  
 $A_i$  = Aciers inférieurs

d) Armatures transversales

Soient deux cadres  $\phi 6$  ( $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$ , Nuance Fe E22)

- A gauche de l'appui B.

$$\tau_b = \frac{7925}{18179,41} = 12,27 \text{ kg/cm}^2 < 2,5 \sqrt{f_c}$$

$$\bar{\tau}_{at} = f_{at} \bar{\tau}_{er} ; f_{at} = \max \left[ \frac{2}{3} ; \left( 1 - \frac{\tau_b}{9\sqrt{f_c}} \right) \right] = 0,77 \Rightarrow \bar{\tau}_{at} = 1692 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_m = \frac{A_t \bar{\tau}_{at}}{T} z = \frac{1,13 \times 1692}{7925} \times \frac{7}{8} \times 41 = 8,66 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = \max \left[ 0,2h ; h \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\sqrt{f_c}} \right) \right] = 14 \text{ cm}$$

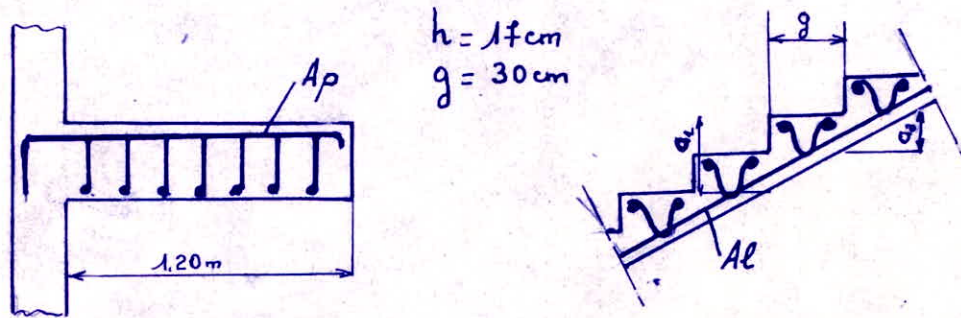
$$t = \min (t_m, \bar{E}) = 8 \text{ cm}$$

Les armatures seront disposées dans la poutre selon la suite de Caquot.



ETUDE DE L'ESCALIER.

- 1) Caracteristiques C'est un escalier en console, les marches sont encastrées dans un voile.



Pour le calcul, on assimile la marche à une section rectangulaire de largeur  $g$  et de hauteur  $\frac{a_1 + a_2}{2}$ .

On considère que la charge est de  $150\text{kg/m}^2$  c.à.d le poids de deux personnes.

$A_p$  = aciers principaux

$A_{el}$  = aciers de répartition, sont aussi destinés pour renforcer les angles.

$A_p$  et  $A_{el}$  sont reliés par des étriers.

- 2) Détermination des charges et surcharges pour une marche /me

- Poids propre de la marche :  $0,30 \times 0,17 \times 2500 = 127,5\text{kg/m}^2$
  - Revêtement :  $2\text{cm}$  marbre +  $4\text{cm}$  chape :  $138\text{kg/m}^2 \times 0,30 = 41,4\text{kg/m}^2$
  - Surcharges pondérées :  $1,2 \times 150 = 180\text{kg/m}^2$
- $\approx 350\text{kg/m}^2$

- 3) Moment d'encastrement et sections d'acier pour la marche

-  $M_e = \frac{q l^2}{2} = \frac{350 \times 1,2^2}{2} = 252\text{kgm}$

Section considérée :  $30 \times 17$  ;  $d = 2\text{cm}$

-  $\mu = \frac{\eta M}{\sqrt{a} b h^2} = \frac{15 \times 252 \times 10^2}{2800 \times 30 \times 15^2} = 0,0200 \Rightarrow \epsilon = 0,9379 \Rightarrow A = \frac{M}{\sqrt{a} \epsilon R} = 0,64\text{cm}^2$

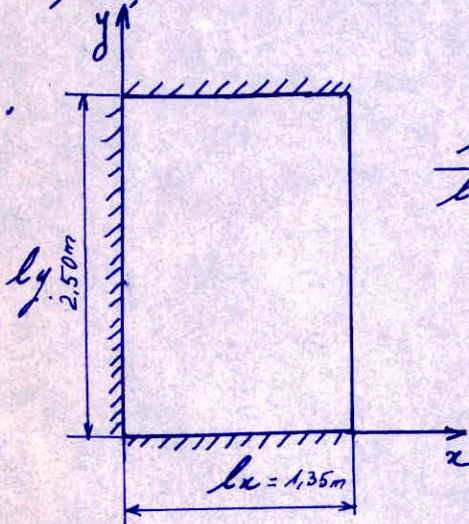
- Condition de non fragilité :  $A > 0,69 b_o R \frac{\sqrt{a}}{\sigma_{en}} = 0,44\text{cm}^2$

ferroillage:  $A_p = 2T_8$ ;  $A_b = 7T_8$ ; 7 étriers  $\varnothing 6$

4°) Calcul du palier

Le palier est encasté sur trois côtés dans le voile, avec un côté libre.

plaque considérée:

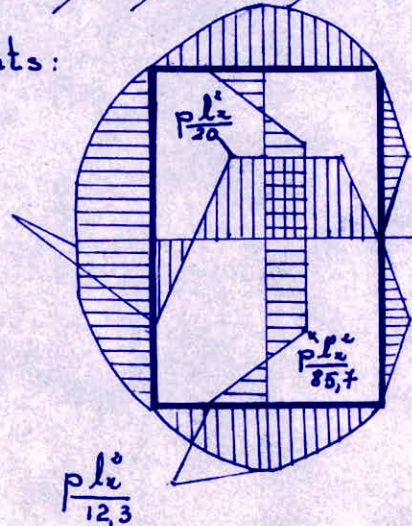


Résultats donnés par l'Ermitte dans l'étude des plaques en fonction de  $\frac{l_y}{l_x}$

Moments:

$$\frac{l_y}{l_x} = 1,85$$

$$\frac{p l_x^2}{9,2}$$



- Charges et surcharges /m<sup>2</sup>

Epaisseur de la dalle = 15cm

- Poids propre  $\rightarrow 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$
- Revêtement :  $138 \text{ kg/m}^2$
- Surcharges :  $480 \text{ kg/m}^2$
- 993 kg/m<sup>2</sup>

- Moments dans la plaque

- Au milieu de la plaque: sous y :  $\frac{p l_x^2}{85,7} = \frac{993 \times 1,35^2}{85,7} = 31,12 \text{ kgm}$
- sous x :  $\frac{p l_y^2}{20} = \frac{993 \times 2,5^2}{20} = 90,49 \text{ kgm}$

- Aux appuis :

- sous y :  $\frac{p l_x^2}{9,2} = \frac{993 \times 1,35^2}{9,2} = 187 \text{ kgm}$
- sous x :  $\frac{p l_y^2}{12,3} = \frac{993 \times 2,5^2}{12,3} = 147 \text{ kgm}$

## Sections d'acier

Au milieu de la plaque :

$$\text{sens } y : M = 21,12 \text{ kgm} \rightarrow A_i = 0,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{sens } x : M = 90,49 \text{ kgm} \rightarrow A_i = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Aux appuis :

$$\text{sens } y : M = 197 \text{ kgm} \rightarrow A_s = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{sens } x : M = 147 \text{ kgm} \rightarrow A_s = 0,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## Condition de non fragilité

$$A > 0,69 b_0 h \frac{\sqrt{b_0}}{v_{ex}} = 1,89 \text{ cm}^2$$

⇒ La plaque sera ferrailée avec le pourcentage minimum d'acier :

Deux nappes d'acier seront disposées dans la plaque, inférieurement et supérieurement  $6 \text{ Ts/ml}$  dans les deux sens.

## ÉTUDE DES PORTIQUES

Comme il a été précisé dans l'étude du bâtiment A, les poutres secondaires étant disposées dans le sens longitudinal, le sens porteur est donc le sens transversal.

On a donc à étudier pour ce bâtiment un seul portique transversal car tous les autres sont identiques.

### I) Calcul des moments aux nœuds sous les charges verticales

La méthode utilisée est celle de Caquot énoncée à l'annexe A du CCBA 68.

Tous les résultats seront groupés dans un tableau, pour un calcul détaillé: voir bâtiment A.

Charges revenant au portique:

#### 1) Sous G (Charges permanentes)

##### a) Charges concentrées

Niveau terrasse:

$$\begin{aligned} \text{Plancher} &: 530 \times 6 \times 2,25 = 7155 \text{ kg} \\ \text{Nervure} &: 0,18 \times 0,45 \times 6 \times 2500 = 1215 \text{ kg} \\ \hline & 8370 \text{ kg} = 8,37 \text{ t} \end{aligned}$$

Niveau courant:

$$\begin{aligned} \text{Plancher} &: 410 \times 6 \times 2,25 = 5535 \text{ kg} \\ \text{Nervure} &: 0,18 \times 6 \times 2,25 = 1215 \text{ kg} \\ \hline & 6750 \text{ kg} = 6,75 \text{ t} \end{aligned}$$

##### b) Charges uniformément réparties

Niveau terrasse:

$$\text{poids propre poutre} : 0,55 \times 0,21 \times 2500 = 344 \text{ kg}$$

Niveau courant:

$$\text{poids propre poutre} : \text{---} 344 \text{ kg}$$

$$\text{Cloison éventuelle} : 150 \times 3,2 = 480 \text{ kg}$$

$$\hline 824 \text{ kg}$$

#### 2°) Sous P (Surcharges)

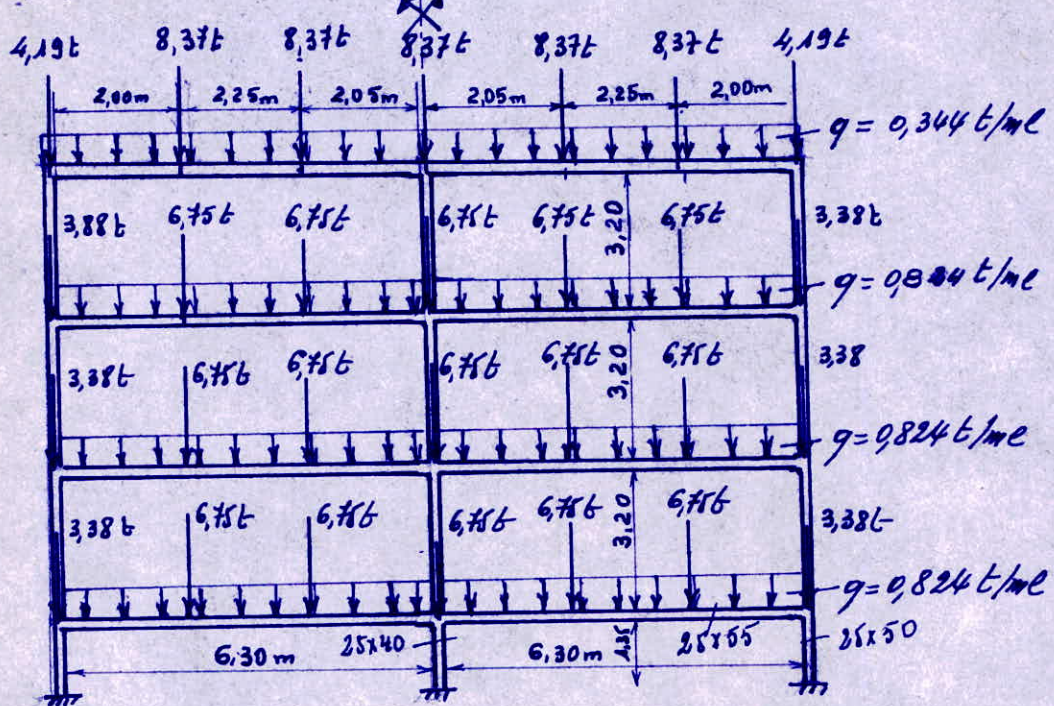
Dans ce cas il n'y a que des charges concentrées ramenées par les poutres secondaires aux poutres principales.

$$\text{- Niveau terrasse} : 100 \times 6 \times 2,25 = 1350 \text{ kg} = 1,35 \text{ t}$$

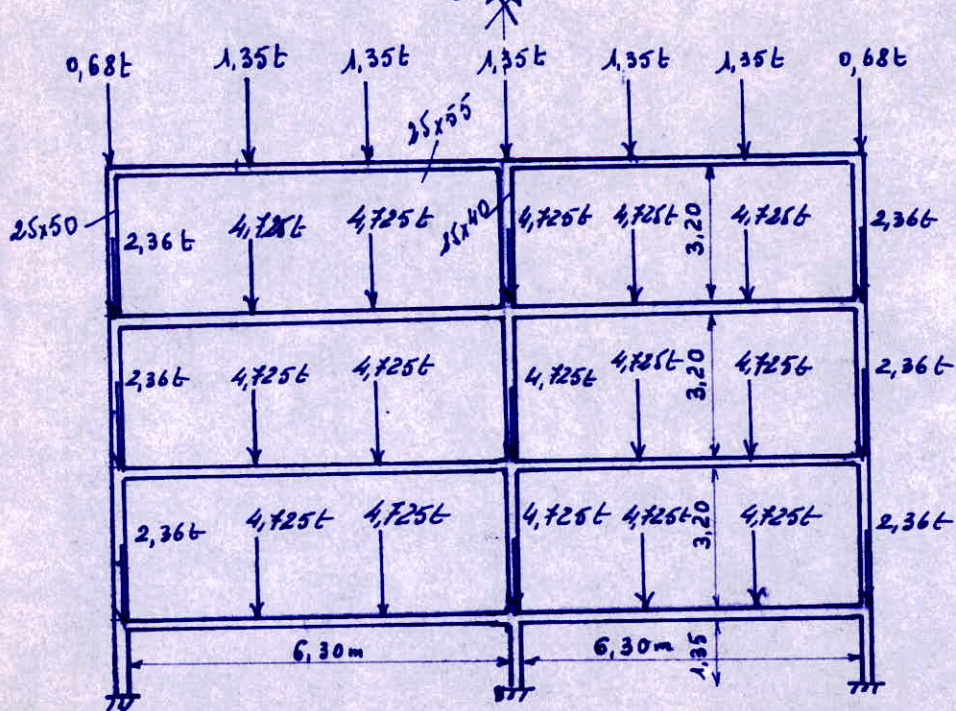
$$\text{- Niveau courant} : 350 \times 6 \times 2,25 = 4725 \text{ kg} = 4,725 \text{ t}$$

Portique à calculer :

a) sous G (charges permanentes)



b) sous P (surcharges)



II) Calcul des moments aux nœuds sous les forces horizontales

1) Etude du séisme (voir bâtiment A)

2) Détermination des coefficients sismiques

$$\Delta = \alpha \beta \gamma(r) d$$

$\alpha$  ? intensité sismique  $i_n = 8 \Rightarrow \alpha = 1$

$d$  ? semelles isolées  $\rightarrow d = 1,15$

$$\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}} \text{ avec } T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} \quad \begin{array}{l} H = 13,15 \text{ m} \\ L = 13,50 \text{ m} \end{array}$$

$$T = 0,09 \times \frac{13,15}{\sqrt{13,50}} = 0,322$$

$$\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{0,322}} = 0,095$$

$$\Rightarrow \Delta(r) = 1 \times 0,095 \times 1,15 \times \gamma(r) = 0,109 \gamma(r)$$

$\gamma(r)$  ? Ce portique a des niveaux identiques  $\Rightarrow$

$$\gamma(r) = \frac{3r}{2n+1} \quad \begin{array}{l} r = \text{rang du plancher} \\ n = \text{Nombre total de planchers} \end{array}$$

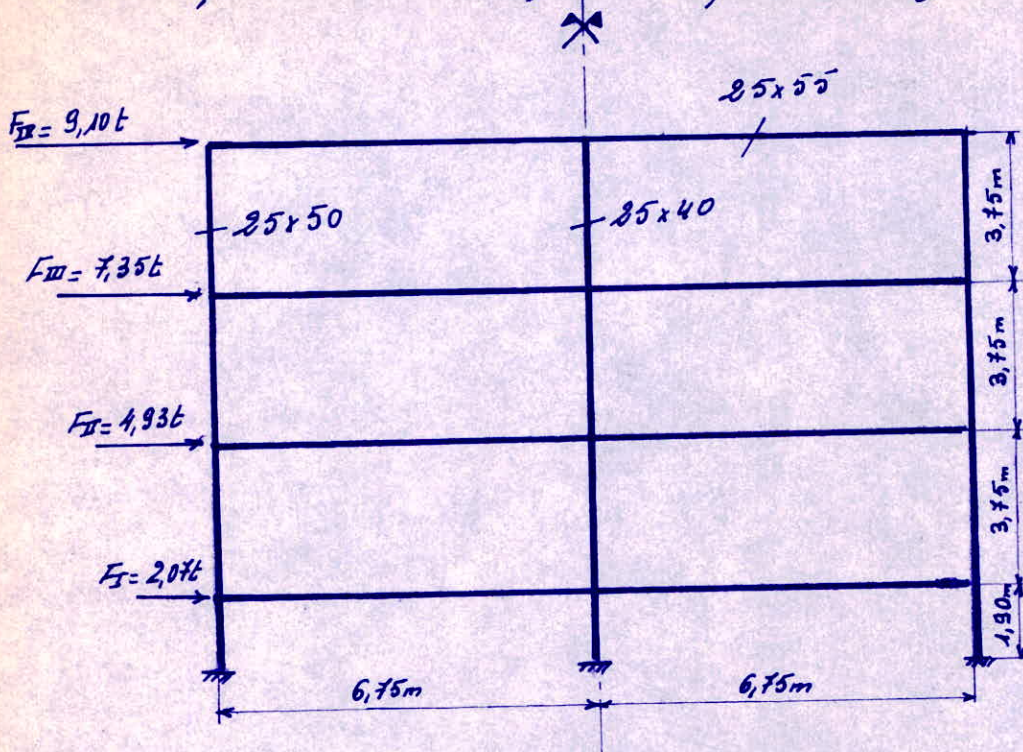
Dans ce cas  $n = 4$

Rang	1	2	3	4
$\gamma_r$	0,333	0,667	1,000	1,333

3) Forces sismiques revenant à chaque niveau :

Rang	$\gamma(r)$	$\Delta(r)$	$G_r + \frac{P_r}{5}$	$F_{(r)} (t)$
IV	1,333	0,145	3,73	9,10
III	1,000	0,109	67,47	7,35
II	0,667	0,073	67,47	4,93
I	0,333	0,036	57,40	2,07

Poutique à calculer sous les forces horizontales



Remarque: Ces forces horizontales peuvent être aussi appliquées dans le sens inverse.

4°) Détermination des moments sous les charges horizontales

a) Méthode approchée

Hypothèses admises par le règlement français

- Les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur (Dans ce cas : vérifié)
- Les rigidités des différents travées des poutres portées du plancher parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux sont toutes supérieures au 1/5 de la rigidité du poteau le plus raide.

Dans ce cas : poteaux : 25x50 :  $h = 3,20m$   
 poutres : 25x55 :  $l = 6,30m$

$$\left. \begin{aligned} R_{\text{poteau}} &= \frac{I}{h^3} = \frac{25 \times 50^3}{12 \times 320} = 813,8 \text{ cm}^3 \\ R_{\text{poutre}} &= \frac{I}{l^3} = \frac{25 \times 55^3}{12 \times 620} = 559,06 \text{ cm}^3 \end{aligned} \right\} \Rightarrow R_{\text{poutre}} > \frac{1}{5} R_{\text{poteau}}$$

Si les conditions précédentes sont vérifiées on peut admettre :

- ① Que les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent entre les différents poteaux de cette file proportionnellement aux moments d'inertie des "dits" poteaux. Les moments d'inertie des poteaux de rive étant toutefois affectés du coefficient 0,8.
- ② Que les poteaux des étages courants sont encastres au niveau de chacun des planchers et articulés à mi-hauteur d'étage.

Pour les noeuds intermédiaires :

Soit un noeud i :

$$M_w = (M_n + M_s) \frac{k_w}{k_w + k_e}$$

$$M_e = (M_n + M_s) \frac{k_e}{k_w + k_e}$$

avec

$$k_w = \frac{I_w}{l_w}$$

$$k_e = \frac{I_e}{l_e}$$

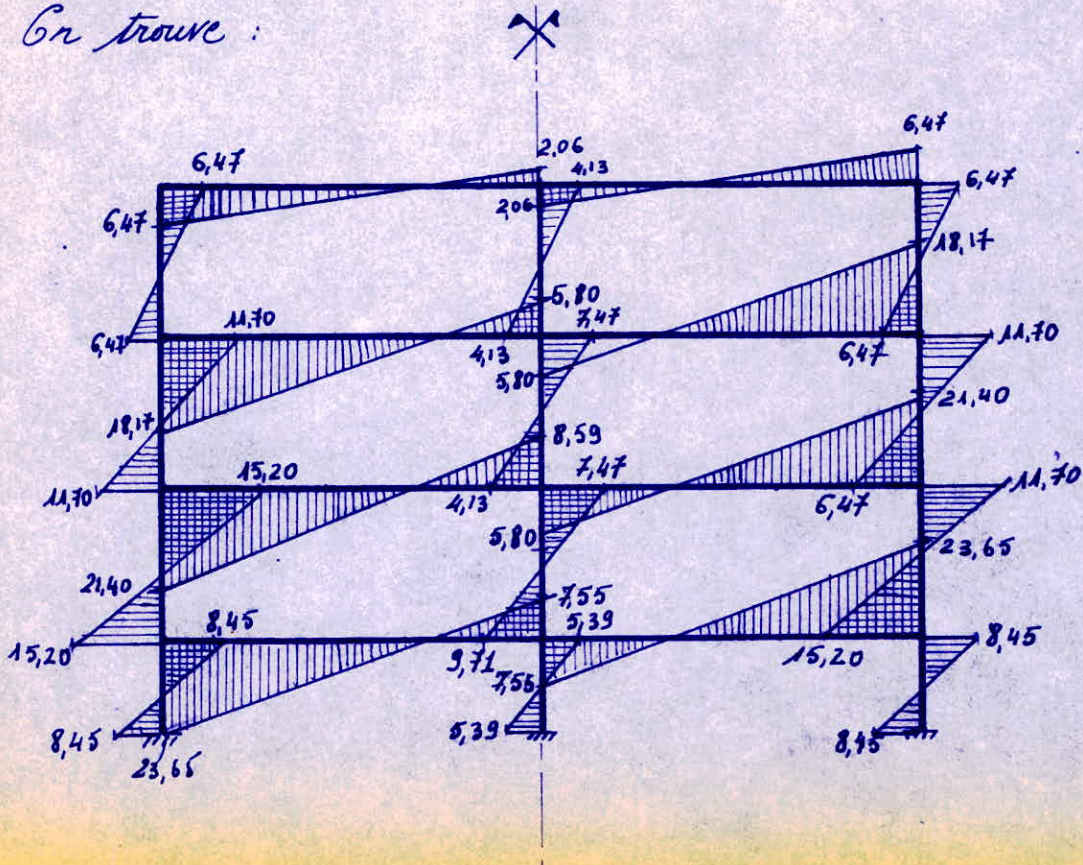
$l_w$  = portée libre de la travée de gauche

$l_e$  = portée libre de la travée droite.

$I_w, I_e$  = Inerties des travées gauche et droite.

b) Moments (en tm) sous  $\vec{S}_{IH}$

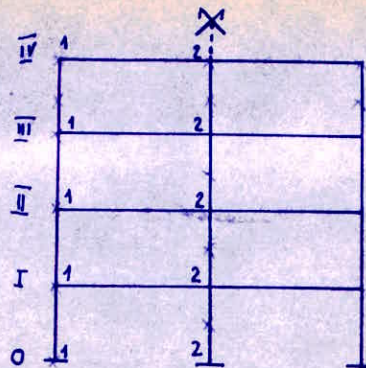
On trouve :





Moments aux noeuds (en tm) sous les sollicitations suivantes.

- Portique considéré →



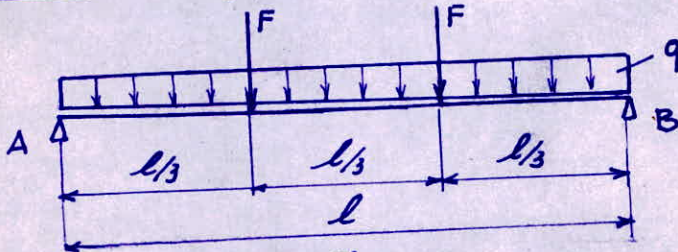
Sollicitation		G				P				G+1,2P				G+P				G+P/5				$\sum_{i=1}^n S_{iH}$ (voir Graphe).			
		Mw	Me	Mn	Ms	Mw	Me	Mn	Ms	Mw	Me	Mn	Ms	Mw	Me	Mn	Ms	Mw	Me	Mn	Ms	Mw	Me	Mn	Ms
Rang	Noeud																								
IV	1	-	6,9	-	6,9	-	1,01	-	1,01	-	8,11	-	8,11	-	7,91	-	7,91	-	7,10	-	7,10	-	6,47	-	6,47
	2	11,57	11,57	0	0	1,7	1,7	0	0	13,61	13,61	0	0	13,27	13,27	0	0	11,91	11,91	0	0	2,06	2,06	-	4,13
III	1	-	8,07	3,80	4,27	-	4,4	2,05	2,35	-	13,35	6,26	7,09	-	12,47	5,85	6,62	-	8,95	4,21	4,74	-	18,17	6,47	11,60
	2	10,97	10,97	0	0	6	6	0	0	18,17	18,17	0	0	16,97	16,97	0	0	12,17	12,17	0	0	5,80	5,80	4,13	7,47
II	1	-	8,19	4,10	4,10	-	4,45	2,20	2,20	-	13,53	6,74	6,74	-	12,64	6,30	6,30	-	9,08	4,54	4,54	-	21,40	11,60	15,20
	2	10,97	10,97	0	0	6	6	0	0	18,17	18,17	0	0	16,97	16,97	0	0	12,17	12,17	0	0	8,59	8,59	7,47	9,71
I	1	-	9,26	2,53	6,73	-	5	1,35	3,65	-	15,26	4,15	11,11	-	14,26	3,88	10,38	-	10,26	2,80	7,46	-	23,65	15,20	8,45
	2	10,97	10,97	0	0	6	6	0	0	18,17	18,17	0	0	16,97	16,97	0	0	12,17	12,17	0	0	7,55	7,55	9,71	5,39
0	1	-	-	6,73	-	-	-	3,65	-	-	-	11,11	-	-	-	10,36	-	-	-	7,46	-	-	-	8,45	-
	2	-	-	0	-	-	-	0	-	-	-	0	-	-	-	0	-	-	-	0	-	-	-	5,39	-

## ETUDE DES POUTRES

### 1°) Moments isostatiques

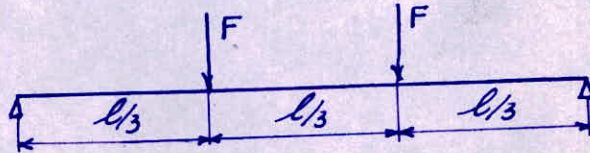
travée considérée :

a) Sous G (Charges permanentes)



$$M_{0G} = q \frac{l^2}{8} + \frac{F}{3}$$

b) Sous P (surcharges)



$$M_{0P} = \frac{Fl}{3}$$

Moments isostatiques en travée (en tm)

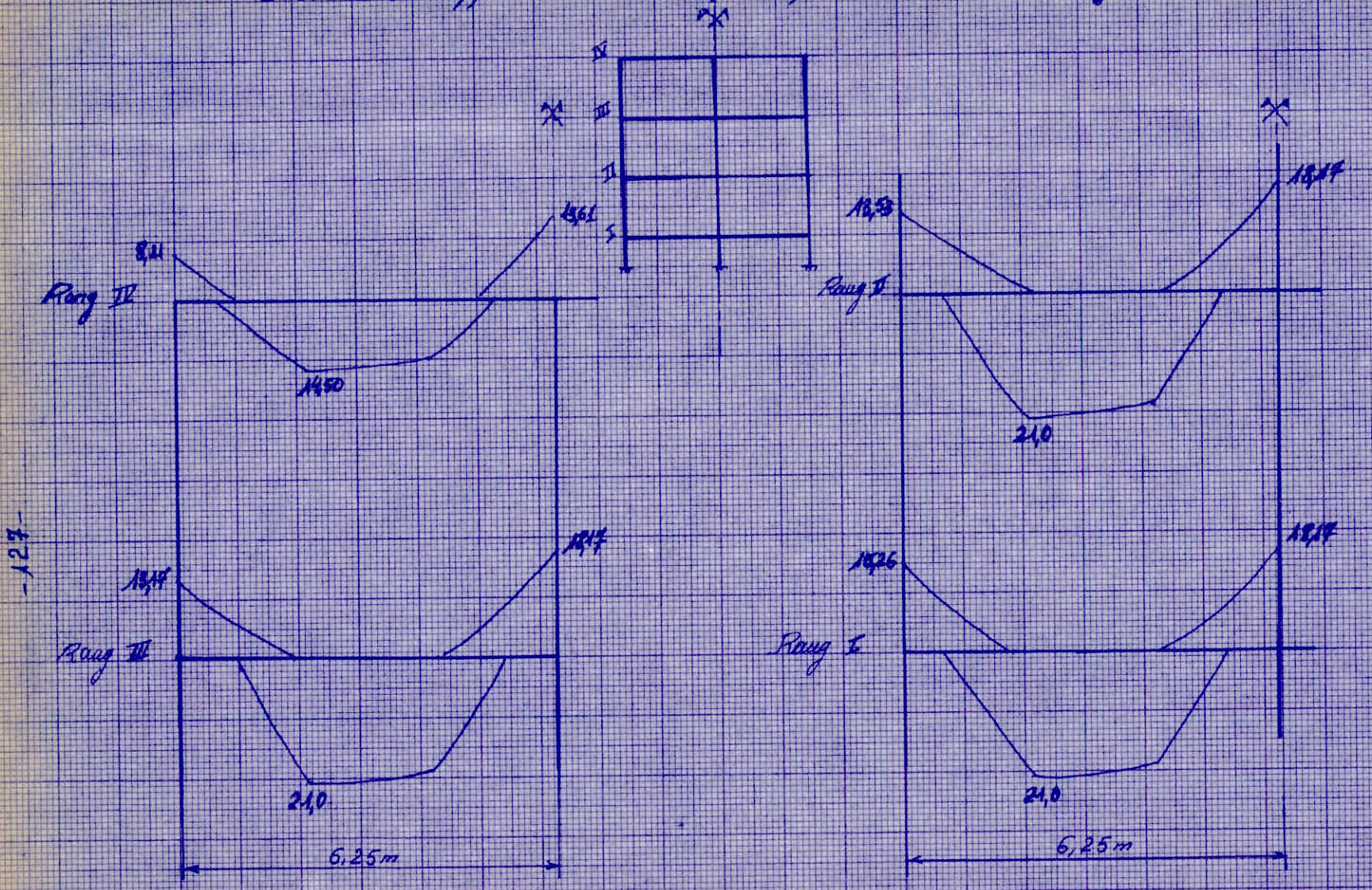
Solllicitations Niveaux	G (tm)	P (tm)	G+1,2 (tm)	G+P (tm)	G+ P/5 (tm)
Niveau terrasse	19,28	2,84	22,69	22,12	19,85
Niveau courant	18,26	2,92	30,17	28,18	20,24

2°) Courbes enveloppes (voir diagrammes)

3°) Calcul des sections d'aciers longitudinales

Les hypothèses de calcul sont analogues à celles du bâtiment A.

Poutres transversales, Portique transversal (B<sub>1</sub> B<sub>2</sub>)  
 Courbes enveloppes des moments (en tm) sous Q+1,2P (1<sup>er</sup> genre)



Poutres transversales, Portique transversal (B<sub>1</sub>-B)  
 Courbes enveloppes des moments (en ton) sous Gt P<sub>15</sub> + S<sub>14</sub>

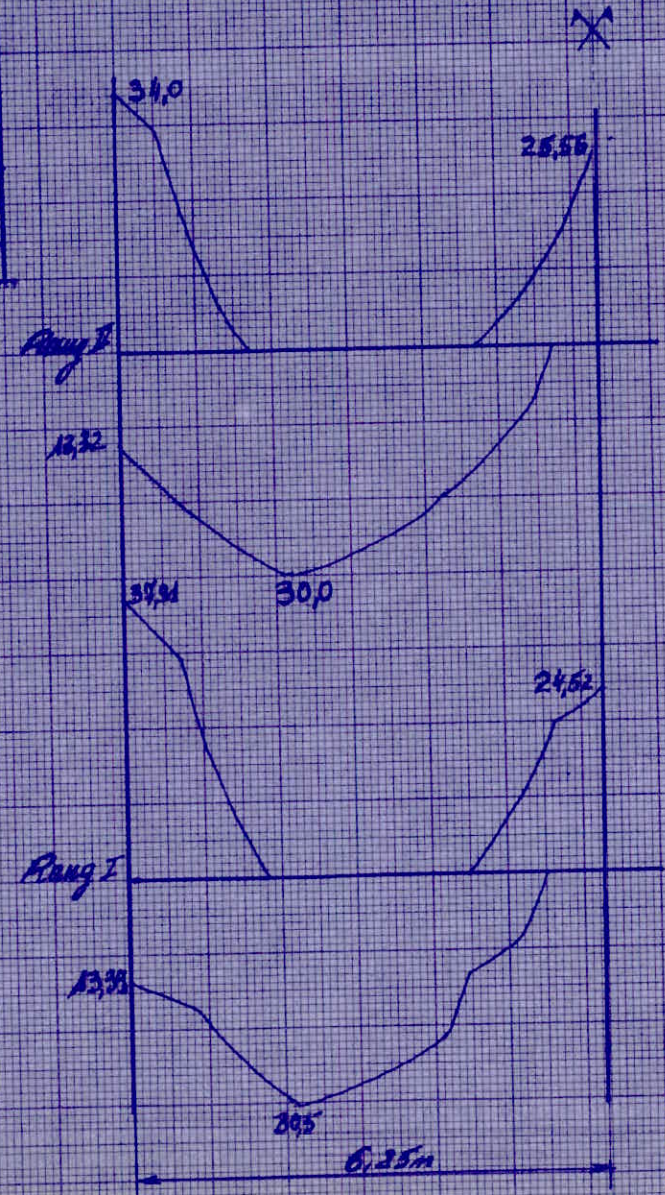
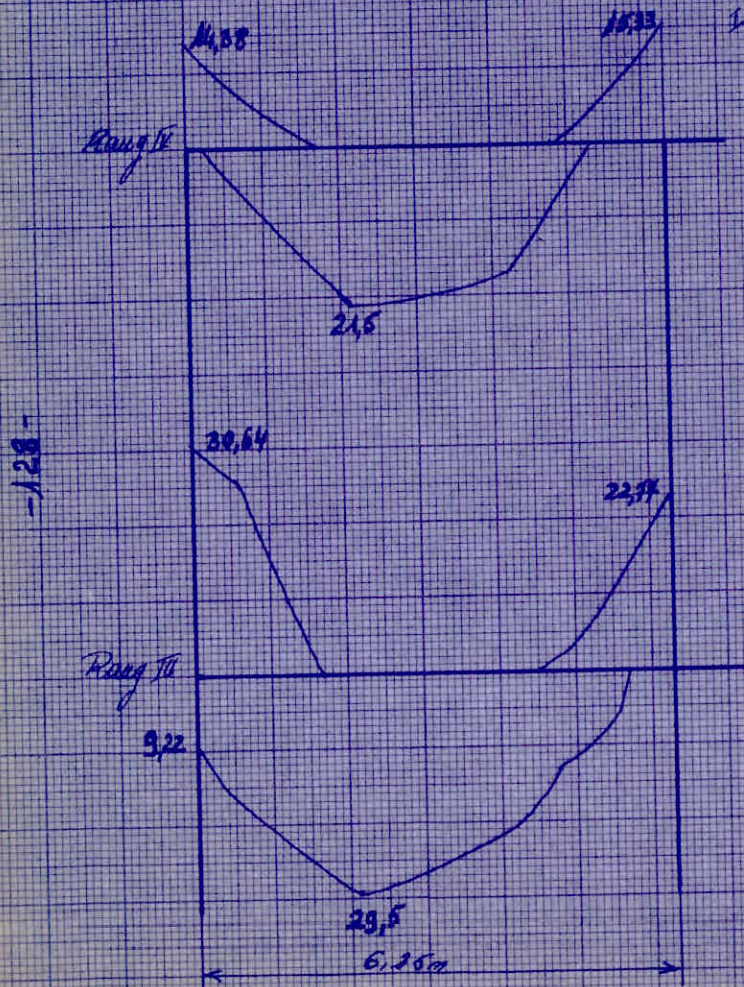
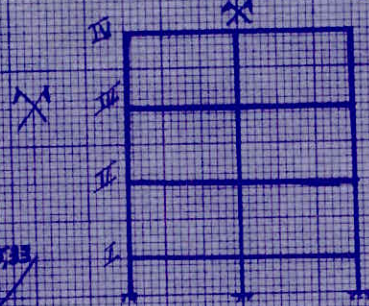


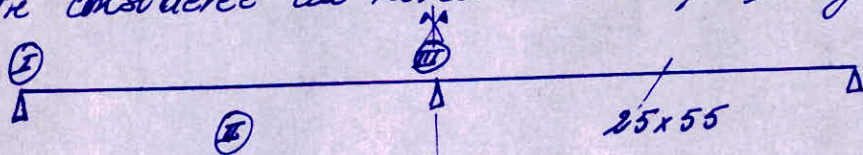
Tableau pour le calcul des sections

Rang	Section ①			Section ②			Section ③		
	Moments max (tm)		Aciers (cm <sup>2</sup> )	M <sup>±</sup> max (tm)		Aciers (cm <sup>2</sup> )	M <sup>±</sup> Max (tm)		Aciers (cm <sup>2</sup> )
	1 <sup>er</sup> genre	2 <sup>e</sup> genre		1 <sup>er</sup> genre	2 <sup>e</sup> genre		1 <sup>er</sup> genre	2 <sup>e</sup> genre	
IV	-8,11 +0,0	-14,38 +0,0	A <sub>s</sub> =7,75	+14,50	+21,50	A <sub>s</sub> =12,02 A <sub>i</sub> =12,02	-13,61 +0,0	-15,33 +0,0	A <sub>s</sub> =11,23
III	-13,0 +0,0	-30,64 +9,22	A <sub>s</sub> =16,80 A <sub>i</sub> =7	+21,0	+29,50	A <sub>s</sub> =7,97 A <sub>i</sub> =17,24	-18,17 +0,0	-22,77 +0,0	A <sub>s</sub> =15 A <sub>i</sub> =4
II	-13,53 +0,0	-34 +12,32	A <sub>s</sub> =18,57 A <sub>i</sub> =10,2	+21,0	+30	A <sub>s</sub> =7,97 A <sub>i</sub> =17,24	-18,17 +0	-25,56 +0,0	A <sub>s</sub> =15 A <sub>i</sub> =4
I	-15,26 +0,0	-37,91 +13,39	A <sub>s</sub> =20,64 A <sub>i</sub> =13,89	+21,0	+30,5	A <sub>s</sub> =7,97 A <sub>i</sub> =17,24	-18,17 +0,0	-24,52 +0,0	A <sub>s</sub> =15 A <sub>i</sub> =4

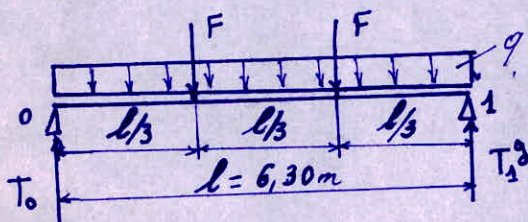
A<sub>s</sub> = aciers supérieurs

A<sub>i</sub> = aciers inférieurs

Poutre considérée au niveau de chaque rang.



4°) Efforts tranchants aux ras des appuis pour les poutres.



$$T_0 = q \frac{l}{2} + F + \frac{M_0 - M_1}{l}$$

$$T_1 = q \frac{l}{2} + F + \frac{M_1 - M_0}{l}$$

Remarque : Les forces concentrées aux droits des appuis reviennent directement aux poteaux comme efforts normaux.

Les armatures transversales et d'adhérence sont calculées seulement sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre.

Efforts tranchants (en tonnes)

Rang	IV		III		II		I	
	T <sub>0</sub>	T <sub>1</sub> <sup>2</sup>	T <sub>0</sub>	T <sub>1</sub> <sup>2</sup>	T <sub>0</sub>	T <sub>1</sub> <sup>2</sup>	T <sub>0</sub>	T <sub>1</sub> <sup>2</sup>
G	8,71	10,19	8,89	9,81	8,9	9,79	9,07	9,62
P	1,24	1,46	4,47	4,98	4,98	4,97	4,57	4,88
G+1,2P	10,20	11,94	14,27	15,79	14,28	15,75	14,55	15,48

5°) Calcul des armatures transversales

-  $\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{15,75 \times 10^3}{25 \times \frac{7}{8} \times 50} = 14,40 \text{ kg/cm}^2 < 2,5 \sqrt{f_c}$

- Soient 2 cadres T8 ( $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$   $f_{c,E40}$   $\tau_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ )

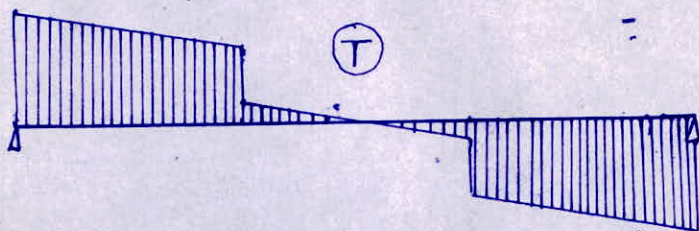
-  $\bar{\tau}_{at} = f_{at} \tau_{en}$  ;  $f_{at} = \max \left[ \frac{2}{3} ; \left( 1 - \frac{\tau_b}{9 \sqrt{f_c}} \right) \right] = 0,73$

$\bar{\tau}_{at} = 0,73 \times 4200 = 3066 \text{ kg/cm}^2$

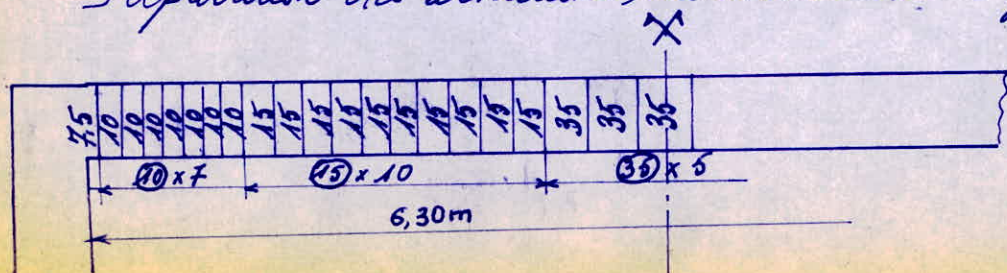
$\rightarrow t_m = \frac{A_t \bar{\tau}_{at}}{T} z = \frac{2,01 \times 3066}{15,75 \times 10^3} \times \frac{7}{8} \times 50 = 17,12 \text{ cm}$  }  $t = 13,40 \text{ cm}$

$t = \max \left[ 0,2h ; k \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\sqrt{f_c}} \right) \right] = 13,40 \text{ cm}$

Allure de l'effort tranchant le long de la courbe



Répartition des armatures transversales le long de toutes les poutres

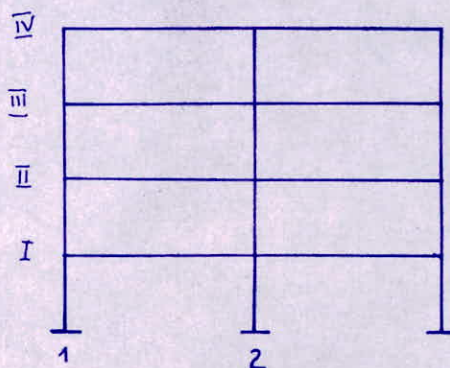


## Etude des poteaux

Pour les calculs détaillés, voir Bâtiment A.

### 1° Détermination des efforts normaux et des moments.

Portique considéré:



Poteaux	Efforts Rang	N <sub>G</sub> (t)	N <sub>P</sub> (t)	N <sub>SIV</sub>	1 <sup>er</sup> genre: G+1,2P		2 <sup>e</sup> genre: G+ $\frac{P}{5}$ +S <sub>IH</sub>	
					Σ N (t)	M. t <sub>m</sub>	Σ N t.	M. t <sub>m</sub>
1	IV	14,11	2,03	±1,34	16,55	8,11	13,18	13,54
	III	27,30	9,11	±3,80	38,23	7,09	25,32	16,44
	II	40,50	16,20	±4,76	60	6,74	33	19,74
	I	54	23,29	±4,95	82	11,11	53,71	15,91
2	IV	28	4,05	0	32,86	0	28,81	4,13
	III	54	18,23	0	75,88	0	57,64	7,47
	II	80	32,40	0	113	0	86,48	9,71
	I	105	46,58	0	160	0	114,32	5,39

### 2° Détermination des armatures longitudinales.

Le calcul des poteaux est analogue à celui du Bâtiment A.  
 Pour le poteau 2, sous la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (G+1,2P), le calcul de chaque section se fera en compression simple car M=0.

Remarque: Pour le poteau central, au niveau II et I les efforts normaux sont très importants, on prend donc au niveau I une section de poteau de 30x65, au niveau II une section de poteau de 30x50 et pour les autres niveaux 25x50.  
 En compression simple il faut que:  $A_{acc} \geq \frac{1}{\gamma} \left[ \frac{N'}{\sigma_c} - B' \right]$





Portique transversal

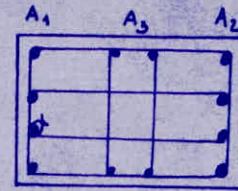
- armatures nécessaires dans les poteaux -

Niveaux	Poteaux	Sollcit.	N t	M tm	e <sub>0</sub> cm	$\bar{\sigma}_b'$	$\bar{\sigma}_a'$	M <sub>0</sub> tm	M <sub>5</sub> tm	$\mu_1$	$\mu_2$	$\mu_1'$	$\mu_2'$	$\rho$	$\beta$	C	D	E	w%	A=A' cm <sup>2</sup>	A: Section A: entiers cm <sup>2</sup> Comprimés		
IV	1 (25x50)	1 <sup>er</sup>	16,55	8,11	4,9	13,7	2800	11,5	4,7	0,119	0,049									0,48	5,46		
		2 <sup>e</sup>	13,18	12,54	10,3	205,5	4200	16,24	10,84	0,112	0,075									0,57	6,48		
	2 (25x50)	1 <sup>er</sup>	32,86	0	0	68,5	2800															0	
		2 <sup>e</sup>	28,81	4,13	14,8	164,5	4200	10,04	1,78	0,069	-0,042	0,120	-0,021	7,01	1,72	1,21	5,05	4,29	<0	0			
III	1 (25x50)	1 <sup>er</sup>	38,23	7,09	18,6	149,5	2800	14,93	0,75	0,155	0,008									1,02	11,6		
		2 <sup>e</sup>	25,32	16,44	65	205,5	4200	21,63	11,25	0,149	0,078									0,60	6,88		
	2 (25x50)	1 <sup>er</sup>	75,88	0	0	68,5	2800															0	
		2 <sup>e</sup>	57,64	7,47	13	156	4200	19,29	-4,35	0,133	-0,030	0,239	-0,054	3,38	1,56	0,58	1,92	0,82	<0	0			
II	1 (25x50)	1 <sup>er</sup>	60	6,74	11,2	99	2800	19,04	-5,56	0,137	-0,058	0,372	-0,109							0,41	4,66		
		2 <sup>e</sup>	39	19,74	50,6	205,5	4200	27,74	11,70	0,191	0,081									0,65	7,4		
	2 (30x50)	1 <sup>er</sup>	119	0	0	68,5	2800															15,82	
		2 <sup>e</sup>	86,48	9,71	11,2	149	4200	27,44	-8,02	0,158	-0,046	0,297	-0,087	2,58	1,35	0,45	1,28	0,23	<0	0			
I	1 (25x50)	1 <sup>er</sup>	82	11,11	13,6	106	2800	27,92	-5,70	0,289	-0,059	0,509	-0,104							1,5	17,06		
		2 <sup>e</sup>	53,71	15,91	29,6	205,5	4200	26,92	1,82	0,186	0,013									0,18	2,05		
	2 (30x65)	1 <sup>er</sup>	160	0	0	68,5	2800															25,72	
		2 <sup>e</sup>	114,32	5,39	4,71	122	4200								2,13	0,57	0,37	1,12	0,56	<0	0		

-133-

## Ferraillage des poteaux

$$\bar{\sigma}'_{60} = 68,5 \text{ kgf/cm}^2$$



Rang	Poteaux	N(t) G+1,2P	$\theta_1$	$\theta_2$	$\theta_3$	$y_1$ cm	$\sigma'_m$	$\bar{w}'$	A min cm <sup>2</sup>	A = A' nec.	A réelle		
											A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	A <sub>3</sub>
IV	1 (25x50)	16,55	1,4	4,26	1,51	19,26	34,37	0,0056	7,00	6,48	4T16 + 4T16 + 4T12		
	2 (25x50)	32,86	1	4,26	1,51	—	26,29	0,0031	3,86	0	4T12 + 4T12 + 2T12		
III	1 (25x50)	38,23	1,4	4,26	1,51	17,76	86,10	0,0141	17,63	11,6	4T20 + 4T20 + 4T12		
	2 (25x50)	75,88	1	4,26	1,51	—	60,70	0,0071	8,88	0	4T14 + 4T14 + 2T12		
II	1 (25x50)	60	1,4	4,26	1,51	15,77	96	0,0158	19,75	7,4	4T20 + 4T20 + 4T12		
	2 (30x50)	119	1	4,04	1,51	—	79,33	0,0088	13,20	A + A' 15,82	4T16 + 4T16 + 2T12		
I	1 (25x50)	82	1,4	2,46	1,51	—	65,60	0,0062	7,75	17,06	4T20 + 4T20 + 4T20		
	2 (30x65)	160	1	1,88	1,51	—	82,05	0,0043	8,29	A + A' 25,72	4T20 + 4T20 + 2T12		

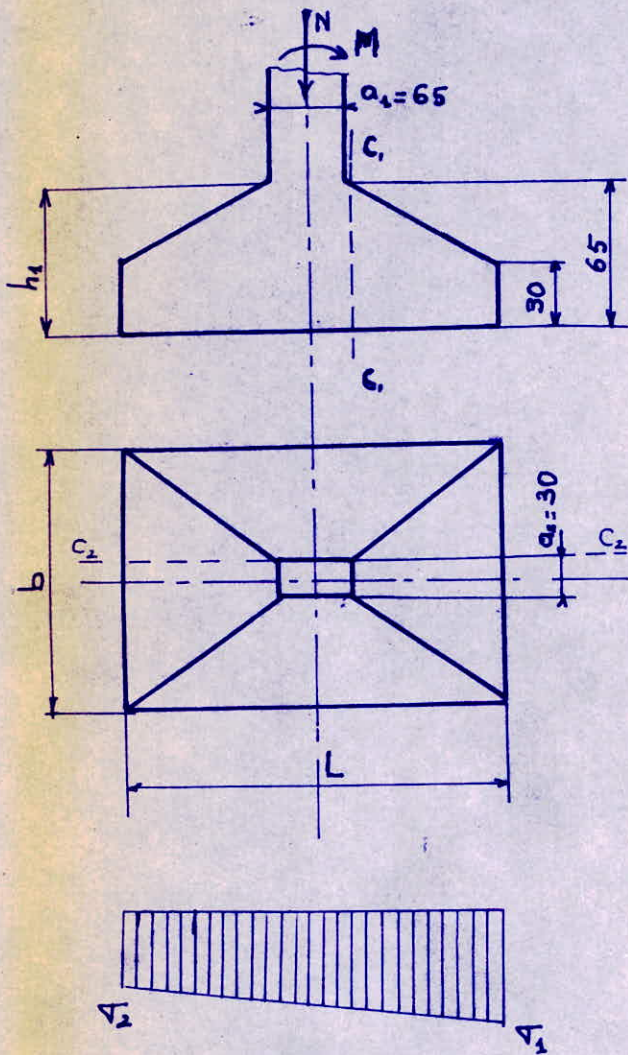
$$\bar{w}' = \frac{A'}{B'} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_{60}}$$

$\bar{w}'$  = Pourcentage minimal d'acier dans la section

ETUDE DES FONDATIONS

Comme il a été précisé dans l'étude du bâtiment A, de même tout autour de ce bâtiment, on aura des semelles filantes sous mur.

1. Fondations centrales (S3)



- Si  $h_s < \frac{L-a}{4}$  le calcul de la semelle se fera avec la méthode des courbes.

Or a :

-  $\sigma_2 = \sigma_1 = \sigma \Rightarrow M_{cc} = \frac{b\sigma(L-a)^2}{8}$

-  $\sigma_2 \neq \sigma_1 \Rightarrow$

$$M_{cc} = \frac{6\sigma_2(L-a)^2}{8} - \frac{6(\sigma_2 - \sigma_1)(L-a)^3}{48L}$$

- Si  $h_s \geq \frac{L-a}{4}$  le calcul de la semelle se fera par la méthode des bielles.

-  $\sigma_2 = \sigma_1 = \sigma \Rightarrow$

$$A = \frac{F_{br}}{\sigma_a} = \frac{R(L-a)}{8\sigma_a(h_b - d')}$$

-  $\sigma_2 \neq \sigma_1$

Il faut vérifier que  $(\sigma_2 - \sigma_1) < \frac{\sigma_m}{2}$

$\sigma_m = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2}$  : contrainte moyenne

On détermine  $\sigma = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4}$

$$\Rightarrow R' = \sigma \times b \times L$$

$$\Rightarrow A = \frac{R'(L-a)}{8\sigma_a(h_b - d')}$$

$R = N + \text{poids propre de la semelle.}$

Tableau de calcul

Sollicité	N (t)	M (tm)	b (cm)	L (cm)	$\frac{L-a}{4}$ (cm)	R (t)	e (cm)	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4}$	R'	M <sub>cc</sub>	F <sub>br</sub> (t)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )
1 <sup>re</sup> genre	160	0	280	320	64	171,2	0	1,91	1,91	-	-	-	84	30 (15T16)	2946 (15T16)
2 <sup>e</sup> genre	114,32	5,39	280	320	64	125,5	4,29	1,51	1,29	1,45	-	-	-	-	-

F<sub>tr</sub> = force de traction dans les axes

A<sub>t</sub> = Aciers suivant le sens transversal

A<sub>l</sub> = " " " " longitudinal

2°) Flexions latérales (S<sub>2</sub>)

De même que précédemment:

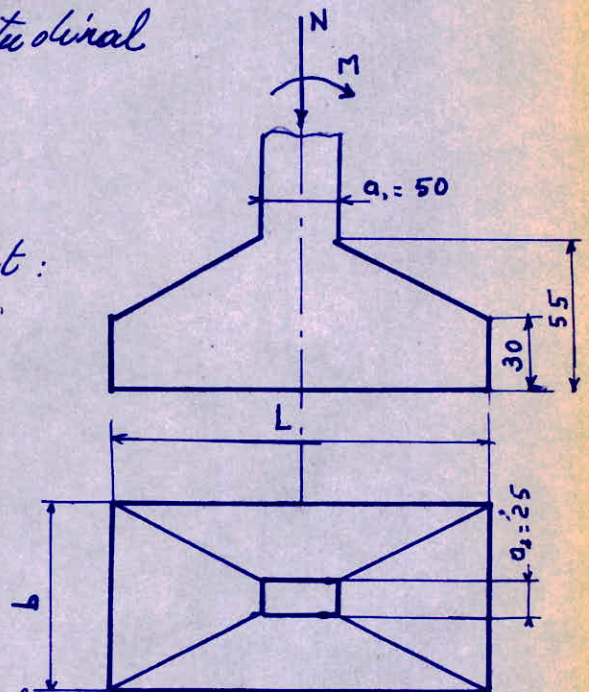


Tableau de calcul

Sollicité	N (t)	M (tm)	b (cm)	L (cm)	$\frac{L-a}{4}$ (cm)	R (t)	e (cm)	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4}$	R'	M <sub>cc</sub> (ton)	F <sub>br</sub> (t)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )
1 <sup>re</sup> genre	82	11,11	200	260	52,5	87,2	12,74	2,17	1,18	1,94	104	25,39	-	22 (11T16)	1354 (10T14)
2 <sup>e</sup> genre	53,71	15,91	200	260	52,5	58,91	27	1,84	0,43	1,49	-	-	-	-	-

3) Fondations de rive et d'angle (S<sub>1</sub>, S<sub>4</sub>)

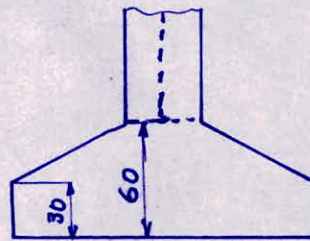
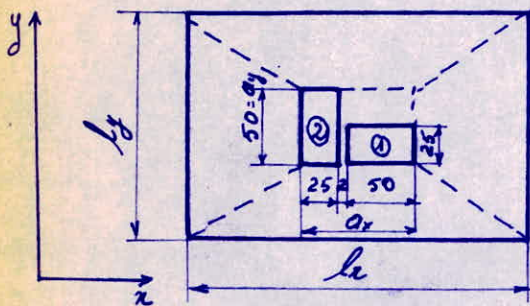
Les charges revenant à ces fondations sont faibles.

On prendra des semelles de 130 x 130 avec un ferrillage minimum de 6 T<sub>8</sub> dans les 2 sens.

4) Fondations avec joint de dilatation

Le calcul est analogue à celui du B<sup>1</sup> A.

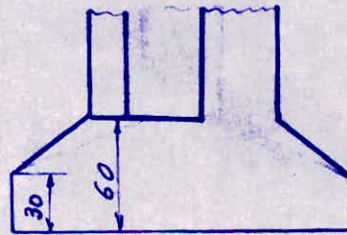
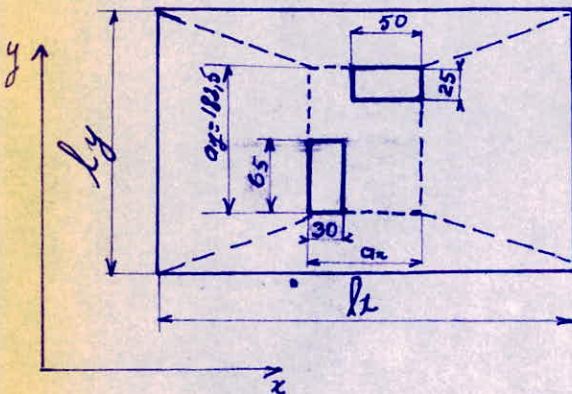
1<sup>er</sup> cas: (S<sub>7</sub>)



$$\begin{cases} N_2 = 25 \text{ t} \\ M_{x_1} = 0 \\ M_{y_1} = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_2 = 43,17 \text{ t} \\ M_{x_2} = 0 \\ M_{y_2} = 7 \text{ tm} \end{cases}$$

2<sup>e</sup> cas (S<sub>6</sub>)



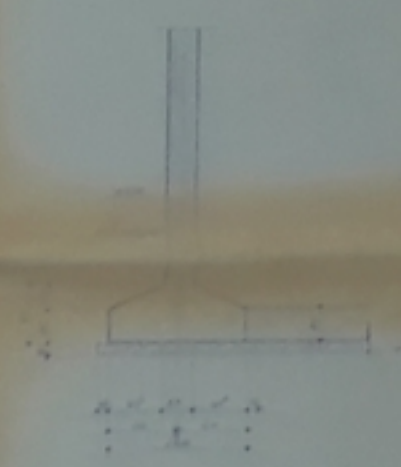
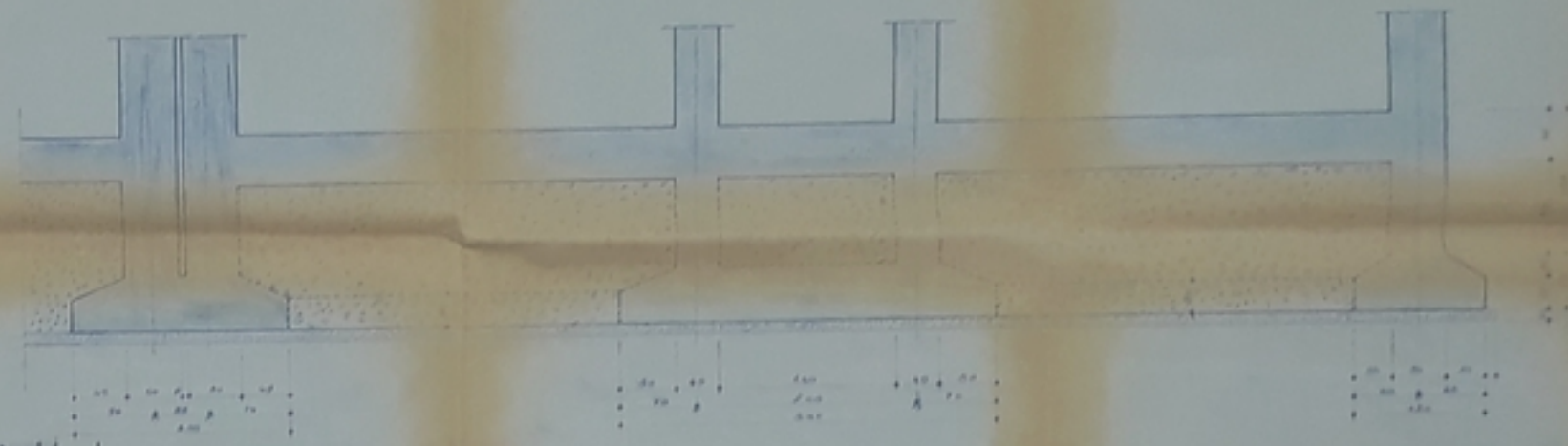
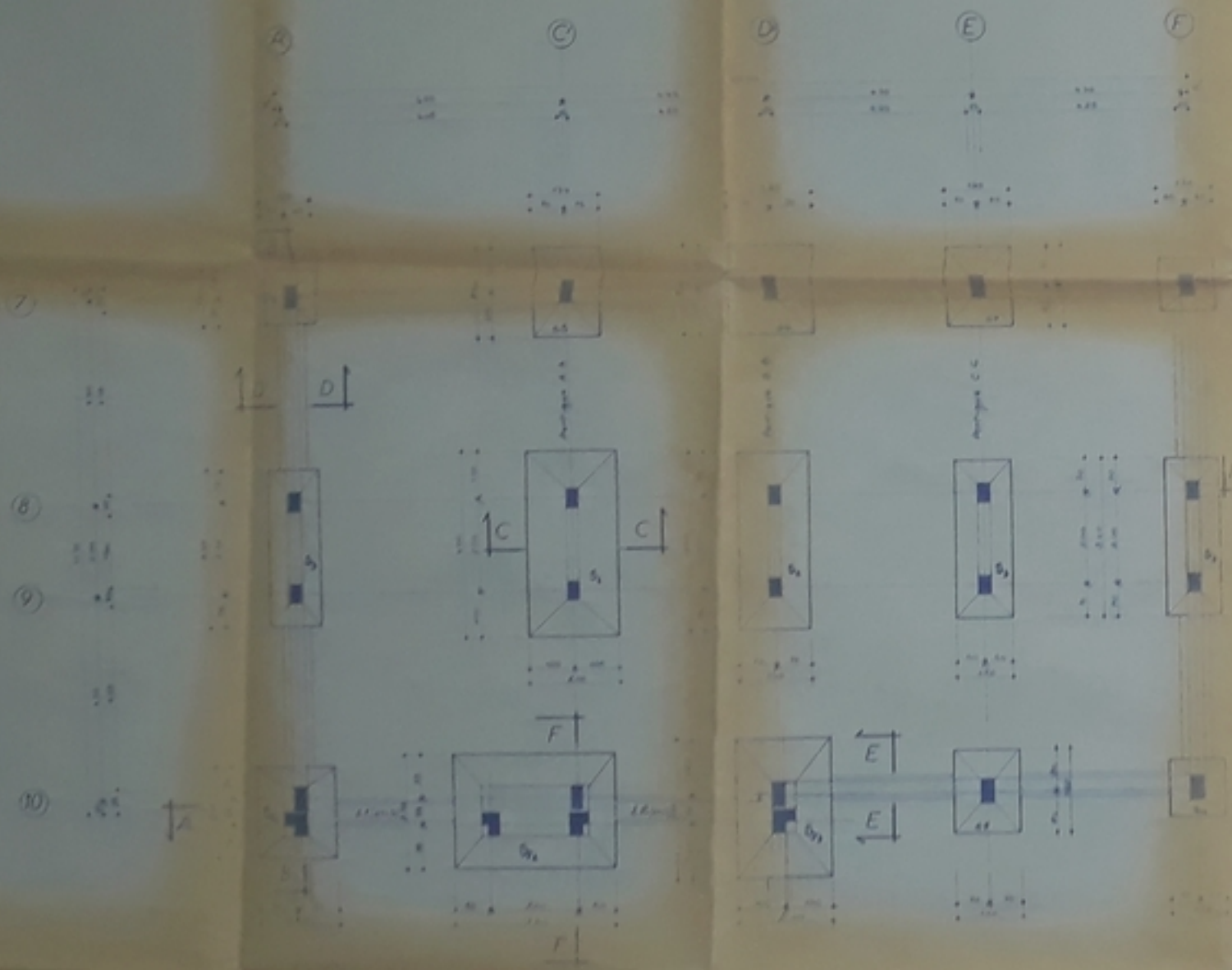
$$\begin{cases} N_2 = 86 \text{ t} \\ M_{x_1} = 11,11 \text{ tm} \\ M_{y_1} = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_2 = 95 \text{ t} \\ M_{x_2} = 0 \\ M_{y_2} = 0 \end{cases}$$

Cas	l <sub>x</sub> cm	l <sub>y</sub> cm	R (t)	M <sub>x</sub> (tm)	M <sub>y</sub> (tm)	√R kg/cm <sup>2</sup>	√M <sub>x</sub> kg/cm <sup>2</sup>	√M <sub>y</sub> kg/cm <sup>2</sup>	ΣT <sub>c</sub>	F <sub>Exz</sub> (t)	F <sub>Eyz</sub> (t)	A <sub>x</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>y</sub> (cm <sup>2</sup> )
1 <sup>er</sup> cas	180	250	75	0	7	1,67	0	0,37	204	47,9	38	6,4 (1AT8)	13,6 (10T14)
2 <sup>e</sup> cas	360	300	196	11,11	0	1,81	0,17	0	1,98	133	53,5	47,5 (24T16)	19,1 (17T12)

Bibliographie :

- Règles CCBA 68
- Règles para-sismique (PS 69)
- Calcul et vérification des ouvrages en B.A (P. Charon)
- Traité de béton armé (tome IV) (A. GUERRIN)
- Ossatures de bâtiment (A. Fuentes)
- Erreurs à éviter en béton armé (P. Charon)

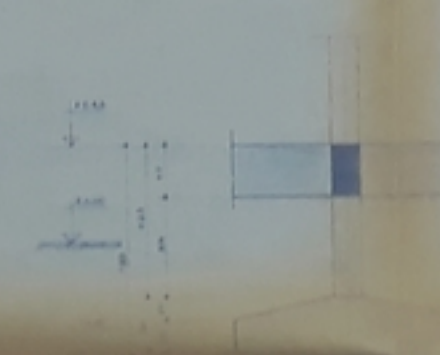


Coupe C-C

Coupe D-D

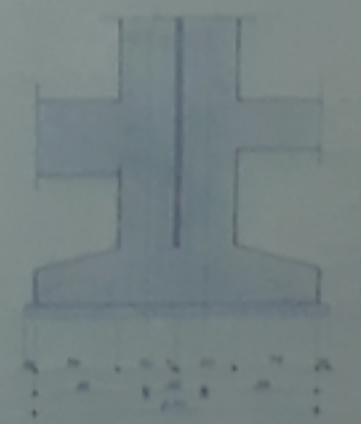
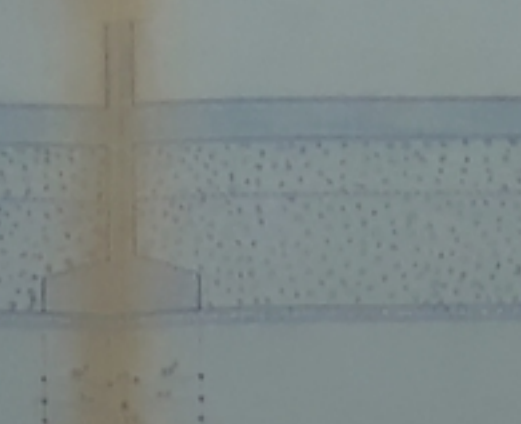
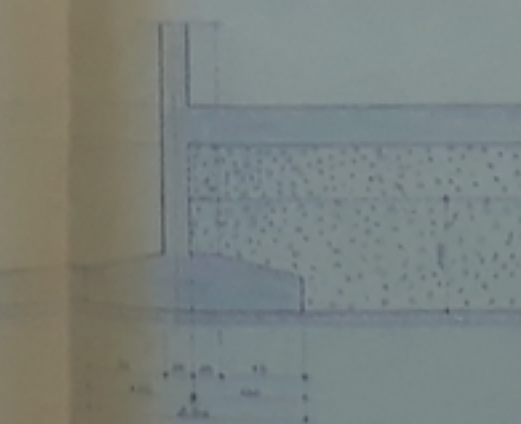
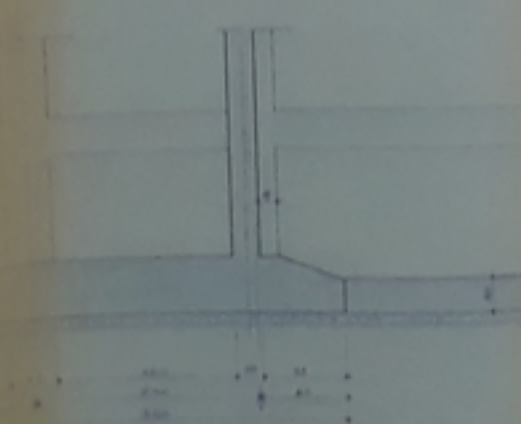
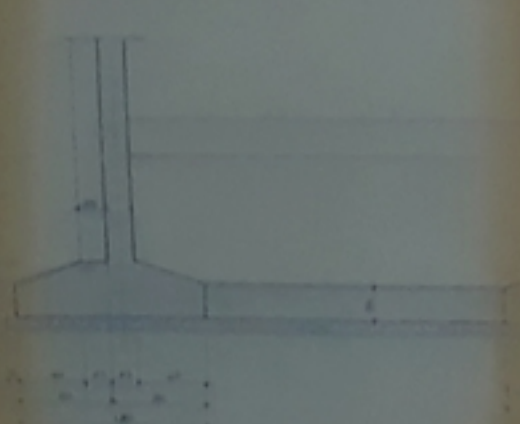
Coupe E-E

Coupe H-H



Coupe A-A ech: 125

Coupe F-F



183/11  
 Ecole Nationale Polytechnique d'Alger  
 Projet de fin d'études  
 Département Bâtiment industriel (B1A)  
 Coffrage fondations  
 ENPA  
 Laboratoire

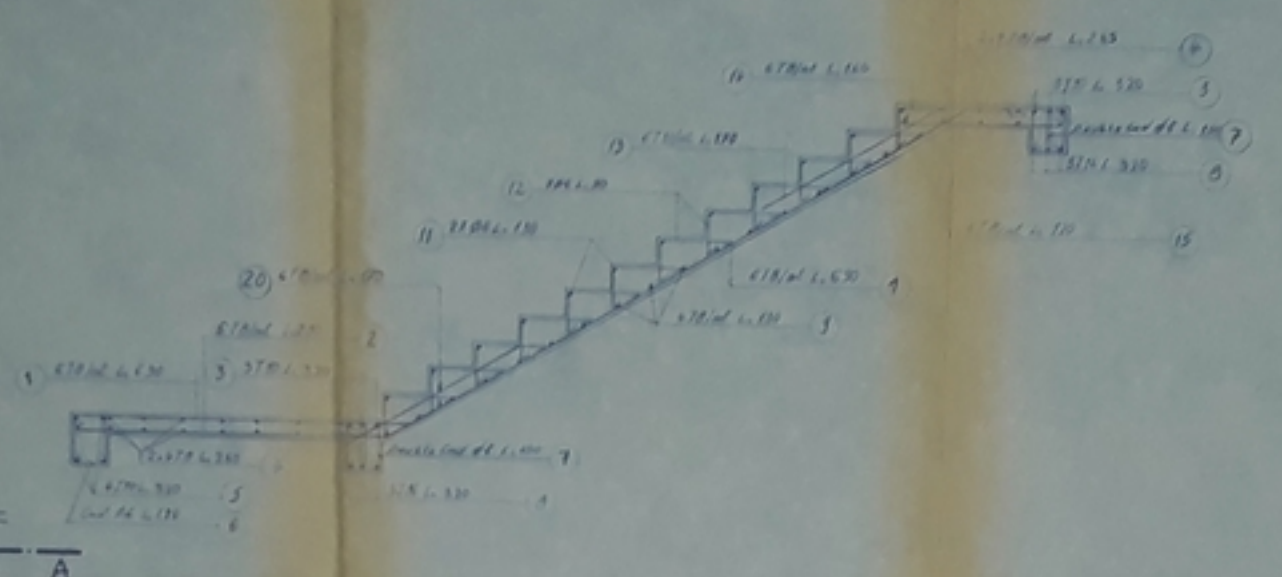




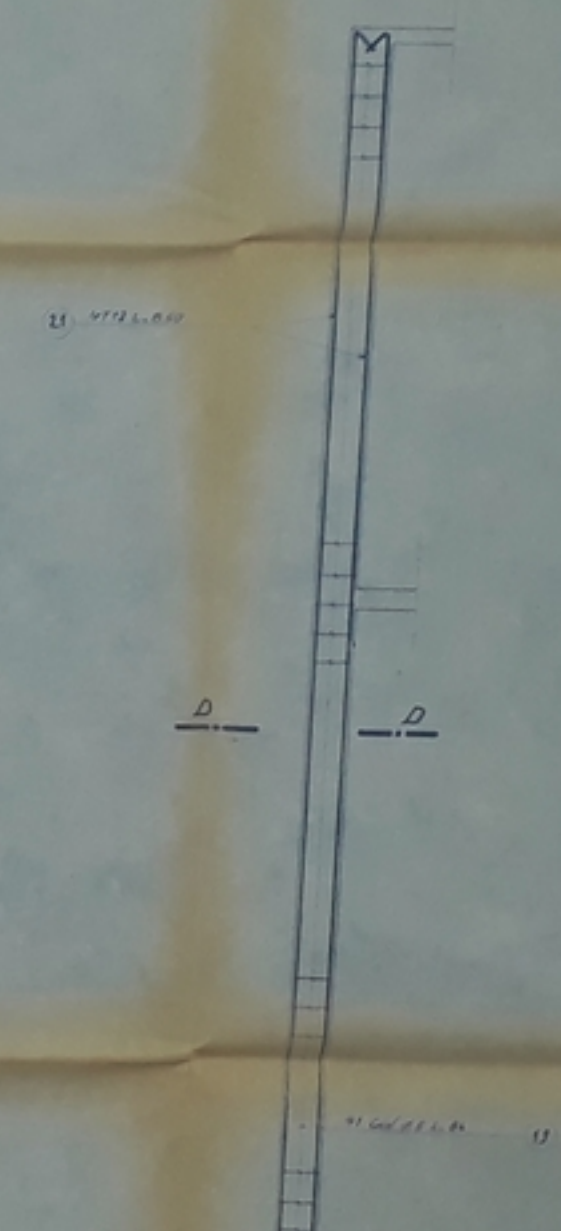
Vue En Plan



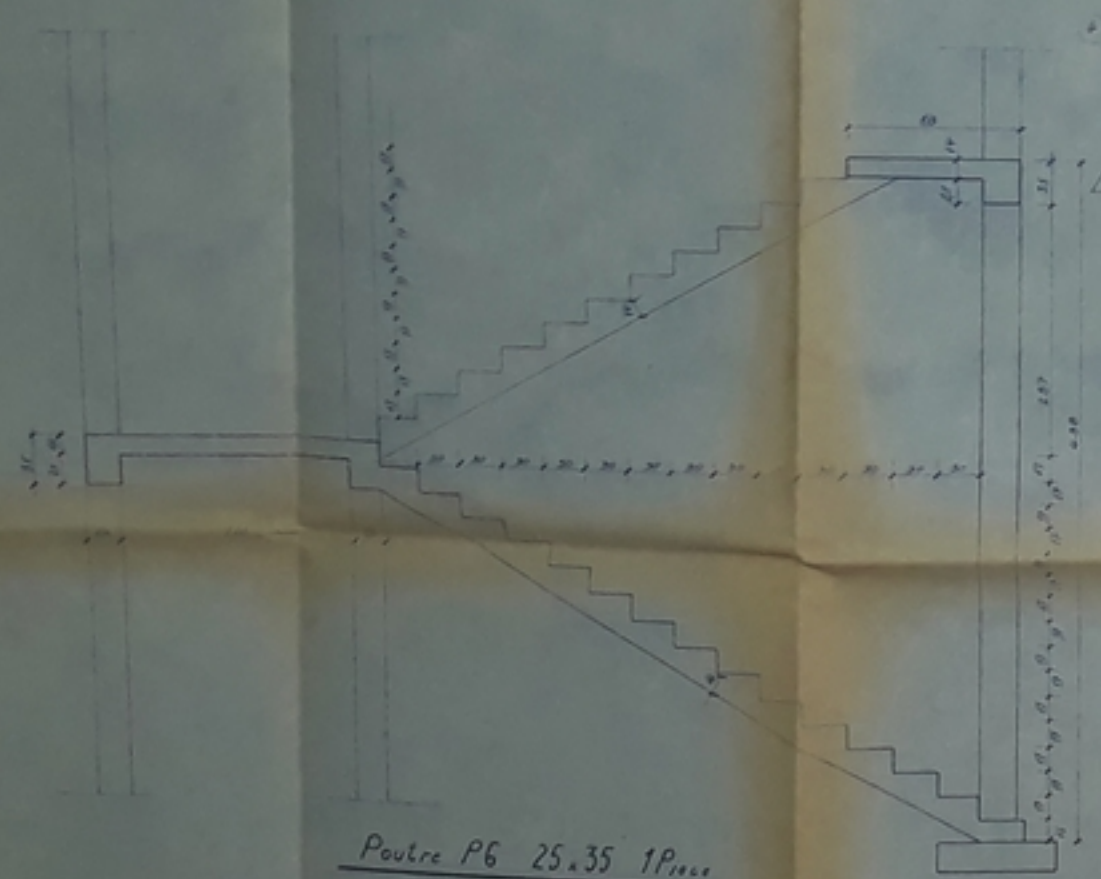
Ferraillage De La Volée 2



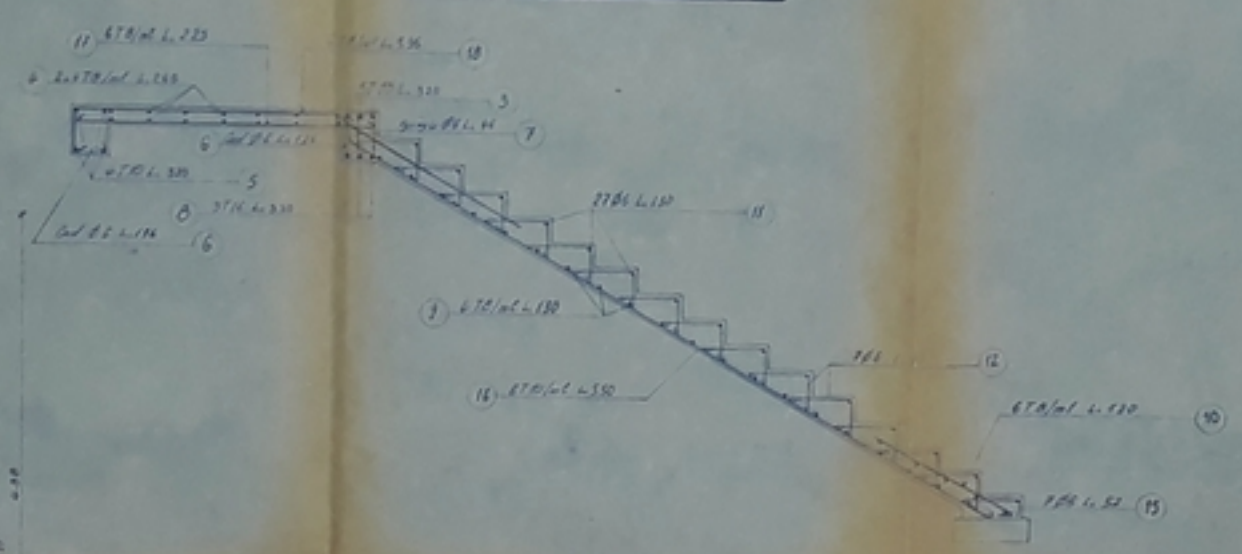
Poteau 25x20 3 Pieces



Coupe A.A



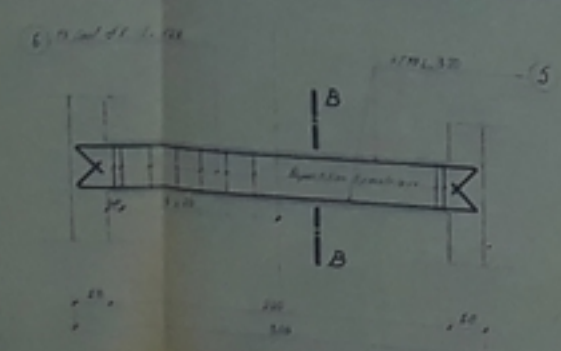
Ferraillage De La Volée 1



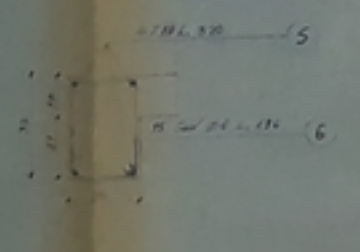
Coupe C.C



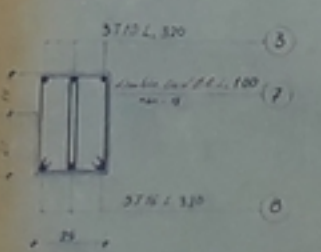
Poutre P6 25x35 1 Piece



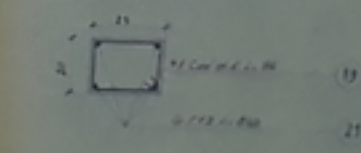
Coupe B.B



Poutre P6' 25x35 2 Pieces



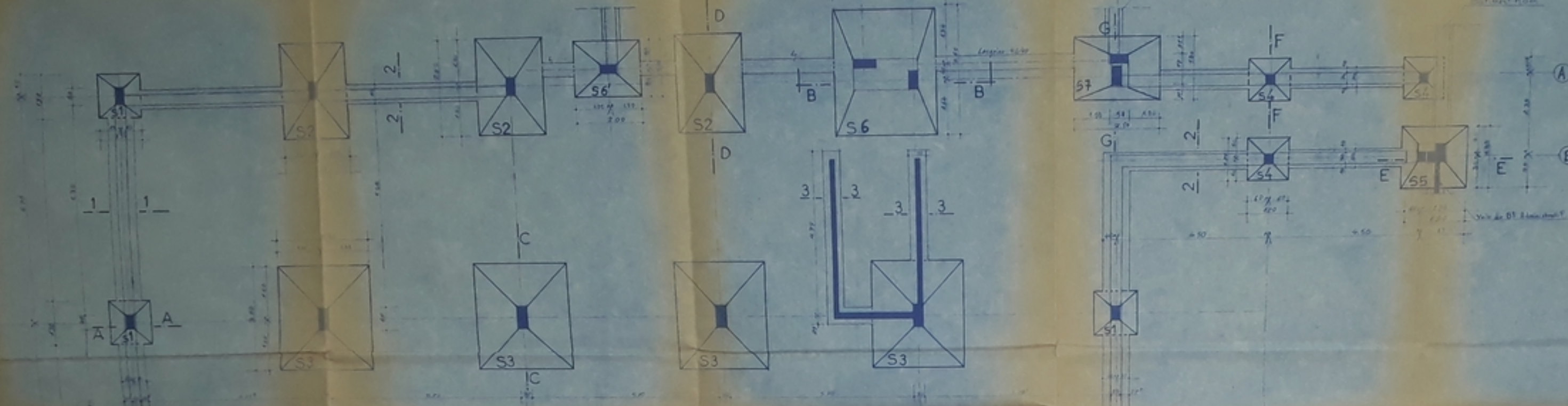
Coupe D.D



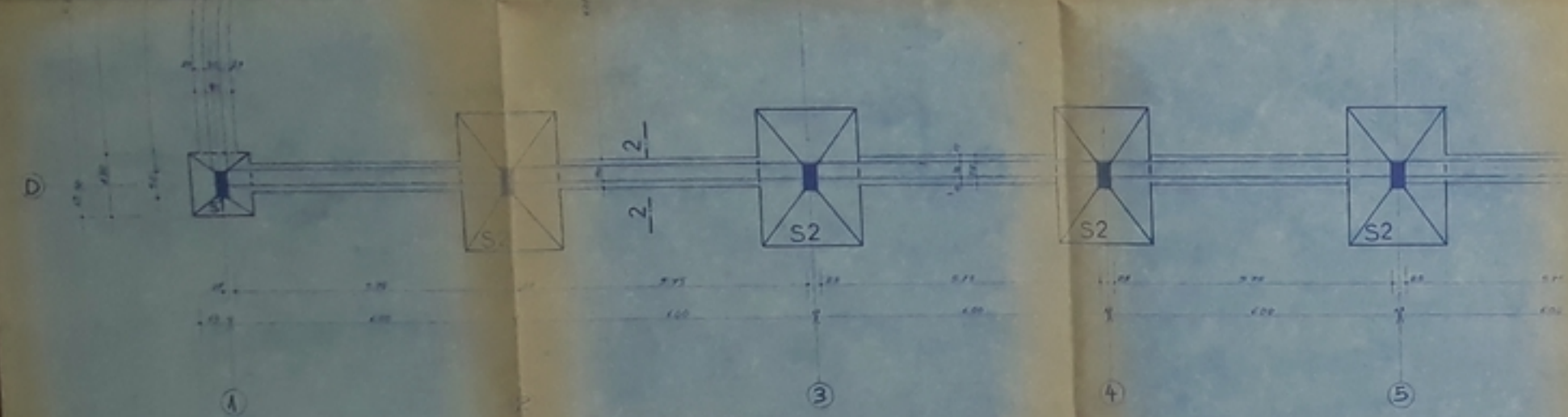
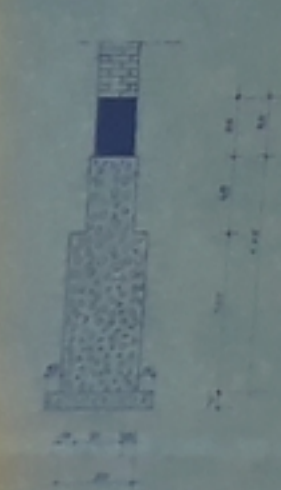
UNIVERSITE D'ALGER  
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER  
 BATIMENT ADMINISTRATIF (B.A.)  
 COFFRAGE - FERRAILLAGE  
 ESCALIERS - POUTRES - POTEAU

Director: M. SAAD  
 Deputy Director: M. SAAD  
 Chief of Service: M. SAAD

PLAN EN PLAN - FONDATION



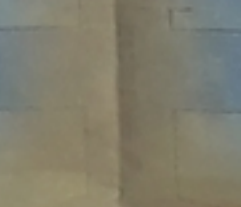
COUPE 2.C



COUPE A.A



COUPE C.C



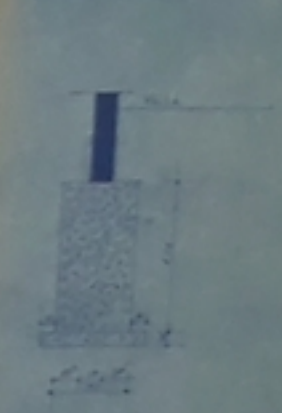
COUPE D.D



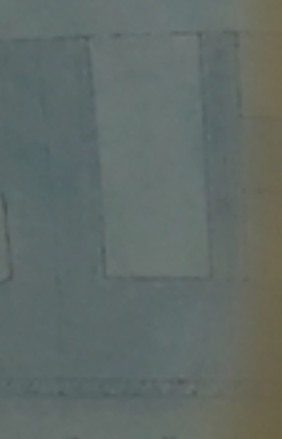
COUPE 1.1



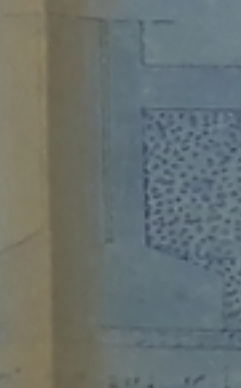
COUPE 3.3



COUPE B.B



COUPE G.G



COUPE F.F



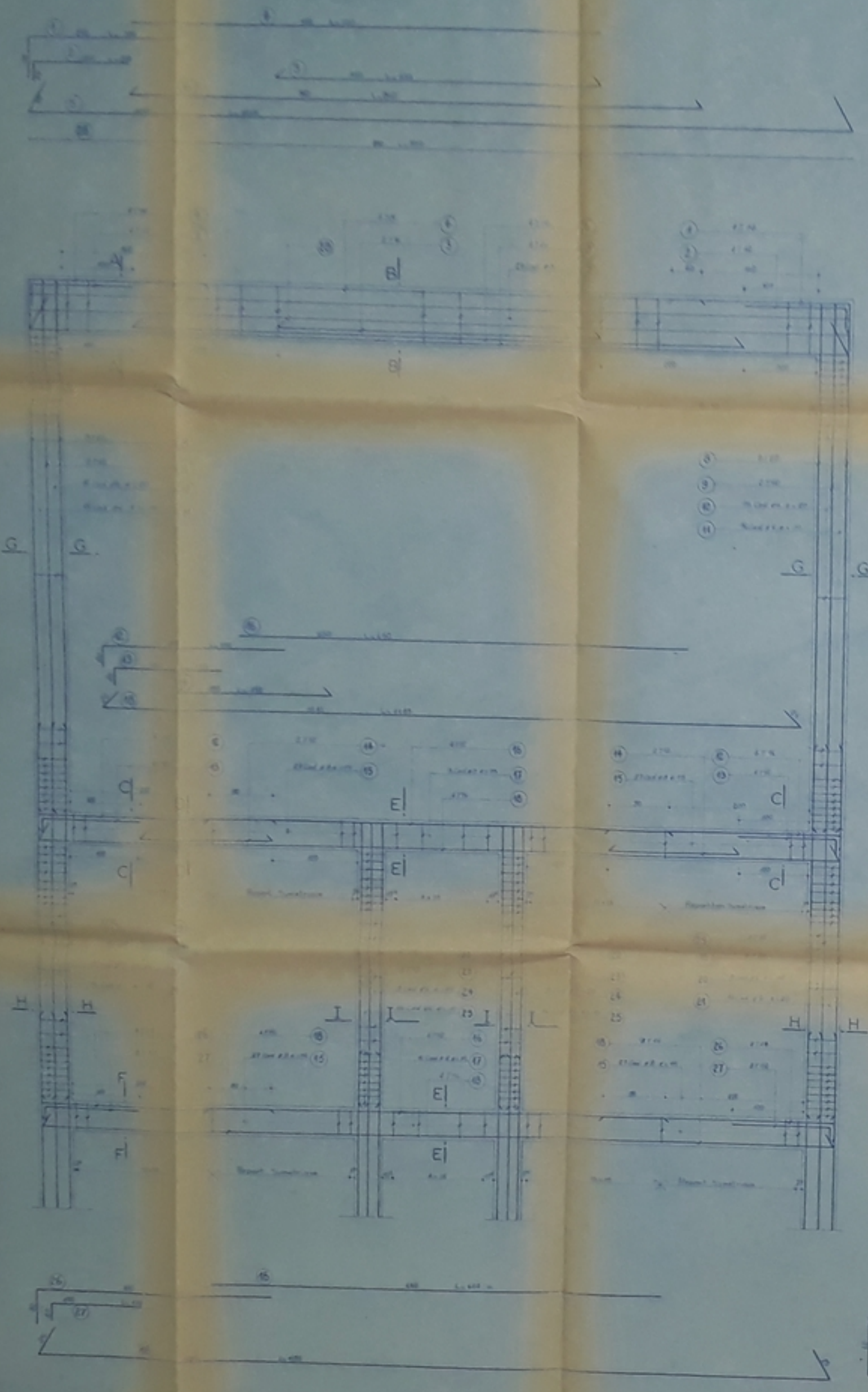
COUPE E.E



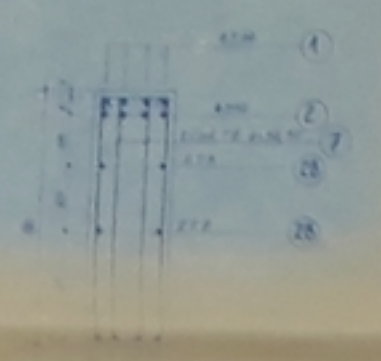
UNIVERSITE D'ALGER  
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER  
 PROJET DE FIN D'ETUDES  
 BATIMENT LABORATOIRE (B.L.B.)  
 PLAN DE FONDATION COEUVAGE

EN.P.A.

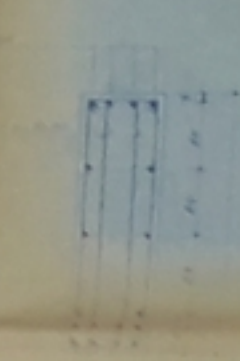
PORTIQUE-CC-



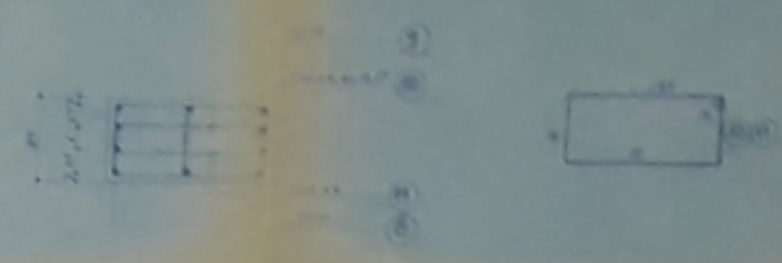
-COUPE-AA-



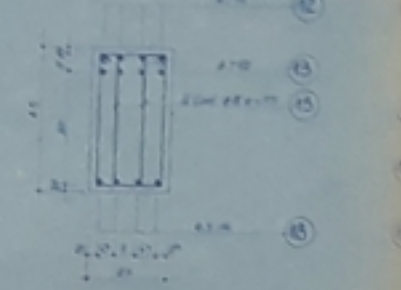
-COUPE-BB-



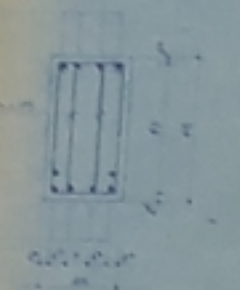
-COUPE-GG-



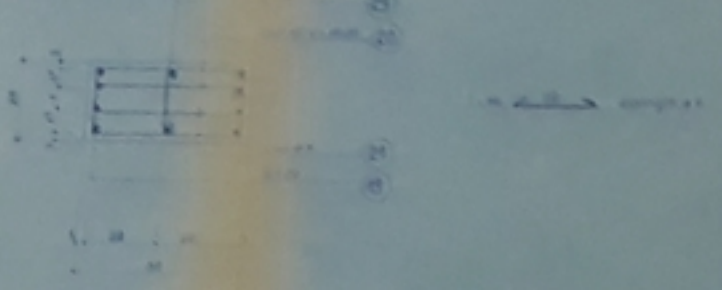
-COUPE-CC-



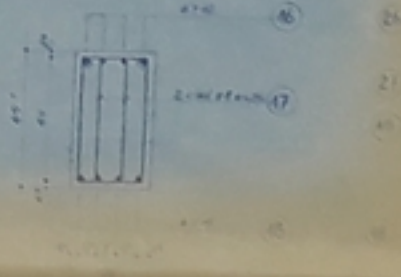
-COUPE-DD-



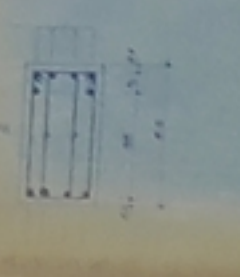
-COUPE-HH-



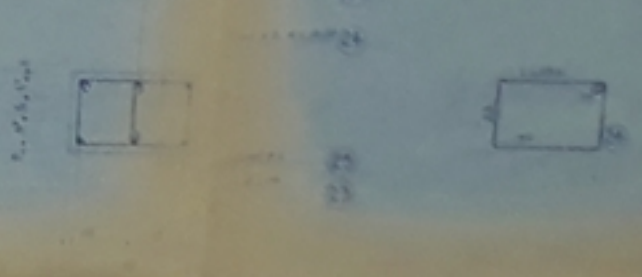
-COUPE-EE-



-COUPE-FF-

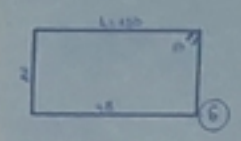
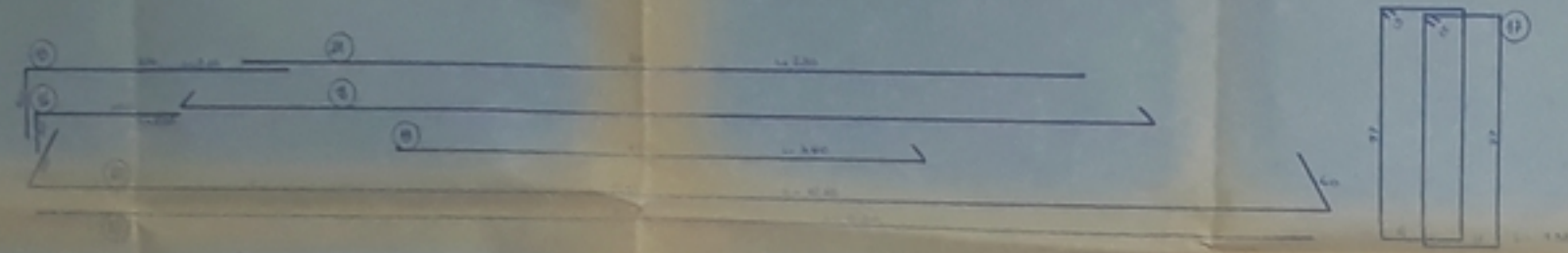


-COUPE-II-

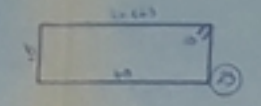


Université d'Alger  
 Ecole Nationale Polytechnique d'Alger  
 BATIMENT ADMINISTRATIF (B1A)  
 COFFRAGE FERRAILLAGE  
 PORTIQUE CC  
 DIRIGE PAR :  
 ING. GHARIBI NEJIB  
 Maître assistant à l'ENPA  
 ENPA  
 Laboratoire Sonpex

PORTIQUE A-B

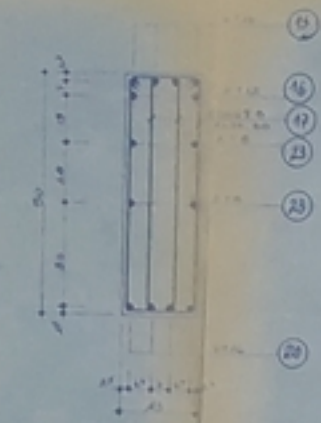
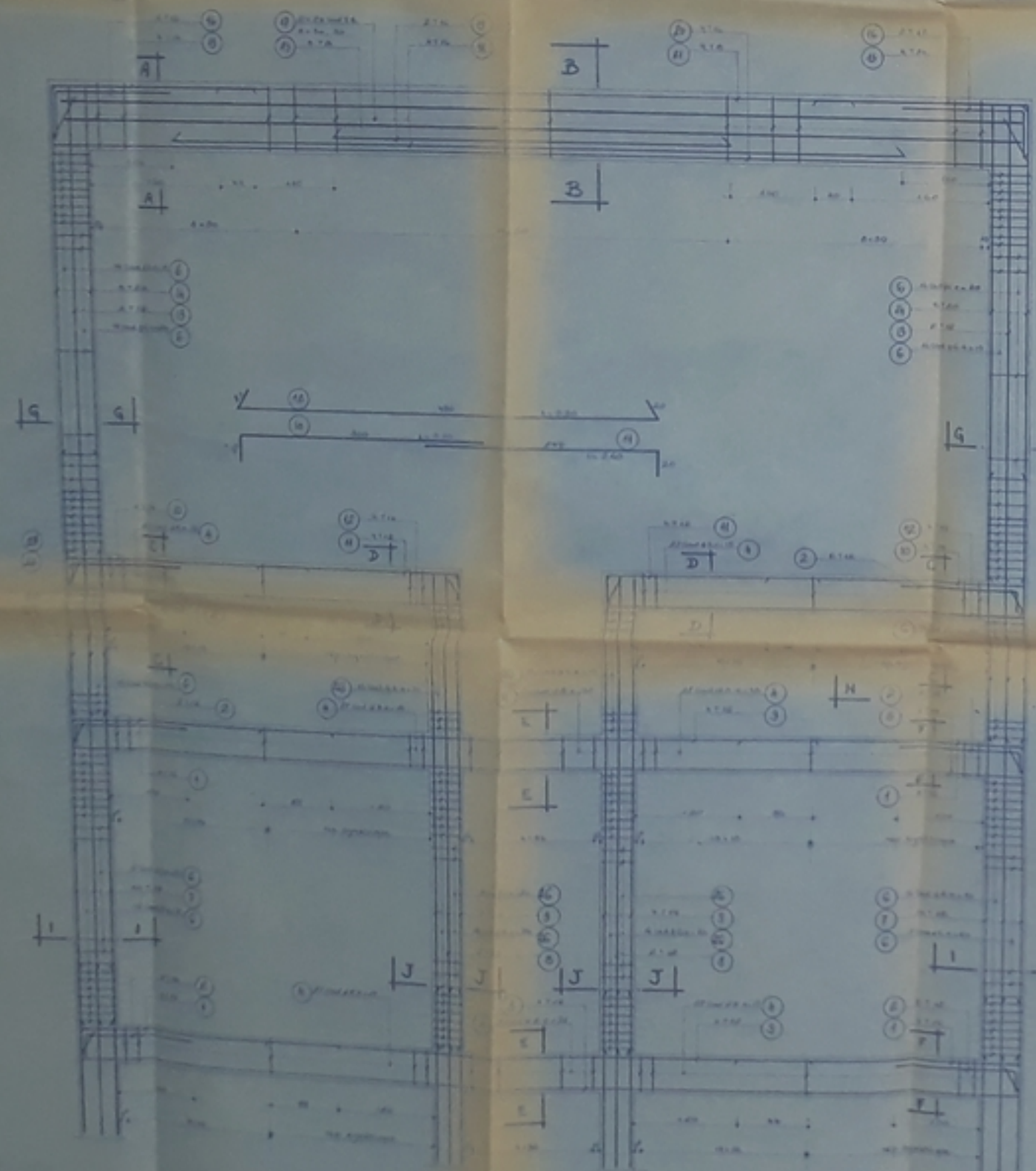


Coupe A-A

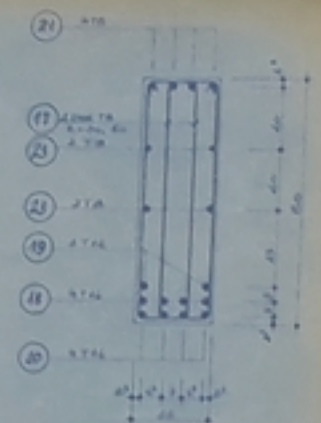


Coupe B-B

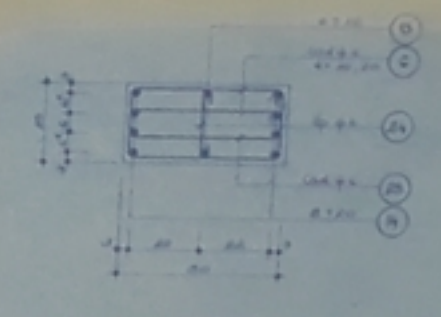
Coupe G-G



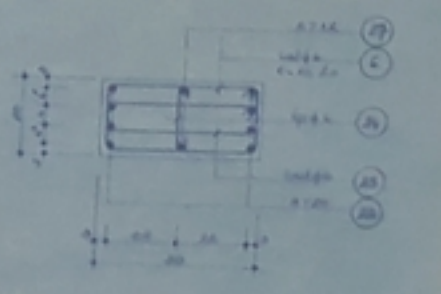
Coupe C-C



Coupe D-D



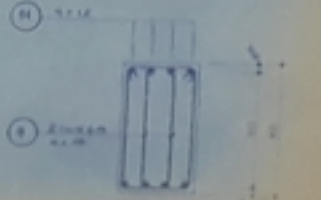
Coupe H-H



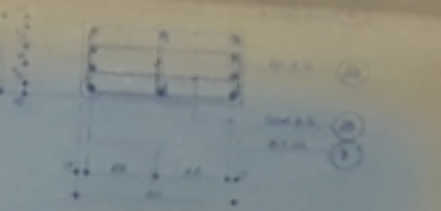
Coupe I-I



Coupe E-E



Coupe F-F



Coupe J-J

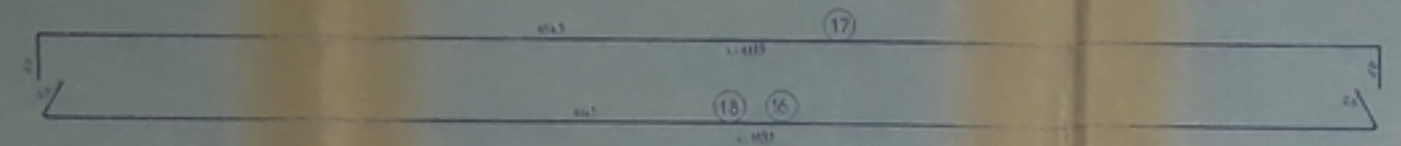
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER  
PROJET DE FIN D'ETUDES

RESUMATION - BATIMENT ADMINISTRATIF  
(07/1)

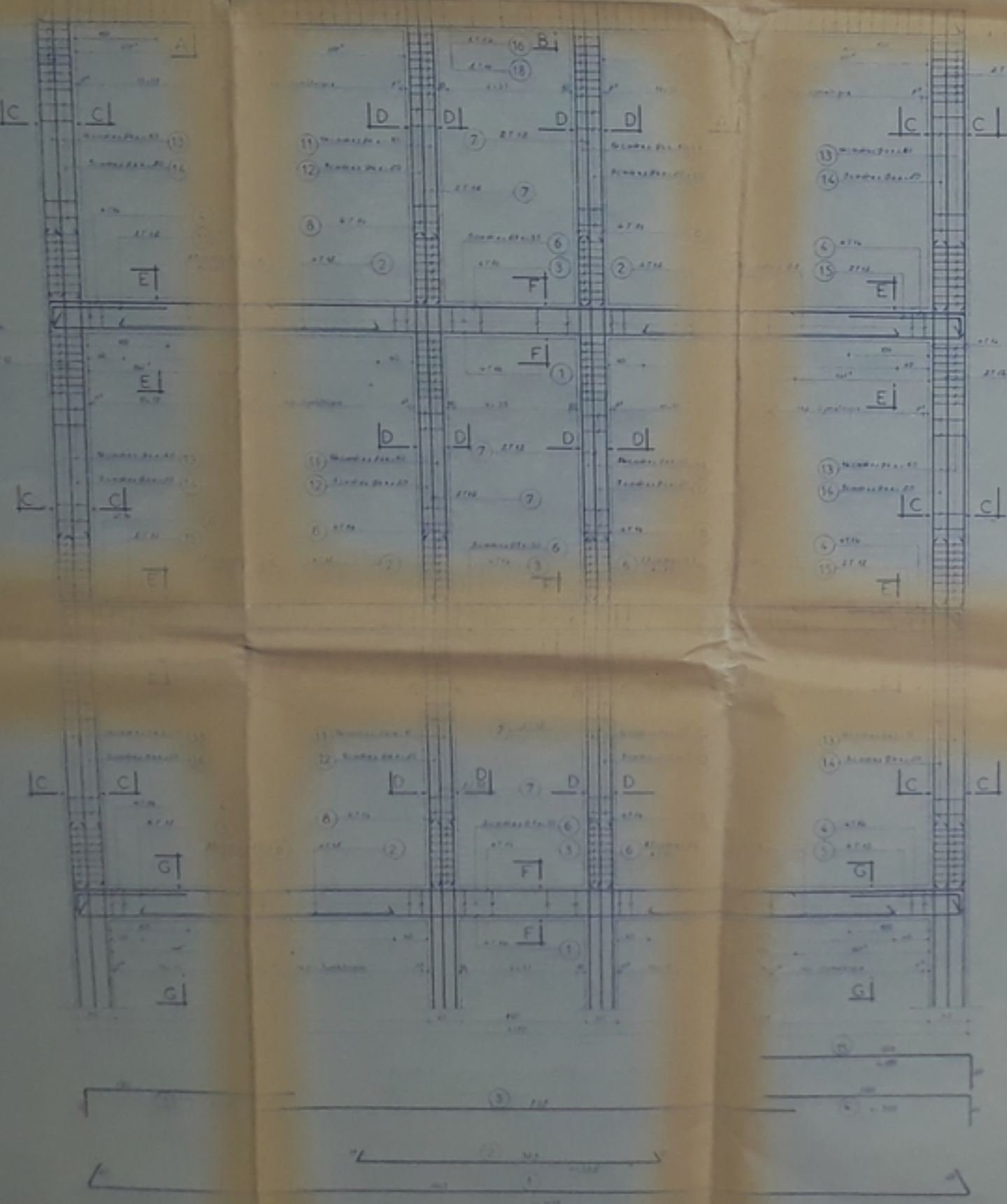
PROFESSEUR EN CHARGE: M. SAAD  
M. SAAD  
M. SAAD

EN.PA

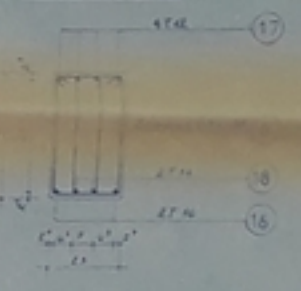
LABORATOIRE  
3011 P.C.



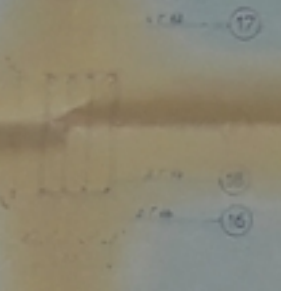
PORTIQUE A A



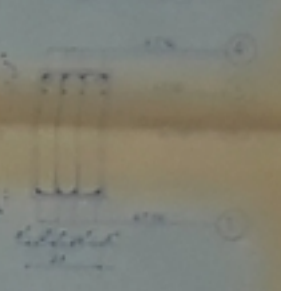
COUPE B-B



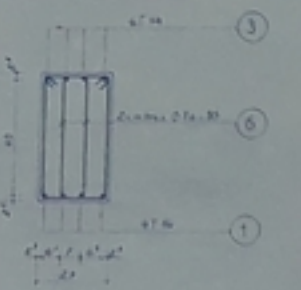
COUPE A-A



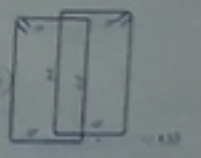
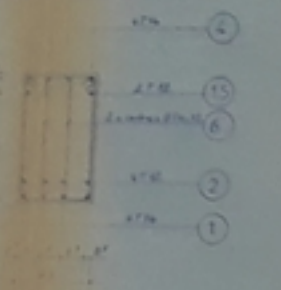
COUPE G-G



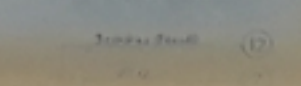
COUPE F-F



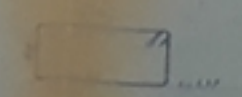
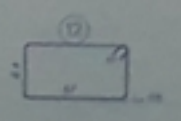
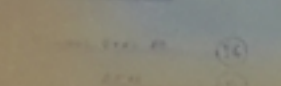
COUPE E-E



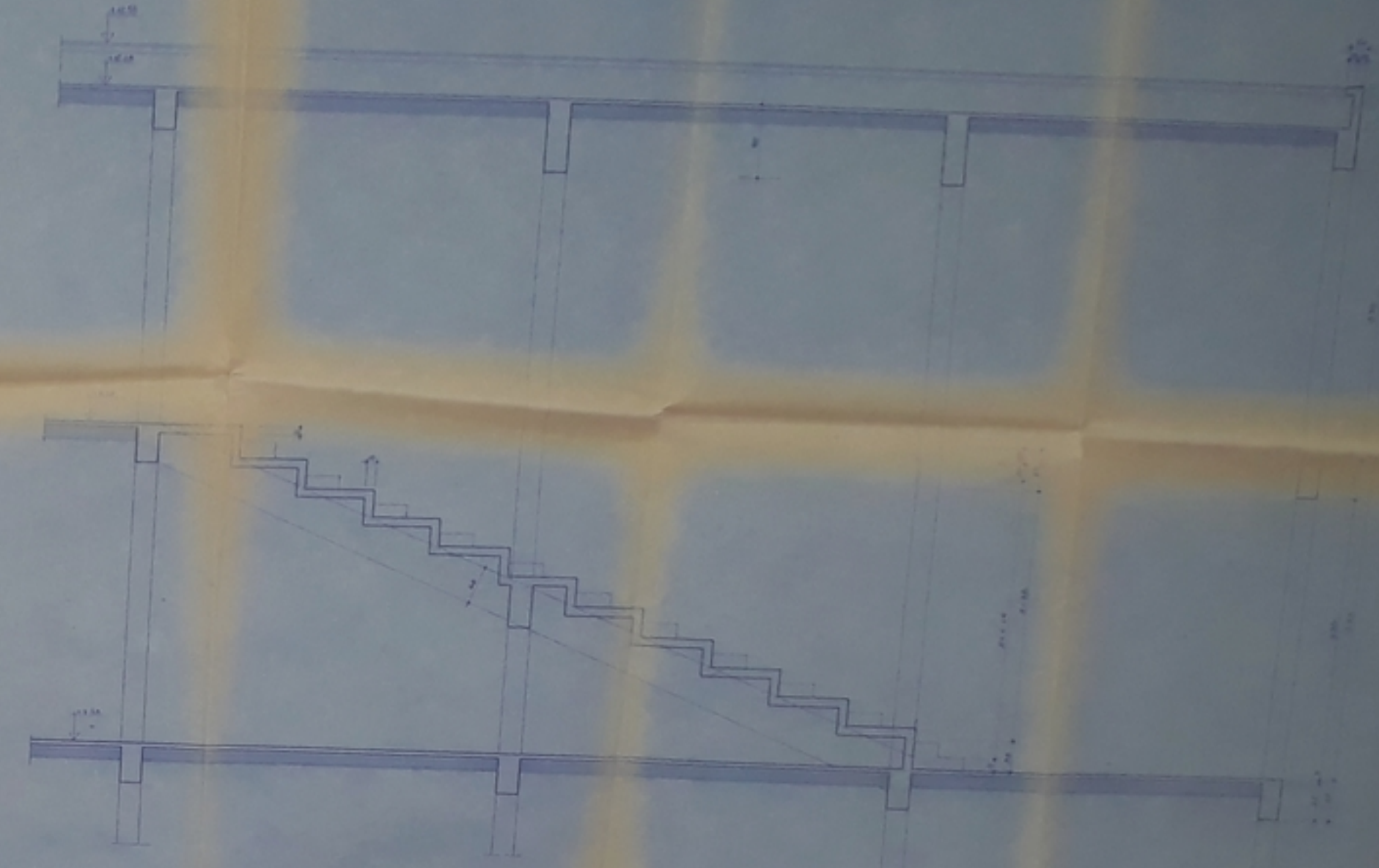
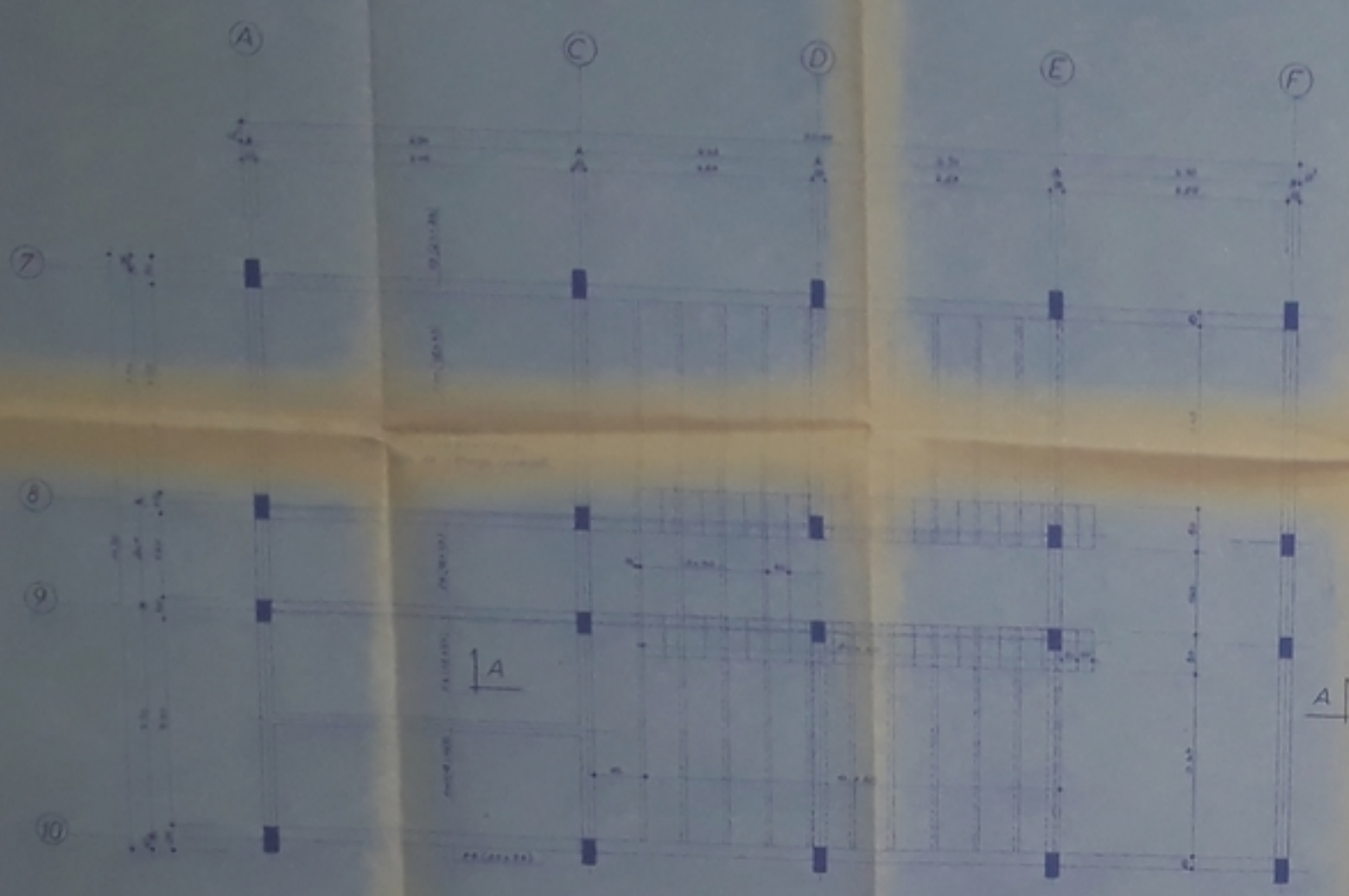
COUPE D-D



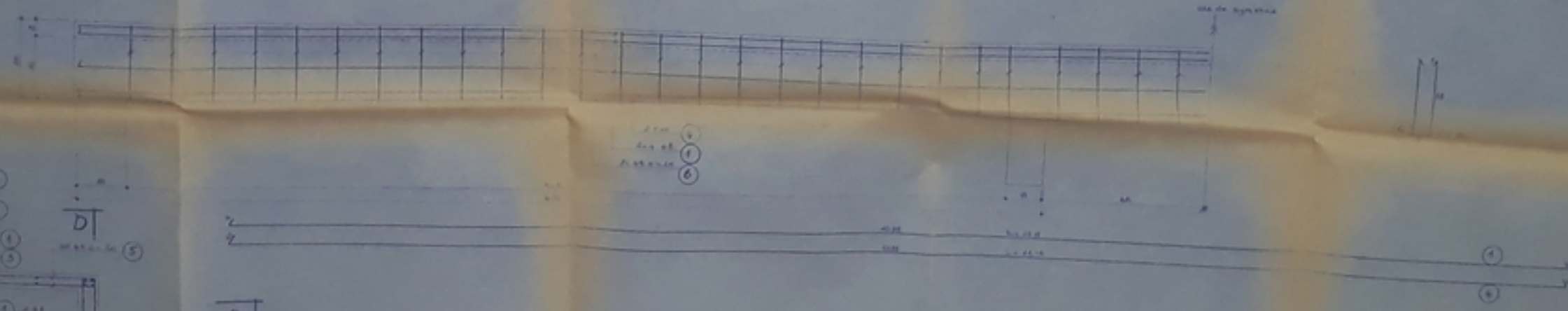
COUPE C-C



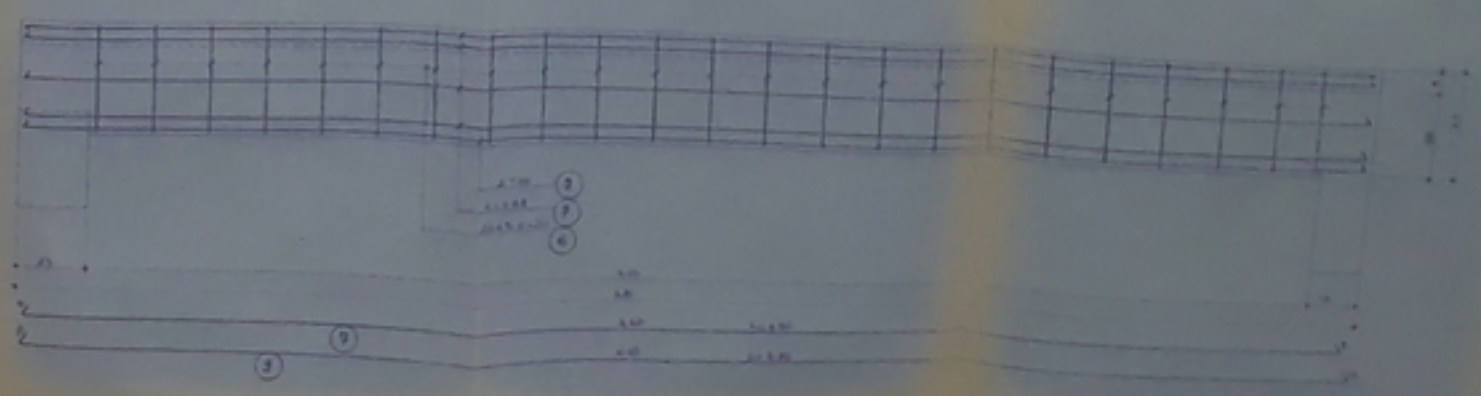
INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE  
 PROJET DE FIN D'ETUDES  
 BATIMENT ADMINISTRATIF (D'A)  
 COUPE FERRAILLAGE PORTIQUE A A  
 EN P A C  
 LABORATOIRE  
 BONIPEC



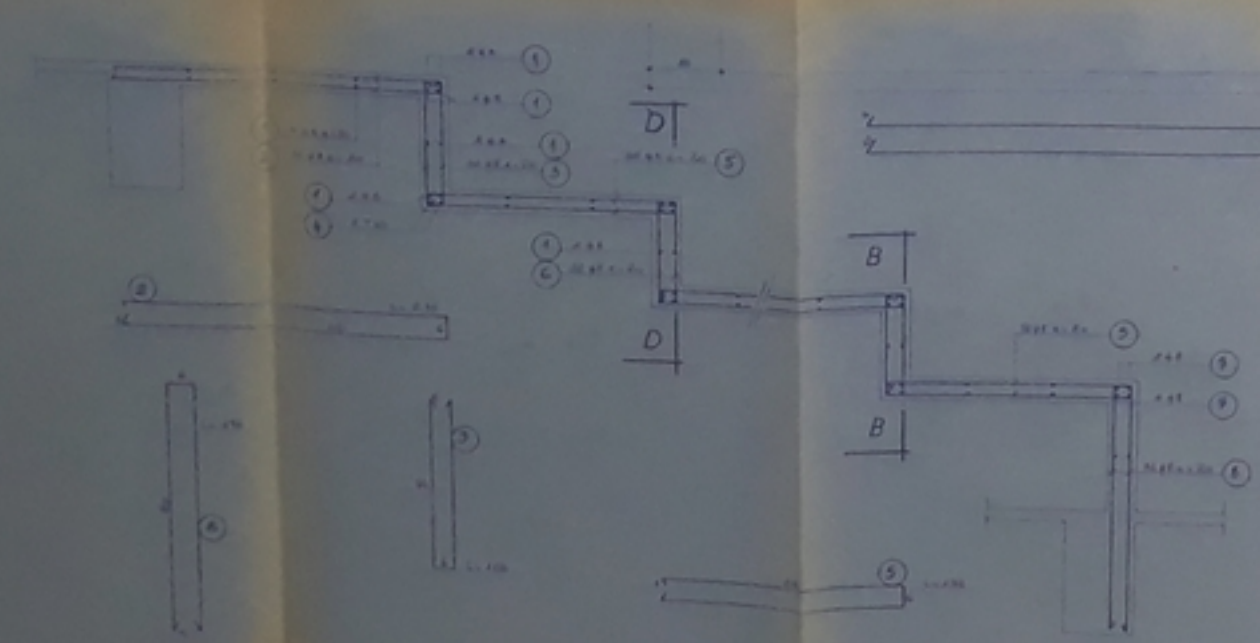
Coupe D-D



Coupe B-B

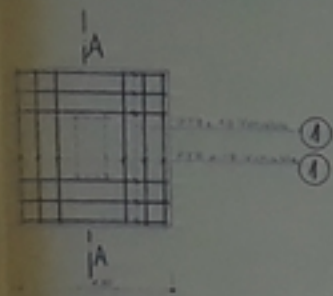


Carrelage de

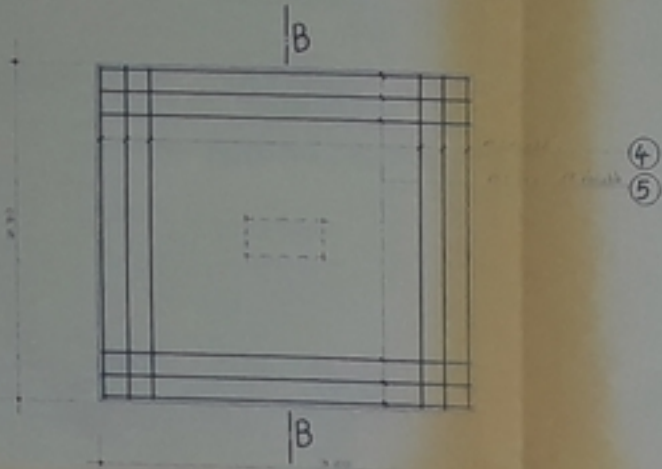


Ecole Nationale Polytechnique d'Alger  
 Projet de fin d'études  
 Désignation: Bâtiment Administratif  
 Coffrage ferrallé de l'arrondissement  
 ENPA  
 Laboratoire

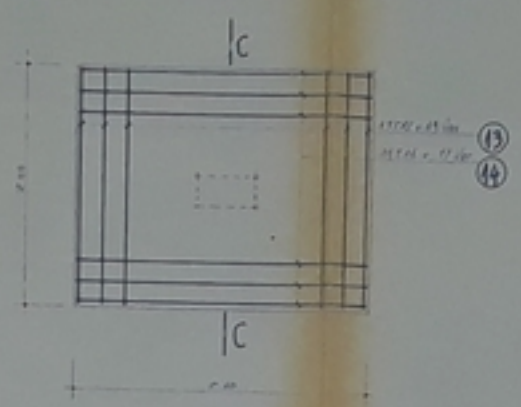
SEMELLE TYPE 1 - Nbre de Pièces 5



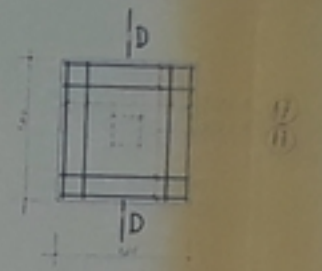
SEMELLE TYPE 3 - Nbre de Pièces 4



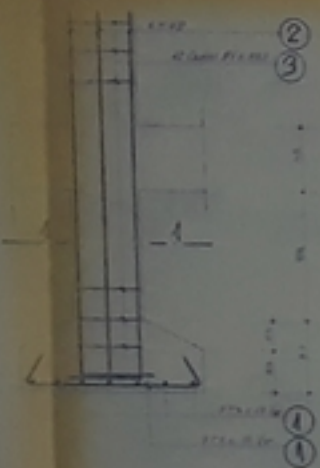
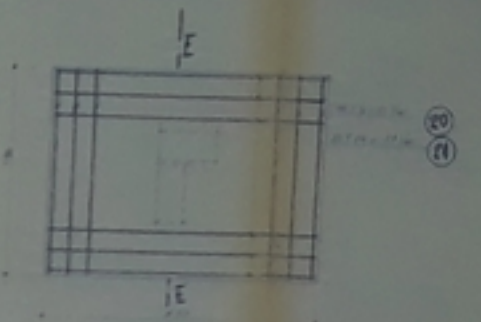
SEMELLE TYPE 2 - Nbre de Pièces 7



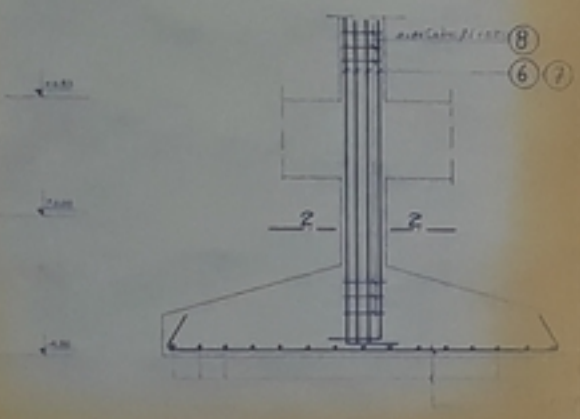
SEMELLE TYPE 4 - Nbre de Pièces 3



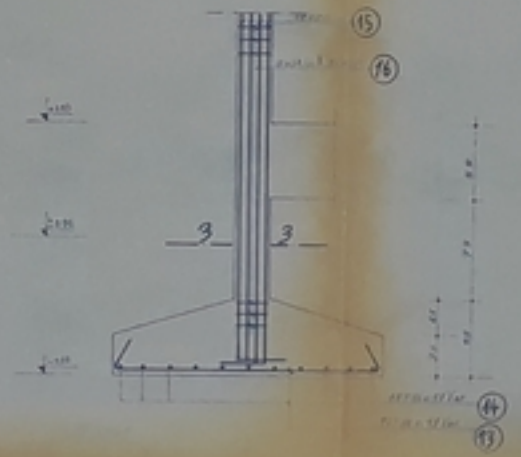
SEMELLE TYPE 7 - Nbre de Pièces 1



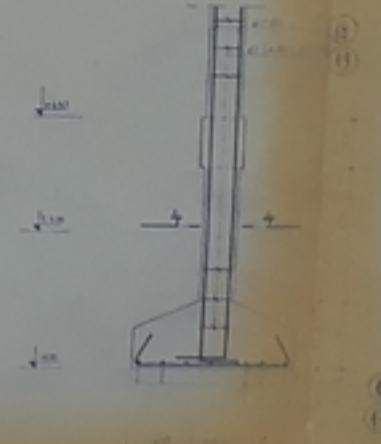
COUPE B-B



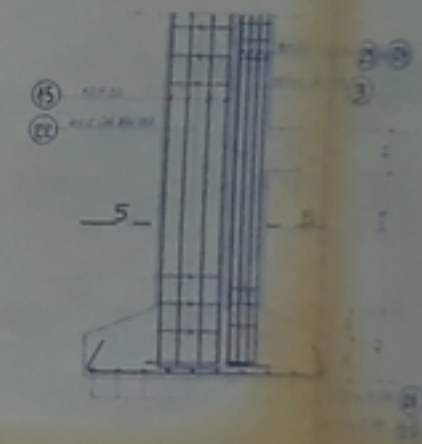
COUPE C-C



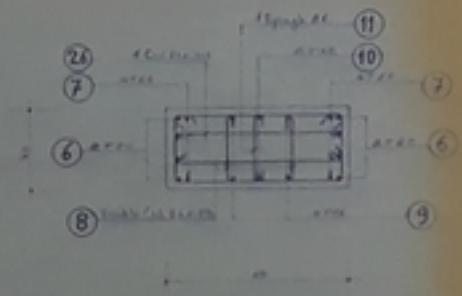
COUPE D-D



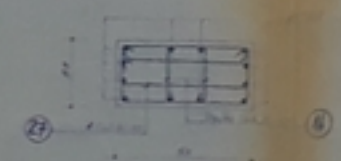
COUPE E-E



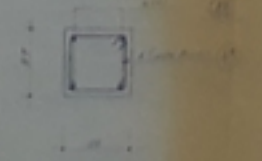
COUPE 2-2



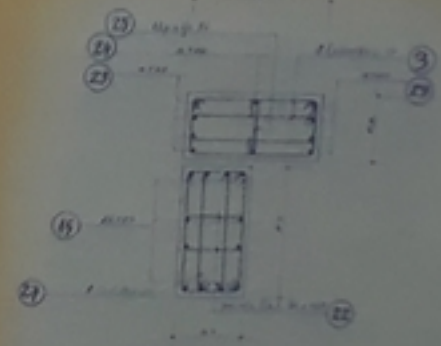
COUPE 3-3



COUPE 4-4

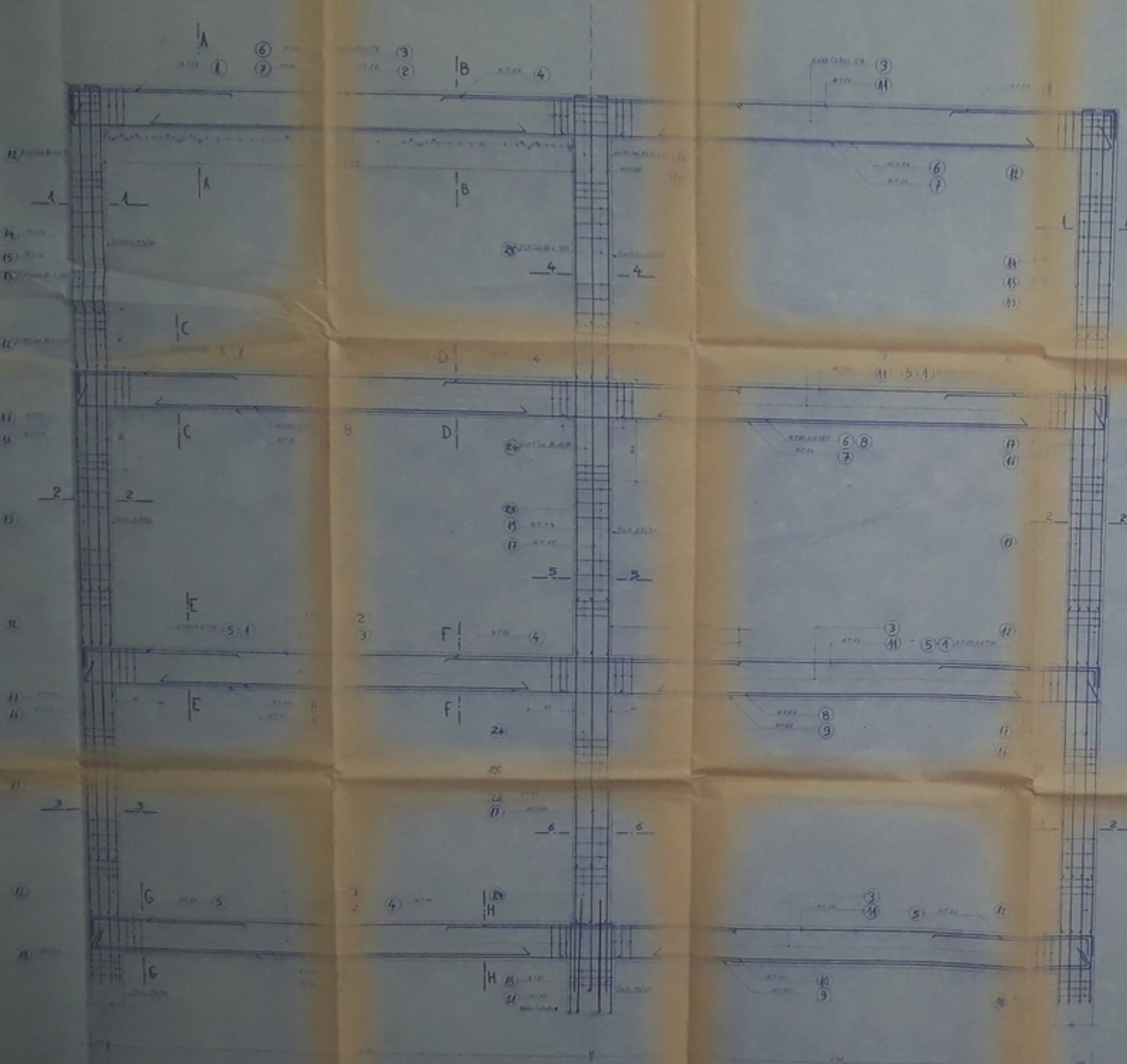


COUPE 5-5

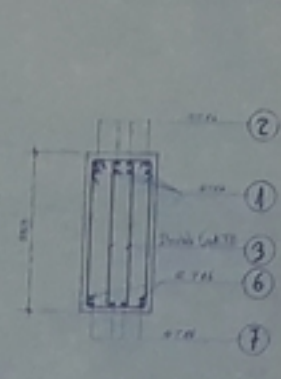


UNIVERSITE D'ALGER  
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER  
 PROJET DE FIN D'ETUDES  
 BATIMENT LABORATOIRE (R1)  
 FERRAILLAGE DES SEMELLES

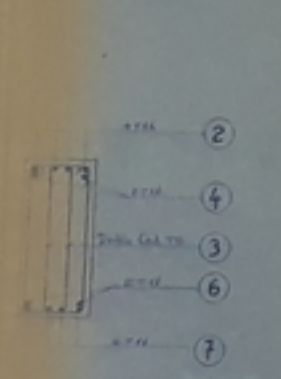
snéri



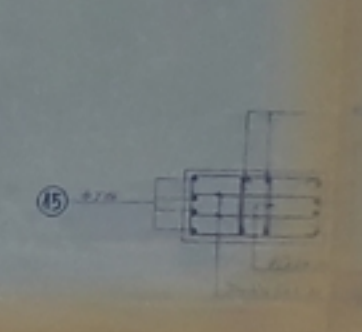
COUPE AA



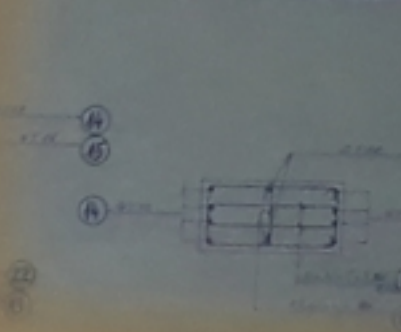
COUPE B.B



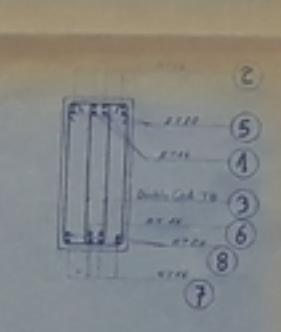
COUPE 1.1



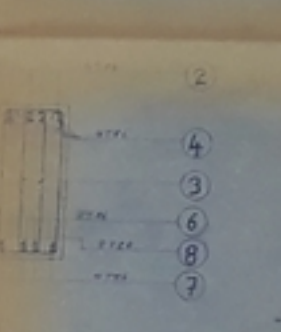
COUPE 4.4



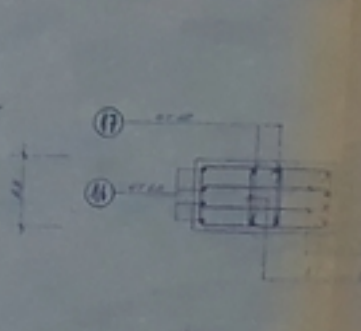
COUPE CC



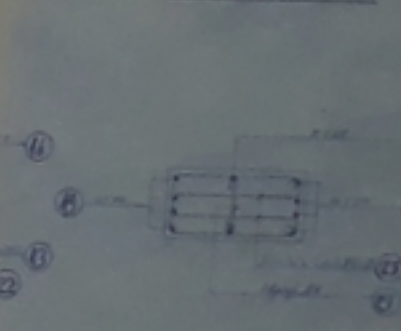
COUPE D.D



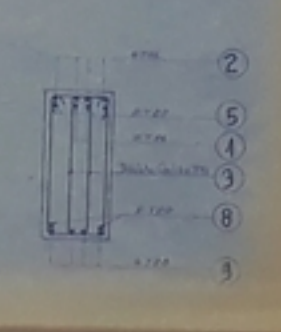
COUPE 2.2



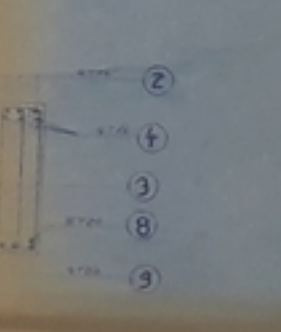
COUPE 5.5



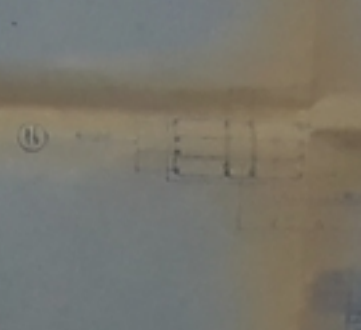
COUPE EE



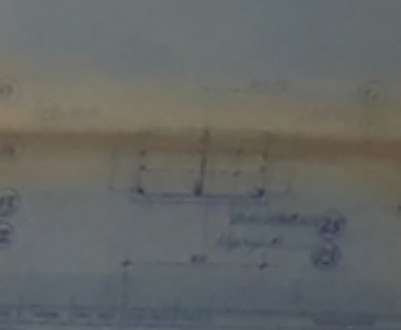
COUPE FF



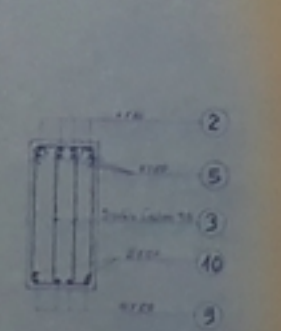
COUPE 3.3



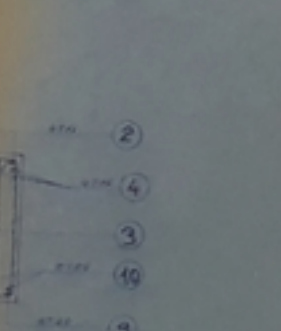
COUPE 6.6



COUPE GG



COUPE HH



Ecole Nationale Polytechnique d'Alger  
 Bâtiment Laboratoire (B.L.B.)  
 Coffrage Ferrallage, Béton Précontraint

DIRIGÉ PAR:  
 L'ING. ANTOINETTE BOUAFIA  
 ENTRE AINSI QU'ALCANTARA

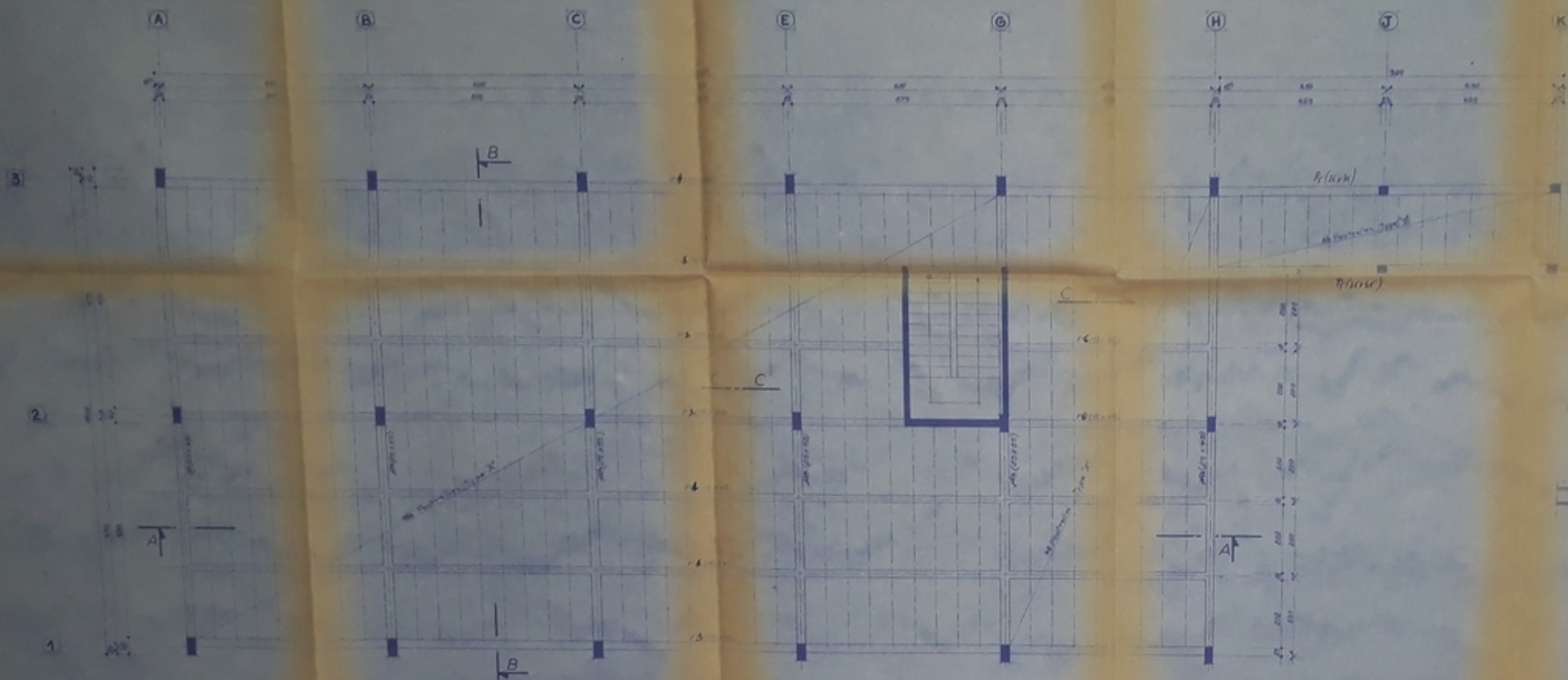
PRODUCE PAR:  
 S.N.C.R.I.

ETUDIÉ PAR:  
 H. GARG

EN.P.A.

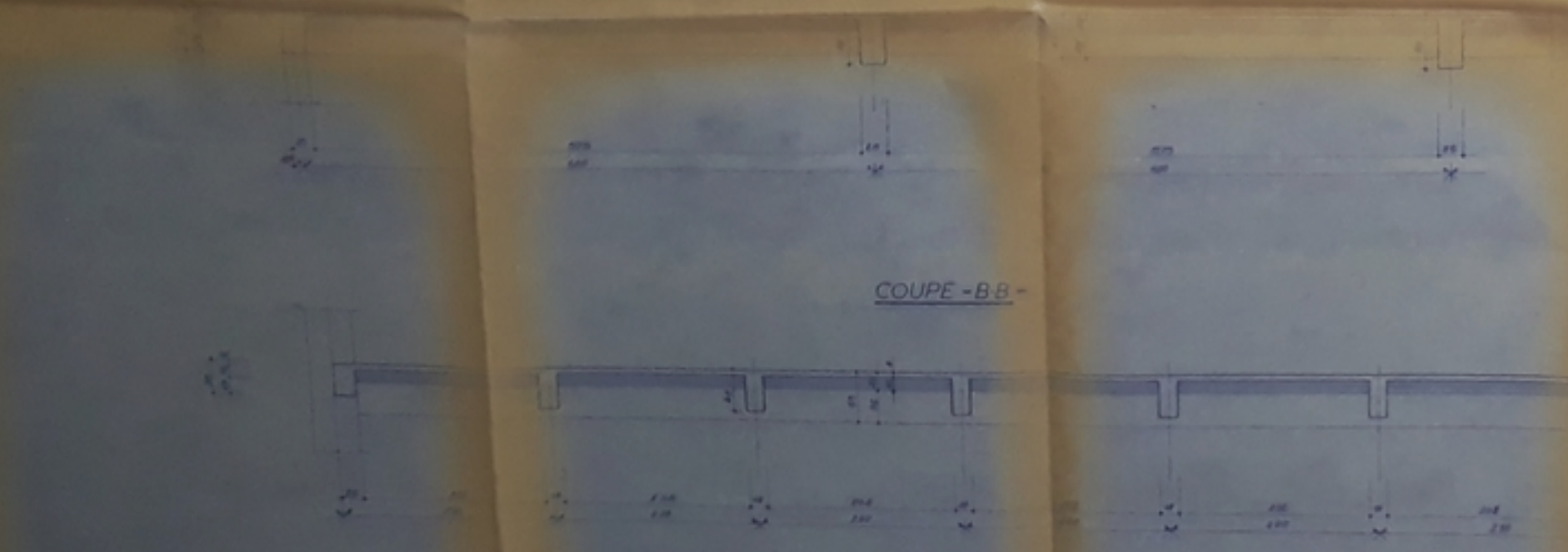


PLANCHER ETAGE COURANT



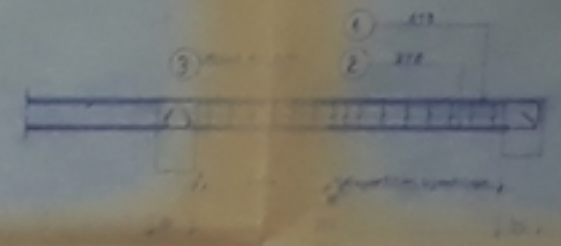
COUPE - A-A -

COUPE - G-G -

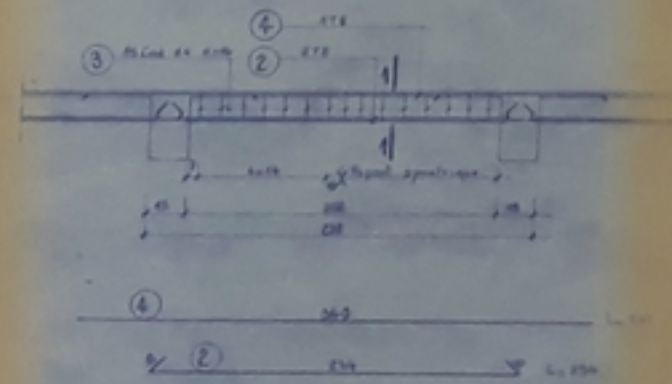


COUPE - B-B -

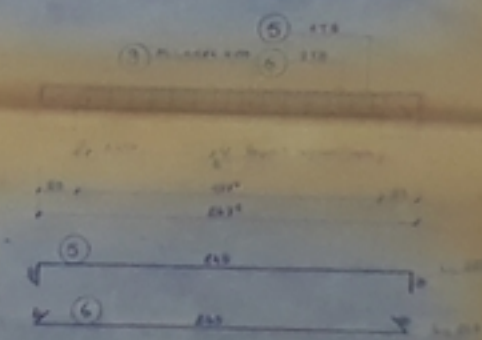
POUTRELLES TYPE A



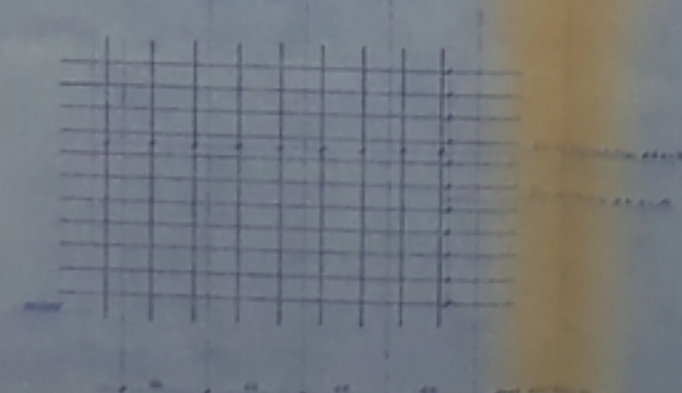
POUTRELLES TYPE A



POUTRELLES TYPE B



FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION



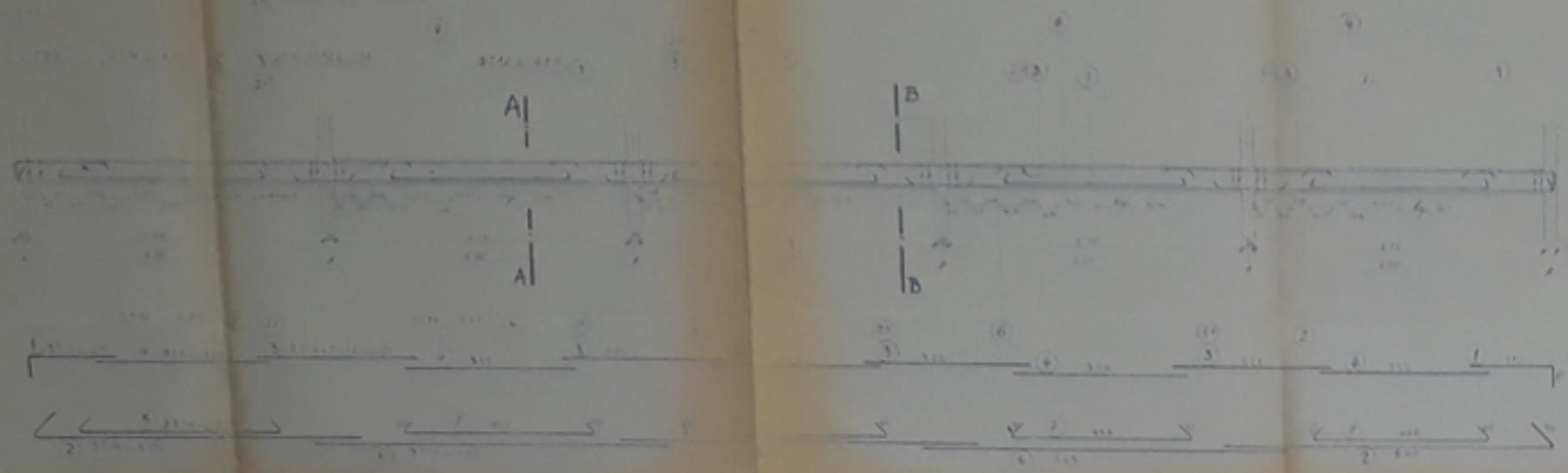
RECAPITULATIF de Béton Armé		
5 <sup>e</sup> de PLANCHER FERRAILLÉ en Béton Armé		
ANALYSE	ESTIMÉ	REQUIS
345 m <sup>3</sup>	350 m <sup>3</sup>	350 m <sup>3</sup>

COUPE 11

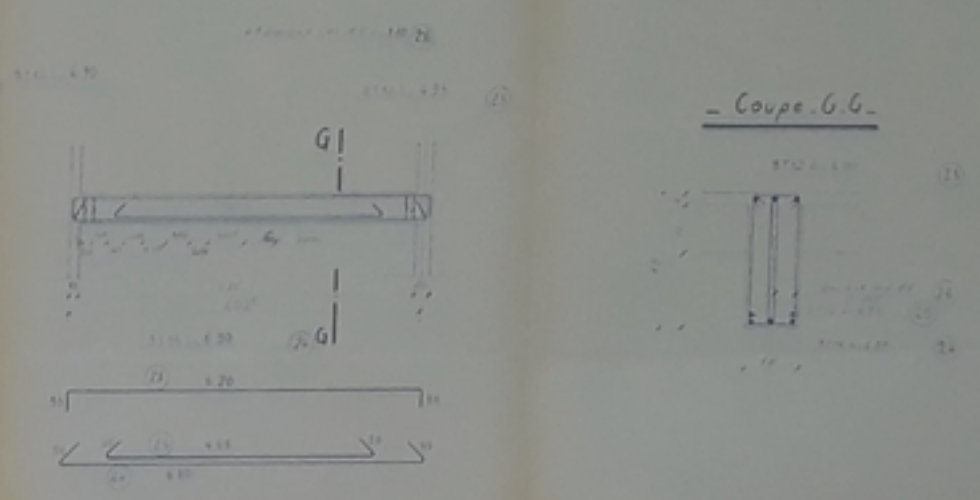


Université d'Alger  
 Ecole Nationale Polytechnique d'Alger  
 COFFRAGE FERRAILLAGE  
 PLANCHER ETAGE COURANT  
 BATIMENT LABORATOIRE (V B)  
 Proposé par: SNERI  
 Révisé par: GILBERT M.  
 Maître assistant à l'ENPA  
 LABORATOIRE

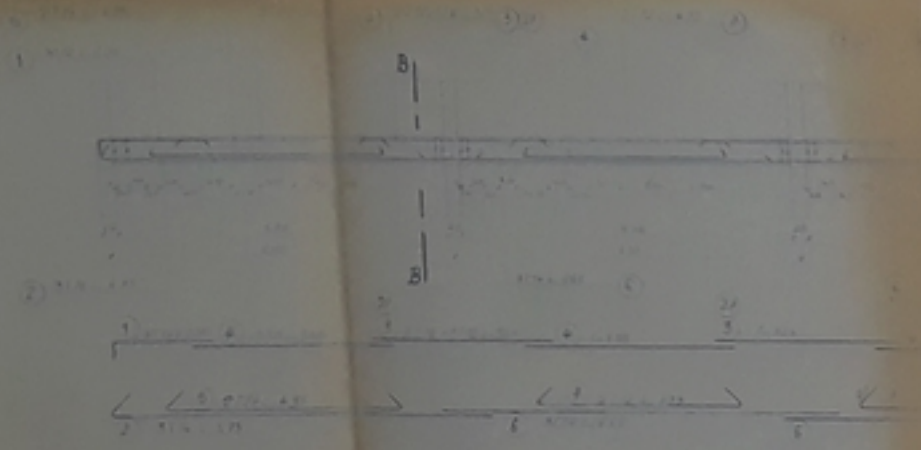
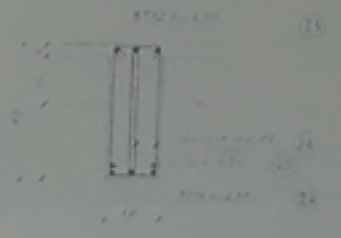
Poutre P1 18x45 2 Pieces



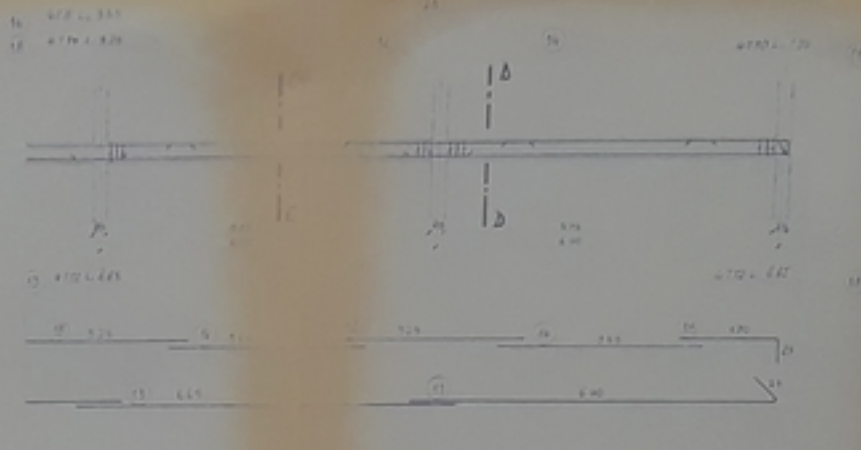
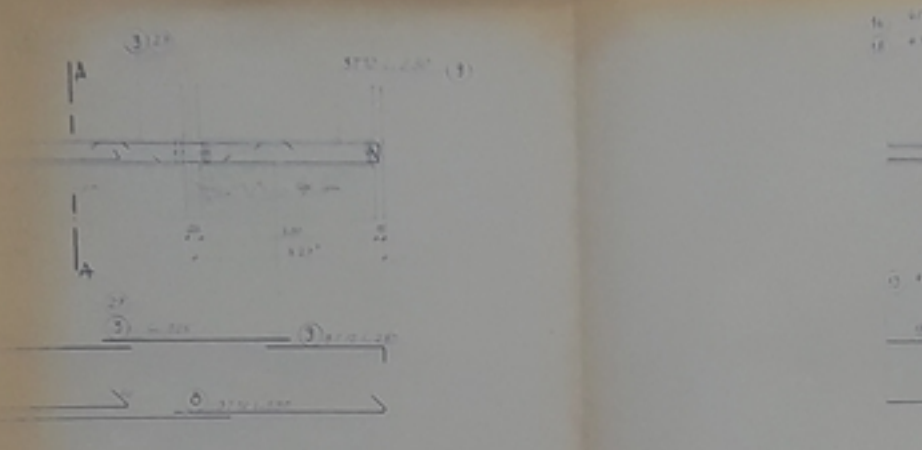
Poutre P6 18x45 2 Pieces



- Coupe G.G -

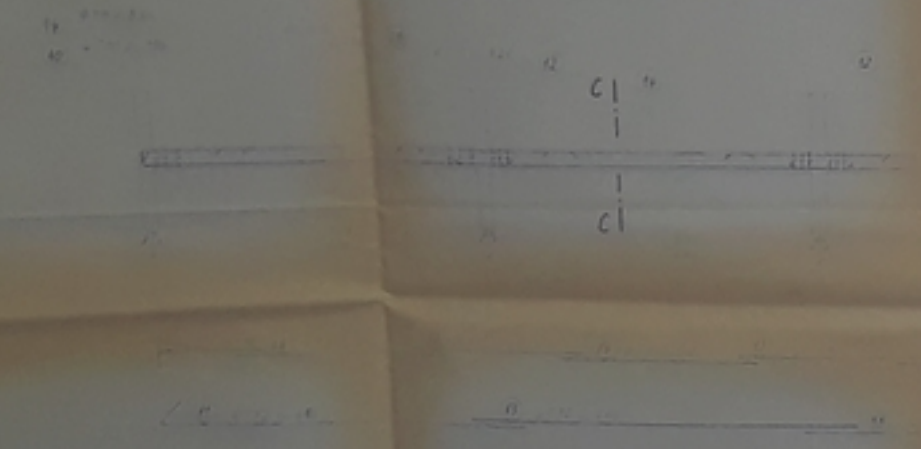
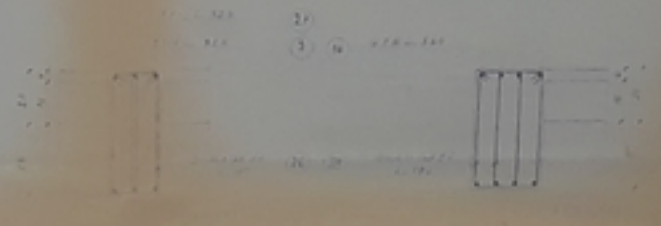


Poutre P3 25x35 1 Piece

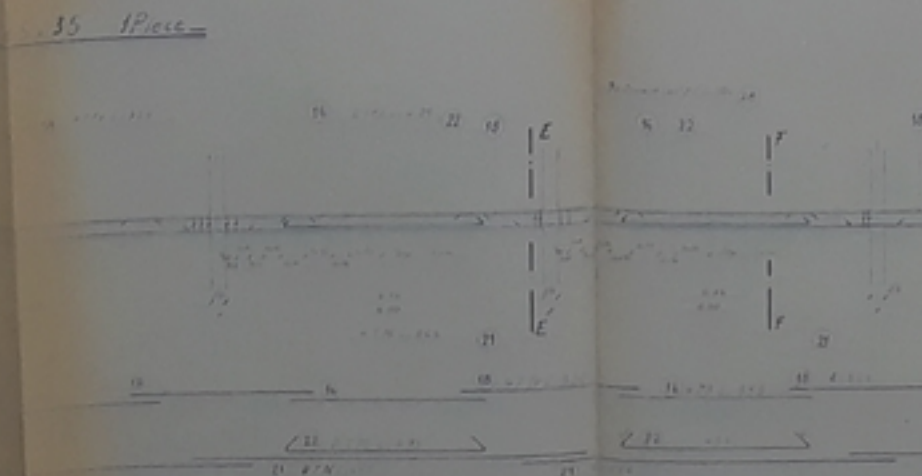
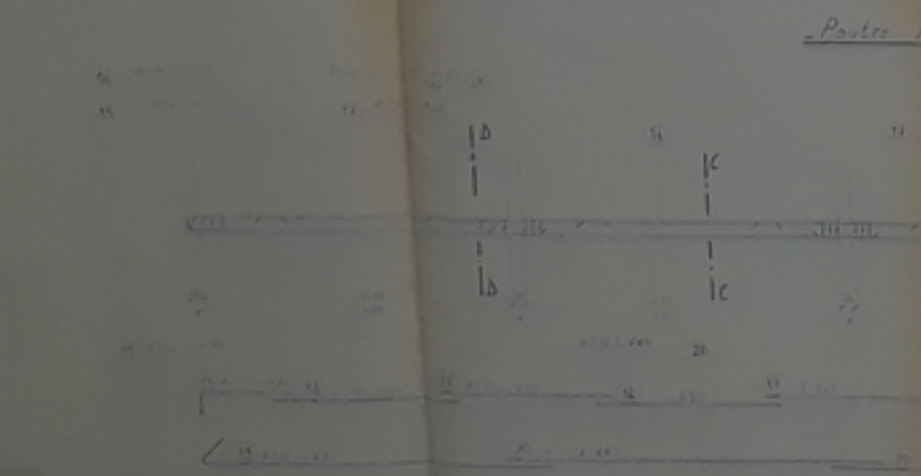
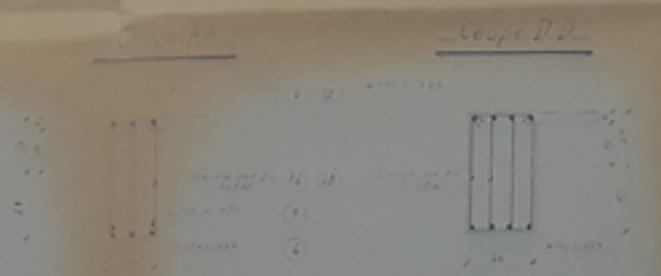
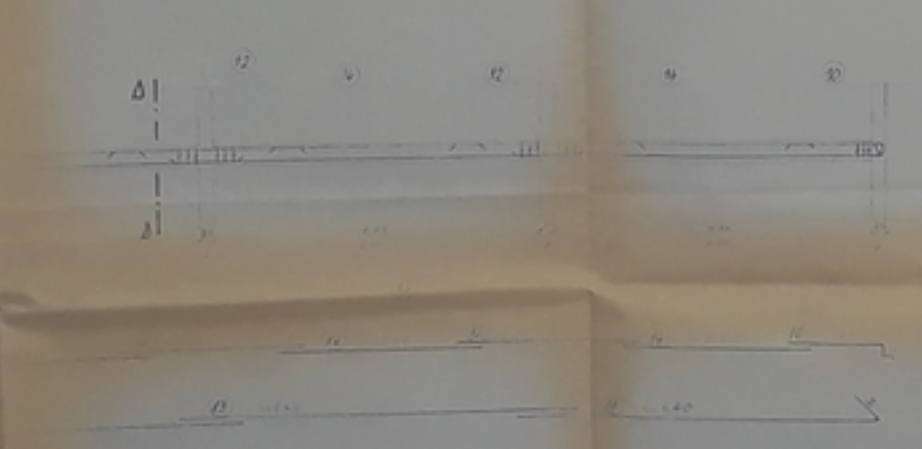


- Coupe B.B -

- Coupe C.C -

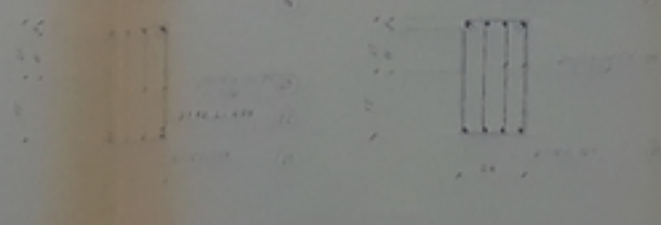


Poutre P7 35 1 Piece



- Coupe F.F -

- Coupe E.E -

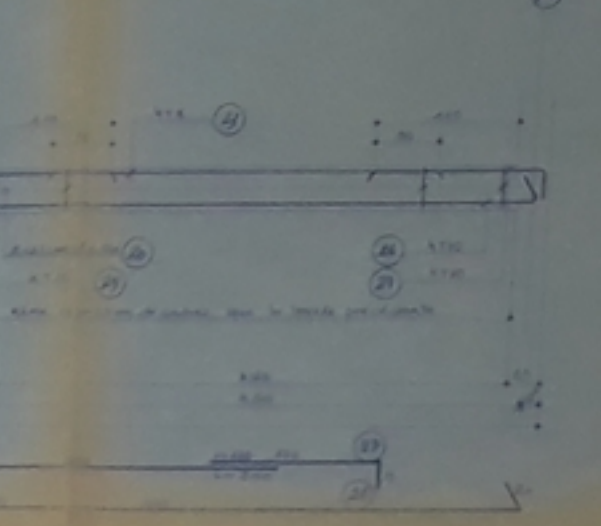
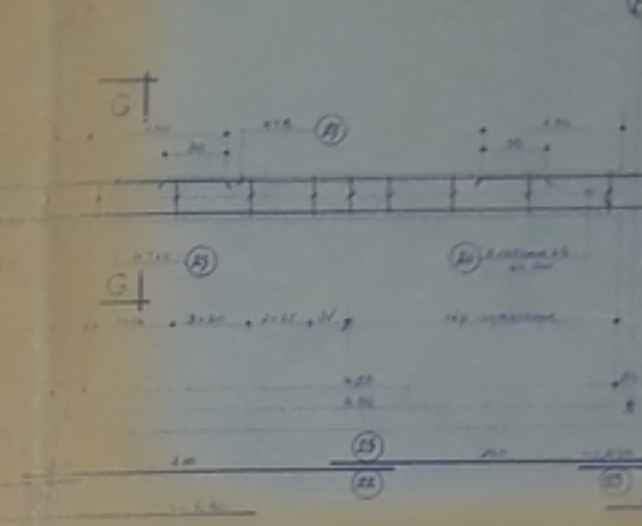
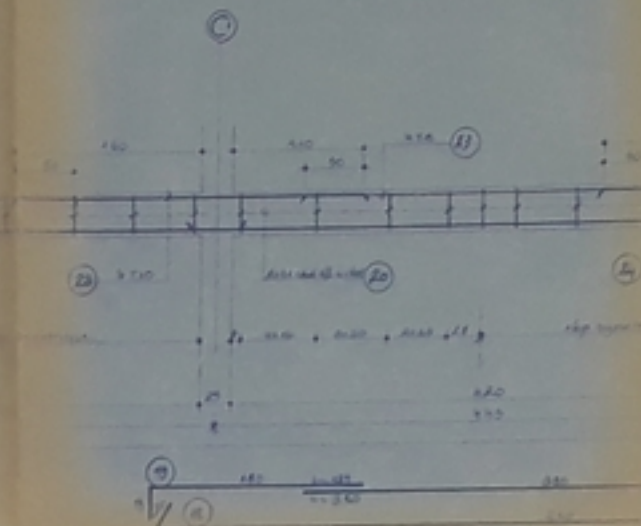
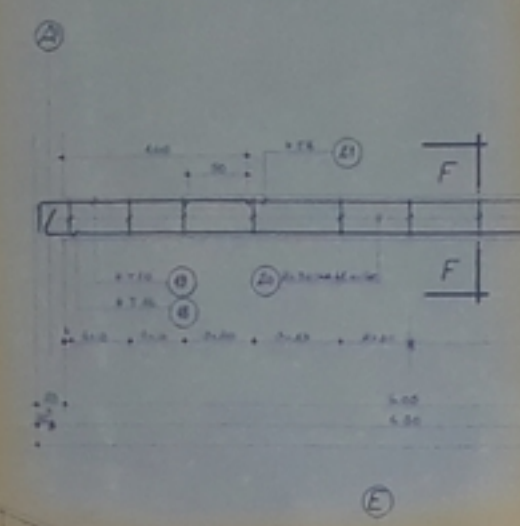
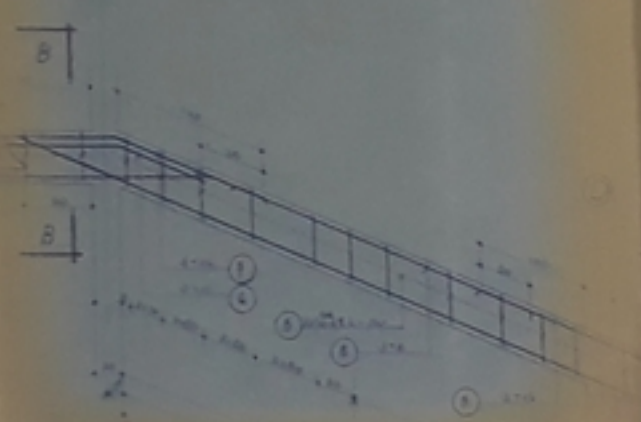
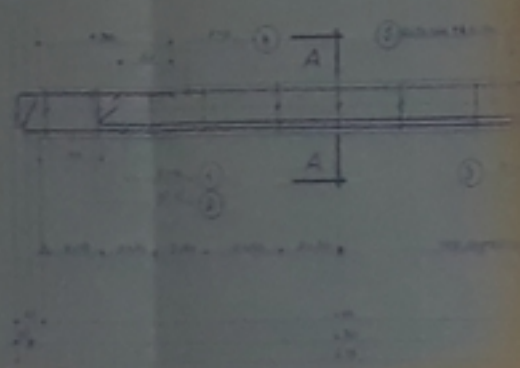


Section	Dimensions	Value
1	18 x 45	200
2	18 x 45	470
3	18 x 45	220
4	18 x 45	330
5	18 x 45	450
6	18 x 45	600
7	18 x 45	750
8	18 x 45	900
9	18 x 45	1050
10	18 x 45	1200
11	18 x 45	1350
12	18 x 45	1500
13	18 x 45	1650
14	18 x 45	1800
15	18 x 45	1950
16	18 x 45	2100
17	18 x 45	2250
18	18 x 45	2400
19	18 x 45	2550
20	18 x 45	2700
21	18 x 45	2850
22	18 x 45	3000
23	18 x 45	3150
24	18 x 45	3300
25	18 x 45	3450
26	18 x 45	3600
27	18 x 45	3750
28	18 x 45	3900
29	18 x 45	4050
30	18 x 45	4200
31	18 x 45	4350
32	18 x 45	4500
33	18 x 45	4650
34	18 x 45	4800
35	18 x 45	4950
36	18 x 45	5100
37	18 x 45	5250
38	18 x 45	5400
39	18 x 45	5550
40	18 x 45	5700
41	18 x 45	5850
42	18 x 45	6000
43	18 x 45	6150
44	18 x 45	6300
45	18 x 45	6450
46	18 x 45	6600
47	18 x 45	6750
48	18 x 45	6900
49	18 x 45	7050
50	18 x 45	7200
51	18 x 45	7350
52	18 x 45	7500
53	18 x 45	7650
54	18 x 45	7800
55	18 x 45	7950
56	18 x 45	8100
57	18 x 45	8250
58	18 x 45	8400
59	18 x 45	8550
60	18 x 45	8700
61	18 x 45	8850
62	18 x 45	9000
63	18 x 45	9150
64	18 x 45	9300
65	18 x 45	9450
66	18 x 45	9600
67	18 x 45	9750
68	18 x 45	9900
69	18 x 45	10050
70	18 x 45	10200
71	18 x 45	10350
72	18 x 45	10500
73	18 x 45	10650
74	18 x 45	10800
75	18 x 45	10950
76	18 x 45	11100
77	18 x 45	11250
78	18 x 45	11400
79	18 x 45	11550
80	18 x 45	11700
81	18 x 45	11850
82	18 x 45	12000
83	18 x 45	12150
84	18 x 45	12300
85	18 x 45	12450
86	18 x 45	12600
87	18 x 45	12750
88	18 x 45	12900
89	18 x 45	13050
90	18 x 45	13200
91	18 x 45	13350
92	18 x 45	13500
93	18 x 45	13650
94	18 x 45	13800
95	18 x 45	13950
96	18 x 45	14100
97	18 x 45	14250
98	18 x 45	14400
99	18 x 45	14550
100	18 x 45	14700

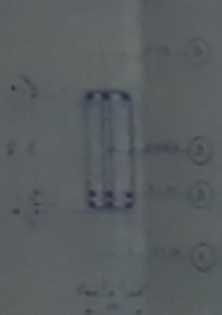
RECAPITULATION			
Section	Dimensions	Value	Value
1	18 x 45	200	200
2	18 x 45	470	470
3	18 x 45	220	220
4	18 x 45	330	330
5	18 x 45	450	450
6	18 x 45	600	600
7	18 x 45	750	750
8	18 x 45	900	900
9	18 x 45	1050	1050
10	18 x 45	1200	1200
11	18 x 45	1350	1350
12	18 x 45	1500	1500
13	18 x 45	1650	1650
14	18 x 45	1800	1800
15	18 x 45	1950	1950
16	18 x 45	2100	2100
17	18 x 45	2250	2250
18	18 x 45	2400	2400
19	18 x 45	2550	2550
20	18 x 45	2700	2700
21	18 x 45	2850	2850
22	18 x 45	3000	3000
23	18 x 45	3150	3150
24	18 x 45	3300	3300
25	18 x 45	3450	3450
26	18 x 45	3600	3600
27	18 x 45	3750	3750
28	18 x 45	3900	3900
29	18 x 45	4050	4050
30	18 x 45	4200	4200
31	18 x 45	4350	4350
32	18 x 45	4500	4500
33	18 x 45	4650	4650
34	18 x 45	4800	4800
35	18 x 45	4950	4950
36	18 x 45	5100	5100
37	18 x 45	5250	5250
38	18 x 45	5400	5400
39	18 x 45	5550	5550
40	18 x 45	5700	5700
41	18 x 45	5850	5850
42	18 x 45	6000	6000
43	18 x 45	6150	6150
44	18 x 45	6300	6300
45	18 x 45	6450	6450
46	18 x 45	6600	6600
47	18 x 45	6750	6750
48	18 x 45	6900	6900
49	18 x 45	7050	7050
50	18 x 45	7200	7200
51	18 x 45	7350	7350
52	18 x 45	7500	7500
53	18 x 45	7650	7650
54	18 x 45	7800	7800
55	18 x 45	7950	7950
56	18 x 45	8100	8100
57	18 x 45	8250	8250
58	18 x 45	8400	8400
59	18 x 45	8550	8550
60	18 x 45	8700	8700
61	18 x 45	8850	8850
62	18 x 45	9000	9000
63	18 x 45	9150	9150
64	18 x 45	9300	9300
65	18 x 45	9450	9450
66	18 x 45	9600	9600
67	18 x 45	9750	9750
68	18 x 45	9900	9900
69	18 x 45	10050	10050
70	18 x 45	10200	10200
71	18 x 45	10350	10350
72	18 x 45	10500	10500
73	18 x 45	10650	10650
74	18 x 45	10800	10800
75	18 x 45	10950	10950
76	18 x 45	11100	11100
77	18 x 45	11250	11250
78	18 x 45	11400	11400
79	18 x 45	11550	11550
80	18 x 45	11700	11700
81	18 x 45	11850	11850
82	18 x 45	12000	12000
83	18 x 45	12150	12150
84	18 x 45	12300	12300
85	18 x 45	12450	12450
86	18 x 45	12600	12600
87	18 x 45	12750	12750
88	18 x 45	12900	12900
89	18 x 45	13050	13050
90	18 x 45	13200	13200
91	18 x 45	13350	13350
92	18 x 45	13500	13500
93	18 x 45	13650	13650
94	18 x 45	13800	13800
95	18 x 45	13950	13950
96	18 x 45	14100	14100
97	18 x 45	14250	14250
98	18 x 45	14400	14400
99	18 x 45	14550	14550
100	18 x 45	14700	14700

UNIVERSITE D'ALGER  
Ecole Nationale Polytechnique d'Alger  
FERRAILLAGE DES POUTRES  
P1, P2, P3, P4, P5, P6  
BATIMENT LABORATOIRE (C-11)

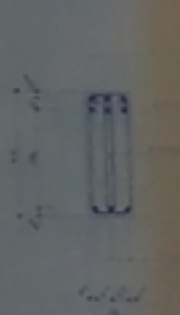
P6 - 2 Pièces



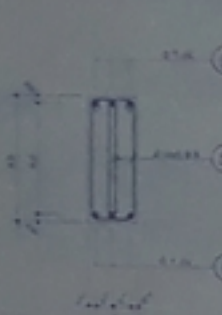
Coupe A-A



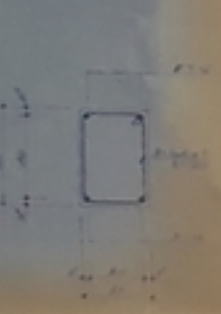
Coupe B-B



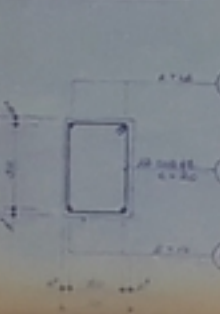
Coupe C-C



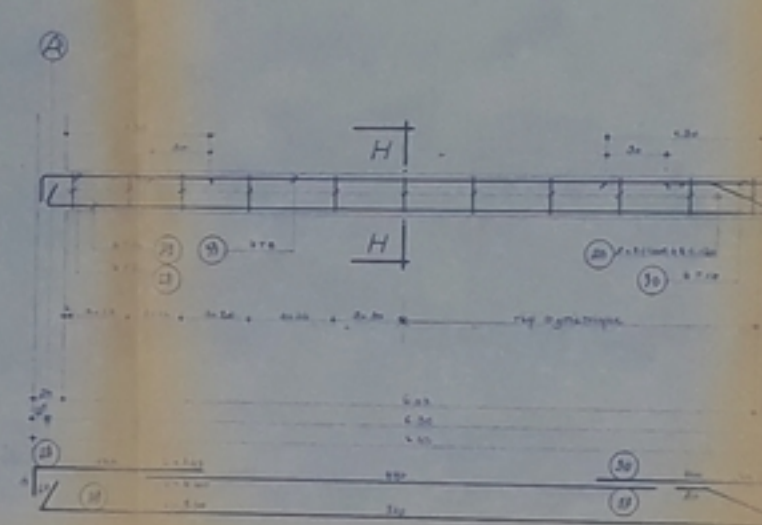
Coupe D-D



Coupe E-E



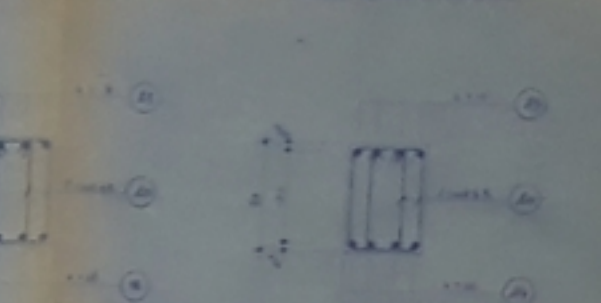
P9 - 1 Pièce



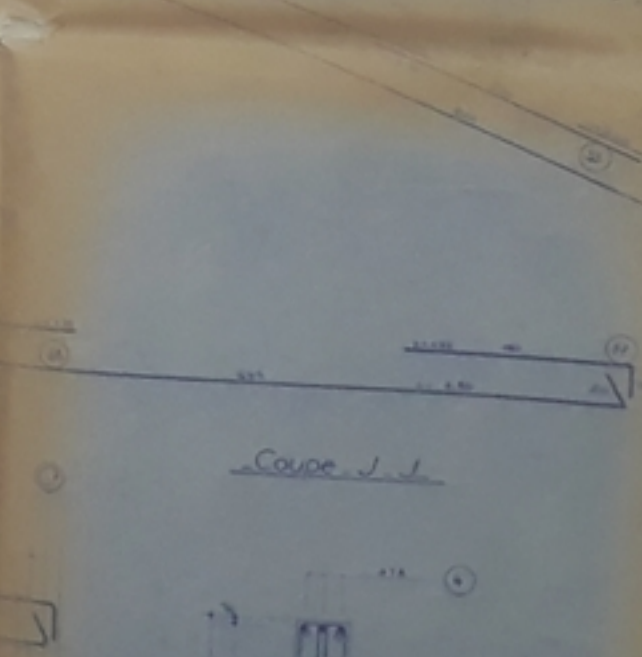
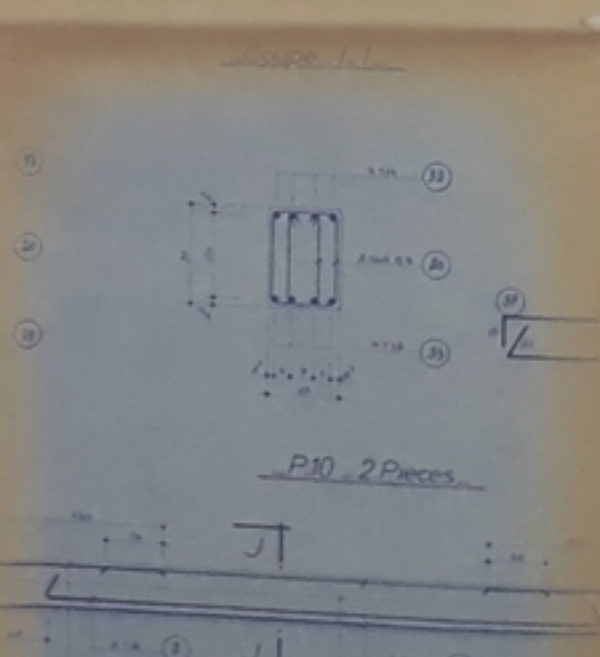
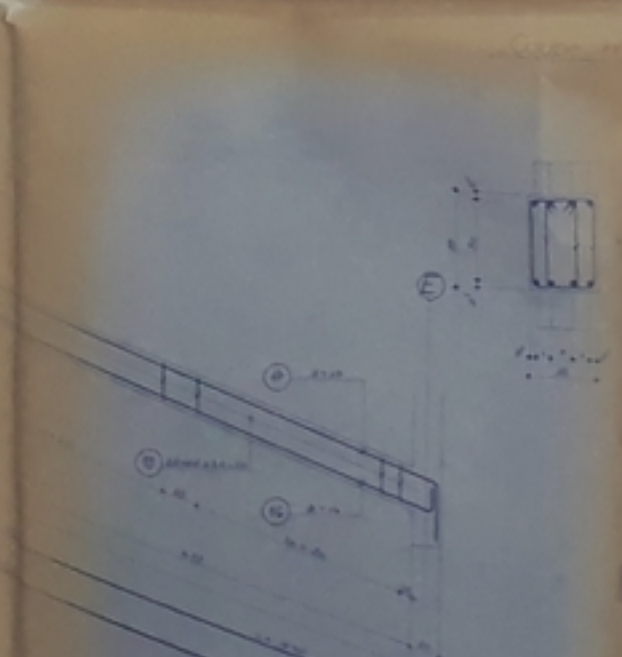
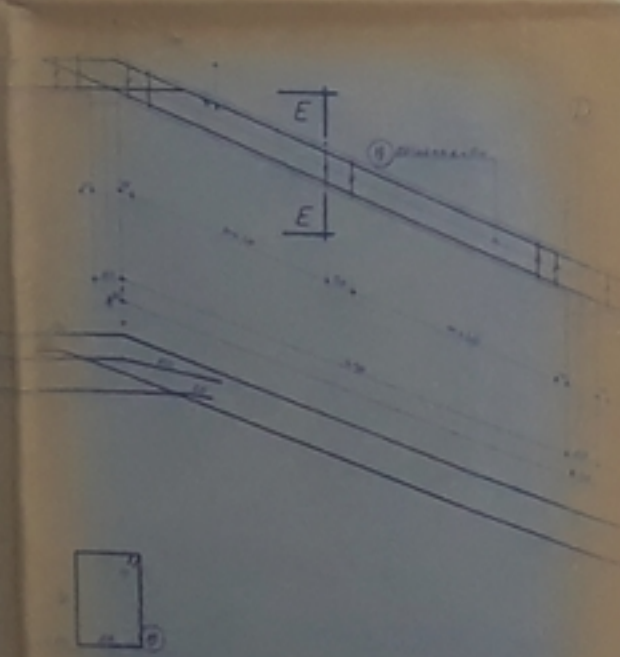
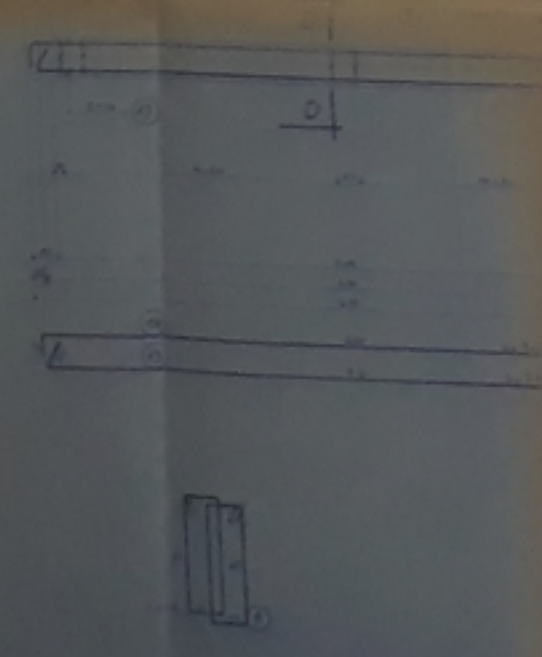
Coupe F-F



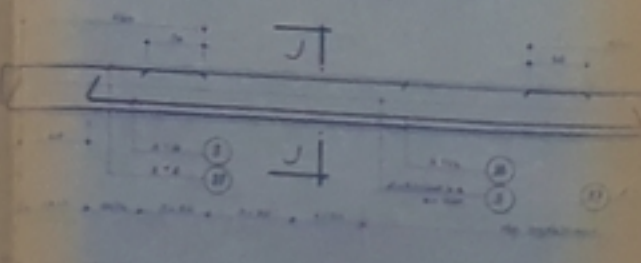
Coupe G-G



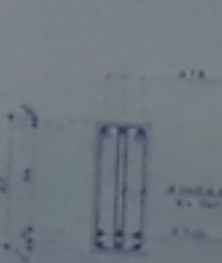
P7 - 1 Pièce



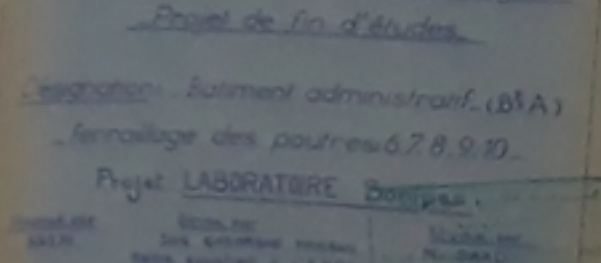
P10 - 2 Pièces



Coupe L-L

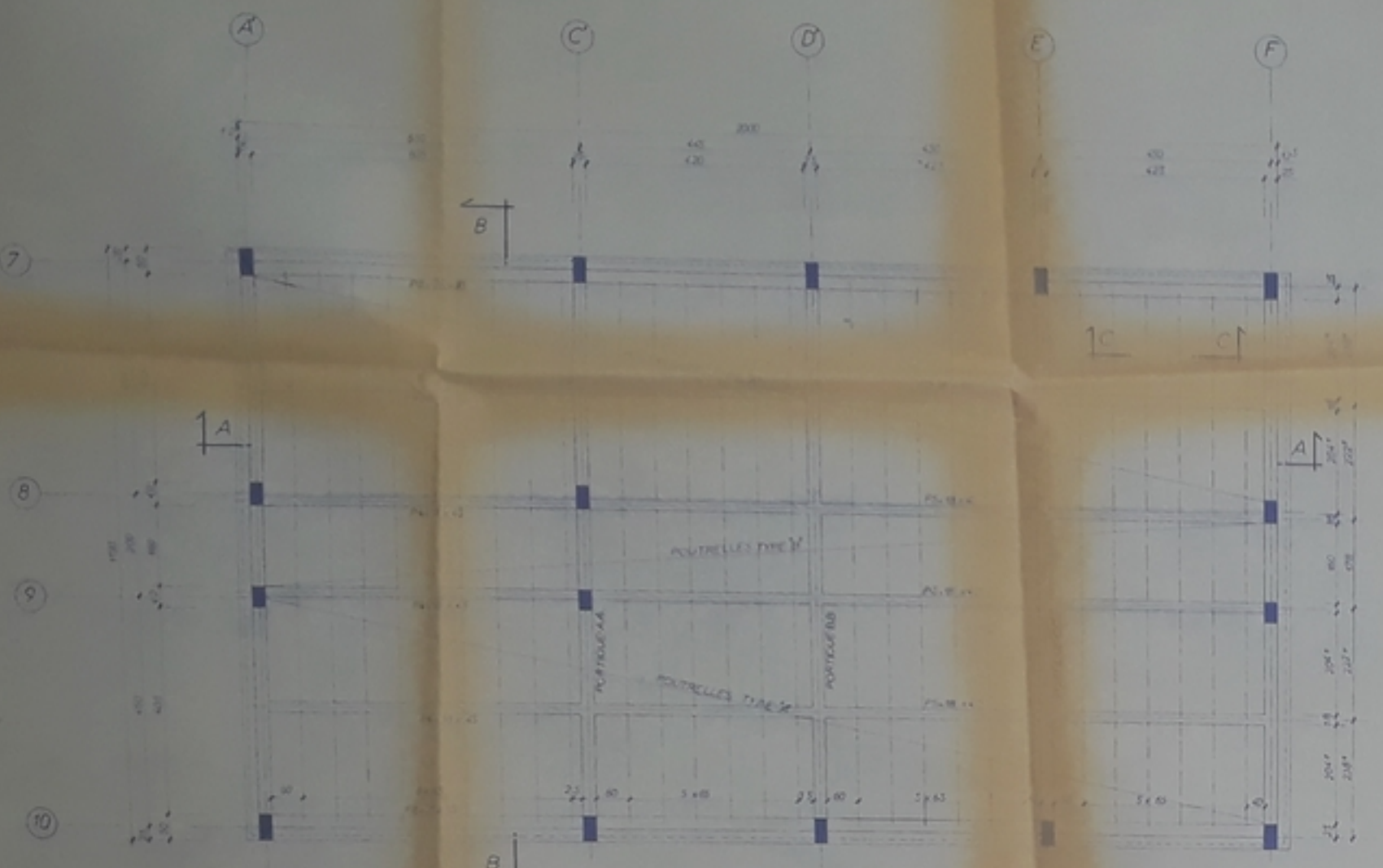


Coupe M-M



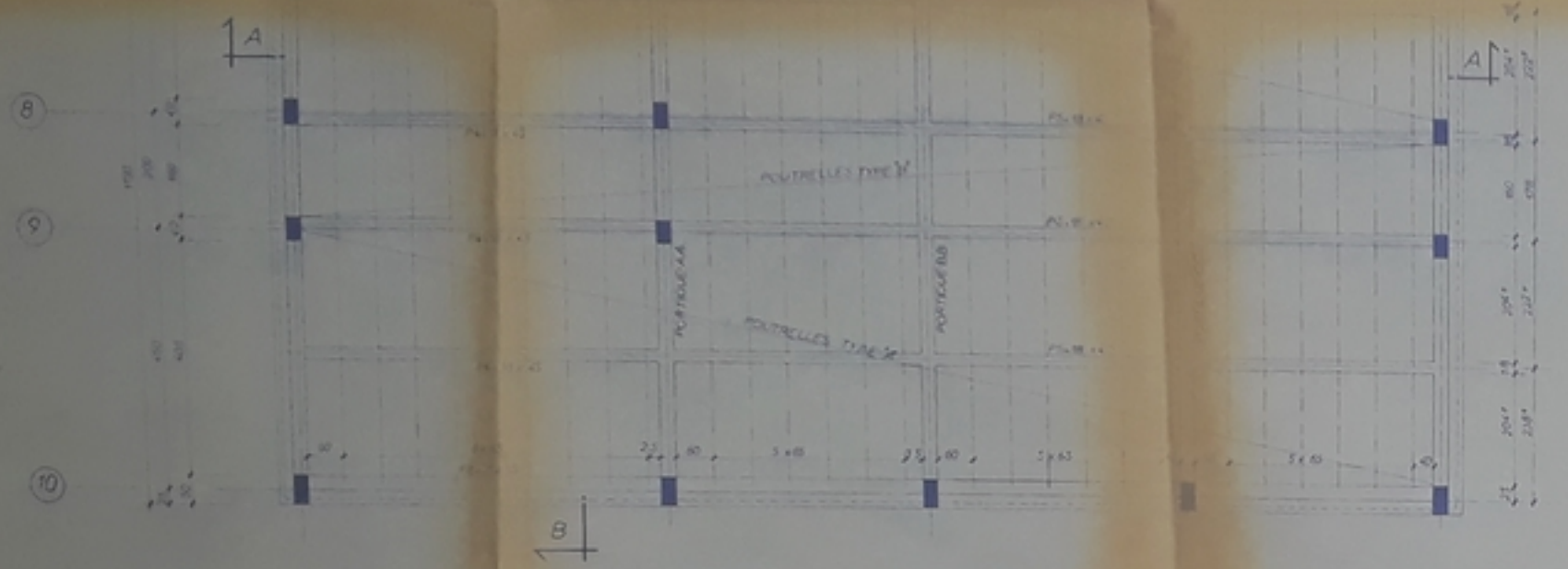
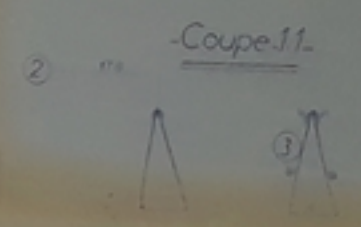
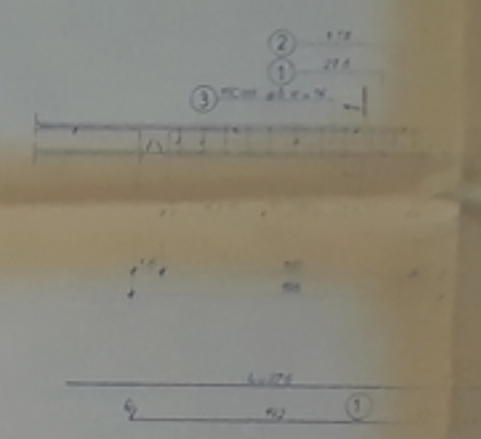
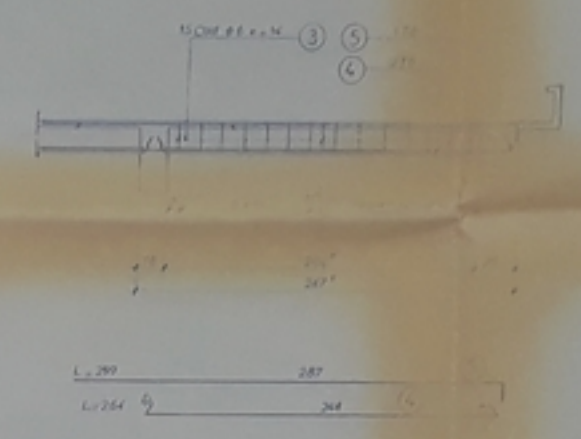
Ecole Nationale Polytechnique d'Alger  
 Projet de fin d'études  
 Régistré - Bâtiment administratif (B1A)  
 Ferrailage des poutres 6.7.8.9.10.  
 Projet LABORATIRE

ENPA



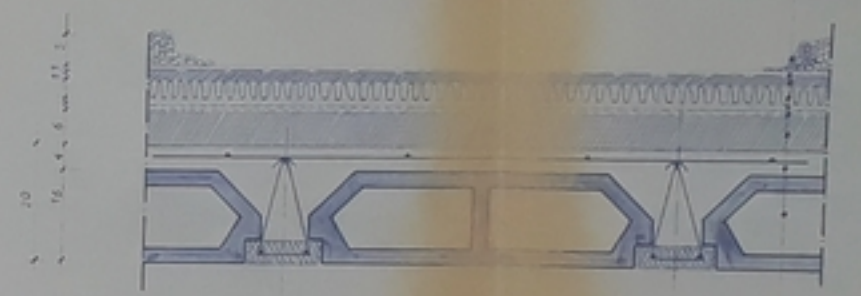
- Poutrelles type A -

- Poutrelles type B -



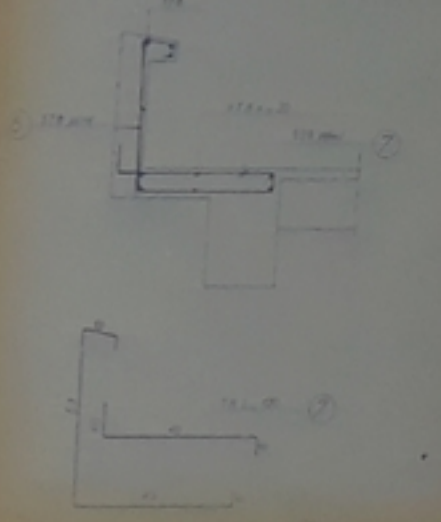
- Coupe - A A -

- Coupe - C C -



- 1. GAZON 5cm
- 2. ISOLATION HYDROFUGE 1cm
- 3. CHAPE DE PROTECTION 1cm
- 4. ISOLATION THERMIQUE
- 5. BARRIERE DE VAPEUR LIQUIDE
- 6. DIFFUSION DE VAPEUR LIQUIDE
- 7. BENTON DE PENTE 4cm
- 8. DALLE DE COMPRESSION DE 4cm
- 9. MOURAIS DE 10cm

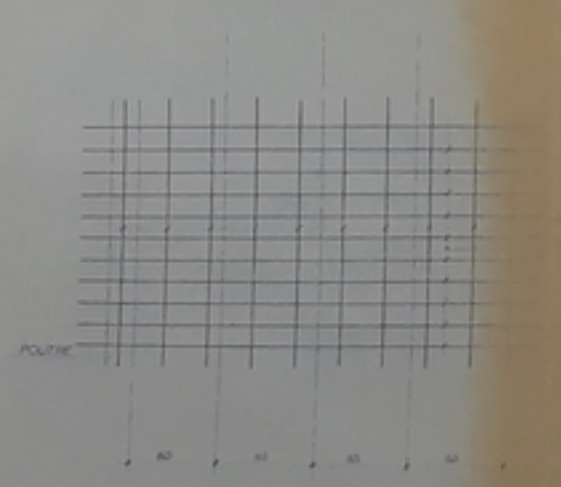
- FERRAILLAGE ACROTERE -



- DETAIL ACROTERE -

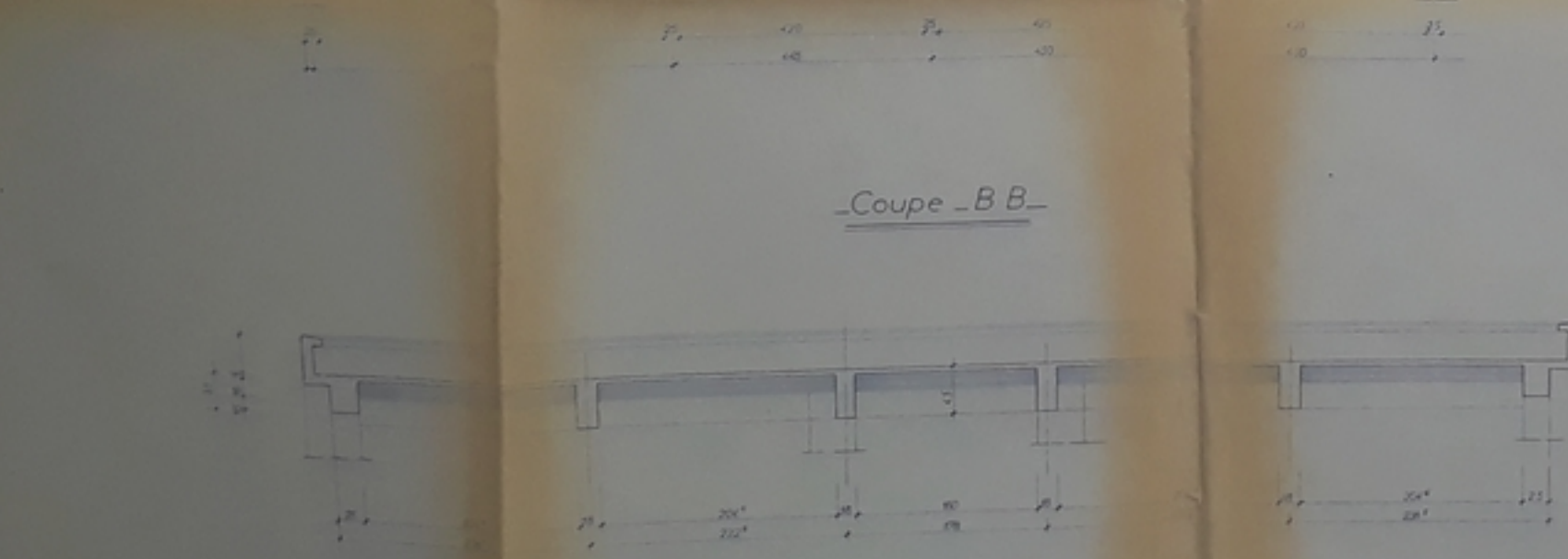


- FERRAILLAGE DALLE DE COMBLES -



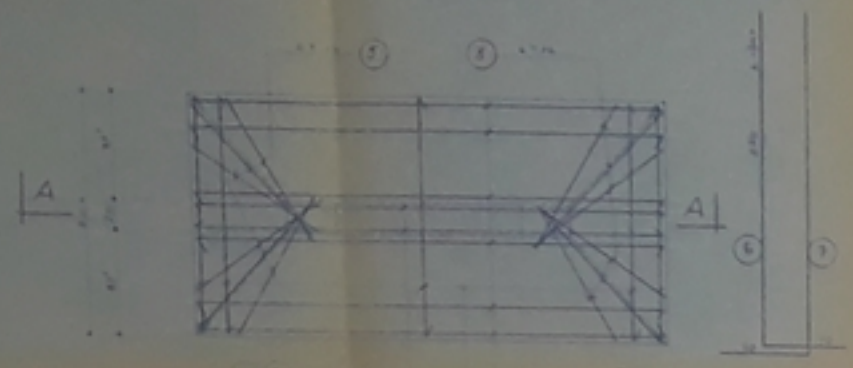
REPARTITION DES TRESSES D'ARMES	POIDS DU TRESSE	POIDS DU TRESSE
5 DU PLANCHER	100 kg	20 kg
5 DU TOIT	100 kg	20 kg

- Coupe - B B -

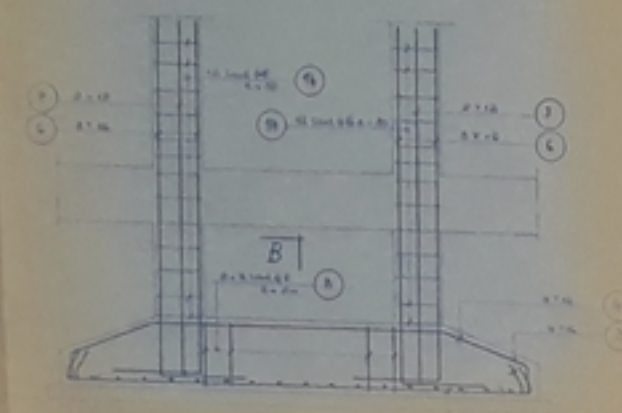


Université d'Alger  
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
 PROJET de FIN D'ETUDES  
 BATIMENT ADMINISTRATIF A  
 COFFRAGE FERRAILLAGE TOITURE  
 NIVEAU DOR  
 propose par SNERI  
 Etude par SAAD  
 dirigé par M. GHEDOUJ  
 Maître assistant à l'ENP

S1 1 Piece



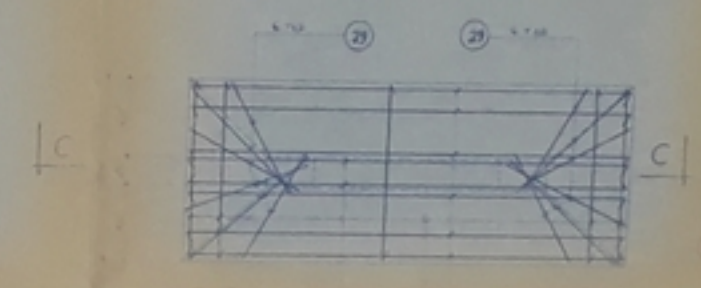
Coupe A.A



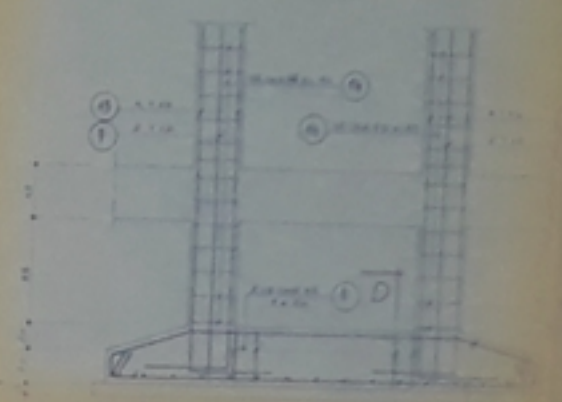
Coupe B.B



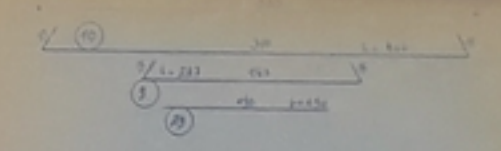
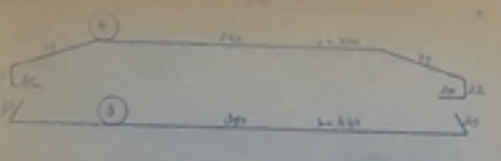
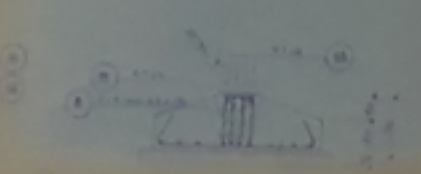
S2 1 Piece



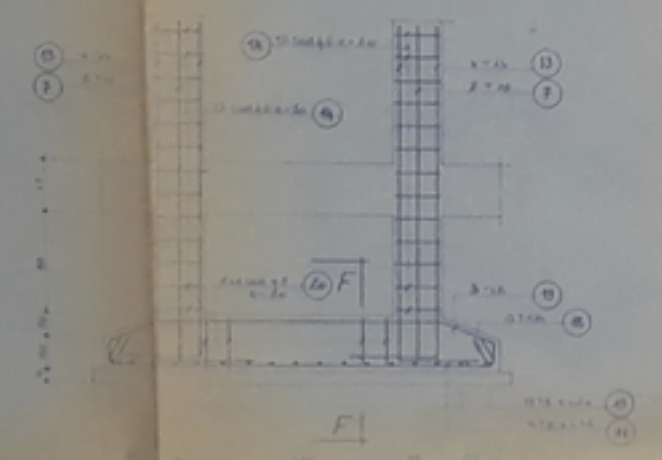
Coupe C.C



Coupe D.D



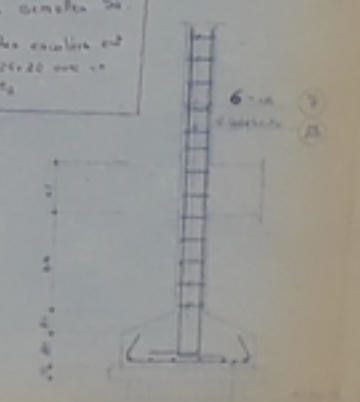
Coupe E.E



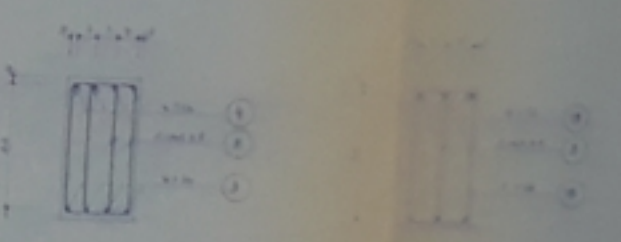
NOTA  
Pour le ferrillage des colonnes S21, S22, S23,  
et les longrines S14, S15, S16, S17, S18, S19, S20,  
de S1, S2.

Nota: Pour ces colonnes S4,  
les poteaux des escaliers ont  
un espacement de 20x20 avec un  
ferrillage de 4/8.

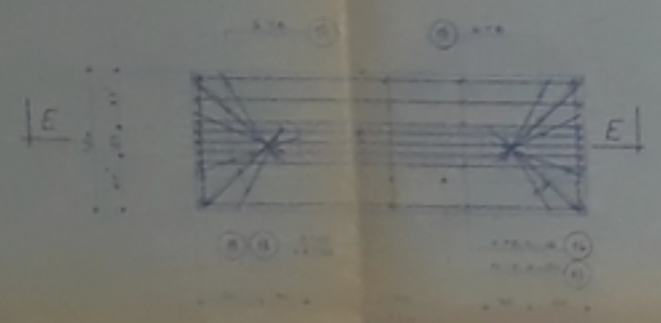
Coupe G.G



Détail A



S3 3 Pieces



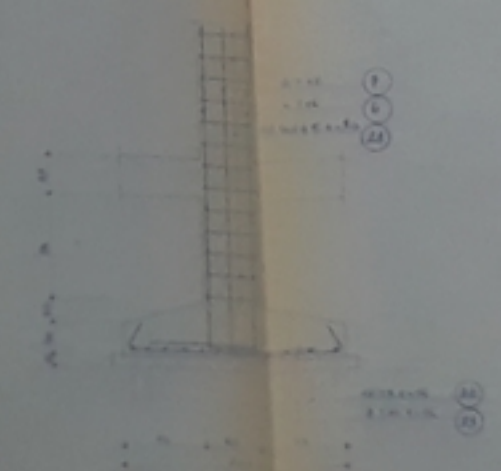
Coupe F.F



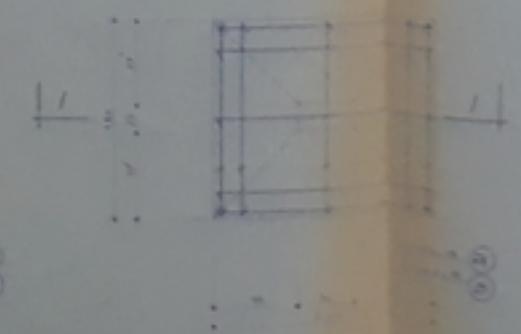
S4 4 Pieces



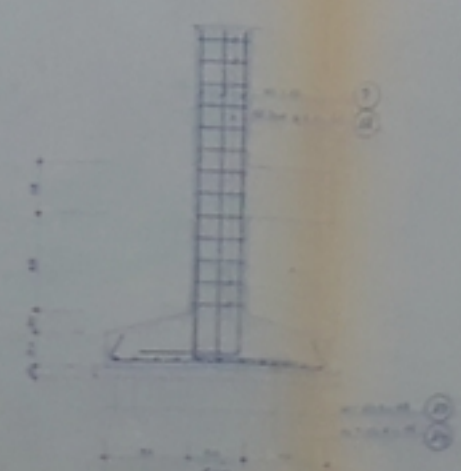
Coupe H.H



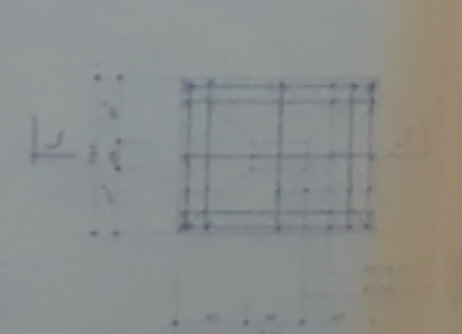
S6 1 Piece



Coupe I.I



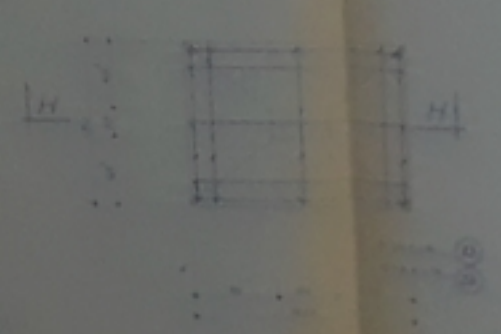
S7 2 Piece



Coupe J.J



S5 1 Piece



ENPA

École Nationale Polytechnique d'Algérie  
Projet de fin d'études  
Ingénieur, Baccalauréat administratif (B.A)  
Ferraillage des poteaux

Présenté par:	Encadré par:	Supervisé par:
ALY	M. SAÏD	M. SAÏD

