

U.S.T.A

1/80

Universite Houari Boumediene
Ecole Nationale Polytechnique

Projet de fin d'Etudes



l'Universite de TIZI-OUZOU



Propose par E.C.O.T.E.C.

DIRIGE par M. A. Mohamed Cherif

ETUDIE Par

ABALACHE Bachir

GOUHA Mohamed

Promotion Janvier 1980

U.S.T.A

Universite Houari-Boumediene
Ecole Nationale Polytechnique

Projet de fin d'Etudes

Foyer de
l'Universite de TIZI-OUZOU



Propose par E.C.O.T.E.C.

DIRIGE par M. A. Mohamed Cherif

ETUDIE Par

ABALACHE Bachir
GOUHA Mohamed

Promotion Janvier 1980

Tous nos sinceres remerciements à :

- la direction generale de l' E.C.O.T.E.C pour toute leur comprehension.
- la direction technique du B.E.T pour toute leur assistance.
- Au service Beton Armé en general , avec mention speciale pour :

Les ingenieurs : Mr. ZAMORSKI
Mr. JAMAL
Mr. DELLA PUPPA
Mr. GRZEGRZOLKA

et les dessinateurs - projecteurs :

Mr. MERABTI
Mr. KERKOUCHE
Mr. TATAÏ
Mr. DRIF
Mr. BELAÏDI
Mr. OUADA
Mr. FERHAT

Ainsi qu'à tous les autres membres du service que nous n'avons pas malheureusement pus citer.

Et à l'architecte Mr. SAADIA .

Nous tenons à remercier tout speciallement notre promoteur Mr. MOHAMED-CHERIF pour la sollicitude qu'il a temoigné envers nous et pour tous ses conseils elairés.

Nous remercions aussi tous les professeurs qui ont contribué à notre formation .

Je dedie ce projet à :

- Mes parents qui se sont sacrifiés pour nous.
- Mes frères et sœurs.
- Mes amis (es).
- Mes camarades de classe.

Mohammed

je dédie - ce modeste travail - à :

- à ma mère - qui m'a encouragé durant toutes mes études
- à mon père - qui a toujours bien su me conseiller
- à ma grand-mère - qui est pour moi une seconde mère.
- à mes frères et sœurs
- à tous mes amis
- à la mémoire de nos glorieux martyrs.

A. BACHIR



Sommaire

	pages
* <u>Chapitre zéro</u> :	Introduction (de 1 à 6)
* <u>Chapitre premier</u> :	Calcul des éléments (de 1 à 58)
• Calcul de la cage d'escalier	1 - 8
• Calcul poutrelles	9 - 17
• Calcul dalle (2 ^e niveau)	18 - 19
• Calcul acrotère	20 - 32
• Calcul dalle terrasse	33 - 35
• Chainages et nervures	36 - 52
• M ^{ur} de soutènement	53 - 58
* <u>Chapitre deuxième</u> :	Calcul des charges sismiques (de 1 à 25)
* <u>Chapitre troisième</u> :	Calcul portique (de 1 à 33)
* <u>Chapitre quatrième</u> :	Fondations (de 1 à 4)

Liste des plans :

- 1 - Coffrage portique.
- 2 - Coffrage plancher terrasse.
- 3 - Coffrage plancher 2^e niveau.
- 4 - Coffrage plancher 1^e niveau.
- 5 - M^{ur} de soutènement
- 6 - Ferrailage chainage et nervure.
- 7 - Ferrailage portique.
- 8 - Ferrailage plancher terrasse.
- 9 - Ferrailage poutrelles.
- 10 - Ferrailage seuilles.
- 11 - Coffrage - Ferrailage cage d'escalier + voile.

Chapitre -0-

introduction

DESRIPTIF

1 - Description générale:

a - le bâtiment du "foyer" sera réalisé dans le centre universitaire de TIZI-OUZOU. Dans ce foyer, les étudiants (es) trouveront tout le nécessaire pour s'adonner à des activités culturelles telles que le "labo-photo", salle de projection, bibliothèque, "cafeteria" ...

b - l'ensemble de ce centre universitaire est réalisé, et exécuté par ECOTEC.

2 - Description du bâtiment:

Le bâtiment est situé dans la partie Nord-Ouest du centre universitaire, là où existe une certaine dénivellation du terrain, d'où découle la différence de niveaux des entrées. Le foyer a deux niveaux qui seront exploités.

1^{er} niveau: il comprendra:

- une bibliothèque
- une salle pour radio-amateur.
- une salle pour peinture pour sculpture.
- labo-photo
- Aero-modélisme.

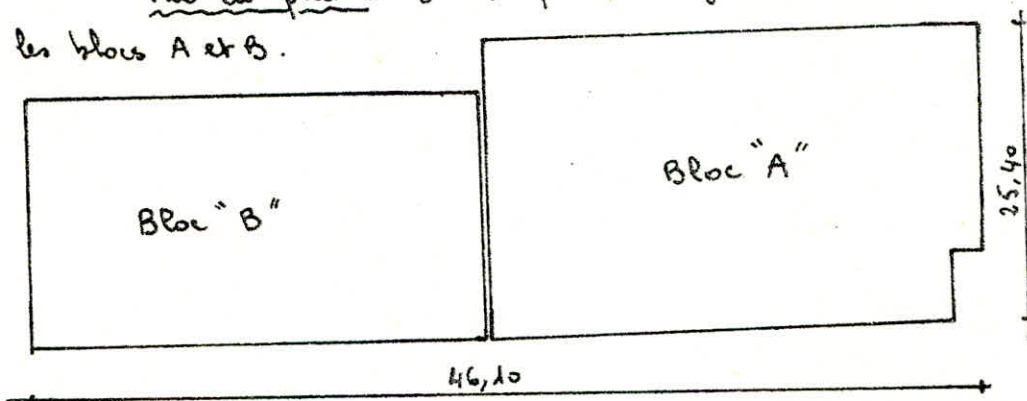
2^e niveau: il comprendra

- une salle de projection
- Cafeteria
- Salon.

On a un vide sanitaire sous le 1^{er} niveau de 1m.

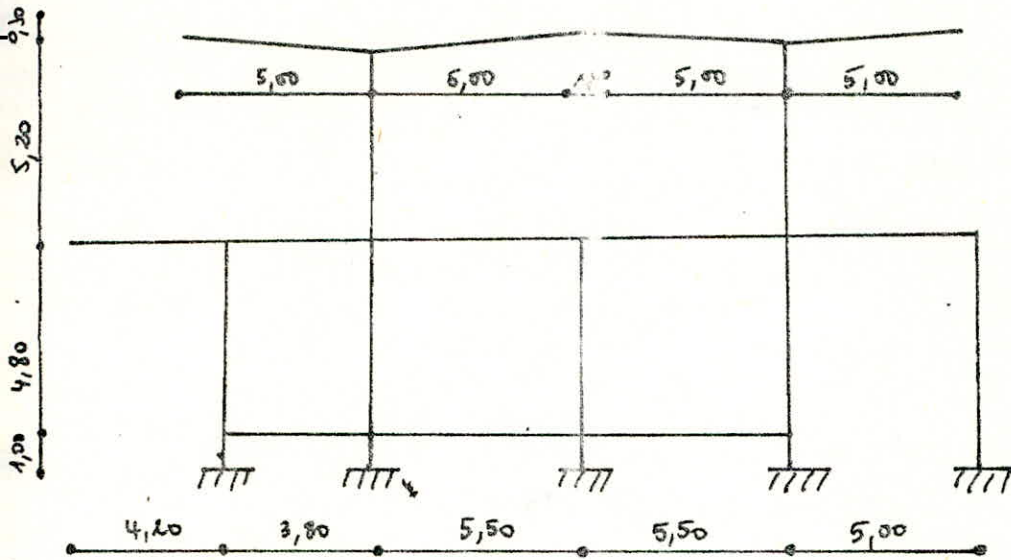
A - Construction porteuse:

Vue en plan: Il est prévu un joint de dilatation de 2 cm entre les blocs A et B.

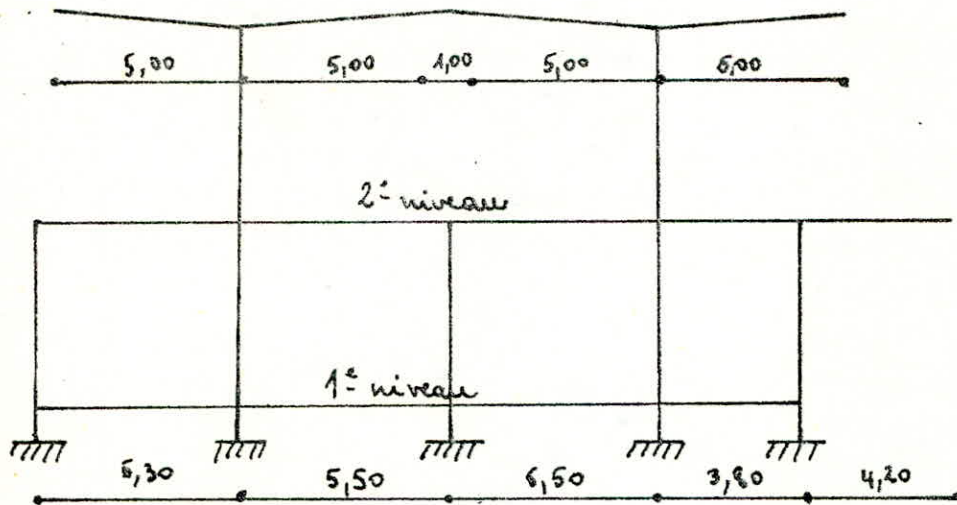


Le bâtiment sera exécuté avec une ossature en béton armé se composant de 2 parties: Atp et ALp.

* Portique transversal Atp:



Portique longitudinal Alp:



- Plancher terrasse:

Au 2ⁱⁿ niveau, nous aurons 8 "champignons".
 Le plancher terrasse est composé de 8 panneaux (carrés) identiques de dimension (10m x 10m). Chaque panneau est porté par un seul poteau (70cm x 70cm) dans lequel il y a une réservation pour l'évacuation des eaux de pluie.

La dalle en béton armé aura pour dimension (10 x 10 x 0,12) et sera appuyée sur les poutres principales et sur le cadre d'rotère qui a pour dimension ($h = 1,20m$, $e = 15cm$).
 Les poutres, qui sont au niveau de la terrasse ont une portée de 5,00m (console) et ce du côté du mur extérieur, à l'intérieur on a préféré liaisons les poutres à cause des effets sismiques.

La dalle de plancher terrasse sera recouverte sur toute sa surface d'un auto-protegi. La surcharge d'exploitation sera de 100 kg/m^2 .

L'auotire pour le rle d'un element porteur, elle sera calculee a la flexion simple et a la torsion.

L'evacuation des eaux pluviales est prevue par des descentes d'eau cachees a l'interieur des poteaux. C'est une reservation de 10 cm de diametre. L'evacuation s'effectuera au niveau du collecteur du reseau pluvial dans le vide sanitaire.

C - Planchers 1^{er} niveau et 2^{em} niveau :

On executera 1, 2 planchers comme des planchers hourdis au corps creux "ISE 7". Les poutrelles distantes de $0,65 \text{ m}$ sont partiellement prefo rignees.

L'epaisseur du plancher total est de 24 cm
• dalle de compression 4 cm .

En general les poutrelles seront appuiees sur les poutres principales des portiques transversaux.
Les murs exterieurs sont poses sur des chomages appuies sur les portiques.

Dans le sens longitudinal, la liaison entre poteaux est faite par des poutres ($40, 40 \text{ cm}$). Ces poutres et les poteaux forment quant a eux les portiques longitudinaux.

Finition du plancher :

1. Coulage
2. Mortier de pose
3. Sable
4. Isolation phonique
5. Enduit, platre.
6. Hourdis, dalle de compression

La surcharge sera de 500 kg/m^2

D - CAGE D'ESCALIER :

La communication entre les 2 niveaux se fait par l'intermediaire d'une cage d'escalier executee en beton arme. C'est une dalle porteuse de 16 cm qui s'appuie sur des poutres (palieres).

La dalle forme a la fois la prillasse et le palier.
Les poutres palieres sont appuiees sur les deux voiles en beton arme d'une epaisseur de 20 cm .

E - MURS EXTERIEURS ET CLOISONNEMENT :

Pour les murs exterieurs on a adopte :
• 1 cloison en brique creuse de 15 cm
• 1 vide d'air (5 cm).
• 1 cloison en brique creuse de 10 cm

Pour les murs interieurs : cloisons en brique creuse de 10 cm et des cloisons amovibles en aluminium

F- FOUNDAIONS :

Avant les données obtenues par les études sur sol, les contraintes admissibles pour les fondations sont: $\bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ kg/cm}^2$.
 Les semelles sont liaisonnées entre elles à l'aide de longrines.
 (ou doit protéger l'excavation contre la pluie pour ne pas affaiblir les contraintes).

G- Mur de soutènement :

A cause de la dénivellation, on a été obligé de prévoir sous une partie du bâtiment un mur de soutènement sur tout le long du foyer d'est à dix 52,5m et qui sera dilaté 2 fois à cause des effets sismiques.

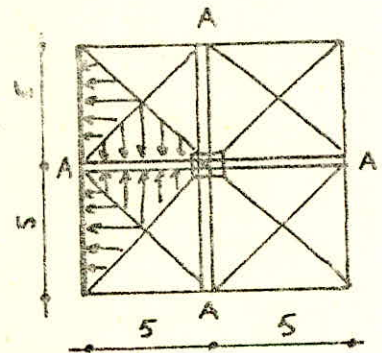
Avec les données : $\bar{\sigma}_{sol} = 2,50 \text{ kg/cm}^2$; $\gamma_{sol} = 1800 \text{ kg/m}^3$; $\varphi = 25^\circ$

H- Charges et surcharges :

Po'ique Atp :

* * charge par m^2 de plancher terrasse :

dalle : $0,12 \cdot 2500 = 300 \text{ kg/m}^2$
 finition : $= 30 \text{ --}$
 surcharges : $1,2 \cdot 100 = 120 \text{ --}$
450 kg/m^2



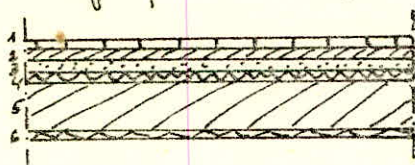
* charge concentrée permanente due à l'austère qui reprend une partie de la dalle terrasse et qui s'applique aux pts A.

dalle : $330 \times 5 \times 2500 = 4125 \text{ kg}$
 austère : $1,20 \times 0,15 \times 10 \times 2500 = 4500 \text{ --}$
8625 kg

* charge permanentes q :

dalle : $330 \cdot 5,0 \cdot 0,5 = 825 \text{ kg/ml}$
 poutre : $\frac{0,4 + 1,1}{2} \times 0,4 \times 2500 = 750 \text{ --}$
1575 kg/ml

* * charge par m^2 de plancher type :



- | | |
|---|---------------------------------------|
| 1. Couverture (22 $\text{kg/m}^2/\text{cm}$) : 2cm | → 44 kg/m^2 |
| 2. Mortier de pose : 2cm | → 40 -- |
| 3. Sable : 3cm : $1700 \cdot 0,03$ | → 51,0 -- |
| 4. Isolation phonique | → 10 -- |
| 5. Hourdis + table de compression | → 300 -- |
| 6. Enduit, plâtre | → 21 -- |
| Chaises | → 100 -- |
| | <u>566 kg/m^2</u> |

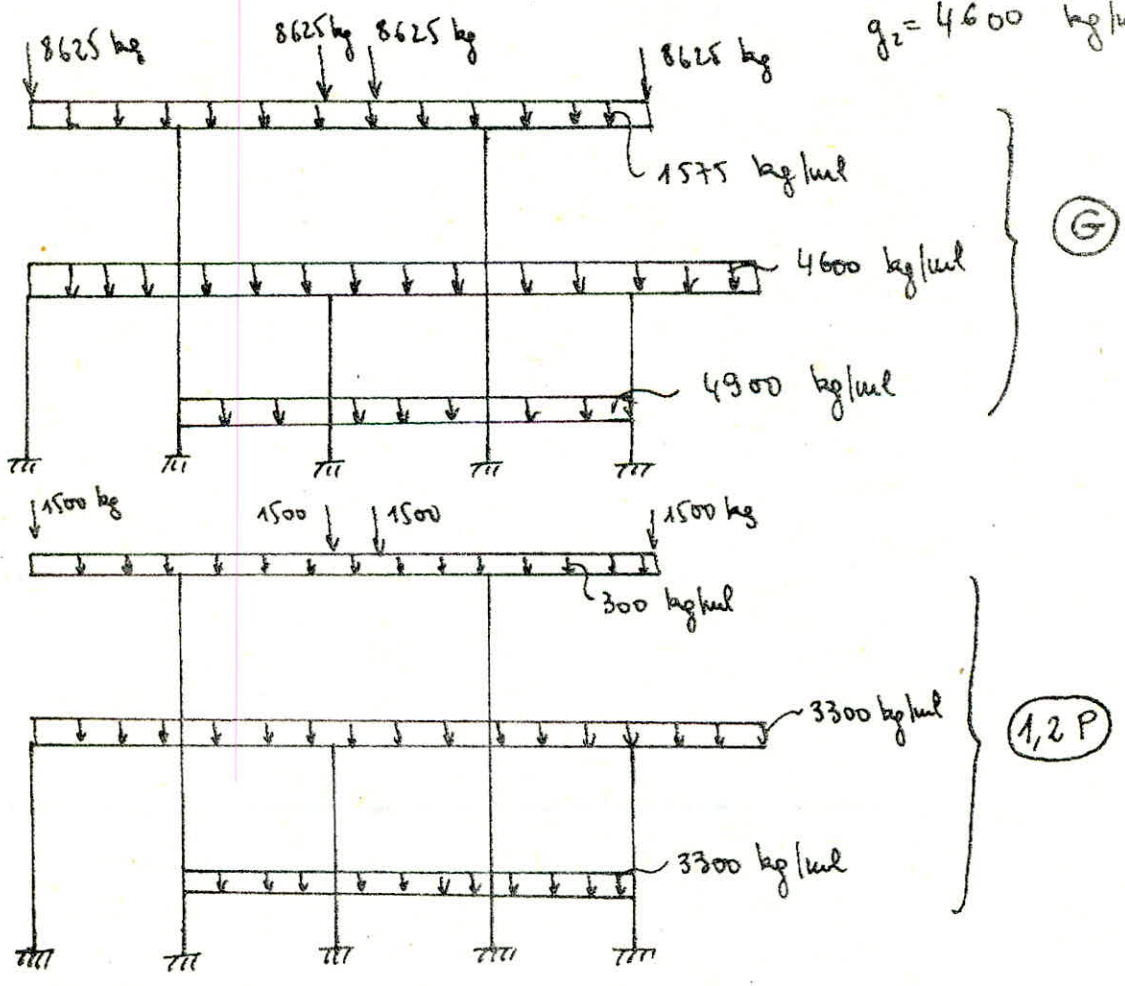
Surcharge par m² de plancher type : $p = 500 \times 1,2 = 600 \text{ kg/m}^2$.

charge permanente par ml pour le 1^{er} niveau :

g_1 : plancher : $566 \times (5,5 + 5,34) \times 0,5 = 3070 \text{ kg/ml}$
 p.p. poutre : $0,4 \cdot 0,7 \cdot 2500 = 700 \text{ —}$
 changement éventuel de cloison : $250 \times 4,5 = 1130 \text{ —}$
 $g_1 = 4900 \text{ kg/ml}$

charge permanente par ml pour le 2^{es} niveau :

g_2 : plancher : $566,0 \times (5,5 + 5,34) \times 0,5 = 3070 \text{ kg/ml}$
 p.p. poutre : $= 700 \text{ —}$
 mur sur la poutre principale : $160 \times 5,20 = 830 \text{ —}$
 $g_2 = 4600 \text{ kg/ml}$



J- Matériaux :

- Le béton armé entrant dans la construction du foyer sera conforme aux "règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé" (CCBA 68), et à tous les règlements en vigueur en Algérie (PS 69)...
- Le béton sera composé de 800 l de gravillon ($D_0 = 25 \text{ mm}$), 400 l de sable ($D_5 \leq 5 \text{ mm}$), de 350 kg de ciment CPA 325 et de 175 l d'eau.
- Nous utiliserons de l'acier doux et de l'acier à haute adhérence conforme aux normes.
- La préparation du béton sera faite mécaniquement et le chantier sera muni du matériel de contrôle nécessaire.

Caractéristiques mécaniques :

* Béton dosé à 350 kg/m^3 de CPA 325 à contrôle attesté.

- Résistance nominale de compression $\sigma_{28}^j = 270 \text{ bars}$
- Résistance nominale de traction $\sigma_{28}^t = 23,2 \text{ bars}$

• en compression simple :

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 67,5 \text{ bars} \quad (\text{sollicitation } 1^{\text{e}} \text{ genre}).$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 101,3 \text{ bars} \quad (\text{sollicitation } 2^{\text{e}} \text{ genre}).$$

• en flexion simple :

$$\bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars} \quad \text{sous SP1}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 202,5 \text{ bars} \quad \text{sous SP2}$$

• Contrainte de traction de référence : (art. 9,5 CCBA 68).

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} \quad \text{sous SP1}$$

$$\bar{\sigma}_b = 8,7 \text{ bars} \quad \text{sous SP2.}$$

* Aciers :

aciers doux : Fe E 22 : $\sigma_{en} = 2200 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a = 1470 \text{ kg/cm}^2$$

aciers HA : Fe E 40 $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

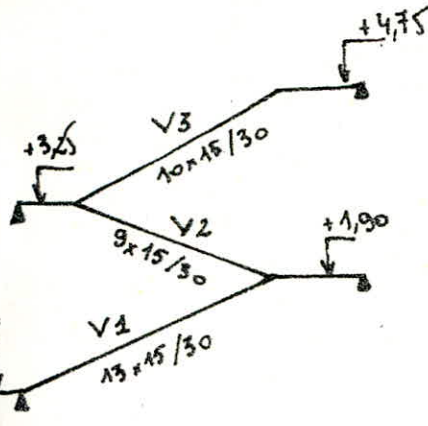
$$\phi \leq 20 \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous SP1} \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous SP2} \end{array} \right.$$

Chapitre -1-

calcul des elements

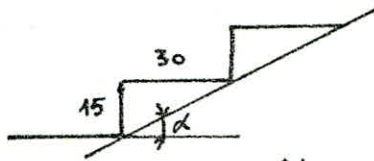
Calcul de la cage d'escalier

L'escalier intérieur, que nous allons calculer, est à paillasse adjacentes. Il est constitué de trois poutres dalles inclinées, de paliers intermédiaires et d'un palier au niveau de l'étage. Ils prennent appui sur 4 poutres palières qui s'appuient sur un voile en béton armé.



On calculera les volées V1 et V3 qui sont les plus défavorables, et la poutre palière P₁.

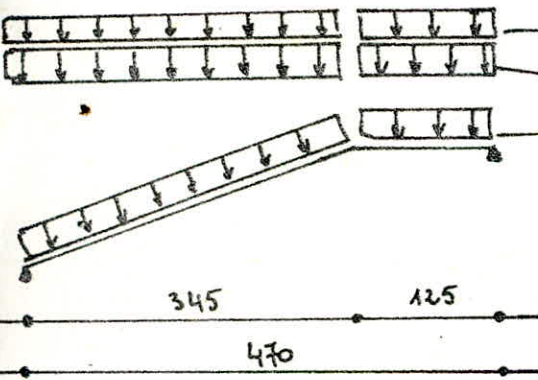
Calcul de la volée V1 :



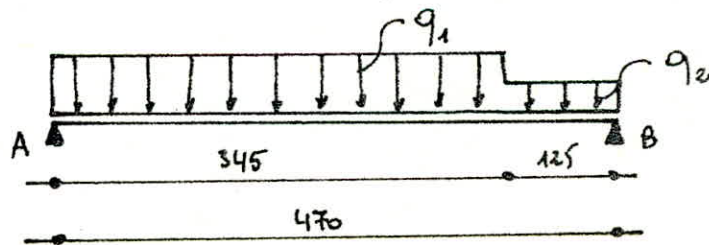
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{15}{30} = 0,5 \Rightarrow \alpha = 26,56^\circ$$

$$\sin \alpha = 0,447 ; \cos \alpha = 0,894$$

L'épaisseur de la poutre dalle est de 15cm
 surcharge d'exploitation
 poids (finition + enduit) : et + marches pour la paillasse
 poids propre dalle.



Schema statique



Evaluation des charges et surcharges (horizontalement) par m² de projection et pour 1m d'embranchement.

* Charge q₁ :

dalle :	$\frac{0,15 \times 2500}{0,894}$	=	420	kg/m ²
finition :	$\frac{0,05 (0,30 + 0,15)}{0,30} \times 2200$	=	165	"
marches :	$\frac{0,15}{2} \times 2200$	=	165	"
enduit :	$\frac{0,015 \times 1800}{0,894}$	=	30	"
			780	kg/m ²
+ surcharge :	$500 \times 1,2$	=	600	"
			<u>q₁ = 1380</u>	<u>kg/m²</u>

* Charge q_z :

dalle :	$0,15 \times 2500$	=	375	kg/m ²
fonction :	$0,05 \times 2200$	=	110	"
enduit :		=	30	"
	<u>surcharge</u>	=	600	"
			<u>1115</u>	<u>kg/m²</u>

calcul des efforts

$$R_A = \frac{1380 \cdot 3,45 \cdot 2,975}{4,7} + \frac{1115 \times 1,25^2}{2 \cdot 4,7} = 3200 \text{ kg}$$

$$R_B = \frac{1380 \cdot 3,45^2}{2 \cdot 4,7} + \frac{1115 \cdot 1,25 \cdot 4,075}{4,7} = 2955 \text{ kg}$$

Le moment est max là où l'effort tranchant s'annule.

$$T(x) = 0 \Leftrightarrow R_A - q_1 x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_1} = 2,318 \text{ m}$$

$$M = R_A \cdot x - \frac{q_1 x^2}{2} \text{ or } x = \frac{R_A}{q_1}$$

$$\text{d'où } M_{\max} = \frac{R_A^2}{2q_1} = \frac{3200^2}{2 \cdot 1380} \Rightarrow \underline{M_{\max} = 3710 \text{ kg.m}}$$

Calcul des armatures : (ou applique la méthode CHIRON).

$$b = 100 \text{ cm} ; h_t = 15 \text{ cm} ; h = 13 \text{ cm} ; \bar{\sigma}_b' = 138 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 371000}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,1176 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 22,23 \\ \varepsilon = 0,8658 \end{cases}$$

$$\kappa = 22,23 > \bar{\kappa} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b'} = 20,4 \text{ donc pas d'aciers comprimés.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{371000}{2800 \cdot 0,8658 \cdot 13} = 11,77 \text{ cm}^2$$

On donne T12 e = 9 cm (12,55 cm²)

Pour les bords de répartition, on prend 0,20 de A nécessaire, car

$$A_{\text{rep}} = 11,77 \times 0,20 = 2,34 \text{ cm}^2$$

soit T8 e = 20 cm

Sur l'appui, on relie une barre sur deux.

• Verification des contraintes:

• La section d'acier adoptée en travée est de : $A = 12,55 \text{ cm}^2$

$$\tilde{w} = \frac{\kappa}{15} \cdot \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{12,55}{13} = 0,9653 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 21,38 \\ E = 0,8625 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{371000}{12,55 \cdot 0,8625 \cdot 13} = 2636,49 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2636,49}{21,38} = 123,32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

• Les aciers transversaux sont-ils nécessaires ?

contrainte de cisaillement : $\bar{\tau}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} \rightarrow \begin{cases} z = \frac{7}{8} \cdot 13 = 11,375 \text{ cm} \\ T_{\max} = 3200 \text{ kg} \end{cases}$

$$\tau_b = \frac{3200}{100 \cdot 11,375} = 2,813 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

Les aciers transversaux ne sont donc pas nécessaires.

• Condition de non fragilité:

• $A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{\text{ten}}} b \cdot h$ avec $\begin{cases} \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_{\text{ten}} = 4200 \text{ "} \end{cases}$

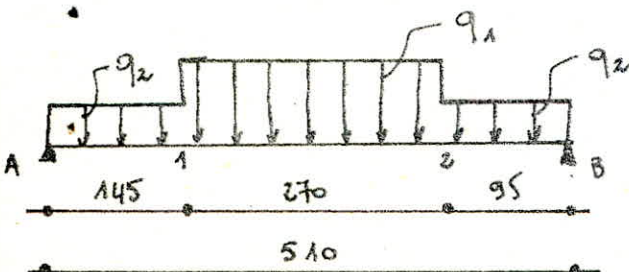
$$A = 12,55 \text{ cm}^2 > 0,69 \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 13 = 1,26 \text{ cm}^2, \text{ vérifié!}$$

• Verification de la flèche: CCBA 68 art 61,21

$$\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{\text{ten}}} \Rightarrow A \leq \frac{43 \cdot b \cdot h}{\bar{\sigma}_{\text{ten}}}$$

$$A < \frac{43 \cdot 100 \cdot 13}{4200} = 13,30 \text{ cm}^2, \text{ vérifié!}$$

■ Calcul de la volée V3:



$$q_1 = 1380 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = 1115 \text{ kg/m}^2$$

$$R_A = \frac{1115 \cdot 5,1}{2} + \frac{(1380 - 1115) \cdot 2,70 \cdot 2,30}{5,1} = 3166 \text{ kg}$$

$$R_B = \frac{1115 \cdot 5,1}{2} + \frac{(1380 - 1115) \cdot 2,70 \cdot 2,80}{5,1} = 3236 \text{ kg}$$

le moment M_{max} se trouve dans la partie (1-2) de la travée.

$$T(x)_{1-2} = R_A \cdot x - q_2 \cdot 1,45 - q_1(x - 1,45) = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{R_A - q_2 \cdot 1,45}{q_1} + 1,45 = \frac{3166 - 1680}{1380} + 1,45 = \underline{2,57 \text{ cm}}$$

donc le m^t max est:

$$M_{max} = 3166 \cdot 2,57 - \frac{1115 \cdot 2,57^2}{2} - \frac{(1380 - 1115) \cdot 1,12^2}{2} = \underline{4288 \text{ kg.m}}$$

calcul des armatures:

$$b = 100 \text{ cm} ; h_f = 15 ; h = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 4288000}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,1359 \longrightarrow \begin{cases} \kappa = 20,13 \\ \epsilon = 0,8578 \end{cases}$$

on a $\kappa < \bar{\kappa} \Rightarrow$ On devrait avoir des aciers comprimés.

On voit, par conséquent que la dalle ne passe pas sous un feuillage de compression. Pour cela on augmente l'épaisseur de la dalle à 16 cm.

le m^t max deviendra alors : 1 cm de dalle équivaut à 25 kg/m²

$$M_{max} = 4288 + \frac{25 \cdot 5,10^2}{8} = 4288 + 82 = \underline{4370 \text{ kg.m}}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 4370000}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,1194 \longrightarrow \begin{cases} \kappa = 22 \\ \epsilon = 0,8649 \end{cases}$$

$\kappa > \bar{\kappa}$, pas d'aciers comprimés.

$$A = \frac{4370000}{2800 \cdot 0,8649 \cdot 14} = 12,88 \text{ cm}^2$$

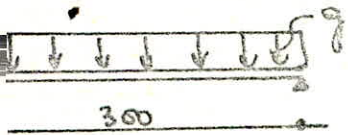
On adopte T14 e = 11,5 cm (13,4 cm²)

Bases de repartition T8 e = 20 cm

CONCLUSION: Pour les 3 volées on adoptera: T14 : e = 11,5 cm
bases de repartition T8 : e = 20 cm

■ Calcul de la poutre palière du niveau +3,25 brut : poutre P1

La poutre P1 est considérée appuyée simplement dans le voile, de part et d'autre.



charge q :

Reaction de la volée V3	→	3166 kg/ml
cloison : $165,0 \times (1,5 + 1,2)$	→	446 "
pois propre poutre : $0,3 \times 0,3 \times 2500$	→	225 "
		<hr/>
		3837

On prend $q = 3840 \text{ kg/ml}$

$$R = 3840 \times 3,00 \times 0,5 = 5760 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = \frac{3840 \cdot 3,0^2}{8} = 4320 \text{ kg.m}$$

$$b = 30 \text{ cm} ; h_f = 30 \text{ cm} ; h = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 432000}{2800 \cdot 30 \cdot 27^2} = 0,1058 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 23,85 \\ \epsilon = 0,8713 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{432000}{2800 \cdot 0,8713 \cdot 27} = 6,56 \text{ cm}^2$$

On adoptera 2T16 + 2T14 ($= 7,10 \text{ cm}^2$).

cisaillement : $T_{\max} = 5760 \text{ kg}$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{T}{\frac{z}{8} h b} = \frac{5760}{0,875 \cdot 27 \cdot 30} = 8,12 \text{ kg/cm}^2$$

Nous pouvons utiliser des armatures transversales A_t à la ligne moyenne. Les armatures seront constituées par des cadres doublés $\phi 6$ ($11,12 \text{ cm}^2$)

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_a \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) \cdot \bar{\sigma}_{cu} = \left(1 - \frac{8,12}{9 \cdot 5,9}\right) \cdot 2200 = 0,847 \cdot 2200 = 1863,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{D'où } t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{\max}} = \frac{11,12 \cdot 0,875 \cdot 27 \cdot 1863,4}{5760} = 8,55 \text{ cm}$$

On adoptera des cadres doublés $\phi 6$ avec un espacement :

$$e = 2 \times 8 ; 2 \times 9 ; 2 \times 10 ; 2 \times 11 ; 2 \times 13 ; \text{ max } 20 \text{ cm}$$

Calcul du voile :

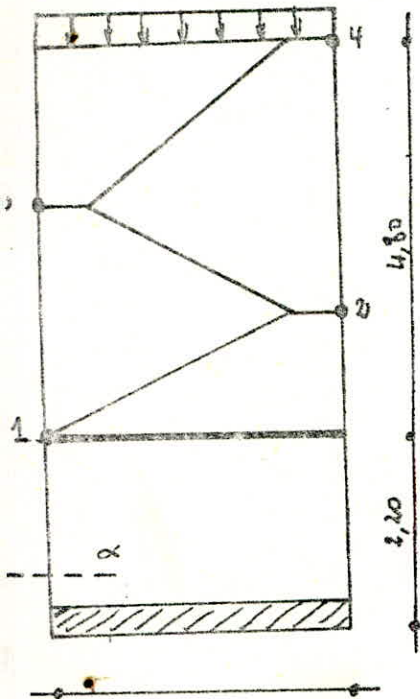
Le voile est chargé par 4 forces concentrées qui sont les réactions des poutres palières, et par les planchers du niveau 0,00 et +4,80.
(travée du plancher = 1,80 m).

La force appliquée aux points 1, 2, 3 et 4 :

$$P = 5760 \text{ kg}$$

Charge sur le voile au niveau -1,90 (section α)

oids propre :	$0,2 \times 2500 \times (4,80 + 1,90)$	=	3350	kg/m
enduit :	$0,03 \times 1800 \times 6,70$	=	370	"
plancher :	$1200 \cdot 1,80 \cdot 0,5 \cdot 2$	=	2160	"
poutres :	$\frac{4 \cdot 5760}{5,4}$	=	4270	"
balustrade en haut :	$0,1 \cdot 2500 \cdot 1,2$	=	300	"
			<u>10450</u>	<u>kg/m</u>



Le ferrillage du voile sera calculé selon le DTU (N° 23.1)

Béton dosage 350 kg/m³

• Contraintes admissibles : $\bar{\sigma}'_{b0} = f'_{b1} \cdot \sigma'_{28}$

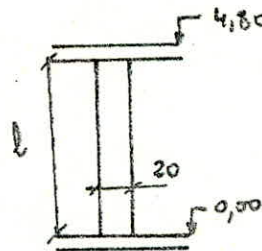
$$f'_{b1} = 0,45 \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot \delta$$

$$f'_{b2} = 0,50 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$$

ou prend la plus petite valeur.

$$\alpha = \frac{a - 10 \cdot \frac{e}{3}}{a}$$

l_f = longueur libre de flambement ($l_f \leq 600 \text{ cm}$)



$$l_1 = 4,80 \text{ m}$$

$$l_2 = 2,20 \text{ m}$$

① Vérification dans la partie supérieure : (entre niveau 0,00 et +4,80).

$$l_f = l = 4,80 \text{ m} ; \begin{cases} e = \text{excentricité initiale} = 1, \text{ cm} \\ e = \frac{480}{300} = 1,6 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \underline{e = 1,6 \text{ cm}}$$

$$\alpha = \frac{20 - 10 \cdot \frac{1,6}{3}}{20} = \underline{0,733}$$

$\delta = 0,83$ car le contrôle du béton est atteint.

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2} \quad \text{avec} \quad \lambda = \frac{e_f \sqrt{f_c}}{a} = \frac{480 \cdot \sqrt{12}}{20} = 83,14$$

d'où $\beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{83,14}{100} \right)^2} = \underline{\underline{0,420}}$

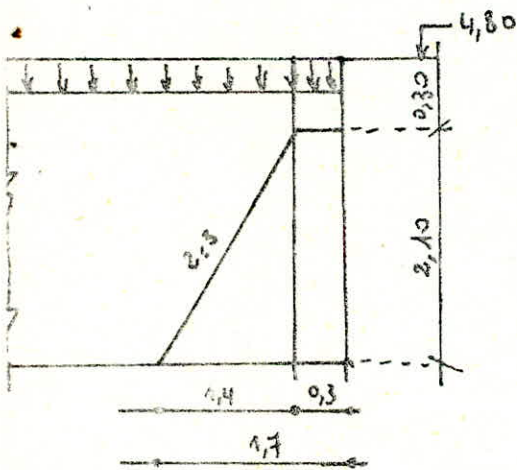
$\delta = 1,0$ ou $1,1$; on prend $\delta = 1,0$ car on ne prend pas en considération les effets climatiques.

$$s'_{b_1} = 0,45 \cdot 0,933 \cdot 0,83 \cdot 1,0 = 0,273$$

$$s'_{b_2} = 0,50 \cdot 0,733 \cdot 0,420 \cdot 0,83 \cdot 1,0 = 0,128$$

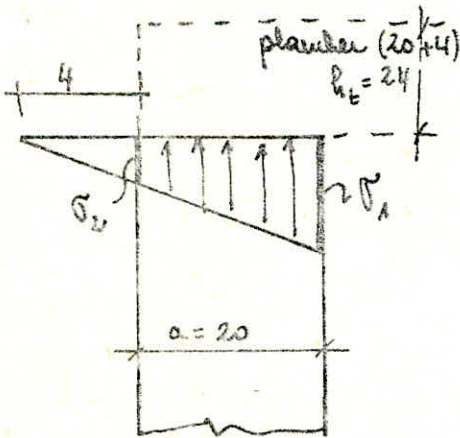
Alors $\bar{\sigma}'_{b_0} = 275 \cdot 0,128 = \underline{\underline{35,2 \text{ kg/cm}^2}}$

Contrainte dans la voile :



charge au niveau +2,40 m

1200 · 1,7	= 2040 kg
pois propre : 0,2 · 2500 · 2,4	= 1200 "
enduit : 0,03 · 1000 · 2,4	= 130 "
porte :	= 5760 "
	<hr/>
	9130 kg



$$\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times 100 \times 20 = 9130 \text{ kg}$$

$$\frac{\sigma_2}{4} = \frac{\sigma_1}{24} \rightarrow \sigma_2 = \frac{\sigma_1}{6}$$

$$\frac{\sigma_1 + \frac{\sigma_1}{6}}{2} \times 100 \times 20 = 9130$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 7,83 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,305 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

car où $h_t > a$

Par conséquent $\sigma_1 = 7,83 \ll 35,2 \text{ kg/cm}^2$

On a vérifié ci-dessus, les contraintes qui existaient dans le voile et dans une section quelconque et on a constaté que σ_1 (ou σ_2) est toujours plus faible que $\bar{\sigma}'_{b_0} = 35,2 \text{ kg/cm}^2$.

Par conséquent, on fera le voile par un minimum d'armatures pour un voile armé.

* Armatures verticales:

Le pourcentage minimal d'une bande verticale donnée rapporté au volume total de la bande doit être au moins égal à la plus grande des 2 valeurs.

$$\bar{w}'_v = \frac{A'_m}{a \cdot d} \geq \begin{cases} 0,001 \\ \frac{2,10}{\sigma_{cu}(\text{bars})} \cdot \sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \left(3 \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_{b_0}} - 1\right) \end{cases}$$

Dans notre cas $\bar{w}'_v = 0,001$

La section d'armature correspondant au "pourcentage" \bar{w}'_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande se une considérée, en respectant l'intervalle défini plus haut.

$a = 20 \text{ cm}$
 $d = 100 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A'_m = \bar{w}'_v \cdot a \cdot d = 0,001 \cdot 20 \cdot 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \text{ pour 2 côtés}$$

$$\Rightarrow A'_1 = 1,0 \text{ cm}^2 \text{ d'un côté.}$$

On donne T6 $e = 25 \text{ cm}$ ($1,12 \text{ cm}^2$)

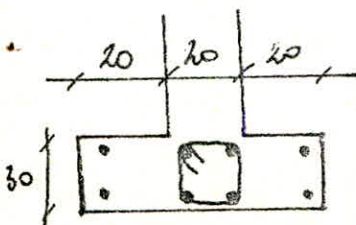
* Armatures horizontales:

On donne T6 $e = 25 \text{ cm}$

* Armatures transversales:

On donne des epingles $\phi 6$ ($50 \times 50 \text{ cm}$)

* FONDATION:



$$P = 10,45 \text{ t/m}$$

$$\sigma_{adm} = 2,5 \text{ kg/cm}^2 = 25 \text{ t/m}^2$$

$$b = \frac{10,45}{25} = 0,42 \text{ m} \Rightarrow \text{on donne } \underline{b = 60 \text{ cm}}$$

On donne 4 T12 et des cadres $\phi 6$ $e = 30 \text{ cm}$

CALCUL DES POUTRELLES

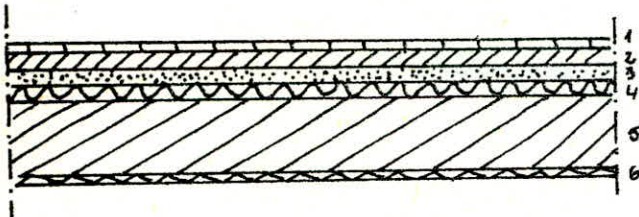
Dans le plancher du 1^{er} niveau on a 3 types de poutrelles IPS1, IPS2 et IPS3.

Dans le plancher du 2^{ème} niveau on a 6 types de poutrelles IIPS1, IIPS2, IIPS3, IIPS4, IIPS5 et IIPS6.

Les poutrelles : IPS1, IIPS1 ; IPS2, IIPS2 ; IPS3, IIPS3 sont identiques. Par conséquent on a 6 calculs de poutrelles à faire.

Les 2 planchers sont constitués par des planchers "I.S.B.A" 20+4=24cm.

Description du plancher :



1. Canelage ($22 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$) : 2cm
2. Mortier de pose : 2cm
3. Sable : 3cm : 1700 . 0,03
4. Isolation phonique
5. Hourdis + table de compression
6. Enduit plâtre :

Choix des

Surcharges : 1,2 . 500

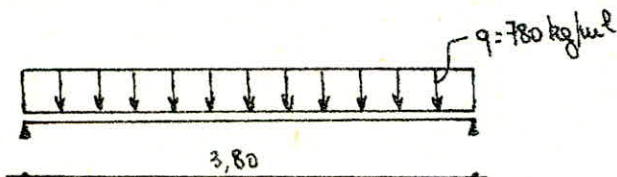
→	44	kg/m ²
→	40	"-
→	51	"-
→	10	"-
→	300	"-
→	21	"-
→	150	"-
→	600	"-
	1166	kg/m ²

soit $q = 1200 \text{ kg/m}^2$

d'où $q = 1200 \cdot 0,65 \Rightarrow \underline{q = 780 \text{ kg/ml}}$

les poutrelles seront calculées sur appuis simples avec M_{max} en travée et $0,4 M_{max}$ sur les appuis (Chapeaux).

* POUTRELLES IPS1 et IIPS1 :

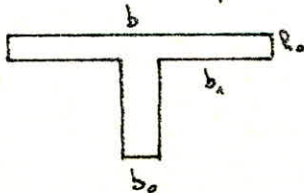


$$M_{max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{780 \cdot 3,8^2}{8} = 1407,9 \text{ kg.m}$$

$$T_{max} = \frac{q l}{2} = \frac{780 \cdot 3,8}{2} = 1482 \text{ kg}$$

On applique la méthode "CHARON" pour le calcul des armatures. On se réfère à l'article 23.3 du CBA 68 pour la détermination de la largeur de la table de compression.

la largeur de la table de compression doit satisfaire aux conditions suivantes : (on prend) la plus restrictive.



- $b_1 \leq \frac{b_0}{2}$
- $b_1 \leq \frac{l}{6}$
- $6b_0 \leq b_1 \leq 8b_0$

b_0 = distance entre axes des nervures = 53 cm

l = distance entre points de moments nuls d'une travée = 380 cm

h_0 = épaisseur du hourdis = 4 cm

- $b_1 \leq \frac{53}{2} = 26,5$ cm

- $b_1 \leq \frac{380}{6} = 63,33$ cm

- 24 cm $\leq b_1 \leq 32$ cm

} \Rightarrow On choisit $b_1 = 26,5$ cm
d'où $b = 2 \cdot 26,5 + 12 = 65$ cm

$\beta = \frac{b_0}{b} = \frac{53}{65} = 0,8154$; $\theta = \frac{h_0}{h} = \frac{4}{22} = 0,1818$; $\alpha = \frac{y}{h}$

$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot l^2} = \frac{15 \cdot 140750}{2800 \cdot 65 \cdot 22^2} = 0,0239$ $\xrightarrow{\text{tableau}}$ $\alpha = 0,2027$

$y = \alpha h = 0,2027 \cdot 22 = 4,45$ cm $> h_0 = 4$ cm

Donc la fibre neutre passe dans la nervure.

Détermination de κ (abaque poutre en T) $\Rightarrow \kappa = 58,5$

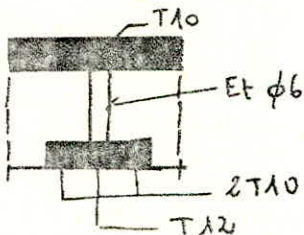
$\kappa = 58,5 \rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,2041 \\ \epsilon = 0,9320 \\ \tilde{w} = 0,175 \end{cases}$

$\beta = \frac{\theta}{\alpha_1} = \frac{0,1818}{0,2041} = 0,8907$

Calcul de C : $C = \frac{\beta^3 - \beta(1-\beta)^2(2+\beta)}{6[1-(1-\beta)(1-\beta)^4]} \Rightarrow C = 0,1176$

Calcul de z : $z = h - \frac{h_0}{2} + C \cdot \alpha_1 \cdot h \Rightarrow z = 20,528$ cm

Calcul de A : $A = \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{140750}{20,528 \cdot 2800} = 2,44$ cm²



On prend $\underline{2T10 + 1T12}$ (2,7 cm²)

• Vérification de la contrainte de béton :

($n=15$) $\Rightarrow \sigma'_b = \frac{15}{n} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{58,5} = 47,86$ kg/cm² $< \bar{\sigma}'_b = 137$ kg/cm²

• Cisaillement :

si $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$ on a $\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b$

$T_{max} = 1482$ kg

$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1482}{8 \cdot 0,875 \cdot 22} = 9,62$ kg/cm² $< 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,7$ kg/cm²

Nous pouvons utiliser des armatures transversales \perp à la ligne moyenne.
 Les armatures seront constituées par un étrier $\phi 6$ ($A_t = 2 \cdot 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2$).
 L'écartement t aux appuis sera : $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en}$ (dans le cas où $\rho_{at} > \frac{2}{3}$).

$\rho_{at} = 1 - \frac{\tau_s}{9 \bar{\sigma}_s} = 1 - \frac{9,62}{9 \cdot 5,9} = 0,818$

$\Rightarrow t = \frac{0,56 \cdot 2200 \cdot 0,818 \cdot 22 \cdot 0,875}{1482} = 13,1 \text{ cm}$

Les étriers seront espacés selon la série de CAQUOT.

$t = 2 \times 11 ; 13 ; 16 \rightarrow \text{max } 20 \text{ cm.}$

Aux appuis on prend 2 T10 ($1,57 \text{ cm}^2$).

• Vérification de l'adhérence : CBA 68 art 29

$\tau_d < \bar{\tau}_d$ avec $\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_s$

$\psi_d = \text{coef. de scellement pour OR} = 1,5$

$\bar{\tau}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

on calcule τ_d pour l'effort tranchant maximum aux appuis : $T = 148 \text{ kg}$

$\tau_d = \frac{T}{n p z} \Rightarrow$

$p = \text{perimètre d'une barre.}$
 On a 2 barres tendues T10.
 $n p = 2 \cdot 3,14 = 6,28 \text{ cm.}$

$\tau_d = \frac{1482}{6,28 \cdot 0,875 \cdot 22} = 11,649 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2 ; \text{Vérifié!}$

• Vérification de la fissuration :

Les conditions de fissuration imposent une limite à la contrainte admissible de l'acier, cette limite est $\max \{ \sigma_1, \sigma_2 \}$. L'autre limite est imposée par les caractéristiques mécaniques de l'acier $\bar{\sigma}_a$.

On prendra $\bar{\sigma}_{af} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} \\ \bar{\sigma}_a \end{array} \right.$

σ_1 et σ_2 sont données dans les tableaux de CHARON connaissant :

• $\hat{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,7}{12,4} = 0,0562$

• $k_f = 1,6$ (acier TOR).

• $\phi = 16 \text{ mm}$

• $K = 1,5 \cdot 10^6$ (fissuration peu visible)

$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 2191 \cdot 1,5 \cdot 1,265 = 5675 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2043 \cdot 1,265 = 2585 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

Donc $\min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} \end{array} \right. = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

Vérifié!

• Condition de non-fragilité : CCBA 68 art 52

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{\sigma_{su}}$$

en travée, on a 2T10 + 1T12 (2,7 cm²)

$$A = 2,7 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 12 \cdot 22 \cdot \frac{5,8}{4200} = 0,25 \text{ cm}^2$$

au appui, on a 2T10 (1,57 cm²)

$$A = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,25 \text{ cm}^2$$

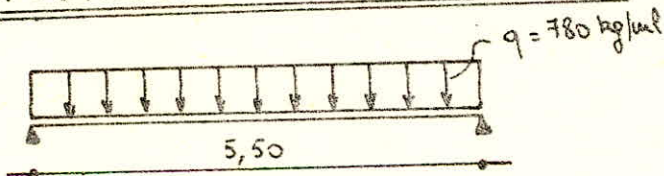
Par conséquent les 2T10 choisis précédemment conviennent.

• Vérification de la flèche : CCBA 68 art. 58,4

$$\frac{h_t}{l} \leq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{15 \cdot 0,4} = 0,105 ; \quad \begin{array}{l} M_t = m^t \text{ en travée.} \\ M_0 = 0,4 M_t \end{array}$$

$$\frac{24}{380} = 0,063 < 0,105 ; \quad \text{vérifié !}$$

* POUTRELLES IPS2 et IIPS2 :



$$\Rightarrow \begin{cases} M_{\max} = \frac{780 \cdot 5,5^2}{8} = 2950 \text{ kg} \cdot \text{m} \\ T_{\max} = \frac{780 \cdot 5,5}{2} = 2145 \text{ kg} \end{cases}$$

La largeur de la table de compression est de 65 cm (voir IPS1 et IIPS1).

$$\beta = 0,1846 ; \quad \theta = 0,1818$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 295000}{2800 \cdot 65 \cdot 22^2} = 0,0502 \rightarrow \alpha = 0,2820$$

$$y = \alpha \cdot h = 0,2820 \cdot 22 = 6,204 \text{ cm} > h_0 = 4 \text{ cm}$$

Donc la fibre neutre passe dans la nervure.

Détermination de κ (abaque poutre en T) $\rightarrow \kappa = 35,3$

$$\kappa = 35,3 \rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,2988 \\ \varepsilon_1 = 0,3004 \\ \bar{w} = 0,424 \end{cases}$$

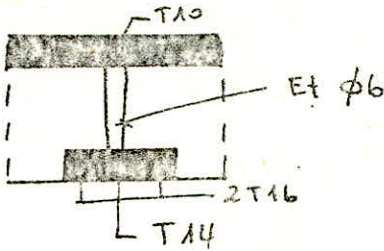
$$\beta = \frac{\theta}{\alpha_1} = \frac{0,1818}{0,2988} = 0,6084$$

- Calcul de $c \rightarrow c = 0,0241$

- Calcul de $z = h - \frac{h_0}{2} + c \cdot \alpha_1 \cdot h = 20,16 \text{ cm}$

- Calcul de A : $A = \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{295500}{20,16 \cdot 2800} = 5,22 \text{ cm}^2$

On prend de construction 2 T16 + 1 T14 (5,56 cm²) et 1 T10 comme acier



• Vérification de la contrainte de béton :

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{35,3} = 79,32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

• Cisaillement : $T_{max} = 2145 \text{ kg}$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2145}{8 \cdot 0,875 \cdot 22} = 13,35 \text{ kg/cm}^2 < 20,7 \text{ kg/cm}^2$$

Nous pouvons utiliser des armatures transversales A_t à la ligne moyenne. Les armatures sont constituées par des étriers $\phi 6$ ($A_t = 2 \cdot 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2$).

L'espacement t aux appuis sera : $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en} = \left(1 - \frac{13,35}{9,59}\right) \cdot 2200 = 1646,9 \text{ kg/cm}^2$$

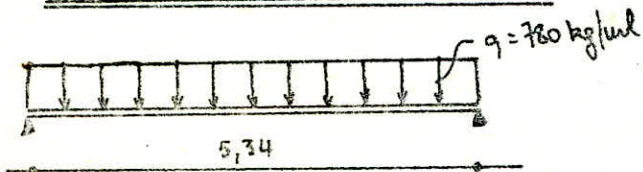
$$\Rightarrow t = \frac{0,56 \cdot 0,875 \cdot 22 \cdot 1646,9}{2145} = 8,15 \text{ cm}$$

les étriers seront espacés selon la série de CAQUOT :

$$t = 3 \times 8 ; 3 \times 9 ; 10 ; 11 ; 13 \rightarrow \text{max } 20 \text{ cm}$$

Sur appuis, on prend 2 T12 (2,26 cm²)

* POUTRELLES IPS3 et IIP33 :



$$\Rightarrow \begin{cases} M_{max} = \frac{780 \cdot 5,34^2}{8} = 2780,27 \text{ kg.m} \\ T_{max} = \frac{780 \cdot 5,34}{2} = 2082,6 \text{ kg} \end{cases}$$

La largeur de la table de compression est de 65 cm.

$$\beta = 0,1846 ; \theta = 0,1818$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 2780,27}{2800 \cdot 65 \cdot 22^2} = 0,0473 \rightarrow \alpha = 0,2748$$

$$y = \alpha h = 0,2748 \cdot 22 = 6,045 \text{ cm} > P_{10} = 4 \text{ cm}$$

Donc la fibre neutre passe dans la nervure.

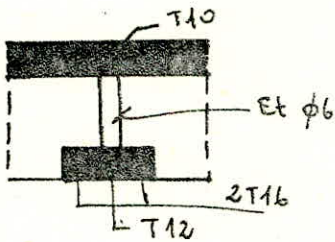
- Détermination de K par les abaques pour les poutres en T.

$$\Rightarrow K = 37,4 \rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,2863 \\ \epsilon = 0,9046 \\ \bar{w} = 0,383 \end{cases}$$

$$j = \frac{\theta}{\alpha_1} = \frac{0,1818}{0,2863} = 0,6350$$

- Calcul de $c \rightarrow c = 0,0344$
 - Calcul de $z \rightarrow z = R - \frac{R_0}{2} + c \cdot \alpha_1 \cdot R = 20,21 \text{ cm}$
 - Calcul de $A : A = \frac{278027}{20,21 \cdot 2800} = 4,91 \text{ cm}^2$

On prend 2 T16 + 1 T12 ($5,515 \text{ cm}^2$) et 1 T10 comme acier de construction.



• Vérification de la contrainte de béton :

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{37,4} = 74,86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

• Cisaillement : $T_{\max} = 2082,6 \text{ kg}$

$$\tau_b = \frac{2082,6}{8 \cdot 0,875 \cdot 22} = 13,52 \text{ kg/cm}^2 < 20,7 \text{ kg/cm}^2$$

Nous pouvons utiliser des armatures A_t à la ligne moyenne. Les armatures seront constituées par des étriers $\phi 6$ ($A_t = 0,56 \text{ cm}^2$).

L'espacement t aux appuis sera :

$$\sigma_{a,t} = \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot \bar{\sigma}'_b}\right) \cdot \bar{\sigma}_{\text{lim}} = \left(1 - \frac{13,52}{9 \cdot 137}\right) 2800 = 1639,8 \text{ kg/cm}^2$$

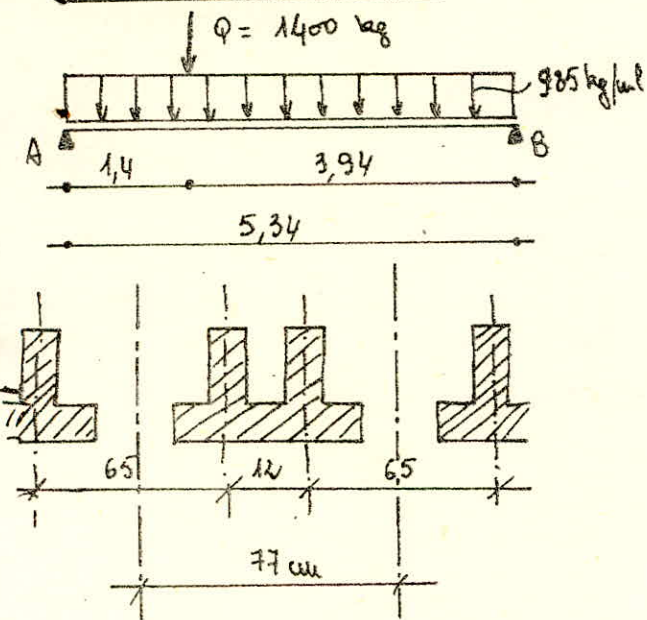
$$t = \frac{0,56 \cdot 0,875 \cdot 22 \cdot 1639,8}{2082,6} = 8,48 \text{ cm}$$

Les étriers seront espacés selon la série de CAQOOT :

$$t = 3 \times 8 ; 3 \times 9 ; 10 ; 11 ; 13 \rightarrow \text{max } 20 \text{ cm}$$

Sur appuis, on prend 2 T12.

* POUTRELLE IIP54 :



Q est dit à la cloison.

$$Q = 0,25 \cdot 0,77 \cdot 5,20 \cdot 1400 = 1400 \text{ kg}$$

Pour cela on place 2 poutrelles.

charge par ml :

$$\begin{aligned} \text{plancher} &: 1200 \times (0,65 + 12) = 985 \text{ kg/ml} \\ \text{poids propre} &: 0,12 \times 0,2 \times 2500 = 60 \text{ --} \\ \text{(entre 2 poutrelles)} & \end{aligned}$$

$$q = 985 \text{ kg/ml}$$

$$R_A = 985 \times 5,34 \times 0,5 + \frac{1400 \times 3,94}{5,34} = 2630 + 1033 = 3663 \text{ kg.}$$

$$R_B = 2630 + 367 = 2997 \text{ kg.}$$

$$M_{\max} = \frac{2997^2}{2 \times 985} = 4560 \text{ kg.m}$$

$$\beta = \frac{b_0}{b} = \frac{12}{77} = 0,156 \quad ; \quad \theta = \frac{h_0}{z} = 0,1818$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 456000}{2800 \cdot 77 \cdot 22^2} = 0,0655 \rightarrow \alpha = 0,3165$$

$$y = \alpha \cdot h = 0,3165 \cdot 22 = 6,9 \text{ cm} > h_0 = 4 \text{ cm.}$$

Donc la fibre neutre passe dans la nervure.

- Détermination de K par les abaques des poutres en T.

$$\Rightarrow K = 68,5 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,3448 \\ E = 0,8851 \\ \bar{w} = 0,605 \end{cases}$$

$$j = \frac{\theta}{\alpha_1} = \frac{0,1818}{0,3448} = 0,527$$

$$\text{- Calcul de } c \rightarrow c = 0,0240$$

$$\text{- Calcul de } z \rightarrow z = h - \frac{h_0}{2} + c \alpha_1 h = 20,18 \text{ cm}$$

$$\text{- Calcul de } A : A = \frac{456000}{20,18 \cdot 2800} = 8,07 \text{ cm}^2$$

On prend dans chaque poutrelle 3T14 (4,62 cm²).

1 T10 comme acier de construction.

• Cisaillement :

$T_{max} = 3663 \text{ kg}$ pour 2 poutrelles.

$\Rightarrow T$ pour une poutrelle : $T = 1832 \text{ kg}$.

$\tau = \frac{1832}{0,875 \cdot 22,8} = 11,90 \text{ kg/cm}^2$

Etriers $\phi 6$ ($A_e = 0,56 \text{ cm}^2$) $f = \left(1 - \frac{\tau_b}{9\sigma_b}\right) = 0,775$

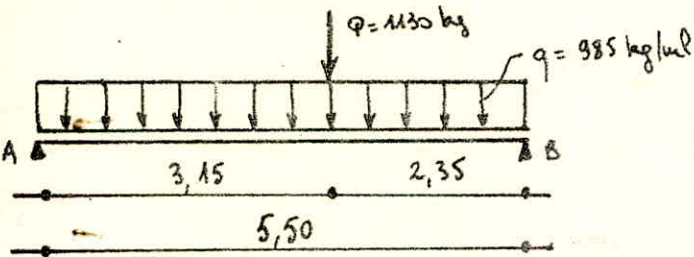
d'où l'ecartement $t = \frac{0,56 \cdot 2200 \cdot 0,775 \cdot 0,875 \cdot 22}{1832} = 10,3 \text{ cm}$.

l'ecartement sera : $t = 3 \times 9 ; 10 ; 11, 13 \rightarrow \text{max } 20 \text{ cm}$.

Sur appui de chaque poutrelle ou prend 2T12.

POUTRELLE, IP55 : (doublee).

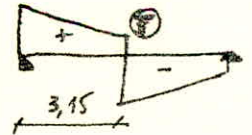
$Q = 0,65 \times 0,77 \times 4,2 \times 1400 = 1130 \text{ kg}$



$R_A = 985 \times 5,5 \times 0,5 + \frac{1130 \times 2,35}{5,5} = 2710 + 483 = 3193 \text{ kg}$

$R_B = 2710 + \frac{1130 \times 3,15}{5,5} = 2710 + 647 = 3357 \text{ kg}$

$\frac{R_A}{985} = \frac{3193}{985} = 3,24 > 3,15 \text{ m}$ alors $T=0$ sous la force Q .



et le moment max sous la force Q .

$M_{max} = 3193 \times 3,15 - \frac{985 \cdot 3,15^2}{2} = 10050 - 4880 = 5170 \text{ kg.m} \rightarrow A = 4,95 \text{ cm}^2$

Même méthode \Rightarrow On prend en travée pour chaque poutrelle : 2T10 + T12 ($2,69 \text{ cm}^2$)

comme acie de construction 1T10.
Sur appui de chaque poutrelle 2T10.

• Cisaillement :

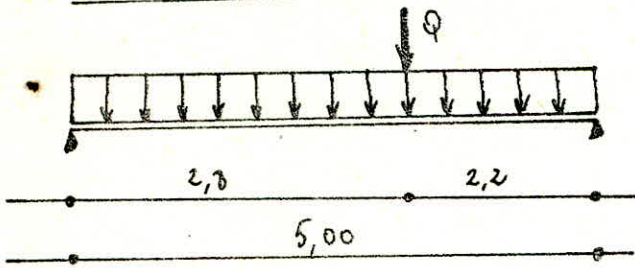
$\tau = \frac{3357}{0,875 \cdot 2 \cdot 8,22} = 10,9 \text{ kg/cm}^2$

Etriers $\phi 6$; $f = 1 - \frac{10,9}{9,59} = 0,794$

l'ecartement dans une poutrelle sera : $t = \frac{0,56 \cdot 2200 \cdot 0,794 \cdot 0,875 \cdot 22}{3357 \cdot 0,5} = 11,2 \text{ cm}$

$t = 3 \times 10 ; 11, 13 \rightarrow \text{max } 20 \text{ cm}$

* POUTRELLE IIP56 : (doublee)

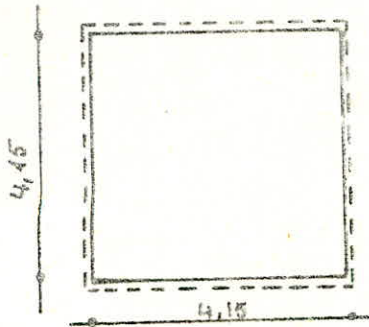


$$Q = 1130 \text{ kg.}$$
$$q = 985 \text{ kg.}$$

On adoptera le même ferrillage que pour IIP55.

CALCUL DE LA DALLE (2^e niveau terrasse).

C'est une dalle carrée en béton armé de 12 cm d'épaisseur, appuyée simplement sur son pourtour.



Le béton est peu contrôlé, dosé à 350 kg/m³ de CPA 325

$$\bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_{b_0}' = 68,5 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$h_t = 12 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm}$$

- dalle : 0,12 . 2500	= 300 kg/ml
- Surcharge : 1,2 . 500	= 600 —
- Camélage (22 kg/cm ² /cm) : 2cm	= 44 —
- Sable : 1cm : 1500 . 0,01	= 15 —
- Chape : 2cm : 2000 . 0,02	= 40 —
	= 999 kg/ml

$$q = 999 \text{ kg/ml}$$

soit q = 1000 kg/ml

La dalle étant uniformément chargée, par conséquent les règles CBA 68 (annexes A2) permettent de déterminer les moments au centre du panneau par bande de largeur unit.

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases} ; f = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,15}{4,15} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0423 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

La dalle étant carrée, les moments par unité de longueur au centre de la dalle sont égaux dans les 2 directions.

D'où $M = 0,0423 \cdot 1000 \cdot 4,15^2 = \underline{729 \text{ kg.m}}$

Pour la nappe inférieure des armatures : $h = 10 \text{ cm}$

D'où pour $b = 100 \text{ cm}$, ou a : $\mu = \frac{15 \cdot 72900}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0390$

$$\mu = 0,0390 \Rightarrow \begin{cases} \kappa = 44,4 \\ \varepsilon = 0,9158 \end{cases}$$

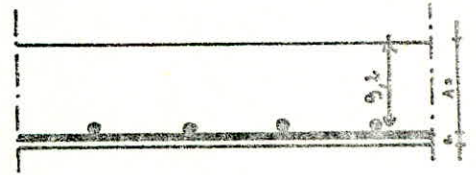
D'où $A = \frac{72900}{2800 \cdot 0,9158 \cdot 10} = 2,85 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{\underline{T8 \ e = 13 \text{ cm} \ (3,85 \text{ cm}^2)}}$

• Vérification de la contrainte de béton :

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

En ce qui concerne la 2^e nappe, on a $\Rightarrow d_u = 9,2 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15.72900}{2800.100.9,2^2} = 0,0461 \Rightarrow \begin{cases} \kappa = 40,2 \\ \epsilon = 0,9094 \end{cases}$$



D'où la section d'acier nécessaire:

$$A = \frac{72900}{2800.0,9094.9,2} = 3,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{\underline{T8 \ e=12 \ (4,17 \text{ cm}^2)}}$$

• Verification de la contrainte de beton:

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{40,2} = 69,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

• Cisaillement: $p = \frac{1000}{4,15} = 241 \text{ kg/cm}^2$

$$T_{\max} = \frac{p l_2 l_y}{3 l_x} = \frac{p l_x}{3} = \frac{241.4,15}{3} = 333,4 \text{ kg}$$

$$z = 0,875.9,2 = 8,05 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b.z} = \frac{333,4}{100.8,05} = 0,415 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,785 \text{ kg/cm}^2.$$

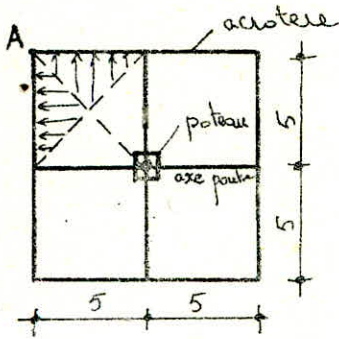
Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires. De plus, il n'y a pas de reprise de bétonnage.

Aux appuis, la condition $A. \bar{\sigma}_a \geq T$ est vérifiée, en effet

$$3,85.2800 > 333,4 \text{ kg}.$$



CALCUL DE L'ACROTÈRE



L'acrotère sera considérée comme un cadre rigide qui supportera la dalle.

$$h = 1,20 \text{ m} = 120 \text{ cm}$$

$$b = 0,15 \text{ m} = 15 \text{ cm}$$

• Inertie :
$$J = \frac{b h^3}{12} = \frac{216 \cdot 10^4 \text{ cm}^4}{12}$$

• Inertie de torsion : (pour une section rectangulaire).

$$\frac{h}{b} = \frac{120}{15} = 8 \Rightarrow k_2 = 0,3036 \text{ (tableau Courbon)}$$

$$J = k_2 \cdot h \cdot b^3 \rightarrow J = 12,30 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

• Module d'élasticité :

(pour des charges de longue durée d'application)

$$\rightarrow E_c = 117300 \text{ kg/cm}^2$$

• Module d'élasticité transversale :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

avec $\nu = 0,15$ pour le béton

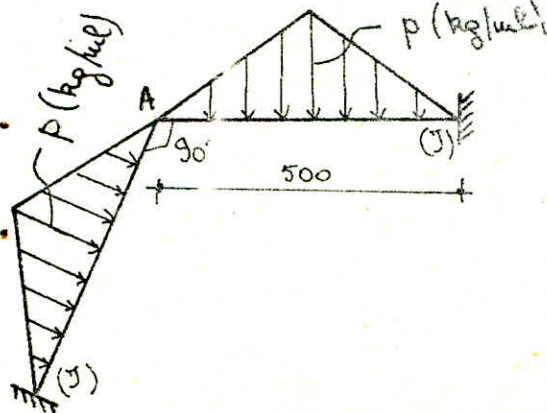
$$\text{ou encore } G = 0,435 \cdot E_c = 0,435 \cdot 117300 \sqrt{\sigma_j}$$

$$\rightarrow G = 51025,5 \text{ kg/cm}^2$$

Le cadre (acrotère) dans notre cas sera traité comme une poutre bi-articulée reposant sur 4 appuis. Du fait que les consoles de chaque côté de l'appui simple (que constitue chaque poutre) ont des portées égales, nous pouvons considérer le schéma statique suivant pour chaque quart (1/4) de cadre.

Nous supposons que le cadre est à inertie constante. Nous aurons donc 2 consoles orthogonales de même section (1,20 x 0,15), de portée égale et supportant des surcharges égales.

• Surcharge due au poids propre de la dalle :

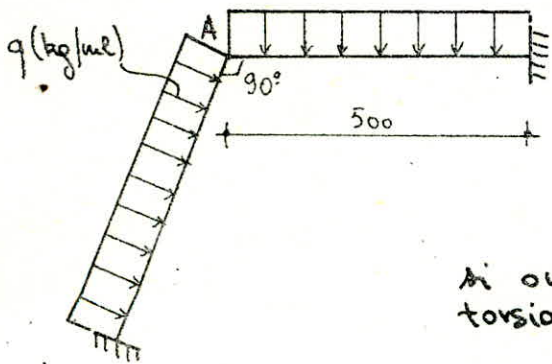


$$S = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$p = q \cdot 1,25 = \frac{0,12 \cdot 5 \cdot 2,5}{5} \cdot 2500 + \frac{1,2 \cdot 2,5 \cdot 5}{5} \cdot 100$$

$$p = 1050 \text{ kg/ml}$$

• Surcharge due au poids propre de l'acrotère :



pois propre de l'acrotère :

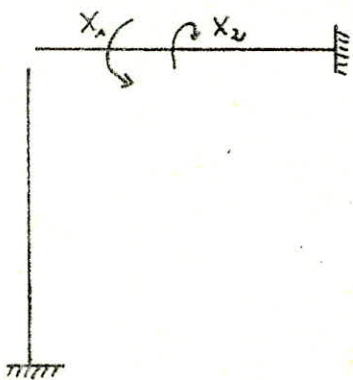
$$0,15 \cdot 1,20 \cdot 5 \cdot 2500 = 2500 \text{ kg}$$

et par ml :

$$q = 450 \text{ kg/ml}$$

Du fait, que les 2 consoles sont liées au pt A, si on a une flexion dans l'une, on aura la torsion dans l'autre et réciproquement.

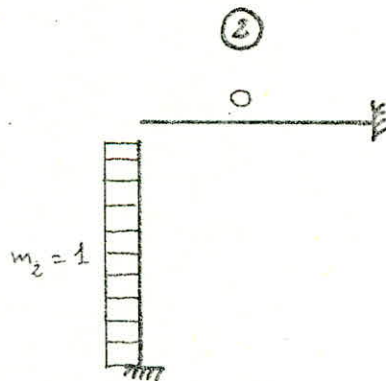
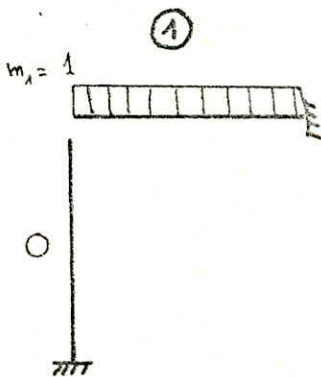
~ CALCUL DU MOMENT PAR LA METHODE DES EFFORTS ~



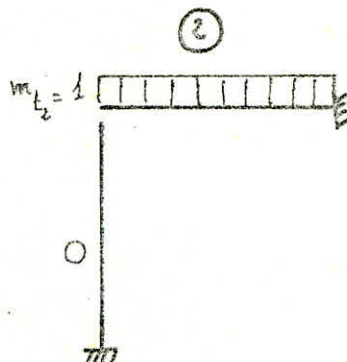
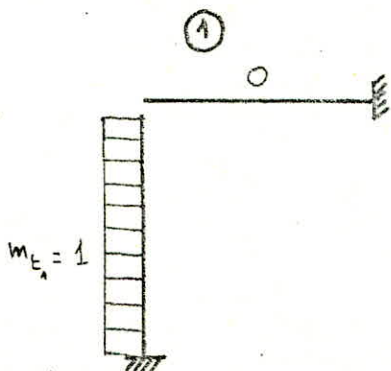
$$X_1 = M_{\text{flexion}}$$

$$X_2 = M_{\text{torsion}}$$

FLEXION



TORSION



$$\delta_{11} = \int_0^l \frac{m_1^2}{E.I} dx + \int_0^l \frac{m_{t1}^2}{G.J} dx$$

$$= \frac{1}{E.I} (1 \times l \times 1) + \frac{1}{G.J} (1 \times l \times 1) = \frac{l}{E.I} + \frac{l}{G.J}$$

d'où

$$\delta_{11} = \delta_{22} = l \left(\frac{1}{E.I} + \frac{1}{G.J} \right)$$

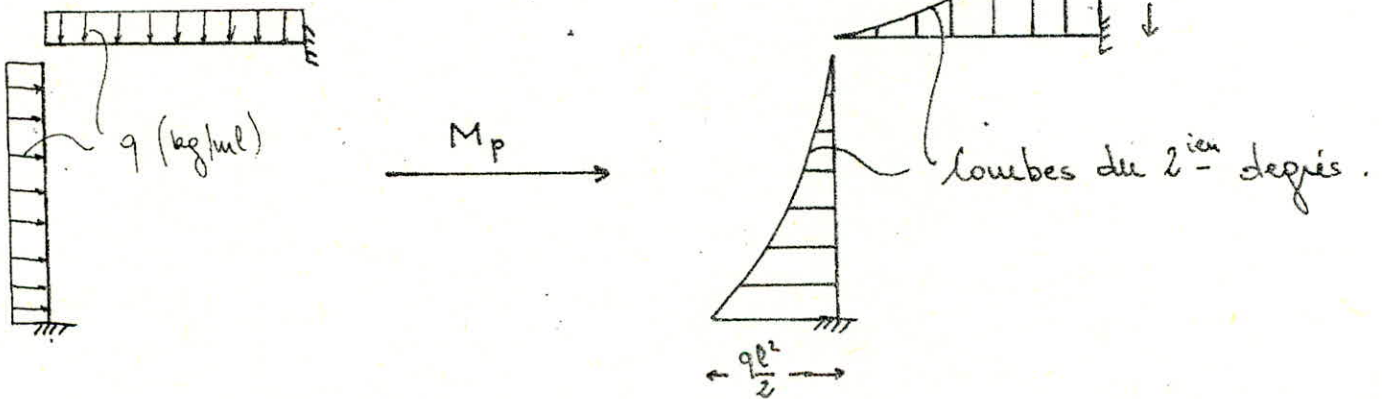
$$\delta_{12} = \frac{1}{E.I} (1 \times l \times 0 + 0 \times l \times 1) + \frac{1}{G.J} (1 \times l \times 0 + 0 \times l \times 1)$$

d'où

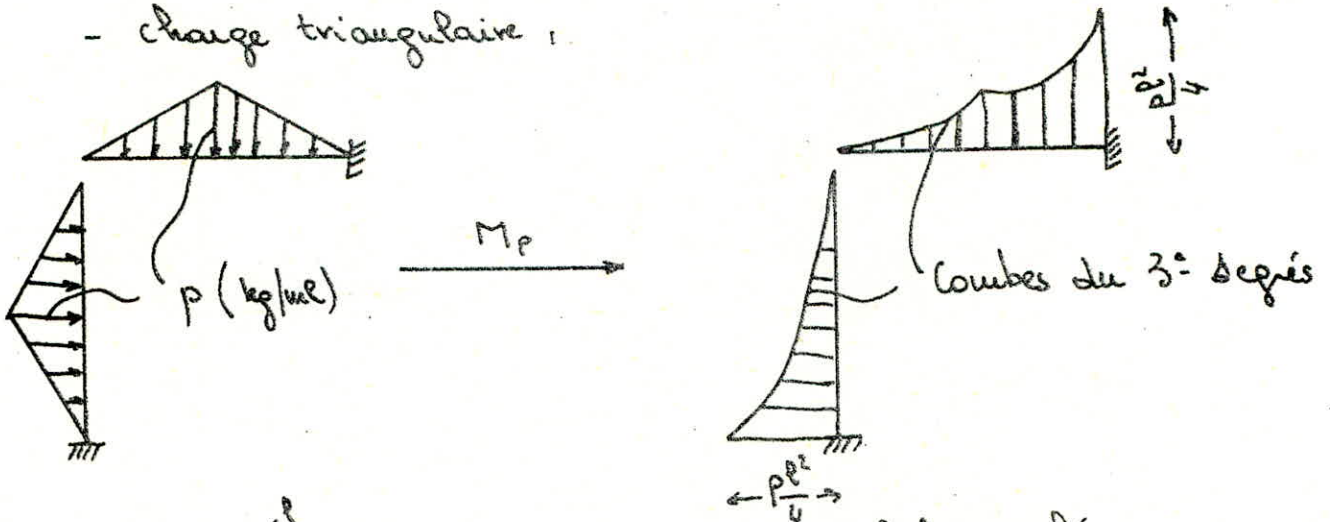
$$\delta_{12} = \delta_{21} = 0$$

• Calcul de Δ_{1p}^0 et Δ_{2p}^0 :

- charge uniforme :



- charge triangulaire :



$$\Delta_{1p}^0 = \int_0^l \frac{M_p \cdot m_1}{E.I} dx \Rightarrow \text{par un calcul approché on aura :}$$

$$= \frac{1}{E.I} \left[\frac{1}{3} \frac{ql^2}{2} \times l \times 1 \right] + \frac{1}{E.I} \left[\frac{1}{4} \frac{pl^2}{4} \times l \times 1 \right]$$

$$\Delta_{1p} = \frac{1}{EI} \left[\frac{q l^3}{6} + \frac{p l^3}{16} \right] = \frac{l^3}{E.I} \left(\frac{8q + 3p}{48} \right)$$

$$\Rightarrow \Delta_{1p}^0 = \Delta_{2p}^0 = \frac{l^3}{48 E.I} (8q + 3p) = 0,0625 \frac{p l^3}{EI} + 0,1667 \frac{q l^3}{EI}$$

D'où les équations :

Nota : calcul exact de l'intégrale en annexe.

$$\begin{cases} S_{11} X_1 + S_{12} X_2 + \Delta_{1p}^0 = 0 \\ S_{21} X_1 + S_{22} X_2 + \Delta_{2p}^0 = 0 \end{cases}$$

ou encore :

$$\begin{cases} S_{11} X_1 + \Delta_{1p}^0 = 0 \\ S_{22} X_2 + \Delta_{2p}^0 = 0 \end{cases}$$

ou $S_{11} = S_{22}$
et

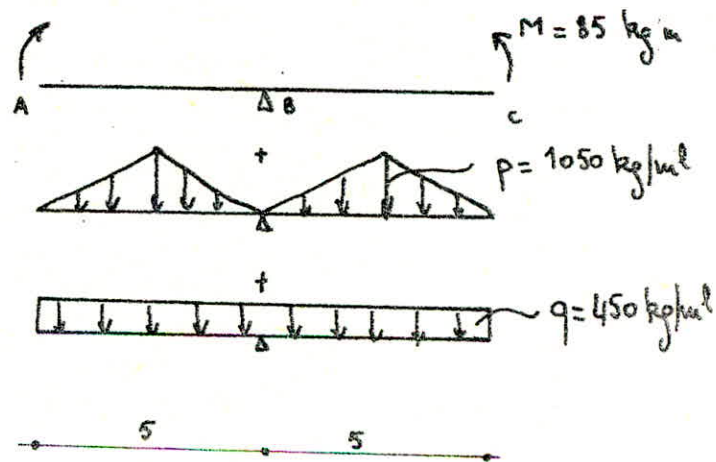
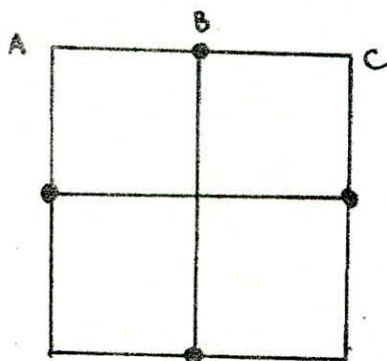
$$\Delta_{1p}^0 = \Delta_{2p}^0$$

par conséquent on a : $X_1 = X_2$

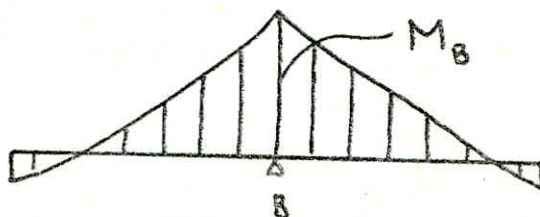
$$\Rightarrow X_1 = X_2 = \frac{l^2 (8q + 3p)}{48 \left(1 + \frac{E.I}{G.J} \right)} = M$$

$$M = 85 \text{ kg.m}$$

Schema statique du cadre :



Clure du Diagramme résultant des moments de la double console :



$$M_B = -\frac{pl^2}{4} - \frac{ql^2}{2} + M$$

$$= -1050 \cdot \frac{5^2}{4} - 450 \cdot \frac{5^2}{2} + 85 \Rightarrow M_B = -12102,5 \text{ kg.m}$$

DIMENSIONNEMENT DE L'ACROTÈRE À LA FLEXION :

Moment sollicitant
Aciers HA
 $n = 15$

$$M = 12102,5 \text{ kg.m}$$

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

Ciment CPA 325, dosé à 350 kg/m^3

Contrôle atténué

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars} = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_{b0} = 67,5 \text{ bars} = 68,85 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ kg/cm}^2 = 5,916 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\alpha = \frac{n \bar{\sigma}'_s}{n \bar{\sigma}'_s + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 137,7}{15 \cdot 137,7 + 2800} \Rightarrow \alpha = 0,424$$

Position de l'axe neutre par rapport au nu inférieur :

$$y = \alpha \cdot h = 0,424 \cdot (120 - 5) = 48,76 \text{ cm}$$

• Moment résistant du B.A : $M_0 = \frac{1}{2} \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot \alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot h^2$

$$M_0 = \frac{1}{2} \cdot 137,7 \cdot 0,424 \cdot \left(1 - \frac{0,424}{3}\right) \cdot 15 \cdot 115^2 = 4972575,03 \text{ kg.cm}$$

$$\underline{\underline{M_0 = 49725,75 \text{ kg.m}}}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires car le moment sollicitant est nettement inférieur au moment résistant du béton.

• calcul des aires tendues :

$$M = A \cdot z \cdot \bar{\sigma}_a \Rightarrow A = \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a}$$

$$\text{avec } z = h - \frac{y}{3} ; y = \alpha \cdot h$$

$$\Rightarrow \underline{\underline{A = \frac{M_0}{h \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot \bar{\sigma}_a}}}$$

$$A = \frac{1210250}{115 \left(1 - \frac{0,424}{3}\right) \cdot 2800} = 4,37 \text{ cm}^2 \text{ soit } \underline{\underline{4T14}} \quad (6,16 \text{ cm}^2)$$

• Verification de la condition de non fragilité :

les règles BA 68 (art. 52) donnent pour les poutres flechies :

$$\frac{A}{b \cdot h} \geq \Psi_4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \cdot \left(\frac{h_e}{h} \right)^2 ; \text{acier TOR} \Rightarrow \Psi_4 = 0,54$$

$$A \geq b \cdot h \cdot \Psi_4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \cdot \left(\frac{h_e}{h} \right)^2$$

$$A \geq 15 \cdot 115 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,916}{2800} \cdot \left(\frac{120}{115} \right)^2$$

$$A \geq 2,14 \text{ cm}^2 ; \text{ or } A = 6,16 \text{ cm}^2 > 2,14 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée !!!

• Verification à la fissuration :

$$A = 6,16 \text{ cm}^2 ; \text{ enrobage} = d = 5 \text{ cm}$$

$$B_f = 2 \cdot d \cdot b = 2 \cdot 5 \cdot 15 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{6,16}{150} = 0,041$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \kappa \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} \\ \sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\kappa \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} \end{cases}$$

avec $\begin{cases} \eta = 1,6 \text{ (acier TOR)} \\ \kappa = 1 \cdot 10^6 \text{ (fissuration préjudiciable)} \\ \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars.} \end{cases}$

$$\sigma_1 = 1 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{14} \cdot \frac{0,041}{1 + 10 \cdot 0,041} \cdot 1,02 \Rightarrow \underline{\underline{\sigma_1 = 3389,66 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,6}{14} \cdot 1 \cdot 10^6 \cdot 5,8} \cdot 1,02 \Rightarrow \underline{\underline{\sigma_2 = 1993,06 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\sigma_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right\} \end{array} \right. ; \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right\} = \sigma_1$$

$$\text{D'où } \sigma_a = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_1 = 3389,66 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

la condition de fissuration est vérifiée.

• Verification de la flèche :

$$\tilde{w} = \frac{A}{b_0 \cdot h} = \frac{6,16}{15 \cdot 115} = 0,00357 \quad (b_0 = b)$$

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

$$\lambda = \frac{\bar{\sigma}_b}{180 \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \tilde{w}} = \frac{5,8}{180 \left(2 + 3 \frac{15}{15} \right) \cdot 0,00357} \Rightarrow \lambda = 1,805$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \tilde{w} \sigma_a + 3 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5 \cdot 5,8}{4 \cdot 0,00357 \cdot 2745 + 3 \cdot 5,8} = 0,487$$

$$I_f = \frac{I_t}{1 + \lambda \cdot \mu} \quad (\text{BA 68 art. 61,2})$$

avec $I_t = \frac{1}{3} b y^3 + n A' (y - d)^2 + n A (y - h)^2$

• I_t étant le m^t d'inertie de la section totale rendue homogène calculée avec $n = 15$.

$x' = 0$; on a considéré qu'il n'y a pas d'armatures comprimées (mais en fait, elles existent).

$$y = x' h = 0,424 \cdot 115 = 48,76 \text{ cm}$$

$$A = 6,16 \text{ cm}^2 ; \quad b = 15 \text{ cm} ; \quad n = 15 ; \quad h = 115 \text{ cm}$$

d'où $I_t = \frac{1}{3} \cdot 15 \cdot 48,76^3 + 15 \cdot 6,16 \cdot (48,76 - 115)^2$

$$\underline{I_t = 985070,62 \text{ cm}^4}$$

$$\Rightarrow I_f = \frac{985070,62}{1 + 1,805 \cdot 0,487} = \underline{\underline{524242,82 \text{ cm}^4}}$$

Par conséquent la flèche est donnée par : $f_{\text{so}} = \frac{M \cdot l^2}{4 \cdot E_v \cdot I_{f_v}}$

$$E_v = 117300 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_{f_v} = 524242,82 \text{ cm}^4$$

$$M = 12102,5 \text{ kg.m}$$

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

$$f_{\text{so}} = \frac{1210250 \cdot 500^2}{4 \cdot 117300 \cdot 524242,82} \Rightarrow$$

$$\boxed{f_{\text{so}} = 1,23 \text{ cm}}$$

Nota: la flèche est largement surestimée pour:

a) acier comprimé

b) le coefficient μ ne peut être plus faible (faible surcharge).

la flèche admissible a été réduite ⁻²⁷⁻ pour des dispositions constructives concernant le vitrage.

flèche admissible $\bar{f}_{ad} = \frac{l}{400} = \frac{500}{400} = 1,25 \text{ cm}$

ou a bien $f_{ad} < \bar{f}_{ad}$ { en principe $\bar{f}_{ad} = 0,5 + \frac{1}{500} = 1,5 \text{ cm}$

TORSION :

$M = 85 \text{ kg.m}$

$\frac{b}{a} = \frac{120}{15} = 8 \Rightarrow K = 3,27$

$\tau_{bm} = \frac{K \cdot M}{a^2 \cdot b} = \frac{3,27 \cdot 8500}{15^2 \cdot 120} = \underline{\underline{1,03 \text{ kg/cm}^2}}$

$\frac{b}{a} = 8 > 3,5 \Rightarrow \bar{w}_t = \bar{w}_l = \frac{3}{7} \cdot \frac{\tau_{bm}}{\sigma_a} = \frac{3}{7} \cdot \frac{1,03}{2800}$

$\bar{w}_t = \bar{w}_l = 0,000157$

$B = 15 \cdot 120 = 1800 \text{ cm}^2$



$b = 120 \text{ cm}$

$a = 15 \text{ cm}$

* Armatures longitudinales :

$A = \bar{w} \cdot B = 0,000157 \cdot 1800 = \underline{\underline{0,282 \text{ cm}^2}}$

Comme on a une section d'acier de flexion égale à $6,16 \text{ cm}^2$ (au lieu de $4,37 \text{ cm}^2$ nécessaire), on pourra dire que la section d'acier de torsion ($A = 0,282 \text{ cm}^2$) est reprise par les aciers de flexion.

On placera parfaitement aux coins inférieurs 2 T14, des aciers de repartition T8 (3 T8 de chaque côté) espacés de 30 cm.

• Vérification des contraintes tangentielles :

$\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b$ (car $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0}$)

BA 68 est 25,12

$\bar{\sigma}_b = 5,916 \text{ kg/cm}^2$

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

$\bar{\sigma}'_{b0} = 67,5 \text{ bars} = 68,85 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_{bf \text{ max}} = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z}$

$T_{\text{max}} = 450 \cdot 5 + 1050 \cdot 5 \cdot \frac{1}{2} = 4875 \text{ kg}$

$z = l \left(1 - \frac{a}{3}\right) = 115 \left(1 - \frac{0,424}{3}\right) = 38,75 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \tau_{bfmax} = \frac{4875}{15.98,75} = \underline{3,291 \text{ kg/cm}^2}$$

On a calculé auparavant $\tau_{bt} = 1,03 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau_{b \text{ total}} = 3,291 + 1,03 = \underline{4,321 \text{ kg/cm}^2}$$

$$3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,916 = \underline{20,706 \text{ kg/cm}^2}$$

On a bien : $\tau_{b \text{ total}} = 4,321 \text{ kg/cm}^2 < (3,5 \bar{\sigma}_b = 20,706 \text{ kg/cm}^2)$.

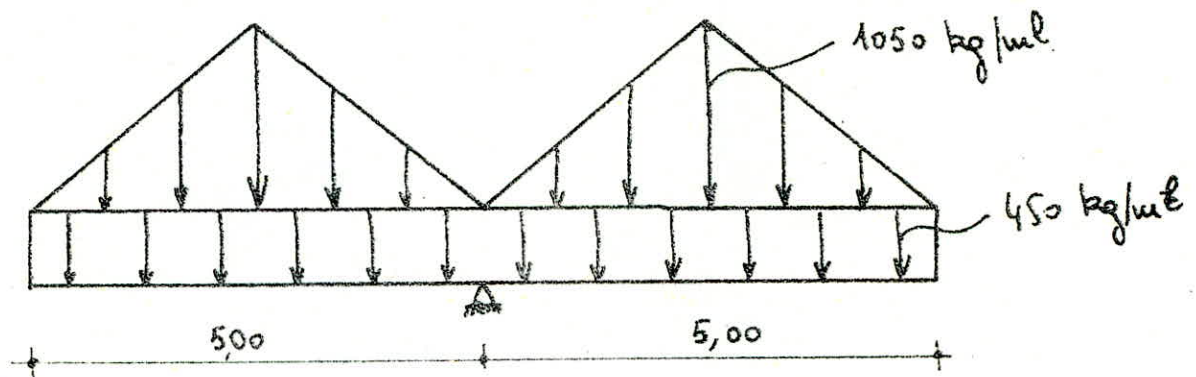
Effort tranchant :

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) \cdot \bar{\sigma}_{en} = \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot 5,916}\right) \cdot 2450$$

$$h = 115 \text{ cm}$$

$$z = h \left(1 - \frac{1}{3}\right) = 115 \left(1 - \frac{0,424}{3}\right) = 98,75 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad ; \quad t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \text{avec } A_t = 2 \phi 6 = 0,565 \text{ cm}^2$$



Comme on a le même chargement et les mêmes consoles, on peut traiter par conséquent une seule console.

Tous les résultats seront consignés dans le tableau suivant :

x m	T kg	τ_b kg/cm ²	$\bar{\sigma}_{at}$ kg/cm ²	t cm
0	4875	3,29	2251,70	25,77
0,5	4822,5	3,25	2253,50	26,07
1	4440	2,99	2265,22	28,46
1,5	3727,5	2,51	2286,86	34,23
2	3135	2,11	2304,89	41,02
2,5	2437,5	1,64	2326,07	53,24
3	1740	1,17	2347,26	75,26
3,5	1147,5	0,77	2365,29	115,00 > R
4	660	0,44	2380,16	201,20 > R
4,5	277,5	0,18	2391,98	480,90 > R
5	0			

A l'appui : en tenant compte des 2 consoles .

0	9750	6,58	2103,40	12,03
---	------	------	---------	-------

Condition d'ecartement :

$$\begin{cases} \bar{E}_1 = R \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\sigma_b} \right) \\ \bar{E}_2 = 0,2 R = 0,2 \cdot 115 = \underline{23 \text{ cm}} \end{cases}$$

Il faut que $t \leq \min \begin{cases} \bar{E}_1 \\ \bar{E}_2 \end{cases}$

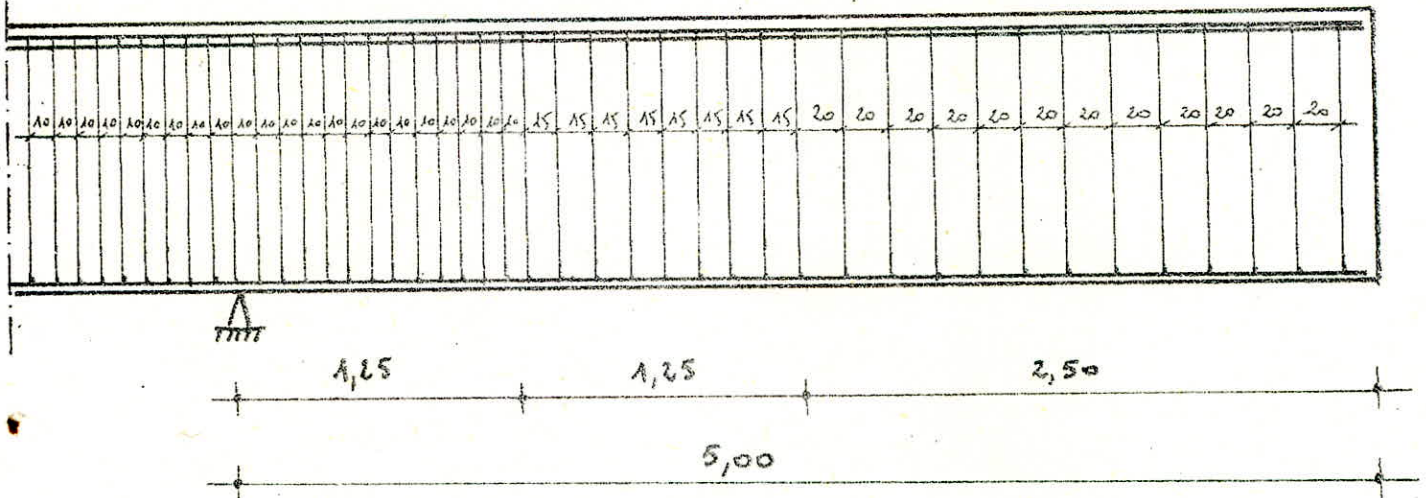
On calcule \bar{E}_1 avec la plus grande contrainte $\tau_b : \tau_b = 6,58 \text{ kg/cm}^2$

$$\Rightarrow \bar{E}_1 = 115 \left(1 - 0,3 \frac{6,58}{5,916} \right) = \underline{76,62 \text{ cm}}$$

$$t \leq \min \begin{cases} 76,62 \text{ cm} \\ 23 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{(I)}$$

Par consequent les ecartements des cadres $\phi 6$ sont determinés par les conditions relatives au tableau ci-dessous et par la condition (I)

Conclusion :



• Verification des conditions aux appuis :

• Le beton etant peu controlé, dosé à 350 kg/m^3 de CPA 325

$$\bar{\sigma}'_b = 68,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,916 \text{ kg/cm}^2$$

A l'appui, l'effort tranchant a pour valeur :

$$T = 9750 \text{ kg}$$

Nous devons avoir : $A \cdot \bar{\sigma}_a > T$

$$A = 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \left. \vphantom{\bar{\sigma}_a} \right\} \Rightarrow 6,16 \cdot 2800 = 17248 \text{ kg} > 9750 \text{ kg}$$

• Verification relative à l'adhérence :

$$\tau_d = \frac{T}{p \cdot z} \quad ; \quad \text{à l'appui } T = 9750 \text{ kg}$$

acier TOR $\Rightarrow \psi_d = 1,5$

$$z = \frac{7}{8} R = \frac{7}{8} \cdot 115 = 100,6 \text{ cm}$$

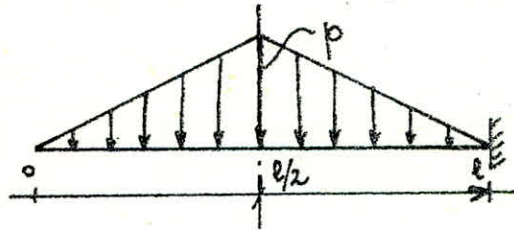
perimètre des 4T14 = $p = 17,6 \text{ cm}$

d'où

$$\tau_d = \frac{9750}{17,6 \times 100,6} = 5,50 \text{ kg/cm}^2 < \left\{ 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,74 \right\}$$

Annexe (Acrotère):

Calcul de l'intégrale $\Delta_{xp} = \int_0^l \frac{M_p \cdot u_1}{E \cdot I} dx$



$0 \leq x \leq \frac{l}{2}$

- $q(x) = \frac{2p}{l} x$
- $T(x) = \frac{p}{l} x^2$
- $M(x) = \frac{p}{3l} x^3$

$\frac{l}{2} \leq x \leq l$

- $q(x) = 2p - \frac{2px}{l}$
- $T(x) = -\frac{p}{l} x^2 + 2px + C$
- $T(l) = \frac{pl}{2} \Rightarrow C = -\frac{pl}{2}$
- $T(x) = -\frac{px^2}{l} + 2px - \frac{pl}{2}$
- $M(x) = -\frac{p}{3l} x^3 + \frac{2px^2}{2} - \frac{pl}{2} x + C$
- $M(l) = \frac{pl^2}{4} \Rightarrow C = \frac{pl^2}{12}$
- $M(x) = -\frac{p}{3l} x^3 + px^2 - \frac{pl}{2} x + \frac{pl^2}{12}$

$\int \frac{M_p \cdot u_1}{EI} dx$

$\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{px^3}{3l} dx = 0,0052 pl^3$

$\int_{\frac{l}{2}}^l M(x) dx = 0,0677 pl^3$

Total = $(0,0052 + 0,0677) pl^3 = 0,0729 pl^3$

Résultat calculé par la méthode approchée, nous donne $0,0625 pl^3$

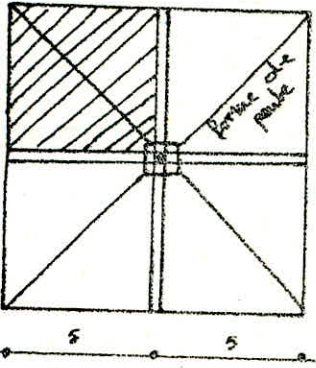
Avec la valeur exacte, on trouve $X_1 = X_2 = M = 91,8 \text{ kg.m}$

et par la méthode approchée on a $X_1 = X_2 = M = 85 \text{ kg.m}$

- La section d'acier a été prise d'une façon majorée par conséquent le résultat donné par la méthode approchée est acceptable.

CALCUL DU PLANCHER TERRASSE

La dalle de la terrasse sera calculée comme une dalle plate en raison de la faible inclinaison (10%).



Puisque on a 4 panneaux identiques, le calcul se portera sur un seul panneau.
La dalle sera continue sur 2 côtés (poutres) et appuyée simplement sur les 2 autres (austère).

$$l_f = \frac{l}{4} = \frac{500}{4} = 12,5 \Rightarrow \boxed{h_f = 12 \text{ cm}}$$

$$h = 10 \text{ cm}; h_e = 10 + 2 = 12 \text{ cm}$$

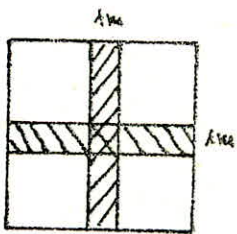
Charge sur 1 m^2 :

dalle :	0,12 · 2500	→	300 kg/m^2
Autoprotégé :		→	30 kg/m^2
Surcharge :	1,2 · 100	→	120 kg/m^2
			<hr/>
			$p = 450 \text{ kg/m}^2$

C'est un panneau de rive carré $\Rightarrow l_x = l_y = 5,00 \text{ m}$

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5,00}{5,00} = 1 \Leftrightarrow \text{panneau carré, on calculera les armatures dans les 2 directions } l_x \text{ et } l_y.$$

Il est uniformément chargé, par conséquent les règles CISA 68 années A2 permettent de déterminer les moments au centre du panneau par bande de largeur unité.



$$\begin{cases} M_{x_0} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 \\ M_{y_0} = \mu_y \cdot M_{x_0} \end{cases}$$

- Moments en travée : $0,85 M_{x_0}$ ou $0,85 M_{y_0}$
- Moments sur appuis intermédiaires (continus) : $0,70 M_{x_0}$ ou $0,70 M_{y_0}$
- Moments sur appuis de rive : $0,20 M_{x_0}$ ou $0,20 M_{y_0}$

La condition $M_f + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$ doit être respectée.

Efforts tranchants :

Soit P la charge totale uniformément répartie sur la surface du panneau, on aura :

au milieu de l_x : $T_x = \frac{P}{3l_y}$

• au milieu de la travée : $T_x = \frac{P}{2l_y + l_x}$

* Etude du panneau :

$l_x = l_y = 5,00 \text{ m}$; $\beta = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0423 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$ (CBA 68 p. 148)

les moments, au centre du panneau, pour des bandes de largeur unité sont

$M_{x0} = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2 = 0,0423 \cdot 450 \cdot 5^2 = 477,0 \text{ kg.m}$

$M_{y0} = \mu_y \cdot M_{x0} = 1 \cdot 477 = 477,0 \text{ kg.m}$

Repartition hyperstatique :

• en travée : $M_{tx} = 0,85 M_{x0} = 0,85 \cdot 477 = 406 \text{ kg.m}$

$M_{ty} = 0,85 M_{y0} = 0,85 \cdot 477 = 406 \text{ kg.m}$

• aux appuis de rive :

$M_{rx} = 0,20 \cdot M_{x0} = 0,20 \cdot 477 = 96 \text{ kg.m}$

$M_{ry} = 0,20 \cdot M_{y0} = 0,20 \cdot 477 = 96 \text{ kg.m}$

• aux appuis intermédiaires :

$M_{ix} = 0,70 \cdot M_{x0} = 0,70 \cdot 477 = 334 \text{ kg.m}$

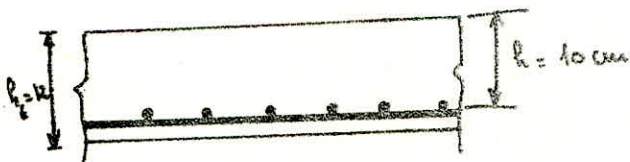
$M_{iy} = 0,70 \cdot M_{y0} = 0,70 \cdot 477 = 334 \text{ kg.m}$

Verification : $M_{tx} + \frac{M_{rx} + M_{ix}}{2} \geq 1,25 M_{x0}$

$406 + \frac{96 + 334}{2} = 621 > 596 \text{ kg.m}$

- Détermination des armatures :

$h_t = 12 \text{ cm}$; $h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$



le diamètre de la plus grosse barre est limité à $\frac{h_t}{10}$ conformément à l'article 29,14 du CBA 68. Donc $\phi \leq 12 \text{ mm}$

On utilise la méthode CHARON pour les pièces soumises à la flexion simple. Comme on a une dalle carrée, on fera le calcul uniquement dans la direction (l_x ou l_y).

* En travée : $M = 40600 \text{ kg.cm}$

$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 40600}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0217 \Rightarrow \begin{cases} K = 62,5 \\ \epsilon = 0,9355 \end{cases}$

$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma'_y} = \frac{2800}{137} = 20,4 < 62,5$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

- $A_{calculée} = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot l_x} = \frac{40600}{2800 \cdot 0,9355 \cdot 10} = 1,54 \text{ cm}^2$
- $A_{choisie} : \underline{\underline{TG; e = 12,5 \text{ cm} (2,32 \text{ cm}^2)}}$
- $\sigma'_s = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{62,5} = 44,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_s = 137 \text{ kg/cm}^2$.
- l'écartement des armatures fait l'objet de l'article 57,33 du CBA 68
suivant l_x (ou l_y) : $t = \min \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 3l_0 = 3 \cdot 12 = 36 \text{ cm} \end{cases}$
 $t = 12,5 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$.

* Aux appuis de rive : $M = 9600 \text{ kg.cm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 9600}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0051 \Rightarrow \begin{cases} \kappa = 138 \\ \epsilon = 0,9673 \end{cases}$$

$\kappa > \bar{\kappa}$

- $A_{cal} = \frac{9600}{2800 \cdot 0,9673 \cdot 10} = 0,354 \text{ cm}^2$
- $A_{choisie} \Rightarrow \underline{\underline{TG; e = 25 (1,12 \text{ cm}^2)}}$

* Aux appuis intermédiaires : $M = 33400 \text{ kg.cm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 33400}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0178 \Rightarrow \begin{cases} \kappa = 70 \\ \epsilon = 0,9412 \end{cases}$$

$\kappa > \bar{\kappa}$

- $A_{cal} = \frac{33400}{2800 \cdot 0,9412 \cdot 10} = 1,27 \text{ cm}^2$
- $A_{choisie} \Rightarrow \underline{\underline{TG; e = 18,75 \text{ cm} (1,94 \text{ cm}^2)}}$

VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT :

L'effort tranchant maximum est donné par :

$$T = T_{x_{max}} = T_{y_{max}} = \frac{P}{3l_x} = \frac{P \cdot l_x \cdot l_x}{3l_x} = \frac{P \cdot l_x}{3} = \frac{450 \cdot 5}{3} = 750 \text{ kg}$$

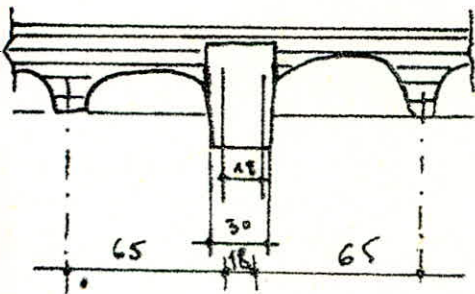
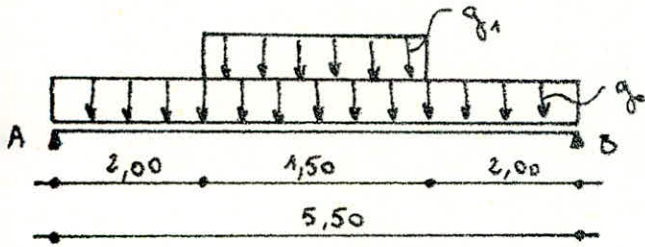
• Contrainte de cisaillement :

$$\bar{z} = \frac{z}{8} \Rightarrow \tau_s = \frac{T}{b \cdot \bar{z}} = \frac{750}{100 \cdot 0,875 \cdot 10} = 0,857 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_s = 0,857 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_s = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires. De plus il n'y a pas de reprise de bétonnage.

CALCUL DE LA NERVURE I N°1



charge g_e :

plancher: $1200 \cdot (0,65 + 0,18) = 996 \text{ kg/m}^2$

poids propre poutre: $0,3 \times 0,4 \times 2500 = 300 \text{ kg/m}^2$

$g_e = 1300 \text{ kg/m}^2$

charge g_1 :

mur: $0,3 \times 4,20 \times 1400 = 1764 \text{ kg/m}^2$

plancher au dessus de la cabine de projection

dalle de 10 cm (béton):

$0,10 \times 2500 \times 2,60 \times 0,5 = 325 \text{ kg/m}^2$

$g_1 = 2100 \text{ kg/m}^2$

$R_A = R_B = 1300 \cdot 5,5 \cdot 0,5 + 2100 \cdot 1,5 \cdot 0,5 = 5150 \text{ kg}$

$M_{max} = 5150 \cdot 2,75 - \frac{1300 \cdot 2,75^2}{2} - \frac{2100 \cdot 0,75^2}{2} = 8656,3 \text{ kg.m}$

$b = 30 \text{ cm}$; $h_t = 40 \text{ cm}$; $h = 37 \text{ cm}$

$\mu = \frac{15 \text{ M}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 865630}{2800 \cdot 30 \cdot 37^2} = 0,1129 \Rightarrow \begin{cases} \kappa = 22,7 \\ \epsilon = 0,8679 \end{cases}$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{865630}{2800 \cdot 0,8679 \cdot 37} = 9,62 \text{ cm}^2$

On prend 3 T20

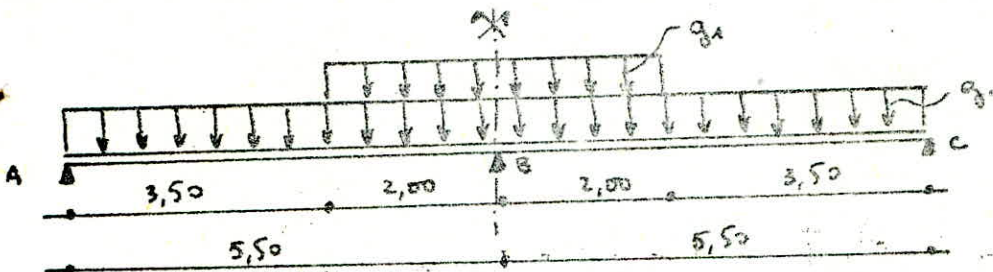
• Cisaillement :

$\tau_b = \frac{5150}{0,875 \cdot 30 \cdot 37} = 5,30 \text{ cm}^2$, $\beta = 1 - \frac{5,3}{8,59} = 0,9$

Cadres } $\phi 8$ ($A_t = 4,03 \text{ cm}^2$)
étriers }

$\Rightarrow t = \frac{2,01 \cdot 2200 \cdot 0,9 \cdot 0,875 \cdot 37}{5150} = 25 \text{ cm}$

NERVURE IN1



$$q_1 = 2100 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = 1300 \text{ kg/ml}$$

En le changement physique, on prendra en considération uniquement la poutre AB.

$$R_A = \frac{1300 \cdot 5,5}{2} + \frac{2100 \cdot 2,0^2}{2 \cdot 5,5} = 3575 + 764 = 4339 \text{ kg}$$

$$R_B = 3575 + \frac{2100 \cdot 2,0 \cdot 4,5}{5,5} = 3575 + 3446 = 7011 \text{ kg}$$

$$M_{A-B} = \frac{4339^2}{2 \cdot 1300} = 7241 \text{ kg.m}$$

$$b = 30 \text{ cm} ; h_f = 40 \text{ cm} ; h = 37 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 724100}{2800 \cdot 30 \cdot 37^2} = 0,0944 \Rightarrow \begin{cases} \kappa = 25,7 \\ \varepsilon = 0,8771 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{724100}{2800 \cdot 0,8771 \cdot 37} = 7,96 \text{ cm}^2$$

On prend 4 T 16 (8,04 cm²)

• Cisaillement:

$$\tau_b = \frac{7011}{0,875 \cdot 37 \cdot 30} = 7,22 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \rho = 1 - \frac{7,22}{9,59} = 0,86$$

Cadres 6 $\phi 8$ (3,02 cm²)

$$t = \frac{3,02 \cdot 2200 \cdot 0,86 \cdot 0,875 \cdot 37}{7011} = 26,3 \text{ cm}$$

On donne sur l'appui B le ferrillage calculé avec 0,4 H_{A-B} car les 2 nervures se rencontrent sur l'appui B.

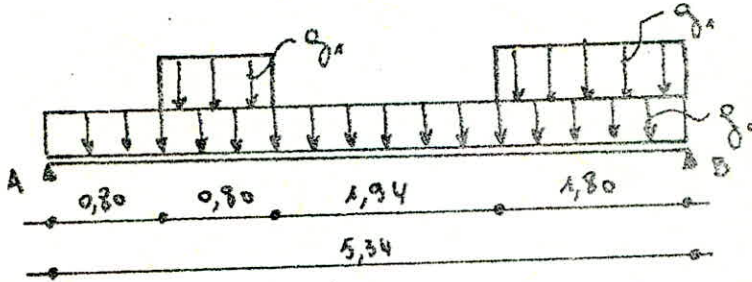
$$M_{\text{appui}} = 0,4 \cdot 7241 = 2896,0 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 289600}{2800 \cdot 30 \cdot 37^2} = 0,0377 \Rightarrow \begin{cases} \kappa = 45,2 \\ \varepsilon = 0,9169 \end{cases}$$

$$A = \frac{289600}{2500 \cdot 0,9169 \cdot 37} = 3,04 \text{ cm}^2$$

On donne 4 T10 (3,14 cm²)

NERVURE INZ



Calcul de g₀:

plancher : $1200 \cdot (0,65 + 0,28) = 1116 \text{ kg/ml}$

pois propre : $0,28 \cdot 0,25 \cdot 2500 = 175 \text{ —}$

$g_0 = 1291 \text{ kg/ml}$

Calcul de g₁:

Poutreau : $0,25 \cdot 0,3 \cdot 1400 \cdot \frac{2,75}{0,75} = 350 \text{ kg/ml}$

pois propre : $1400 \cdot 0,3 \cdot 5,2 = 2184 \text{ —}$

$g_1 = 2574 \text{ kg/ml}$

$$* R_A = 1291 \times 5,34 \times 0,5 + \frac{2574 \times 0,8 \times 4,14}{5,34} + \frac{2574 \cdot 1,8^2}{2 \cdot 5,34} = 3447 + 1596 + 781$$

$R_A = 5824 \text{ kg}$

$$* R_B = 1291 \times 5,34 \times 0,5 + \frac{2574 \times 0,8 \times 1,20}{5,34} + \frac{2574 \times 1,8 \times 4,44}{5,34} = 3447 + 463 + 3850$$

$R_B = 7762 \text{ kg}$

$$\leftarrow X_0 = 1,80 + \frac{7762 - (2574 + 1291) \times 1,8}{1291} = 2,42 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{\max}(A-B) = 7762 \times 2,42 - \frac{1291 \cdot 2,42^2}{2} - 2574 \times 1,8 \times 1,52 = 7961 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$b = 40 \text{ cm} ; h_t = 25 \text{ cm} ; h = 22 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 796100}{2800 \cdot 40 \cdot 22^2} = 0,2802 \Rightarrow K < \bar{K} = 20,4 \quad (K = 14,5)$$

On donne un ferrillage comprimé en haut pour $\kappa = 20,4$

$$\kappa = 20,4 \rightarrow \bar{w} = 1,04, \alpha = 0,424, \mu' = 0,182$$

Calcul du moment M_0 pour lequel la poutre peut supporter les charges sans armatures comprimées.

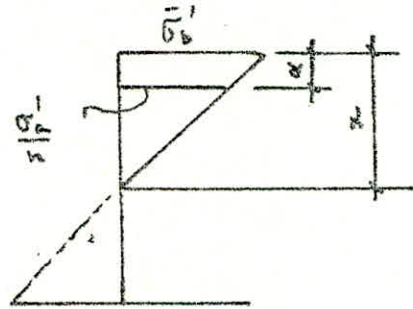
$$M_0 = 0,182 \cdot 40 \cdot 22^2 \cdot 138 = 486245 \text{ kg.cm} = \underline{4862 \text{ kg.m}}$$

$$x = \alpha \cdot h = 0,424 \cdot 22 = 9,33 \text{ cm}$$

Contrainte admissible dans les aciers comprimés est donnée par:

$$\bar{\sigma}_a' = \frac{\bar{\sigma}_b' \cdot n \cdot (x - d)}{x}$$

$$\bar{\sigma}_a' = \frac{138 \cdot 15 \cdot (9,33 - 3)}{9,33} = 1404 \text{ kg/cm}^2$$



$$\Delta M = M - M_0 = 7961 - 4862 = 3099 \text{ kg.m}$$

D'où le ferrillage comprimé:

$$A_1' = \frac{309900}{1404 (22 - 3)} = 11,61 \text{ cm}^2$$

Et le ferrillage tendu:

$$A_1 = 0,0104 \times 40 \times 22 + \frac{309900}{2800 (22 - 3)} = 9,15 + 5,82 = 14,97 \text{ cm}^2$$

On adoptera par conséquent:

$$\text{ferrillage supérieur} \Rightarrow \underline{3 \text{ T}16 + 2 \text{ T}20 \quad (12,31 \text{ cm}^2)}$$

$$\text{ferrillage inférieur} \Rightarrow \underline{5 \text{ T}20 \quad (15,71 \text{ cm}^2)}$$

• Cisaillement:

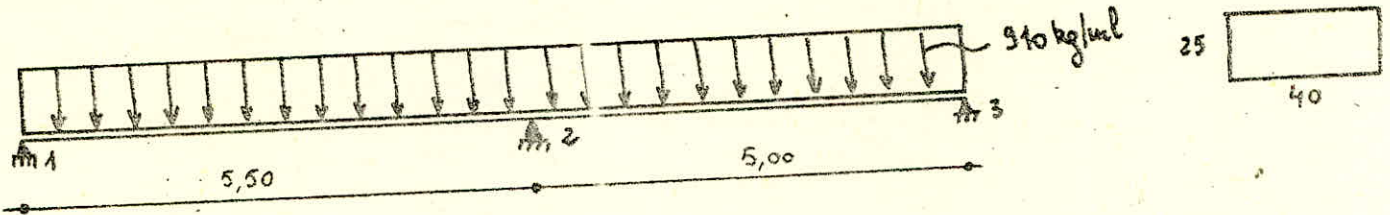
$$\tau_{\max} = \tau_b = \frac{7762}{0,875 \cdot 40 \cdot 22} = 10,08 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 1 - \frac{10,08}{9 \cdot 5,9} = 0,810$$

$$\text{lames et étriers } \phi 8 \times 8 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{4,02 \cdot 2200 \cdot 0,81 \cdot 0,875 \cdot 22}{7762} = 17,76 \text{ cm}$$

Calcul du chaînage 2' (Iche')



$$I = 5,21 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$E I = 115000 \cdot 5,21 \cdot 10^4 = 5,99 \cdot 10^9 \text{ kg cm}^2$$

Calcul de la rigidité des barres :

Noeud 2: $K_{2,1} = \frac{3EI}{l} = \frac{3 \cdot 5,99 \cdot 10^9}{5,50} = 3,26 \cdot 10^7$

$$K_{2,3} = \frac{3EI}{l} = \frac{3 \cdot 5,99 \cdot 10^9}{5,00} = 3,59 \cdot 10^7$$

Coefficients de repartition :

$$r_{2,1} = \frac{K_{2,1}}{K_{2,1} + K_{2,3}} = \frac{3,26}{3,26 + 3,59} = 0,476$$

$$r_{2,3} = \frac{K_{2,3}}{K_{2,1} + K_{2,3}} = \frac{3,59}{3,26 + 3,59} = 0,524$$

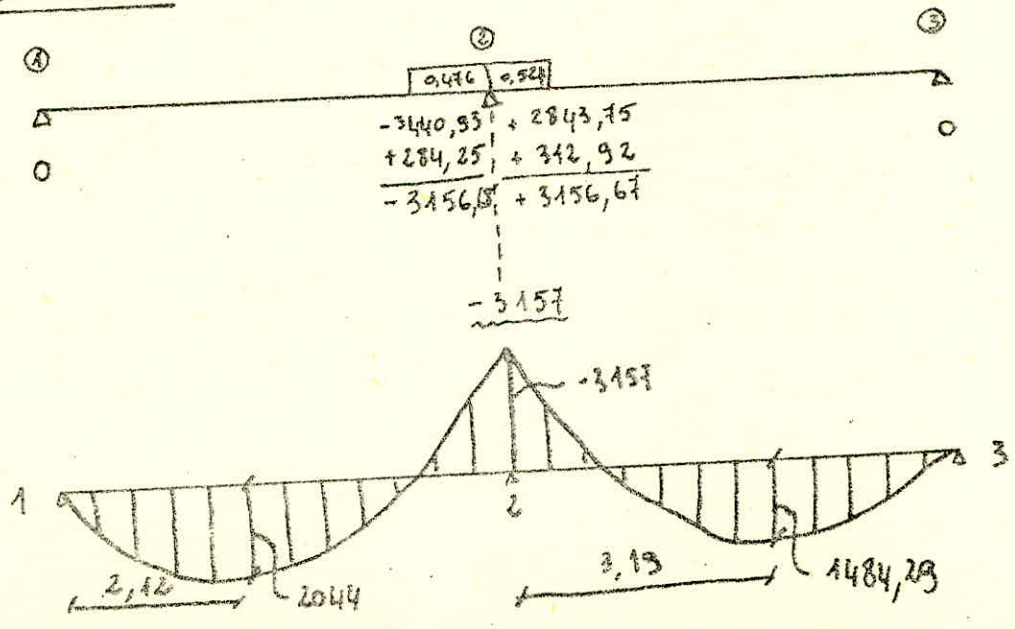
⇒ $\sum r = 1$

Moment d'encastrement parfait :

$$M_{2,1} = - \frac{910 \cdot 5,5^2}{8} = -3440,93 \text{ kg.m}$$

$$M_{2,3} = - \frac{910 \cdot 5^2}{8} = -2843,75 \text{ kg.m}$$

Calcul Cross :



Calcul des moments max en travée:

$$M = \mu + M_A \frac{l-x}{l} + M_B \frac{x}{l} \quad ; \quad T = \frac{d\mu}{dx} + \frac{M_B - M_A}{l}$$

$$M_{\max} \Rightarrow T=0 \Rightarrow \frac{d\mu}{dx} = -\frac{M_B - M_A}{l}$$

$$\text{or } \mu = -\frac{qx^2}{2} + \frac{qL}{2}x \Rightarrow \frac{d\mu}{dx} = -qx + \frac{qL}{2} \Rightarrow -qx + \frac{qL}{2} = -\frac{M_B - M_A}{l}$$

$$\Rightarrow x = \frac{M_B - M_A}{q \cdot l} + \frac{l}{2}$$

* Travée 1.2 :

$$\left. \begin{array}{l} M_A = 0 \\ M_B = -3157 \text{ kg.m} \\ q = 910 \text{ kg/ml} \\ l = 5,5 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow x = \frac{-3157}{910 \cdot 5,5} + 2,75 = \underline{2,12 \text{ m}}$$

$$M = -\frac{910 \cdot 2,12^2}{2} + \frac{910 \cdot 5,5 \cdot 2,12}{2} + 0 + (-3157) \frac{2,12}{5,5}$$

M = 2044 kg.m

* Travée 2.3 :

$$\left. \begin{array}{l} M_A = -3157 \text{ kg.m} \\ M_B = 0 \\ q = 910 \text{ kg/ml} \\ l = 5,00 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow x = \frac{3157}{910 \cdot 5} + 2,5 = \underline{3,19 \text{ m}}$$

$$M = -\frac{910 \cdot 3,19^2}{2} + \frac{910 \cdot 5 \cdot 3,19}{2} + (-3157) \frac{5 - 3,19}{5} + 0$$

M = 1484,29 kg.m

$$T_{1d} = \frac{910 \cdot 5,5}{2} + \frac{-3157 - 0}{5,5} = 1928,5 \text{ kg} = T_{2g}$$

$$T_{2d} = T_{3g} = \frac{910 \cdot 5}{2} + \frac{3157}{5} = 2906,4 \text{ kg}$$

T_{max} = 2910 kg

* Armatures longitudinales:

$$A = \frac{M}{R(1-\frac{\alpha}{3})\sigma_a}$$

Travée : $A = \frac{204400}{20(1-\frac{9,4245}{3})2800} = 4,25 \text{ cm}^2$

on prend 5 T 12 (5,65 cm²)

• Appuis :

$$A = \frac{315700}{20 \left(1 - \frac{0,4245}{3}\right) 2800} = 6,56 \text{ cm}^2$$

On prend 5 T 14 (7,70 cm²).

* Vérifications des contraintes tangentielles :

$$\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{2910}{40 \cdot 17,5} = 4,16 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \cdot 5,9 = 20,7 \text{ kg/cm}^2$$

Nous pouvons utiliser des armatures transversales A_t à la ligne moyenne. Les armatures seront constituées par un cadre et des étriers $\phi 8$ ($A_t = 8 \cdot 0,503 = 4,024 \text{ cm}^2$).

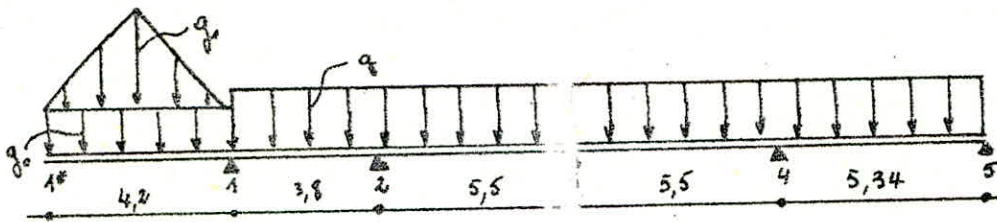
$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en} = \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) \cdot \bar{\sigma}_{en} = \left(1 - \frac{4,16}{9 \cdot 5,9}\right) \cdot 2200 = 2027,64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow t = \frac{4,024 \cdot 17,5 \cdot 2027,64}{2910} = 49,1 \text{ cm}$$

On adoptera l'écartement de la série de CAQUOT.

Châssis, II Ch 1



plancher (1170 kg/m^2)	$1170 \cdot 0,65 \cdot 0,5$	$= 380,25$	kg/ml
pois propre poutre de ch.	$0,30 \cdot 0,5 \cdot 2500$	$= 375$	-
finition sur la console	$166 \cdot 0,3$	$= 50$	-
balustrade :		$= 100$	-
		<hr/>	
		$905,25$	

soit $q = 910 \text{ kg/ml}$

charge triangulaire q_1 : $1170 \cdot 3,7 \cdot 0,5 = 2165 \text{ kg/ml}$

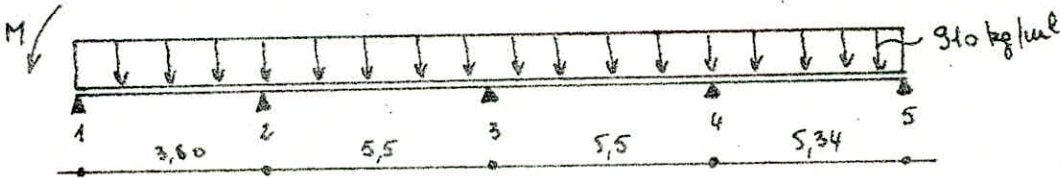
$q_1 = 2165 \text{ kg/ml}$

charge uniformément répartie sur la console : $q_0 = 910 - 380 = 530 \text{ kg/ml}$

$q_0 = 530 \text{ kg/ml}$

Calcul du moment dû à l'effet de la console :

$$M = -\frac{q_0 \cdot l^2}{2} - \frac{q_1 \cdot l^2}{4} = -\frac{530 \cdot 4,2^2}{2} - \frac{2165 \cdot 4,2^2}{4} \Rightarrow M = -14222,25 \text{ kg.m}$$



Moment d'inertie : $J = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \cdot 50^3}{12} = 31,25 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

$E_0 = 115000 \text{ kg/cm}^2$

$J = 31,25 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$ } $\Rightarrow E \cdot I = 3,59 \cdot 10^{10} \text{ kg.cm}^2$

• Calcul de la rigidité des baves :

Nœud 2 : $K_{2-1} = \frac{3EI}{l} = \frac{3 \cdot 3,59 \cdot 10^{10}}{380} = 2,834 \cdot 10^8$

$K_{2-3} = \frac{4EI}{l} = \frac{4 \cdot 3,59 \cdot 10^{10}}{550} = 2,610 \cdot 10^8$

Nœud 3 : $K_{3-2} = \frac{4EI}{l} = 2,610 \cdot 10^8$

$K_{3-4} = \frac{4EI}{l} = 2,610 \cdot 10^8$

$K_{4,3} = \frac{4EI}{l} = 2,610 \cdot 10^8$
 $K_{4,5} = \frac{3EI}{l} = \frac{3 \cdot 3,59 \cdot 10^{10}}{534} = 2,016 \cdot 10^8$

• calcul des coefficients de repartition :

$\ast \left. \begin{aligned} r_{2,1} &= \frac{K_{2,1}}{K_{2,1} + K_{2,3}} = 0,520 \\ r_{2,3} &= \frac{K_{2,3}}{K_{2,1} + K_{2,3}} = 0,480 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \sum r = 1$

$\ast \left. \begin{aligned} r_{3,2} &= \frac{K_{3,2}}{K_{3,2} + K_{3,4}} = 0,5 \\ r_{3,4} &= \frac{K_{3,4}}{K_{3,2} + K_{3,4}} = 0,5 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \sum r = 1$

$\ast \left. \begin{aligned} r_{4,3} &= \frac{K_{4,3}}{K_{4,3} + K_{4,5}} = \frac{2,610}{2,610 + 2,016} = 0,565 \\ r_{4,5} &= \frac{K_{4,5}}{K_{4,3} + K_{4,5}} = 0,435 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \sum r = 1$

• calcul des moments d'encastrement parfait :

$M_{1,1^*} = \frac{1}{2} \cdot 0,530 \cdot 4,2^2 + \frac{1}{4} \cdot 2,165 \cdot 4,2^2 = + 14,22 \text{ t.m}$

$M_{1,2} = - 14,22$

$M_{2,1} = \frac{1}{8} \cdot 0,910 \cdot 3,8^2 - \frac{1}{2} \cdot 14,22 = 1,6426 - 7,11 = - 5,47$

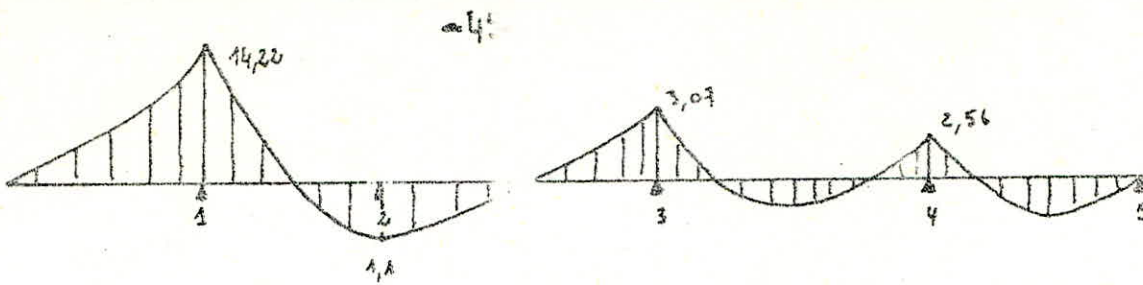
$M_{3,2} = M_{2,3} = \frac{1}{12} \cdot 0,910 \cdot 5,5^2 = + 2,294$

$M_{4,3} = M_{3,4} = \frac{1}{12} \cdot 0,910 \cdot 5,5^2 = + 2,294$

$M_{4,5} = \frac{1}{8} \cdot 0,910 \cdot 5,34^2 = 3,244$

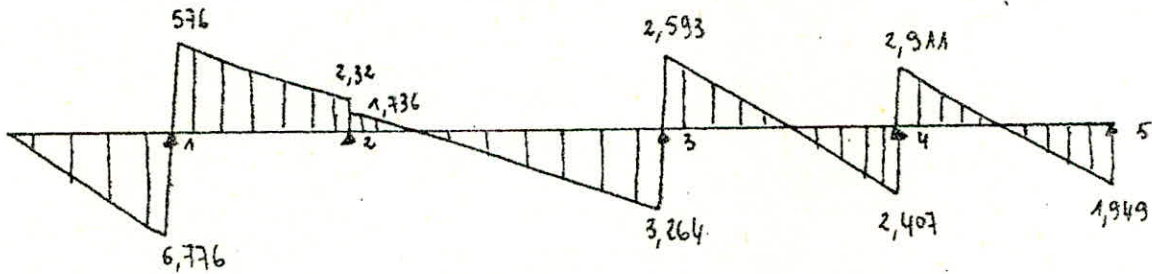
• cross :

0	1	0	0,52	l	0,48	0,50	3	0,50	0,565	4	0,435	5
+14,22	-14,22		-5,47		-2,294		+2,294	-2,294		+2,294	-3,244	
			+4,037		+3,726		+1,863	-0,931		-0,466	+0,616	
					-0,466		-0,931	+0,40		+0,80		
			+0,222		+0,223		+0,112	-0,256		-0,128		
					-0,128		-0,256	+0,036		+0,072	+0,056	
			+0,066		+0,061		+0,03	-0,033		-0,066		
					-0,061		-0,033	+0,005		+0,009	+0,007	
			+0,003		+0,006		+0,004	-0,004		-0,002	+0,001	
			+0,001		-0,002		-0,004	+0,001		+0,001	+0,001	
+14,22	-14,22		-1,16		+1,13		+3,079	-3,077		+2,564	-2,564	

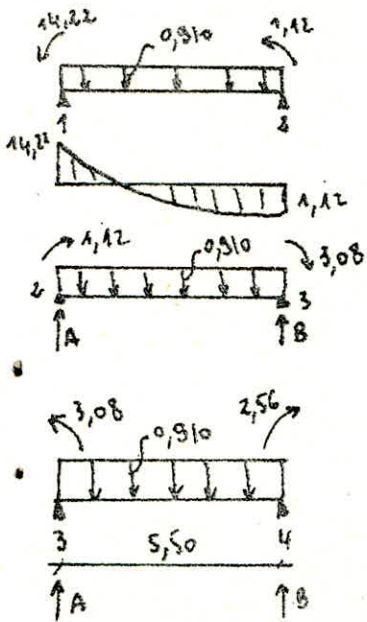


• Efforts tranchants :

- $T_{1.1} = 6,776 \text{ t}$
- $T_{1.2} = 5,76 \text{ "}$
- $T_{2.1} = -2,320 \text{ "}$
- $T_{2.3} = 1,736 \text{ "}$
- $T_{3.2} = 3,264 \text{ "}$
- $T_{3.4} = 2,593 \text{ "}$
- $T_{4.3} = 2,407 \text{ "}$
- $T_{4.5} = 2,911 \text{ "}$
- $T_5 = 1,949 \text{ "}$



• Moments max en travée :



* Travée 2.3 :

$$A \cdot 5,5 - \frac{1}{2} \cdot 0,910 \cdot 5,5^2 + 1,12 + 3,08 = 0$$

$$A = \frac{1}{5,5} (13,76 - 1,12 - 3,08) = 1,74 \text{ t}$$

$$x = \frac{1,74}{0,910} = 1,91 \text{ m}$$

$$M_{max} = 1,74 \cdot 1,91 - \frac{1}{2} \cdot 0,910 \cdot 1,91^2 + 1,12 = 3,32 - 1,66 + 1,12$$

$$M_{max} = 2,78 \text{ t}\cdot\text{m}$$

* Travée 3.4 :

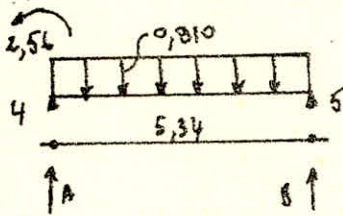
$$A = \frac{1}{5,5} (13,76 + 3,08 - 2,56) = 2,60 \text{ t}$$

$$x = \frac{2,60}{0,910} = 2,85 \text{ m}$$

$$M_{max} = 2,85 \cdot 2,60 - \frac{1}{2} \cdot 0,910 \cdot 2,85^2 - 3,08 = 7,418 - 3,687 - 3,08$$

$$M_{max} = +0,64 \text{ t}\cdot\text{m}$$

* Travée 4.5 :



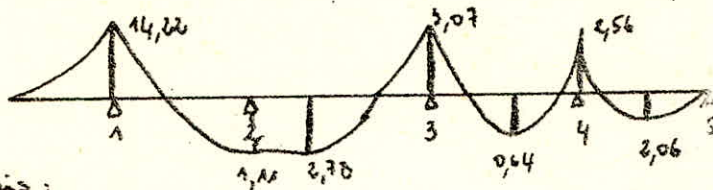
$$A = \frac{1}{5,34} (12,97 + 2,56) = 2,90 \text{ t}$$

$$X = 3,13 \text{ m}$$

$$\underline{M_{\max} = 2,06 \text{ t.m}}$$

CALCUL DE LA SECTION D'ARMATURES NECESSAIRES: A_n

(methode CHARON).



Aux appuis :

$$M_1 = -14,22 \text{ t.m}$$

$$A_n = 12,55 \text{ cm}^2$$

$$M_3 = -3,07 \text{ t.m}$$

$$A_n = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$M_4 = -2,56 \text{ t.m}$$

$$A_n = 2,1 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$M_{2,3} = 2,78 \text{ t.m}$$

$$A_n = 2,27 \text{ cm}^2$$

$$M_2 = +1,11 \text{ t.m}$$

$$A_n = 0,885 \text{ cm}^2$$

$$M_{3,4} = 0,64 \text{ t.m}$$

$$A_n = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$M_{4,5} = 2,06 \text{ t.m}$$

$$A_n = 1,51 \text{ cm}^2$$

Pour les aciers adoptés, voir plan "ferraillage chaînage".

• Cisaillement :

Pour l'effort tranchant maximum : $T = 6776 \text{ kg}$

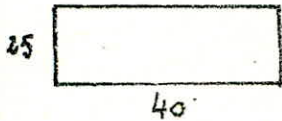
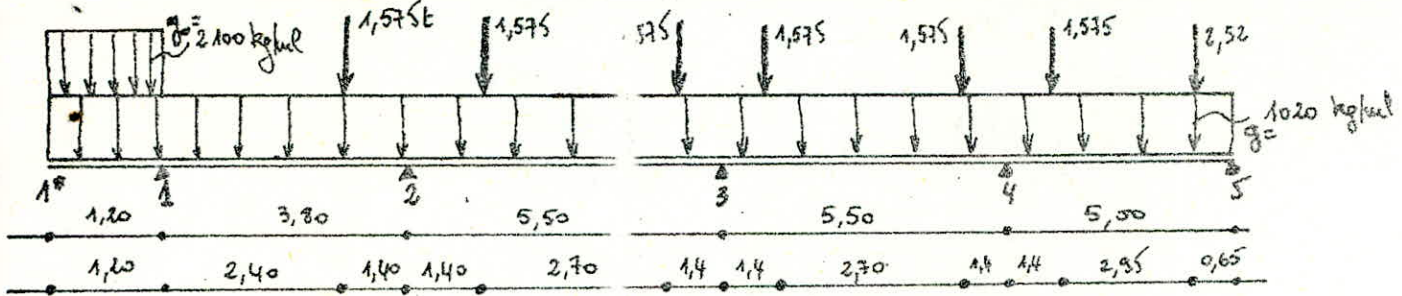
$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{6776}{30 \cdot 0,875 \cdot 50} = 5,16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 1 - \frac{\tau_b}{3 \bar{\sigma}_b} = 0,902$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,902 \cdot 2200 = 1986,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{2,01 \cdot 1986,1 \cdot 0,875 \cdot 50}{6776} = 25,7 \text{ cm}$$

Chargement II ch 2



$$\begin{aligned} \text{plancher} &: 1170 \cdot 0,65 = 760,25 \text{ kg/m} \\ \text{p. p. poutre} &: 0,25 \cdot 0,40 \cdot 2500 = 250 \end{aligned}$$

$$q = 1020 \text{ kg/m} = 1,020 \text{ t/m}$$

$$\text{chargement superieur en brique (linteau)}: 0,25 \cdot 0,30 \cdot 1400 = 105 \text{ kg/m}$$

$$\text{repartie sur } 75 \text{ cm} : \frac{105 \cdot 2,75}{0,75} = 390 \text{ kg/m}$$

$$\text{poteaux} : 5,20 (0,30 \cdot 0,75 \cdot 1400) = 1638$$

$$\Rightarrow q_0 = 390 + 1638 = 2028 \text{ kg/m}$$

$$\text{soit } q_0 = 2,1 \text{ t/m} \rightarrow \text{repartie sur } 0,75 \text{ m}$$

$$\text{d'où } q_0 \Rightarrow Q = 2,1 \times 0,75 = 1,575 \text{ t}$$

Calcul de la rigidité des bannes:

$$K_{1,2} = \frac{3}{4} \frac{550}{380} = 1,0855$$

$$K_{2,3} = \frac{550}{550} = 1$$

$$K_{3,4} = 1$$

$$K_{4,5} = \frac{3}{4} \frac{550}{500} = 0,825$$

Calcul des coefficients de repartition:

$$r_{2,1} = \frac{1,0855}{1,0855 + 1} = 0,52 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \Sigma r = 1$$

$$r_{2,3} = 0,48$$

$$r_{3,2} = \frac{1}{1 + 1} = 0,5 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \Sigma r = 1$$

$$r_{3,4} = 0,5$$

$$r_{4,3} = \frac{1}{1 + 0,825} = 0,55 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \Rightarrow \Sigma r = 1$$

$$r_{4,5} = \frac{0,825}{1,825} = 0,45$$

Moments d'encastrement parfait:

$$M_{11^*} = \frac{1}{2} \cdot 3,12 \cdot 1,2^2 = \underline{2,25 \text{ t.m}}$$

$$M_{12} = - \underline{2,25 \text{ t.m}}$$

$$M_{21} = \frac{1}{8} \cdot 1,020 \cdot 3,8^2 - \frac{1}{2} \cdot 2,25 + \frac{1}{2 \cdot 3,8^2} \cdot 1,575 \cdot 1,4 \cdot 2,4 (3,8 + 2,4)$$

$$= 1,84 - 1,125 + 1,136 = \underline{1,85 \text{ t.m}}$$

$$M_{23} = \frac{1}{12} \cdot 1,020 \cdot 5,5^2 + \frac{3}{16} \cdot 1,575 \cdot 5,5 = \underline{4,19 \text{ t.m}}$$

$$M_{32} = \underline{4,19 \text{ t.m}}$$

$$M_{34} = M_{43} = \underline{4,19 \text{ t.m}}$$

$$M_{45} = \frac{1}{8} \cdot 1,020 \cdot 5,0^2 + \frac{1}{2 \cdot 5,0^2} \cdot 1,575 \cdot 1,4 \cdot 3,6 (5,0 + 3,6) + \frac{1}{2 \cdot 5^2} \cdot 2,52 \cdot 4,35 \cdot 0,66$$

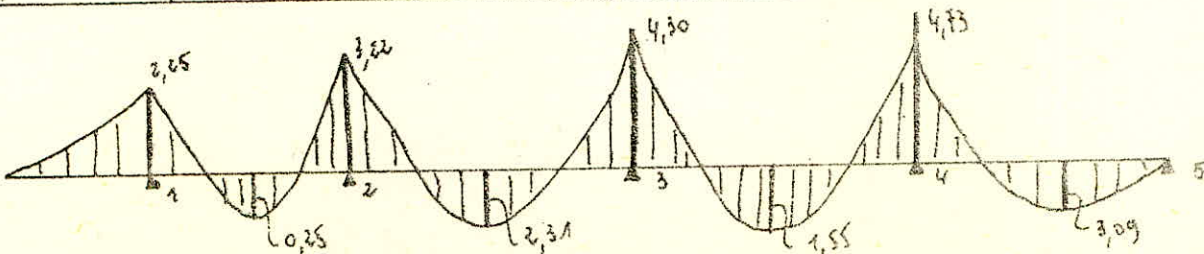
(5+0,65)

$$= 3,187 + 1,365 + 0,805 = \underline{5,357 \text{ t.m}}$$

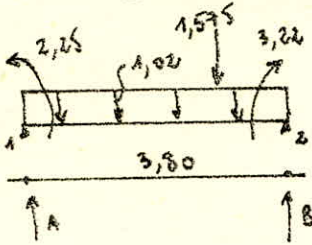
CROSS:

0	1	0	0,52	2	0,48	0,5	3	0,5	0,55	4	0,45	0	5
+2,25	-2,25	+1,85	-4,19	+4,19	-4,19	+4,19	-4,19	+4,19	-5,36	0			
		+1,22	+1,12	+0,56									
			-0,14	-0,28	-0,28	-0,4							
						+0,36	+0,72	+0,59					
		+0,08	+0,06	+0,03									
			-0,10	-0,20	-0,20	-0,10							
						+0,03	+0,06	+0,04					
		+0,06	+0,04	+0,02									
			-0,01	-0,025	-0,025	-0,01							
		+0,01						+0,01					
+2,25	-2,25	+3,22	-3,22	+4,30	-4,30	+4,33	-4,33	0					

(M)



• Moments max en travée:



* Travée 1.2:

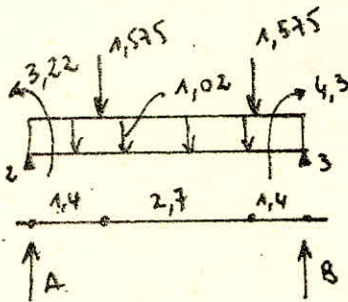
$$B = 3,19 \text{ t}$$

$$A \cdot 3,8 - \frac{1}{2} \cdot 1,02 \cdot 3,8^2 - 2,25 + 3,22 - 1,575 \cdot 1,4 = 0$$

$$A = \frac{1}{3,8} (7,36 + 2,25 - 3,22 + 2,2) = 2,26 \text{ t}$$

$$X = \frac{2,26}{1,02} = 2,22 \text{ m}$$

$$M_{\max} = -2,25 + \frac{2,26^2}{2 \cdot 1,02} = +0,25 \text{ t.m}$$



* Travée 2.3:

$$B = 4,58 \text{ t}$$

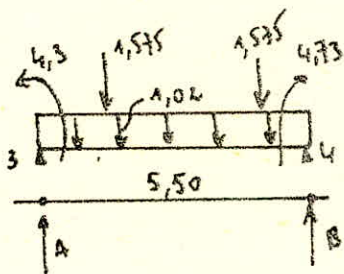
$$A \cdot 5,5 - \frac{1}{2} \cdot 1,02 \cdot 5,50^2 - 1,575 \cdot 4,10 - 1,575 \cdot 1,4 - 3,22 + 4,3 = 0$$

$$A = \frac{1}{5,5} (15,43 + 6,46 + 2,20 + 3,22 - 4,3) = 4,18 \text{ t}$$

$$X = 1,4 + 1,15 = 2,55 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 4,18 \cdot 2,55 - \frac{1}{2} \cdot 1,02 \cdot 2,55^2 - 1,575 \cdot 1,15 - 3,22 = 10,66 - 3,32 - 1,81 - 3,22$$

$$M_{\max} = +2,31 \text{ t.m}$$



* Travée 3.4:

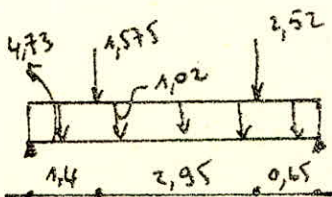
$$B = 4,46 \text{ t}$$

$$A = \frac{1}{5,5} (15,43 + 6,46 + 2,20 + 4,3 - 4,73) = 4,30 \text{ t}$$

$$X = 1,40 + 1,27 = 2,67 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 4,30 \cdot 2,67 - \frac{1}{2} \cdot 1,02 \cdot 2,67^2 - 1,575 \cdot 1,27 - 4,3 = 11,48 - 3,63 - 2,0 - 4,3$$

$$M_{\max} = 1,55 \text{ t.m}$$



* Travée 4.5:

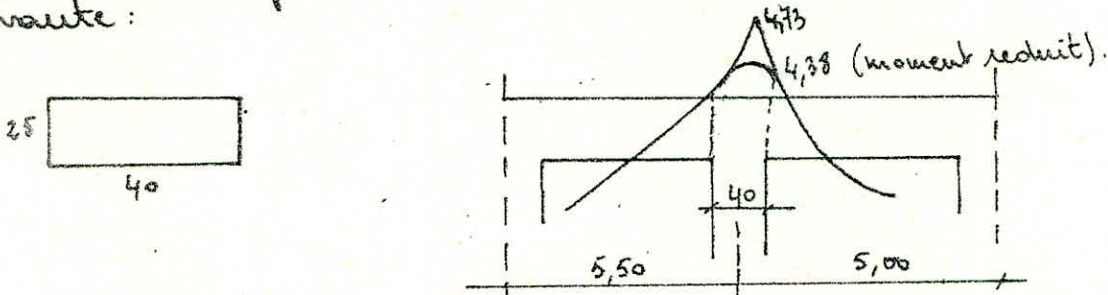
$$B = 4,23 \text{ t}$$

$$A = \frac{1}{5,0} (12,75 + 5,67 + 1,64 + 4,73) = 4,96 \text{ t}$$

$$X = 3,32 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 4,96 \cdot 3,32 - \frac{1}{2} \cdot 1,02 \cdot 3,32^2 - 1,575 \cdot 1,92 - 4,73 = 3,09 \text{ t.m}$$

Vu, que sur l'appui 4, on a un moment de 4,73 t.m avec une section de (25 x 40), on dépasse de peu la contrainte $\bar{\sigma}'_s = 137 \text{ kg/cm}^2$.
 Pour cela on fait la réduction du moment avec la méthode suivante:



$$M'_4 = \frac{M}{2} (1 + \alpha l_1 \cdot \alpha l_2)$$

$$\alpha l_1 = \left(1 - \frac{b_p}{l_1}\right) = \left(1 - \frac{40}{550}\right) = 0,927$$

$$\alpha l_2 = \left(1 - \frac{b_p}{l_2}\right) = \left(1 - \frac{40}{500}\right) = 0,920$$

$$M'_4 = \frac{4,73}{2} (1 + 0,927 \cdot 0,920) = 4,38 \text{ t.m}$$

CALCUL DE LA SECTION D'ARMATURES NECESSAIRES : A_n :

<u>Aux appuis :</u>	$M'_4 = 4,38 \text{ t.m}$	$A_n = 8,23 \text{ cm}^2$
	$M_3 = 4,30 \text{ t.m}$	$A_n = 8,23 \text{ cm}^2$
	$M_2 = 3,22 \text{ t.m}$	$A_n = 5,95 \text{ cm}^2$
	$M_1 = 2,25 \text{ t.m}$	$A_n = 4,08 \text{ cm}^2$

En travée : On calculera uniquement pour les travées 4,5 et 2,3 vu les moments faibles en travée 1-2 et 3-4.

$M_{45} = 3,89 \text{ t.m}$	$A_n = 5,68 \text{ cm}^2$
$M_{23} = 2,31 \text{ t.m}$	$A_n = 4,2 \text{ cm}^2$

Pour les aciers adoptés, voir plan "ferailage chaînage".

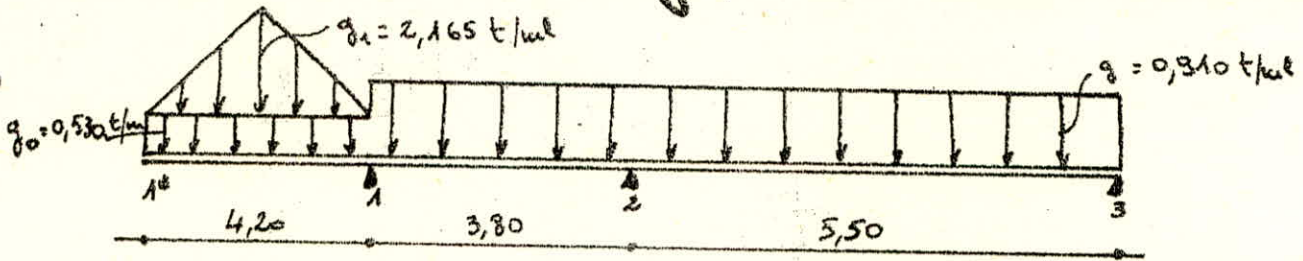
Cisaillement : Pour l'effort tranchant maximum : $T = 4,58 \text{ t}$

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{4580}{40 \cdot 0,875 \cdot 25} = 5,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 1 - \frac{5,23}{3,5,9} = 0,901 \Rightarrow \bar{\sigma}'_{at} = 0,901 \cdot 2200 = 1982,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{0,01 \cdot 1982,2 \cdot 0,875 \cdot 25}{4580} = 29,03 \text{ cm}$$

Châssis "II ch 1"



Moment dû à l'effet de la console : $M = -14,223 \text{ t.m}$ (voir II ch 1).

• Rigidité : $K_{1,2} = \frac{3}{4} \frac{550}{380} = 1,0855$

$K_{2,3} = \frac{3}{4} \frac{550}{550} = 0,750$

• Repartition :

$$\left. \begin{aligned} r_{21} &= \frac{1,0855}{1,0855 + 0,75} = 0,59 \\ r_{23} &= 0,41 \end{aligned} \right\} \Sigma r = 1$$

• Moments d'encastrement parfait :

$M_{1,1^*} = -14,22 \text{ t.m}$

$M_{1,2} = -14,22 \text{ t.m}$

$M_{2,1} = \frac{1}{8} \cdot 0,910 \cdot 3,8^2 - \frac{1}{2} \cdot 14,22 = -5,47 \text{ t.m}$

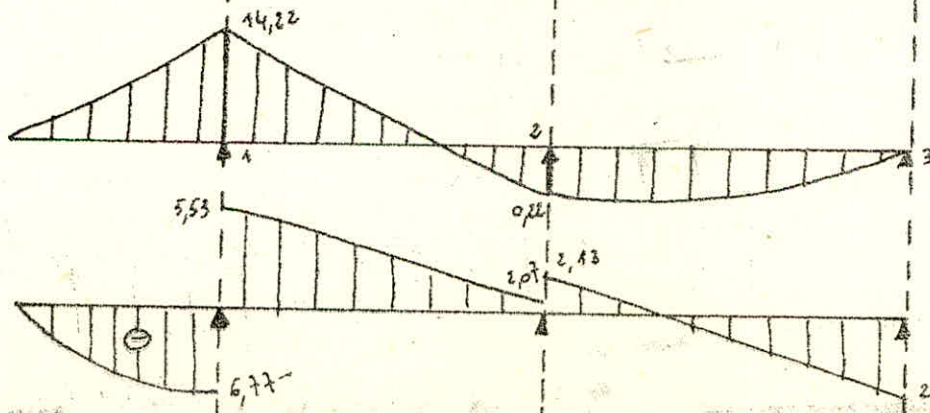
$M_{2,3} = \frac{1}{8} \cdot 0,910 \cdot 5,5^2 = 3,44 \text{ t.m}$

• Châss :

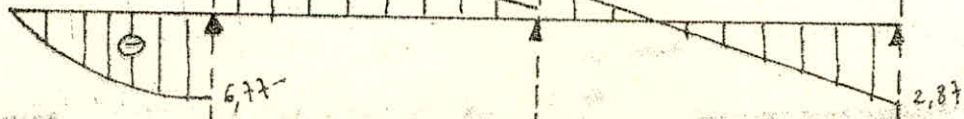
0	1	0	0,59	2	0,41	0	3
+14,22	-14,22		-5,47	-3,44			+0
			+5,25	+3,65			

+14,22	-14,22	-0,22	+0,21	0
--------	--------	-------	-------	---

(M)



(T)



• Efforts tranchants :

$$T_{1,10} = 0,530 \cdot 4,2 + 2,165 \cdot 4,20 \cdot 0,5 = -6,77 \text{ t}$$

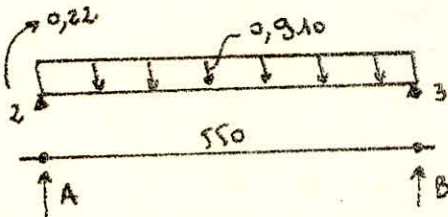
$$T_{1,2} = 0,910 \cdot 3,80 \cdot \frac{1}{2} + \frac{1}{3,8} (14,22 + 0,22) = 5,53 \text{ t}$$

$$T_{2,1} = 0,910 \cdot 3,8 \cdot \frac{1}{2} - 3,8 = -2,07 \text{ t}$$

$$T_{2,3} = 0,910 \cdot 5,5 \cdot \frac{1}{2} - \frac{1}{5,5} (0,22 + 1,82) = 2,13 \text{ t}$$

$$T_{32} = 2,5 + 0,37 = 2,87 \text{ t}$$

• Moments max en travée :



$$A = 5,5 - \frac{1}{2} \cdot 0,910 \cdot 5,5^2 + 0,22 = 0$$

$$A = \frac{1}{5,5} (13,76 - 0,22) = 2,46 \text{ t}$$

$$x = \frac{2,46}{0,910} = 2,70 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 2,46 \cdot 2,70 - \frac{1}{2} \cdot 2,70^2 \cdot 0,910 + 0,22 = 3,54 \text{ t.m}$$

$$\rho = \frac{354000}{2800 \cdot 50 \cdot 47^2} = 0,0019 \Rightarrow \begin{cases} K = 235 \\ E = 0,9800 \end{cases}$$

$$A_{r2} = \frac{354000}{2800 \cdot 0,9800 \cdot 47} = 2,74 \text{ cm}^2$$

Ou prend $\frac{2T_{12} + 2T_{10}}{2} (2,26 + 1,57 = 3,83 \text{ cm}^2)$

• Cisaillement : $T_{\max} = 6770 \text{ kg}$

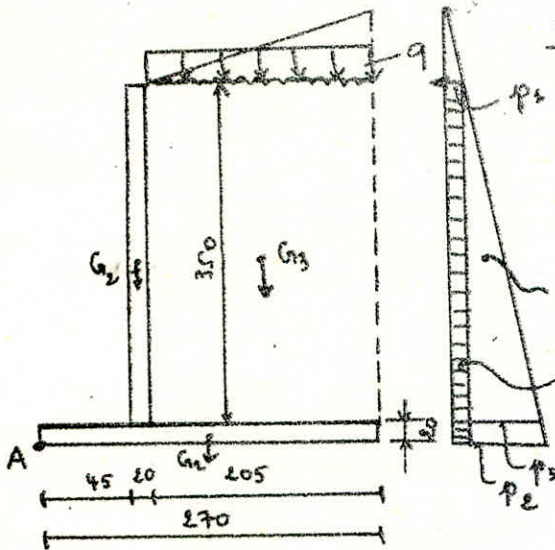
$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{6770}{30 \cdot 0,875 \cdot 50} = 5,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 1 - \frac{5,15}{9 \cdot 5,9} = 0,902 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,902 \cdot 2200 = 1986,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{2,01 \cdot 1986,3 \cdot 0,875 \cdot 50}{6770} = 25,8 \text{ mm}$$

Pour la répartition des armatures, voir plan ferrillage chaînage.

MUR DE SOUTÈNEMENT — CALCULS



Hypothèse:

Le mur de soutènement sera calculé à l'aide de la méthode de Rankine avec une légère modification: le talus sera considéré comme une surcharge q uniformément répartie

dû au mur sans talus et sans surcharge.
dû à la surcharge.

Données:

$q = 0,96 \times 1800 \times 0,5 = 870 \text{ Kg/m}^2$ mais on prendra pour la suite des calculs:

$q = 900 \text{ Kg/m}^2$

$\sigma_{sol} = 2,50 \text{ Kg/cm}^2$; $\gamma_{sol} = 1800 \text{ Kg/m}^3$; $\varphi = 25^\circ$

$\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,406$

Valeurs des poussées unitaires:

$p = \gamma \cdot h \cdot \text{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$

$p_1 = q \cdot \text{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = 900 \times 0,406 = \underline{365 \text{ Kg/m}^2}$

$p_2 = p_1 + \gamma \cdot h \cdot \text{tg}^2\left(45 - \frac{25}{2}\right) = 365 + 1800 \cdot 3,70 \cdot 0,406 = 365 + 2705$

$p_2 = 3070 \text{ Kg/m}^2$

charges verticales:

(G_1) Semelle: $0,20 \times 2,70 \times 1,0 \times 2500 = 1350 \text{ Kg}$

(G_2) Rideau: $0,20 \times 3,50 \times 1,0 \times 2500 = 1750 \text{ Kg}$

(G_3) Terres: $2,05 \times 3,50 \times 1800 = 12915 \text{ Kg}$

(G_4) Surcharge: $900 \times 2,05 = \underline{1845 \text{ Kg}}$

$= 17860 \text{ Kg}$

Moment de Stabilisation (M_s)

$$\begin{aligned}
 M_s &= 1350 \times 1,35 = 1822,5 \\
 &+ 1750 \times 0,55 = 962,5 \\
 &+ 12915 \times 1,675 = 21632,6 \\
 &+ 1845 \times 1,675 = \frac{3090,4}{27058,0 \text{ kgm}}
 \end{aligned}$$

Moment de renversement: (M_r)

$$\begin{aligned}
 M_r &= 365 \times 3,7 \times 1,85 = 2498,5 \\
 &+ \frac{2705 \times 3,7 \times 0,5 \times \frac{3,70}{3}}{3} = \frac{6172,0}{8670,5 \text{ kgm}}
 \end{aligned}$$

Stabilité au renversement:

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{27058}{8670,5} = 3,17 > 2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Stabilité au glissement:

forces horizontales:

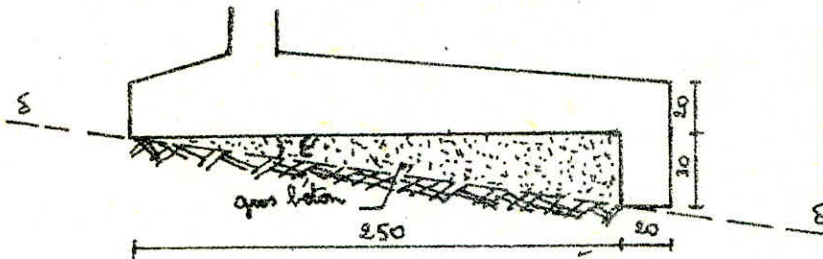
$$\begin{aligned}
 365 \times 3,7 &= 1350,5 \\
 2705 \times 3,7 \times 0,5 &= \frac{5005,0}{6355,5 \text{ Kg}}
 \end{aligned}$$

Coefficient f admissible: $f = 0,3$.

$$f = \frac{Q}{E} = \frac{6355,5}{17860} = 0,355 > 0,3 \rightarrow \text{non vérifiée.}$$

Pour remédier à ce problème de glissement, nous prévoyons les dispositions suivantes:

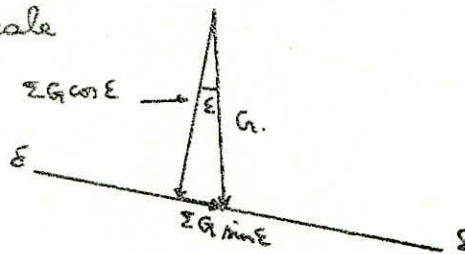
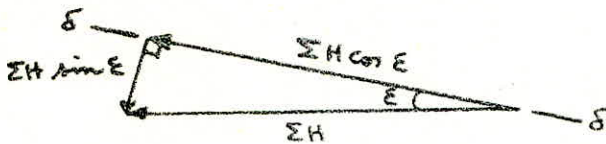
- une tèche de hauteur 30cm
- du gros béton sous la semelle du mur.



$$\begin{cases}
 \tan E = \frac{30}{250} = 0,12 \\
 \sin E = 0,119 \quad \cos E = 0,992
 \end{cases}$$

Le glissement, si glissement il y a, doit être vérifié par rapport au plan S-S. Pour cela, nous devons calculer les forces perpendiculaires à S-S et les forces parallèles à S-S et vérifier leur rapport.

soit
 H: force horizontale et G: force verticale
 Nous avons alors:



Σ Forces // à δ-δ:

$$\Sigma H \cos E - \Sigma G \sin E = 6355,5 \cdot 0,992 - 17860 \cdot 0,119 = 4179,3 \text{ Kg}$$

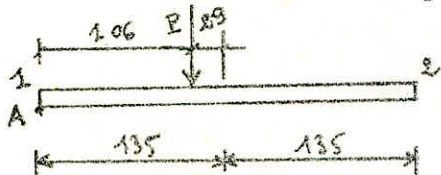
Σ Forces ⊥ à δ-δ:

$$\Sigma G \cos E + \Sigma H \sin E = 17860 \cdot 0,992 + 6355,5 \cdot 0,119 = 18473,4 \text{ Kg}$$

et $f = \frac{4179,3}{18473,4} = 0,226 < 0,30 \rightarrow$ vérifiée

Position de la résultante R des charges verticales par rapport au point A

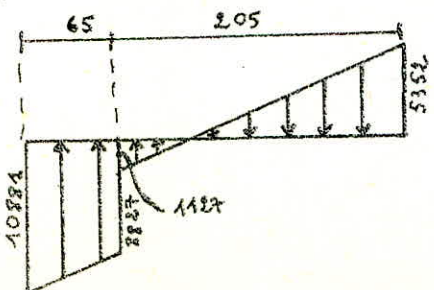
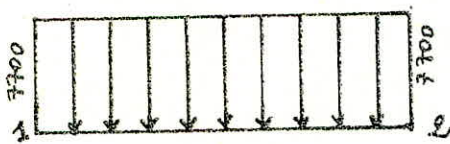
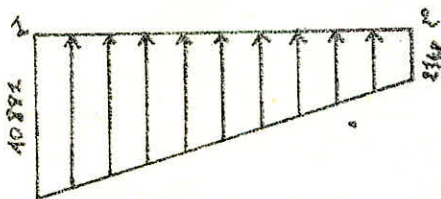
$$a = \frac{27508,0 - 8670,5}{17860} = 1,054 \text{ m} \approx \underline{1,06 \text{ m}}$$



$e = 0,29 \text{ m} < \frac{2,70}{6} = 0,45 \text{ m}$ donc la résultante

R passe dans le noyau central.

Diagramme des contraintes de la semelle:



Contraintes sur le sol:

$$\sigma_{1,2} = \frac{R}{2,7 \times 2,0} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,29}{2,7} \right)$$

$$\sigma_{1,2} = 6614,8 \left(1 \pm 0,645 \right)$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_1 &= 6614,8 \times 1,645 = 10882 \text{ Kg/m}^2 \\ \sigma_2 &= 6614,8 \times 0,355 = 2348 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned} \right.$$

Charges verticales:

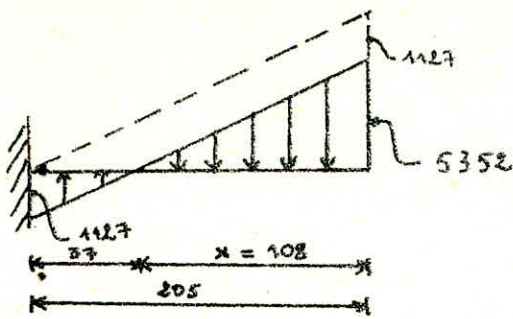
Amçharge = 900 Kg/m²

terre : 1900 x 3,5 = 6300 Kg/m²

Semelle : 0,2 x 2500 = 500 Kg/m²

7700 Kg/m²

Diagramme résultant:



$$\frac{x}{5352} = \frac{205}{5352 + 1127} \Rightarrow x = 168 \text{ cm} = 1,68 \text{ m}$$

Calcul des moments d'encastrement:

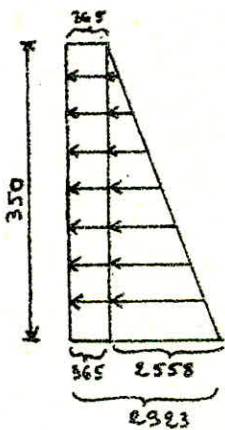
La semelle est considérée comme encastree au rideau (et vice-versa) le patin avant de la semelle, le patin arrière et le rideau sont assimilés à des consoles et sont dimensionnés et ferraillés comme telles.

Patin arrière de la semelle: (voir schéma ci-dessus).

$$M_{a-a} = - \frac{5352 \cdot 1,68}{2} \cdot \left(\frac{1,68}{3} \cdot 2 + 0,37 \right) + \frac{1127 \times 0,37}{2} \cdot \frac{0,37}{3}$$

$$M_{a-a} = - \frac{4495,68 \cdot 1,49}{6698,5} + 25,72 = -6674,8 \text{ Kgm}$$

Rideau:



Charge linéaire le mur: $p_3 = 1900 \cdot 3,5 \cdot 0,406 = 2558 \text{ Kg/m}^2$

$$M_{A-A} = - \frac{265 \times (3,5)^2}{2} - \frac{2558 \times 3,5}{2} \times \frac{3,5}{3}$$

$$M_{A-A} = -2235,6 - 5222,6 = -7458,2 \text{ Kgm}$$

Ferraillage du rideau: On utilisera pour cela la méthode des tables de CHARON.

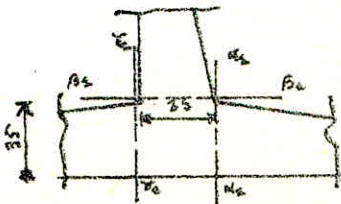
$$N = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} \quad M = 7458200 \text{ Kgm}; \quad b = 1100 \text{ cm}; \quad h_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow h = 15 \text{ cm}$$

acier TOR $\rightarrow \bar{\sigma}_a = 2900 \text{ Kg/cm}^2 \quad (n=15)$

$$N = \frac{15 \times 7458200}{2900 \times 1100 \times (15)^2} = 0,1776 \xrightarrow{\text{tableau}} k = 16,8$$

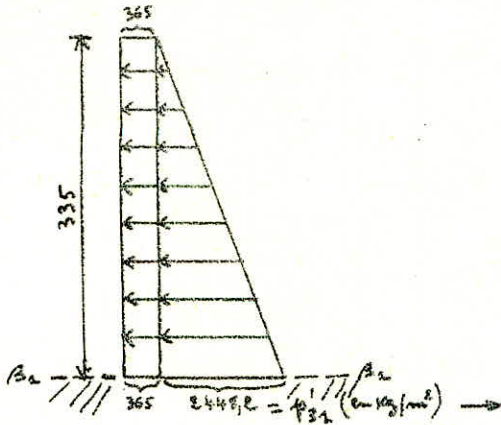
$$\text{or } k = \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma'_b} \Rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2900}{16,8} = 166,7 > \bar{\sigma}'_b = 138 \text{ Kg/cm}^2$$

On augmentera alors, l'épaisseur du rideau et de la semelle au droit de l'encastrement jusqu'à 35 cm.

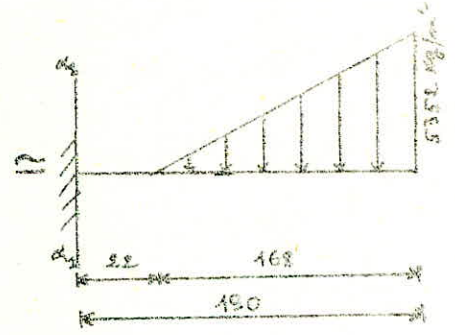
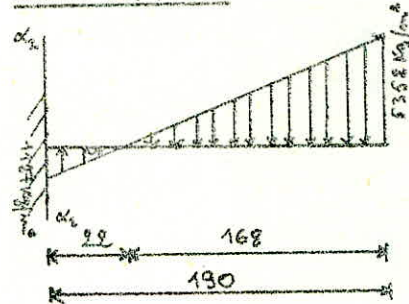


Les diagrammes des contraintes du rideau et de la poutelle deviennent alors:

Rideau:

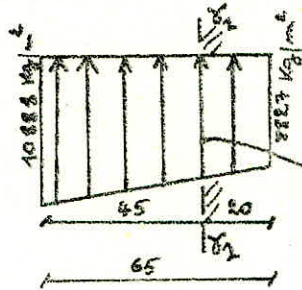


Ratin arrière:



$$p'_{32} = 1800 \times 3,35 \times 0,406 = 2448,2 \text{ Kg/m}^2$$

Ratin avant:



$$(9827 + \frac{10881 - 9827 \cdot 0,20}{0,45}) = 9459 \text{ Kg/m}^2$$

Calcul des moments d'encastrement:

Rideau:

$$M_{B_1-A_1} = - \frac{365 \cdot (3,35)^2}{2} - \frac{2448,2 \cdot 3,35 \cdot \frac{3,35}{3}}{3} = -6627,3 \text{ Kgm}$$

Ratin arrière:

$$M_{a_2-a_2} = - \frac{5352 \times 1,68}{2} \cdot \left(\frac{1,68}{3} \cdot 2 + 0,22 \right) = -6024,2 \text{ Kgm}$$

Ratin avant:

$$M_{x_2-x_2} = - \frac{9459 \times (0,45)^2}{2} - \frac{1422 \times 0,45}{2} \cdot \frac{0,45}{3} = -1053,7 \text{ Kgm}$$

Férrailage du mur:

En raison du faible écart entre $M_{A_1-A_1}$ et $M_{a_2-a_2}$ et de la faible longueur du ratin avant (45cm) de la poutelle, nous adoptons le même ferrailage pour toutes les parties du mur de soutènement.

$$M_{B_1-A_1} = -6627,3 \text{ Kgm}, \quad b = 1,0 \text{ m}, \quad h_t = 35 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

acier doux $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1470 \text{ Kg/cm}^2$; $n = 15$

$$N = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} \xrightarrow{\text{tableau de CHARON}} \begin{cases} l = \frac{50}{\sigma_b} \\ w = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} \end{cases}$$

$$N = \frac{15 \times 6627,30}{1470 \times 100 \times (30)^2} = 0,0751 \longrightarrow \begin{cases} w = 0,5635 \\ l = 29,75 \end{cases}$$

$$w = 0,5635 \Rightarrow A = \frac{0,5635 \times 30 \times 100}{100} = 16,905 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{acier doux } \phi 16, e = 12,5 \text{ cm}$$

Fissuration:

- fissuration minime $\rightarrow k = 1.10^6 \text{ bars}\cdot\text{mm}$
- $\frac{w}{100} = \frac{16,91}{100 \times 2 \times 5} = 0,017$ (enrobage $d = 5 \text{ cm}$)
- $\phi = 16 \text{ mm}$; $n = 1$ (acier doux) ; $\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$

$$\sigma_s = k \frac{n}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} \rightarrow \sigma_s = \left(1.10^6 \times \frac{1}{16} \cdot \frac{0,017}{1 + 0,17} \right) \cdot 2,02$$

$$\sigma_s = 1445 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_L = 2,14 \sqrt{\frac{n}{\phi} \cdot k \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,14 \sqrt{\frac{1}{16} \cdot 1.10^6 \times 5,8} \times 2,02 = 900 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \bar{\sigma}_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 1470 \text{ Kg/cm}^2 \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 1445 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_L = 900 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} = 1445 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} = 1445 \text{ Kg/cm}^2$$

Donc pas de pb avec la fissuration.

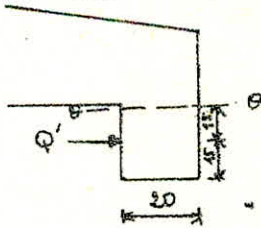
Aciers de répartition:

On prendra forfaitairement $A_r = 0,2A = 0,2 \times 16,91 = 3,38 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{acier } \phi 10$
 $e = 20 \text{ cm}$

Ferraillage de la bêche:

La bêche sera considérée comme une console soumise à la renelle.
 Elle sera soumise à une force concentrée égale à la différence entre:

- la poussée Q
- et la somme des forces parallèles au plan de glissement S-S de la renelle.



$$Q' = 6355,5 - 4179,3 = 2176,2 \text{ Kg}$$

$$M_{0-S} = 2176,2 \times 0,15 = 326,5 \text{ Kg}\cdot\text{cm} ; \bar{\sigma}_a = 1470 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} ; h_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow h = 15 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot R^2} = \frac{15 \times 32650}{1470 \times 100 \times (15)^2} = 0,0148 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} w = 9,405 \\ R = 77,5 \end{array} \right.$$

$A_{bêche} = 0,105 \times 100 \times \frac{95}{100} = 1,56 \text{ cm}^2$ on donne des aciers $\phi 10$ $e = 23 \text{ cm}$

Chapitre -2-

calcul des charges sismiques

Introduction:

Les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la gravitation. Les efforts qui en résultent peuvent s'exercer en plan, suivant des directions quelconques. On peut donc concevoir deux composantes, l'une verticale et l'autre horizontale. Dans le cas des constructions comportant des planches, on conduira la vérification en appliquant les forces horizontales au niveau de chaque planche.

Avant de présenter les règles de calcul sismique proprement dites, il est bon d'énumérer quelques recommandations de conception générale des bâtiments. Dans les zones sujettes aux actions sismiques, on exigera toujours de:

- Réduire autant que possible la hauteur des bâtiments et surtout le rapport : hauteur sur largeur.
- Éviter les ensembles mal équilibrés en hauteur ou en inertie.
- Éviter les ouvertures de trop grandes dimensions.
- Prévoir dans la mesure du possible un sous-sol ou des fondations profondes massives ou armées qui ancrent la construction dans le sol.
- Éviter les corniches et d'une manière générale tous les éléments de construction mal liés à l'ossature.

Pour les fondations:

- Choisir de préférence un terrain compact et éviter les sols gorgés d'eau, les remblais, les alluvions peu épais ou très récents.
- Établir des fondations profondes, bien chaînées dans le sol résistant, afin de s'opposer aux efforts de soulèvement dus aux séismes.

Pour la structure portante (super-structure)

- Abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction.
- Réaliser des nœuds rigides
- Les dispositions de ferrailage des nœuds d'ossature en béton armé doivent permettre un bétonnage correct.

Calcul Sismique:

La vérification de la stabilité d'un bâtiment vis à vis de l'action sismique (selon les règles P.S 69 dont on a tiré la méthode de calcul et les recommandations) se fait en substituant aux effets dynamiques réels, des sollicitations statiques, résultant de la considération de systèmes de forces fictives dont les effets sont équivalents à ceux de l'action sismique.

Ces systèmes équivalents (de forces fictives) sont:

- Un système de forces horizontales élémentaires (S_{Ih})
- Un système de forces verticales élémentaires ascendantes ou descendantes (S_{Iv}).
- Un système de couples de torsion d'axes verticaux (S_T).

Pour les sollicitations sismiques horizontales, les règles P.S 69 permettent la vérification dans deux directions rectangulaires à envisager successivement. Dans notre cas, nous sommes donc amenés à étudier deux portiques:

- un portique longitudinal
- un portique transversal.

Pour pouvoir déterminer les sollicitations sismiques, il faudra déterminer d'abord les masses soumises à l'action sismique. Pour simplifier les calculs, les règles P.S 69 recommandent de considérer ces masses comme concentrées au niveau des planchers.

Sollicitations à considérer:

Les sollicitations à considérer pour le calcul de chaque élément de la structure sont les sollicitations les plus défavorables résultant de la combinaison des systèmes (S_{Ih}), (S_{Iv}) et (S_T).

Coefficients Sismiques:

L'intensité de la force horizontale agissant sur un élément de construction donné dans la direction Ox est:

$$\sigma_x \cdot W$$

W étant le poids des charges et surcharges de l'élément soumis à l'action sismique.

σ_x est défini comme étant le produit de 4 coefficients:

$$\sigma_x = \alpha \cdot \beta \cdot S \cdot \gamma$$

α : coefficient d'intensité: Il dépend de l'intensité nominale i_N pour laquelle doit être établi le projet.
Le bâtiment est implanté à TIZI-OUZOU: zone où $i_N = 7$

$$i_N = 7 \longrightarrow \alpha = 0,5 \quad (P.569)$$

β : coefficient de réponse: Il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence.
Il dépend:

- de la période T du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée.
- du degré d'amortissement de l'ouvrage.
- accésionement de la nature du sol de fondation.

a) Evaluation de la période du mode fondamental:

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

H : hauteur du bâtiment

$$H = 11,50 \text{ m}$$

L_x : longueur du patique
patique longitudinal: $L = 24,30 \text{ m}$
patique transversal: $L = 24,00 \text{ m}$

Dans le sens longitudinal:

$$T = 0,2100$$

Dans le sens transversal:

$$T = 0,2113$$

b) Amortissement faible:

On considère comme faible le degré d'amortissement obtenu dans tous les étages de notre bâtiment.

$$\beta = \frac{0,105}{\sqrt{T^1}}$$

avec $\left\{ \begin{array}{l} \beta_{\min} = 0,075 \\ \beta_{\max} = \begin{cases} 0,175 \text{ pour les ouvrages} \\ \text{fondés sur une importante} \\ \text{formation de sols meubles.} \\ 0,200 \text{ dans les autres} \\ \text{cas} \end{cases} \end{array} \right.$

Dans le sens longitudinal : $\beta_L = 0,9385 > \beta_{max}$
 Dans le sens transversal : $\beta_T = 0,9369 > \beta_{max}$ } \Rightarrow nous prendrons donc : $\beta_L = \beta_T = \beta_{max} = 0,9200$

δ : coefficient de fondation : Le terrain étant de consistance moyenne.
 On prendra donc :

$$\delta = 2,15 \quad (\text{semelles superficielles}).$$

γ : coefficient de distribution : (art 3, 112-143-2)

Ce coefficient dépend de la structure et caractérise le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.
 Dans les constructions courantes, il est permis d'assimiler la déformée du système à une droite. En ce cas, si l'on prend pour origine des cotes le niveau des semelles de fondation, le coefficient $\gamma(z)$ sera donné par la formule suivante :

$$\gamma(z) = R \cdot \frac{\sum z \cdot m(z)}{\sum z^2 \cdot m(z)}$$

N.B. : $\gamma(z)$ est le coefficient de distribution applicable au plancher situé à la cote z . $m(z)$ étant la masse concentrée à la cote z .

Détermination de W (ou $m(z)$) pour les planchers :

• Longueur : $L = 21,30 \text{ m}$
 largeur : $l = 21,00 \text{ m}$ } dimensions de la terrasse \rightarrow 4 panneaux carrés de 10 m de côté.

- Poids propre de la dalle :

$$0,12 \times 10,00 \times 10,00 \times 2500 \times 4 = 120\,000 \text{ Kg}$$

- Autoprotégé :

$$4 \times 10,00 \times 10,00 \times 30,00 = 12\,000 \text{ Kg}$$

- Poids des lattes longitudinales et transversales :

$$\frac{0,70 + 0,40}{2} \times 0,40 \times 2500 \times 5 \times 8 = 22\,000 \text{ Kg}$$

$$\frac{0,70+0,37}{2} \times 0,40 \times 5,50 \times 8 \times 2500 = 23540 \text{ Kg}$$

- Poids des demi-poteaux:

$$0,70 \times 0,70 \times \frac{5,20}{2} \times 2500 \times 4 - 4 \times (3,14 \times (0,05)^2 \times \frac{5,20}{2} \times 2500) = 12536 \text{ Kg}$$

- Poids de l'acrotère:

$$0,15 \times 4,20 \times 10 \times 4 \times 4 \times 2500 = 72000 \text{ Kg}$$

d'où: $G = 120000 + 12000 + 22000 + 23540 + 12536 + 72000$

$$G = 262076 \text{ Kg}$$

$$P = 100 \text{ Kg/m}^2 \times 4 \times 10 \times 10 = 40000 \text{ Kg}$$

$$W = G + \frac{P}{5} = 262076 + \frac{40000}{5} = 270076 \text{ Kg}$$

$$W = M (\text{tonne}) = 270076 \text{ Kg} \approx 270 \text{ t}$$

Blancher 2^{ème} Niveau:

$$\text{Dimensions du plancher} \begin{cases} L = 24,30 \text{ m} \\ l = 24,00 \text{ m} \end{cases}$$

- Poids propre du plancher: (566 Kg/m²)

$$566 \times 24,30 \times 24,00 = \underline{330092 \text{ Kg}}$$

- Poids des poutres longitudinales:

$$(0,40 \times 0,40 \times 16,30 \times 2500 \times 5) + \left(\frac{0,40+0,80}{2} \times 0,40 \times 3,80 \times 2500 \times 5 \right) + \left(\frac{0,40+0,80}{2} \times 0,40 \times 4,20 \times 2500 \times 5 \right) = \underline{56600 \text{ Kg}}$$

- Poids des poutres transversales:

$$(0,70 \times 0,40 \times 16,00 \times 2500 \times 5) + \left(\frac{0,70+0,80}{2} \times 0,40 \times 3,80 \times 2500 \times 5 \right) + \left(\frac{0,40+0,80}{2} \times 0,40 \times 4,20 \times 2500 \times 5 \right) = \underline{66050 \text{ Kg}}$$

- Poids des poteaux:

$$2500 \times \left[4 \times 0,70 \times 0,70 \times \left(\frac{5,20}{2} + \frac{4,80}{2} \right) + 21 \times 0,40 \times 0,40 \times \frac{4,80}{2} + 5 \times 0,40 \times 0,40 \times \left(\frac{4,80}{2} + \frac{4,00}{2} \right) \right] = \underline{51460 \text{ Kg}}$$

- 6 -

Poids du mur extérieur:

Pour la partie vitrée, on a : $\begin{cases} 70\% \text{ vitre } (e=3\text{mm}) \\ 30\% \text{ briques pleines} \end{cases}$

Partie vitrée:

$$\begin{aligned} & [0,30 \times 5,20 \times (22,30 + 22,00) \times 1400] \times 0,3 + [0,003 \times 5,20 \times (22,30 + 22,00) \times 2500] \times 0,7 \\ & = 28842,45 \text{ Kg} \approx \underline{28843 \text{ Kg}} \end{aligned}$$

Partie non vitrée:

$$0,30 \times 5,20 \times 22,30 \times 1400 = 46519,2 \text{ Kg} \approx \underline{46520 \text{ Kg}}$$

d'où:

$$G = 330091 + 56600 + 66050 + 51460 + 28843 + 46520$$

$$G = 579564 \text{ Kg}$$

$$W = G + \frac{P}{5} = 579564 + \frac{500 \times 24,30 \times 24,00}{5} = 637884 \text{ Kg}$$

$$W = \Pi (\text{niveau}) = 637884 \text{ Kg} \approx 638 \text{ t}$$

• Plancher 1^{er} niveau:

$$\text{Dimensions du plancher} \begin{cases} L = 20,10 \text{ m} \\ l = 14,80 \text{ m} \end{cases}$$

- Poids propre du plancher : (566 Kg/m^2)

$$566 \times 20,10 \times 14,80 = 168373,68 \text{ Kg} \approx \underline{168374 \text{ Kg}}$$

- Poids des poutres longitudinales

$$0,40 \times 0,40 \times 20,10 \times 2500 \times 4 = \underline{32160 \text{ Kg}}$$

- Poids des poutres transversales:

$$0,70 \times 0,40 \times 14,80 \times 2500 \times 5 = \underline{51800 \text{ Kg}}$$

- Poids des poteaux:

$$2500 \times [4 \times 0,70 \times 0,70 \times (\frac{4,80}{2} + 2,00) + 16 \times 0,40 \times 0,40 \times (\frac{4,80}{2} + 2,00)] = \underline{38420 \text{ Kg}}$$

Poids du mur extérieur :

Pour la partie vitrée, on a : $\begin{cases} 70\% \text{ vitres} \\ 30\% \text{ briques creuses} \end{cases}$

Partie vitrée :

$$[0,30 \times 4,80 \times (20,1 + 14,8) \times 1400] \times 0,3 + [0,003 \times 4,80 \times (20,1 + 14,8) \times 2500] \times 0,7$$

$$= \underline{21\,987 \text{ Kg}}$$

Partie non vitrée :

$$0,30 \times 4,80 \times 20,1 \times 1400 = 40521,6 \text{ Kg} \approx \underline{40522 \text{ Kg}}$$

d'où :

$$G = 168374 + 32160 + 51800 + 38420 + 21987 + 40522$$

$$G = 353\,263 \text{ Kg}$$

$$W = G + \frac{P}{5} = 353\,263 + \frac{500 \times 20,10 \times 14,80}{5} = 383\,011 \text{ Kg}$$

$$W = M (1^{\text{er}} \text{ Niveau}) = 383\,011 \text{ Kg} \approx 384 \text{ t}$$

Après avoir déterminé les masses $M(z)$ aux différents étages z , on calcule le coefficient de distribution γ à l'aide de la relation (déjà citée) :

$$\gamma(R) = R \cdot \frac{\sum z M(z)}{\sum z^2 M(z)}$$

Les résultats numériques sont consignés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	z (m)	z^2 (m ²)	$M(z)$ (t)	$z \cdot M(z)$ (m.t)	$z^2 \cdot M(z)$ (m ² .t)	$\frac{\sum z M(z)}{\sum z^2 M(z)}$	$\gamma(R)$
3	12,10	146,41	262	3170,2	38359,42	0,1202	1,4540
2	6,40	40,96	638	4083,2	2632,48		0,7693
1	4,60	2,56	384	614,4	983,04		0,1923

Coefficient Sismique horizontal:

• Longitudinal:

$$\sigma_L(R) = \alpha \cdot \beta_L \cdot \gamma(R) \cdot S$$

tenante: $\sigma_L(3) = 0,5 \times 0,200 \times 1,4540 \times 1,15 = 0,1672$

2^{ème} niveau: $\sigma_L(2) = 0,5 \times 0,200 \times 0,7693 \times 1,15 = 0,0885$

1^{er} niveau: $\sigma_L(1) = 0,5 \times 0,200 \times 0,1923 \times 1,15 = 0,0221$

• transversal:

$$\sigma_T(R) = \alpha \cdot \beta_T \cdot \gamma(R) \cdot S = \sigma_L(R) \quad \text{car } \beta_L = \beta_T = 0,200$$

tenante: $\sigma_T(3) = 0,1672$

2^{ème} niveau: $\sigma_T(2) = 0,0885$

1^{er} niveau: $\sigma_T(1) = 0,0221$

Coefficient Sismique vertical: (art 3.112.2 R.569)

$$\sigma_V = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \cdot \sigma_H \quad \text{avec } \sigma_H = \max(\sigma_L, \sigma_T) \quad \text{or } \sigma_L = \sigma_T \Rightarrow \sigma_H = \sigma_L = \sigma_T$$

or - d'après l'article 3.112.2 des règles R.569: si $\alpha < 1$, σ_V peut être plus égal à σ_H .

c'est à dire:

tenante: $\sigma_V(3) = \pm \sigma_{H(3)} = \pm 0,1672$

2^{ème} niveau: $\sigma_V(2) = \pm \sigma_{H(2)} = \pm 0,0885$

1^{er} niveau: $\sigma_V(1) = \pm \sigma_{H(1)} = \pm 0,0221$

Valeurs des resultantes des forces sismiques horizontales sur chaque plancher:

$F_{\text{Long}} = F_{\text{trans}} \quad \text{car } \sigma_L = \sigma_T$

tenante: $F_3 = \sigma_{H3} \cdot W_3 = 0,1672 \times 270 = 45,15t$

2^{ème} niveau: $F_2 = \sigma_{H2} \cdot W_2 = 0,0885 \times 638 = 56,46t$

1^{er} niveau: $F_1 = \sigma_{H1} \cdot W_1 = 0,0221 \times 384 = 8,49t$

Toutes ces forces sismiques sont à distribuer entre les différents poteaux, au prorata des inertes.

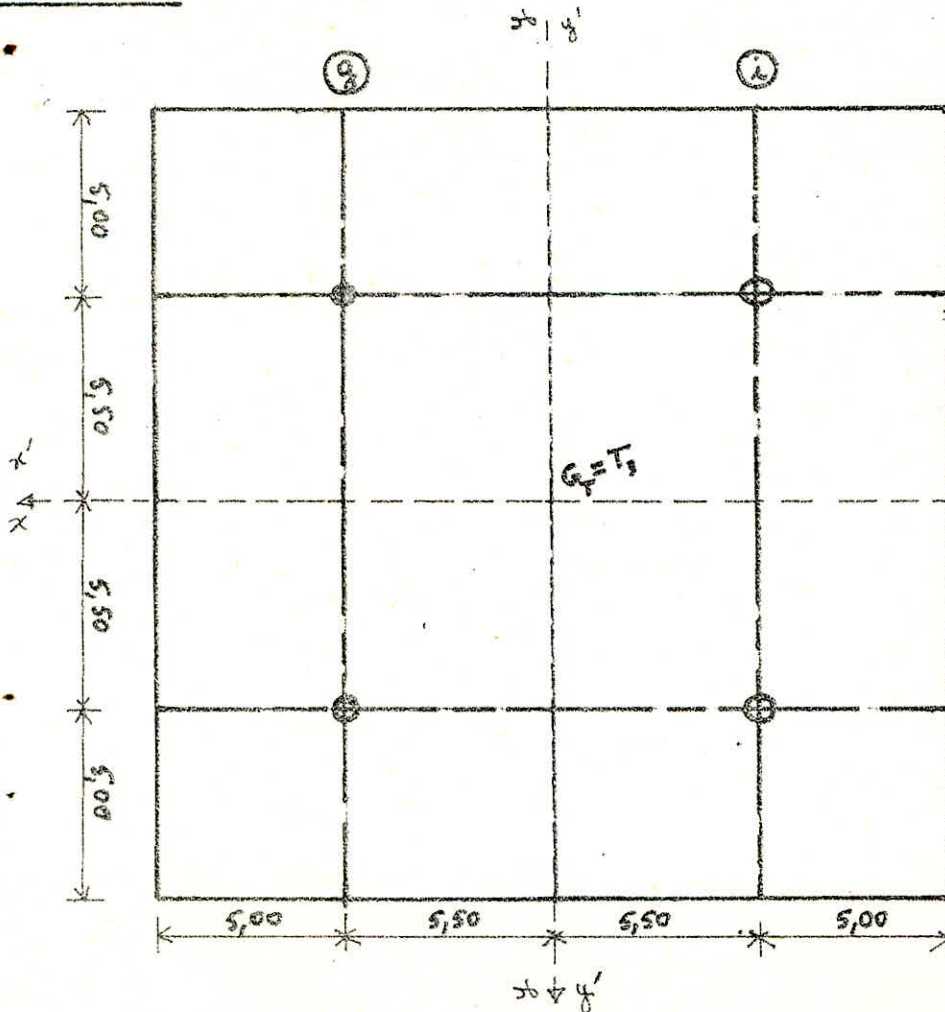
Pour les faces horizontales, nous devons vérifier l'excentrement éventuel de la résultante à chaque niveau et en tenir compte dans les calculs. (effet de torsion probable).

Ceci nous amène à utiliser la méthode du centre de torsion (du moins pour les faces horizontales) pour le calcul des faces s'appliquant sur chaque poteau.

- N.B: La méthode du centre de torsion est exposée dans:
- l'annexe des règles E.S 69 p 188-189
 - l'ouvrage de M. DIVER "Calcul Pratique des tours en béton armé" p 82 → 88

Faisons d'abord une vue en plan des différents niveaux du bloc A (pour lequel nous faisons les calculs) et numérotions les différents poteaux.

Terrasse:



N.B:

○ → poteau principal (70x70)

⊖ → Poutre

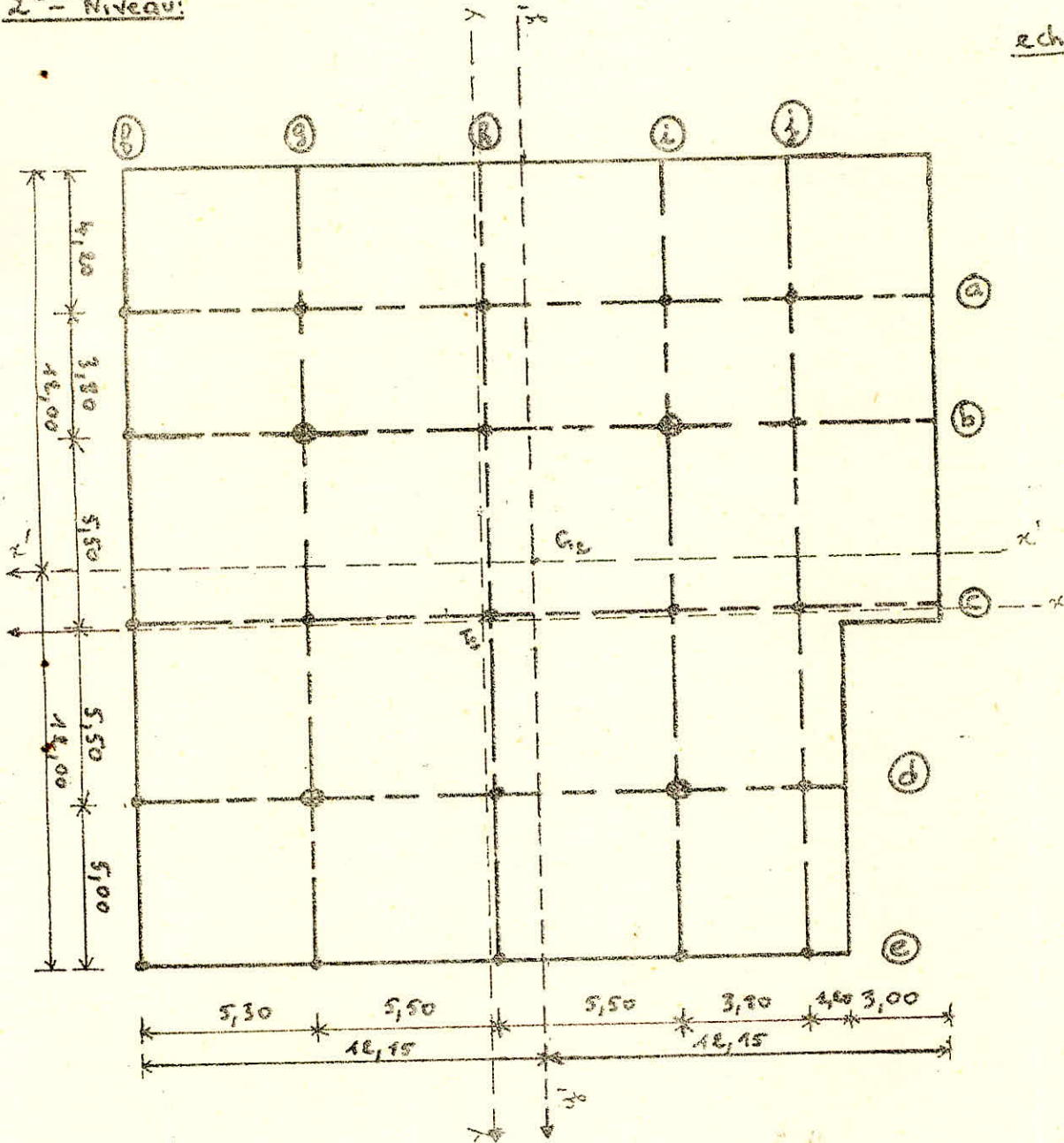
G_T : centre de gravité du plancher terrasse

T_3 : centre de torsion du plancher terrasse

ech: 1/200

2^{ème} Niveau

ech: 1/200



N.B.:

○ → poteau principal (70 x 70)

● → poteau secondaire (40 x 40)

--- → poutre

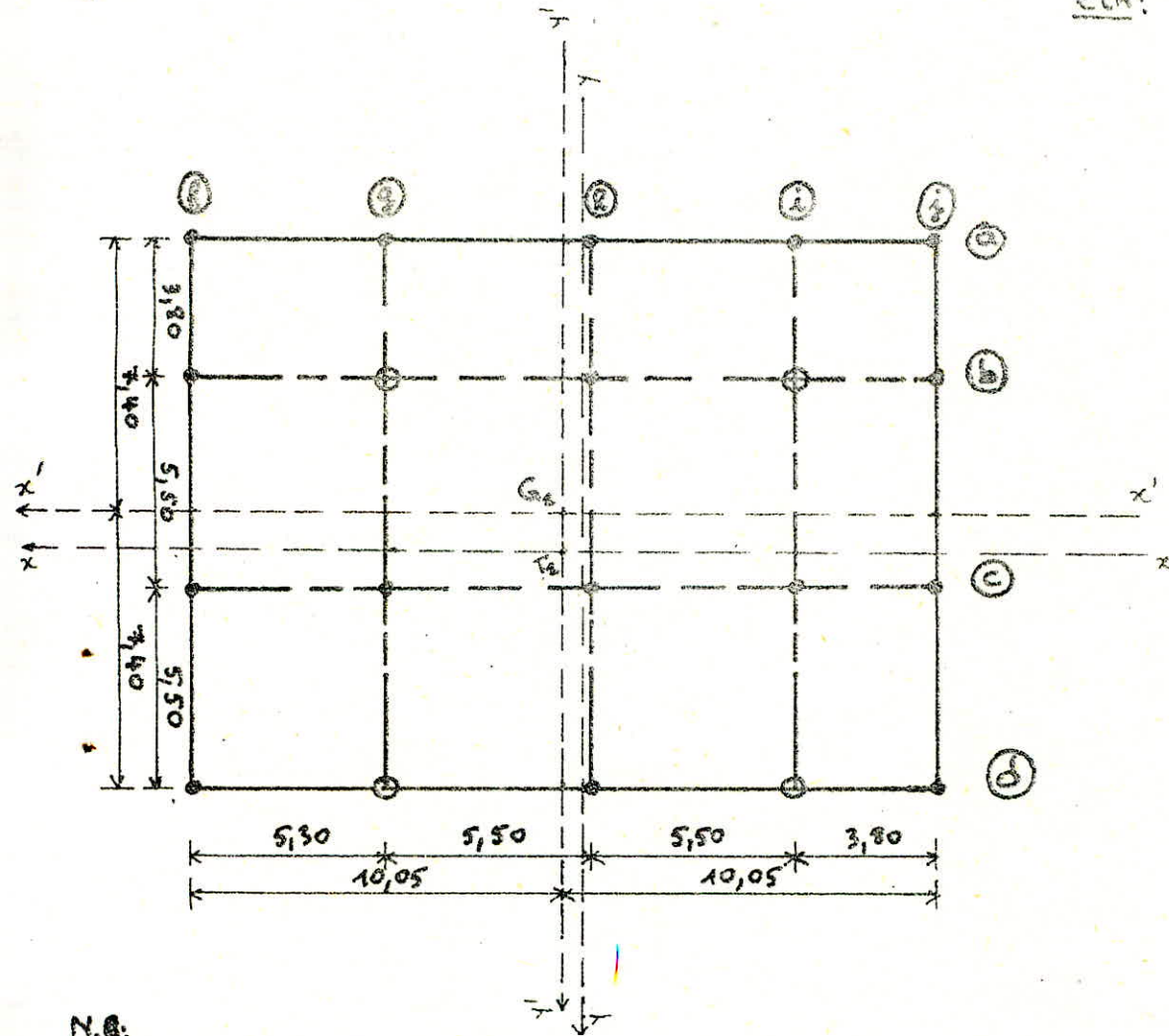
T₂: centre de torsion du plancher 2^{ème} niveau

G₂: centre de gravité du plancher 2^{ème} niveau.

(G₂ a été pris approximativement au point de rencontre des axes x'x' et y'y' passant par les milieux de l et de l').

1^{er} Niveau:

ech: 1/200



N.B.:

○ → poteau principal (70 x 70 cm)

● → poteau secondaire (40 x 40 cm)

--- → poutre

G_1 → centre de gravité du plancher 1^{er} niveau

T_1 → centre de torsion du plancher 1^{er} niveau

Pour le calcul proprement dit, nous procéderons comme suit:

Forces Horizontales:

Plancher terrasse:

En raison de la symétrie des poteaux par rapport au centre de gravité du plancher, le centre de torsion et le centre de gravité de ce plancher seront confondus. Nous n'avons donc que des axes de translation.

Chaque portique reprendra donc la moitié de la résultante à ce niveau.

Seisme longitudinal:

$$R_L = 45,14 \text{ t} \begin{cases} \text{portique (a)} \rightarrow 22,57 \text{ t} \\ \text{portique (i)} \rightarrow 22,57 \text{ t} \end{cases}$$

Seisme transversal:

$$R_L = 45,14 \text{ t} \begin{cases} \text{portique (b)} \rightarrow 22,57 \text{ t} \\ \text{portique (d)} \rightarrow 22,57 \text{ t} \end{cases}$$

Plancher 2^{ème} Niveau:

I Calcul des inertias des poteaux:

Poteau Principal: 70 cm x 70 cm avec un trou $\phi 10$ cm pour la descente des eaux de pluie.

$$I_p = I_{p \text{ plein}} - I_{\text{trou}}$$

$$I_p = \frac{b h^3}{12} - \frac{\pi d^4}{64}$$

$$I_p = \frac{0,70 \times (0,70)^3}{12} - \frac{3,14 \times (0,10)^4}{64}$$

$$I_p = 20,003 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$$

Poteau secondaire: 40 cm x 40 cm

$$I_s = \frac{b h^3}{12}$$

$$I_s = \frac{0,40 \times (0,40)^3}{12} = 2,133 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$I_s = 2,133 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

II Calcul des inerties des portiques:

Portique Principal: (2 poteaux ^{principaux} + 3 poteaux secondaires)

$$J_p = 2I_p + 3I_A$$

$$J_p = 2 \times 20,003 \cdot 10^{-3} + 3 \times 2,133 \cdot 10^{-3}$$

$$J_p = 46,405 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Portique Secondaire: (5 poteaux secondaires)

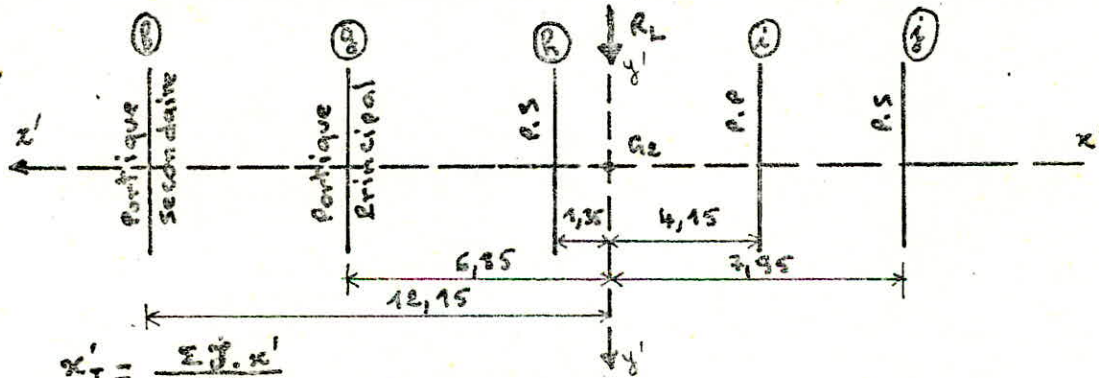
$$J_A = 5I_A$$

$$J_A = 5 \times 2,133 \cdot 10^{-3}$$

$$J_A = 10,665 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

III Position du centre de torsion: (Nous considérons le centre de torsion comme centre de gravité des m^2 d'inertie des J_p)

SEÏSME LONGITUDINAL (pour les portiques transversaux)

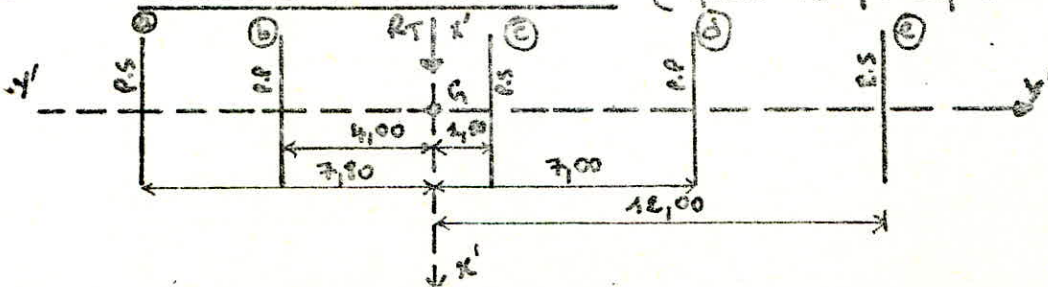


$$x'_T = \frac{\sum J \cdot x'}{\sum J}$$

$$x'_T = \frac{(+12,15 \times 10,665) + (6,85 \times 46,405) + (2,35 \times 10,665) + (-4,15 \times 46,405) + (-7,95 \times 10,665)}{3 \times 10,665 + 2 \times 46,405}$$

$$x'_T = + 1,478 \text{ m} \approx + 1,48 \text{ m}$$

SEÏSME TRANSVERSAL (pour les portiques longitudinaux)



$$y'_T = \frac{\sum J \cdot y'}{\sum J}$$

$$Y'_T = \frac{10,665(12+4,5-7,8) + 46,405(7-4)}{3 \times 10,665 + 2 \times 46,405}$$

$$Y'_T = +2,602 \text{ m} \approx 2,60 \text{ m}$$

• En effectuant le changement de système d'axes, avec une nouvelle origine située au centre de torsion, on attribue aux poteaux les coordonnées par rapport à $x-x$ et $y-y$, avec les signes respectifs.

• L'excentricité de la force extérieure:

- $R_L = 56,46 \text{ t}$ est $e_L = +2,48 \text{ m}$ d'où $M_L = R_L \cdot e_L = 56,46 \times 2,48 = 83,56 \text{ tm}$

- $R_T = 56,46 \text{ t}$ est $e_T = +1,35 \text{ m}$ d'où $M_T = R_T \cdot e_T = 56,46 \times 1,35 = 90,45 \text{ tm}$

• Les forces provenant des translations dérivent:

$$H'_x = \frac{R_T \cdot i}{\sum I} \quad \text{pour les poteaux longitudinaux (système transversal)}$$

$$H'_y = \frac{R_L \cdot I}{\sum I} \quad \text{pour les poteaux transversaux (système longitudinal)}$$

N.B: I et i sont les m^4 d'inertie des poteaux suivant $x-x$ et $y-y$ respectivement.

• Les forces provenant des rotations dérivent:

$$H''_x = \frac{+M_T \times i \cdot y}{J} \quad \text{pour les poteaux longitudinaux (système transversal)}$$

$$H''_y = \frac{+M_L \times I \cdot x}{J} \quad \text{pour les poteaux transversaux (système longitudinal)}$$

$$\text{ou } J = \sum I x^2 + \sum i \cdot y^2$$

x et y étant les distances du centre de torsion à chaque poteau.

• Les forces finales distribuées dans les poteaux sont en définitive:

$$H_x = H'_x + H''_x \quad \text{pour les poteaux longitudinaux}$$

$$H_y = H'_y + H''_y \quad \text{pour les poteaux transversaux.}$$

Tous les calculs relatifs aux forces horizontales dans le 2^{ème} niveau sont groupés dans les 2 tableaux suivants:

Portique N°	Moments d'inertie		valeurs de calcul								Forces dans les portiques			
	i	i	x	y	x ²	y ²	i.x	i.y	i.x ²	i.y ²	Forces dues à la translation		Forces dues à la rotation	
											H' _x	H' _y	H'' _x	H'' _y
10 ⁻³ m ⁴	10 ⁻³ m ⁴	m	m	m ²	m ²	10 ⁻³ m ⁵	10 ⁻³ m ⁵	10 ⁻³ m ⁶	10 ⁻³ m ⁶	10 ³ Kgf	10 ³ Kgf	10 ³ Kgf	10 ³ Kgf	
a	/	10,665	/	-9,40	/	88,36	/	-100,25	/	921,03	+4,82	/	+0,92	/
b	/	46,405	/	-5,60	/	31,36	/	-259,87	/	1455,26	+21,00	/	+2,39	/
c	/	10,665	/	-0,10	/	0,01	/	-1,07	/	0,11	+4,82	/	+0,01	/
d	/	46,405	/	+5,40	/	29,16	/	+250,59	/	1353,17	+21,00	/	-2,31	/
e	/	10,665	/	+10,60	/	108,16	/	+110,92	/	1153,53	+4,82	/	-4,02	/

-15-

Portique N°	Forces Finales dans les Portiques	
	H _x	H _y
	10 ³ Kgf	10 ³ Kgf
a	+5,74	/
b	+23,39	/
c	+4,83	/
d	+18,69	/
e	+3,80	/

Seisme transversal - 2^{ème} Niveau

$$\left. \begin{aligned} \bullet \sum i.y^2 &= 4883,10 \cdot 10^{-3} m^6 \\ \sum i.x^2 &= 4971,11 \cdot 10^{-3} m^6 \end{aligned} \right\} \ddot{J} = \sum i.x^2 + \sum i.y^2 = 9854,21 \cdot 10^{-3} m^6$$

$$\frac{M}{J} = \frac{-90,45 \cdot 10^3}{9854,21} = -9,2 \text{ t.m}^{-5}$$

$$\bullet \sum i = 124,81 \cdot 10^{-3} m^4$$

$$\frac{R_T}{\sum i} = \frac{56,46}{124,81 \cdot 10^{-3}} = 452,4 \text{ t.m}^{-4}$$

Portique n°	Moments d'inertie		Valeurs de Calcul								Forces dans les portiques			
	I	i	x	y	x ²	y ²	I.x	i.y	I.x ²	i.y ²	Forces dues à la translation		Forces dues à la rotation	
											H _x	H _y	H _x	H _y
10 ³ m ⁴	10 ³ m ⁴	m	m	m ²	m ²	10 ³ m ⁵	10 ³ m ⁵	10 ³ m ⁶	10 ³ m ⁶	10 kgf	10 kgf	10 kgf	10 kgf	
b	20,665	/	+10,67	/	113,85	/	+113,80	/	+114,21	/	/	+4,22	/	-0,97
g	46,405	/	+5,37	/	28,84	/	+243,13	/	+1237,33	/	/	-22,00	/	-2,12
h	10,665	/	-0,13	/	0,02	/	-1,33	/	+0,21	/	/	+4,22	/	+0,01
i	46,405	/	-5,63	/	31,70	/	-261,26	/	+1272,04	/	/	+21,00	/	+2,20
j	10,665	/	-9,43	/	88,32	/	100,57	/	+348,33	/	/	+4,22	/	+0,97

Portique n°	Forces finales dans les portiques	
	H _x	H _y
	10 ³ kgf	10 ³ kgf
b	/	+3,85
g	/	+18,88
h	/	+4,83
i	/	+23,20
j	/	+5,69

Seisme longitudinal : 2^{ème} Niveau

$$\left. \begin{aligned} \bullet \quad \Sigma I \cdot x^2 &= 4971,11 \cdot 10^{-3} \text{ m}^6 \\ \Sigma i \cdot y^2 &= 4833,10 \cdot 10^{-3} \text{ m}^6 \end{aligned} \right\} J = \Sigma I \cdot x^2 + \Sigma i \cdot y^2 = 9804,21 \cdot 10^{-3} \text{ m}^6$$

$$\frac{M}{J} = \frac{-83,56 \cdot 10^3}{9804,21} = -8,5 \text{ t} \cdot \text{m}^{-5}$$

$$\bullet \quad \Sigma I = 124,81 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\frac{R_L}{\Sigma I} = \frac{56,46}{124,81 \cdot 10^{-3}} = 452,4 \text{ t} \cdot \text{m}^{-4}$$

Blancher 1^{er} niveau:

I Calcul des inerties des poteaux:

- Poteau Principal: 70 cm x 70 cm avec un trou ϕ 10 cm pour la descente de eaux de pluie.

$$I_p = 20,003 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Poteau secondaire: 40 cm x 40 cm

$$I_s = 2,133 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

II Calcul des inerties des portiques:

Portique longitudinal:

- Principal: (2 poteaux principaux + 3 poteaux secondaires)

$$J_p = 2 I_p + 3 I_s$$

$$J_p = 46,405 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

- Secondaire: (5 poteaux secondaires)

$$J_s = 5 I_s$$

$$J_s = 10,665 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Portique transversal:

- Principal: (2 poteaux principaux + 2 poteaux secondaires)

$$J_p = 2 I_p + 2 I_s = 2 \times 20,003 \cdot 10^{-3} + 2 \times 2,133 \cdot 10^{-3}$$

$$J_p = 44,272 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

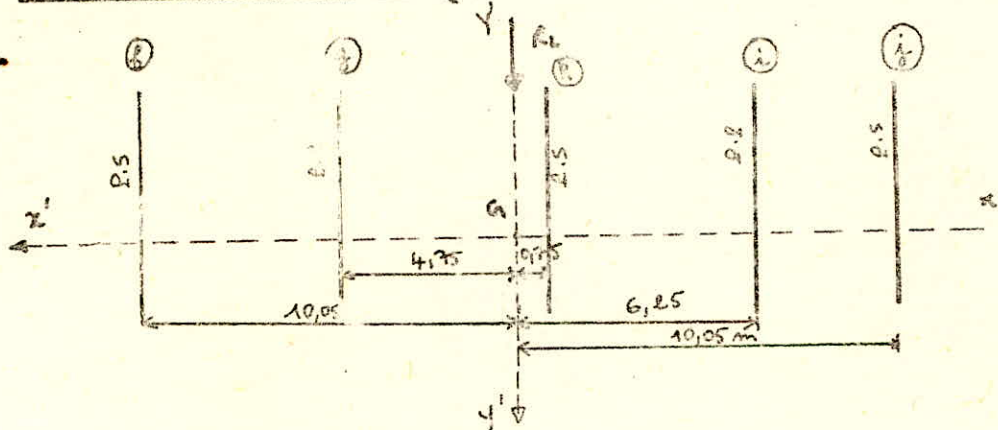
- Secondaire (4 poteaux secondaires)

$$J_s = 4 I_s = 4 \times 2,133 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$J_s = 8,532 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

III. Position du centre de torsion:

SEÏSME LONGITUDINAL (par les patiques transversales)

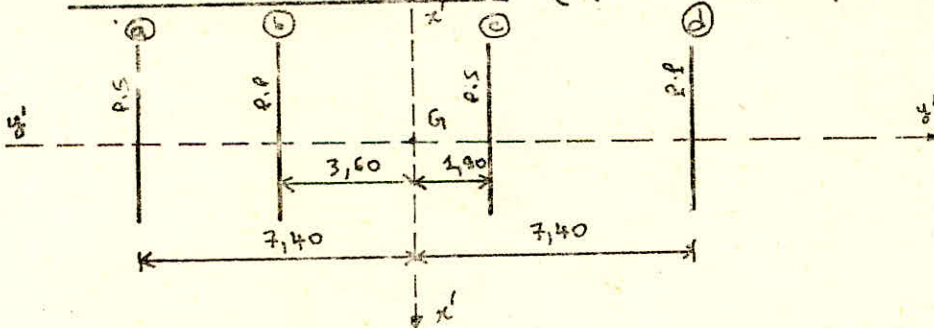


$$x'_T = \frac{\sum J \cdot x'}{\sum J}$$

$$x'_T = \frac{44,272 (+4,75 - 6,25) + 8,532 (+10,05 - 0,75 - 10,05)}{2 \times 44,272 + 3 \times 8,532}$$

$$x'_T = -0,64 \text{ m}$$

SEÏSME TRANSVERSAL: (par les patiques longitudinales)



$$y'_T = \frac{\sum J \cdot y'}{\sum J}$$

$$y'_T = \frac{46,405 \cdot (-3,60 + 7,40) + 10,665 \cdot (-7,40 + 1,30)}{2 \times 46,405 + 2 \times 10,665}$$

$$y'_T = +1,03 \text{ m}$$

On adoptera la même méthode de calcul que pour le plancher et les résultats seront inscrits dans les tableaux suivants :

Portique N°	Moments d'inertie		Valeurs de calcul								Forces dans les portiques			
	I	i	x	y	x ²	y ²	I.x	i.y	I.x ²	i.y ²	Forces dues à la translation		Forces dues à la rotation	
											H _x	H _y	H _x	H _y
	10 ⁻³ m ⁴	10 ⁻³ m ⁴	m	m	m ²	m ²	10 ³ m ⁵	10 ⁻³ m ⁵	10 ⁻³ m ⁶	10 ⁻³ m ⁶	10 ³ KgB	10 ³ KgB	10 ³ KgB	10 ³ KgB
a	/	10,665	/	-8,43	/	72,06	/	-89,91	/	757,85	+0,79	/	+0,10	/
b	/	46,405	/	-4,63	/	21,44	/	-214,86	/	994,92	+3,45	/	+0,23	/
c	/	10,665	/	+0,87	/	0,76	/	+9,28	/	8,11	+0,79	/	-0,02	/
d	/	46,405	/	+6,37	/	40,58	/	+295,50	/	1783,11	+3,45	/	-0,32	/
/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/

Portique N°	Forces finales dans les portiques	
	H _x	H _y
	10 ³ KgB	10 ³ KgB
a	+0,89	/
b	+3,68	/
c	+0,78	/
d	+3,13	/
/	/	/

Seisme transversal

1^{er} Niveau

$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{aligned}
 \bullet \Sigma I \cdot x^2 &= 4409,98 \cdot 10^{-3} \text{ m}^6 \\
 \Sigma i \cdot y^2 &= 3643,99 \cdot 10^{-3} \text{ m}^6
 \end{aligned} \right\} \Rightarrow J = \Sigma I \cdot x^2 + \Sigma i \cdot y^2 = 8053,97 \cdot 10^{-3} \text{ m}^6 \\
 & \left. \begin{aligned}
 \bullet M_y &= R_T \times e_y = 8,49 \times (-2,09) = -8,75 \text{ t.m} \\
 J &= 8053,97 \cdot 10^{-3} \text{ m}^6
 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{M}{J} = -1,086 \text{ t.m}^{-5} \\
 & \bullet \Sigma i = 114,14 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \\
 & \frac{R_T}{\Sigma i} = \frac{8,49}{114,14 \cdot 10^{-3}} = 74,4 \text{ t.m}^{-4}
 \end{aligned}$$

Portique Z_{10}	Moments d'inertie		Valeurs de calcul								Forces dans les portiques			
	I	i	x	y	x^2	y^2	$I \cdot x$	$i \cdot y$	$I \cdot x^2$	$i \cdot y^2$	Forces dues à la translation		Forces dues à la rotation	
											H'_x	H'_y	H''_x	H''_y
	$10^3 m^4$	$10^{-3} m^4$	m	m	m^2	m^2	$10^{-3} m^5$	$10^{-3} m^5$	$10^{-3} m^6$	$10^{-3} m^6$	$10^3 Kgf$	$10^3 Kgf$	$10^3 Kgf$	$10^3 Kgf$
b	8,532	/	+10,69	/	114,28	/	+91,21	/	975,04	/	/	+0,63	/	+0,06
g	44,272	/	+5,39	/	29,05	/	238,63	/	1286,10	/	/	+3,29	/	+0,16
h	8,532	/	-0,12	/	0,01	/	-0,94	/	0,09	/	/	+0,63	/	-0,0006
i	44,272	/	-5,61	/	31,47	/	-248,37	/	1393,24	/	/	+3,29	/	-0,17
j	8,532	/	-9,41	/	88,55	/	-80,29	/	755,51	/	/	+0,63	/	-0,05

Portique Z_{10}	Forces finales dans les portiques	
	H_x	H_y
	$10^3 Kgf$	$10^3 Kgf$
b	/	+0,69
g	/	+3,45
h	/	-0,63
i	/	+3,12
j	/	+0,58

Seisme longitudinal: 1^{er} Niveau

$$\left. \begin{aligned} \bullet \Sigma I \cdot x^2 &= 4409,98 \cdot 10^{-3} m^6 \\ \Sigma i \cdot y^2 &= 3643,99 \cdot 10^{-3} m^6 \end{aligned} \right\} \Rightarrow j = \Sigma I \cdot x^2 + \Sigma i \cdot y^2 = 8053,97 \cdot 10^{-3} m^6$$

$$\left. \begin{aligned} \bullet M_L = R_L \cdot e_L &= 8,49 \times (0,64) = 5,43 tm \\ j &= 8053,97 \cdot 10^{-3} m^6 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{M}{j} = 0,674 \cdot t \cdot m^{-5}$$

$$\bullet \Sigma I = 114,14 \cdot 10^{-3} m^4$$

$$\frac{R_L}{\Sigma I} = \frac{8,49}{114,14 \cdot 10^{-3}} = 7,44 \cdot t \cdot m^{-4}$$

En résumé, nous donnerons pour les faces horizontales, les portiques les plus défavorablement chargés.

Portique longitudinal: → c'est le portique (b).

Tenasse → $F_3 = 22,57t$

2^{ème} niveau → $F_2 = 23,39t$

1^{er} niveau → $F_1 = 3,68t$

Portique transversal: → c'est le portique (a)

Tenasse → $F'_3 = 22,57t$

2^{ème} niveau → $F'_2 = 23,20t$

1^{er} niveau → $F'_1 = 3,12t$

FORCES VERTICALES

Les calculs exécutés dans ce chapitre et dans le chapitre précédent nous ont conduits aux résultats suivants :

Coefficient sismique vertical:

Tenasse: $\sigma_v(3) = \pm 0,1672$

2^{ème} niveau: $\sigma_v(2) = \pm 0,0855$

1^{er} niveau: $\sigma_v(1) = \pm 0,0221$

Portique transversal:

G:

Tenasse: • charge uniformément répartie : 1375 Kg/ml
• 4 charges concentrées de 8625 Kg disposées symétriquement à raison de 2 par nœud, (à 5m de ce même nœud).

2^{ème} niveau: • charge uniformément répartie : 4600 Kg/ml

1^{er} niveau: • charge uniformément répartie : 4900 Kg/ml

12P: charge uniformément répartie : 300 Kg/ml
 4 charges concentrées de 1500 Kg - disposés de la même façon que pour G.

Terrasse:
 2^{ème} niveau : charge uniformément répartie : 3300 Kg/ml

1^{er} niveau : charge uniformément répartie : 3300 Kg/ml.

Nous pouvons maintenant avoir les valeurs de SIV en appliquant la formule suivante - des règles P. 569 :

$$F = (G + \frac{P}{5}) \cdot S_v$$

SIV ↓

Terrasse: Charge uniformément répartie :

$$q_{v(1)} = \pm \left(1375 + \frac{300}{1,2 \times 5} \right) \cdot 0,1672 = \pm 239 \text{ Kg/ml}$$

Charges concentrées :

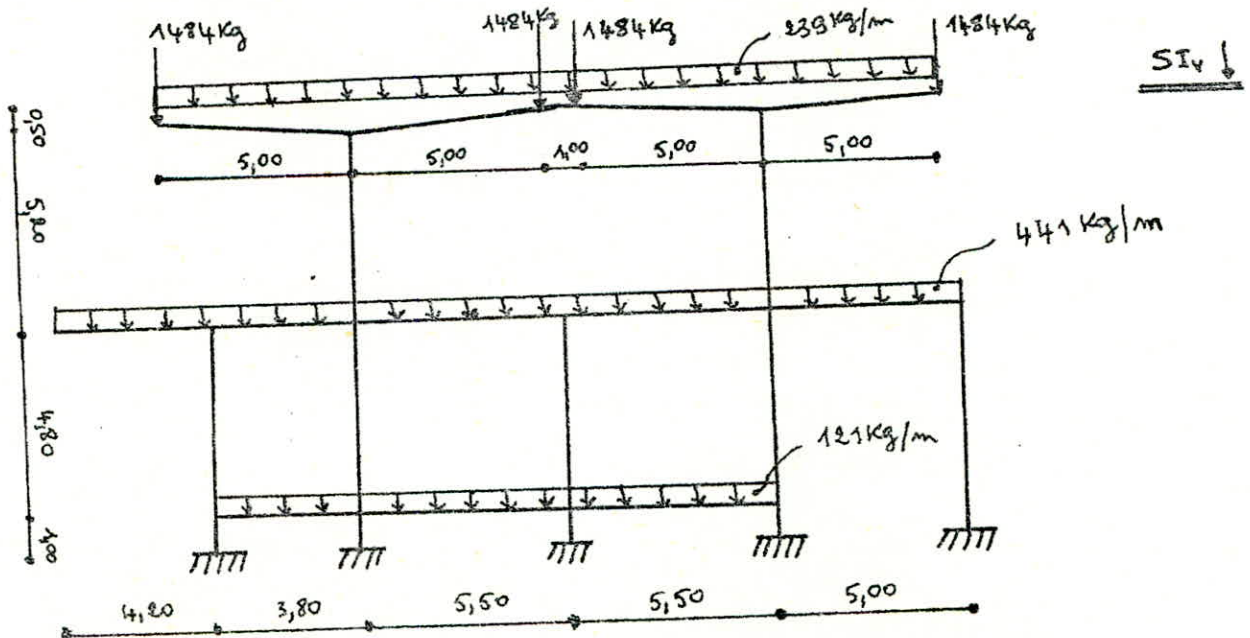
$$Q_v = \pm \left(8625 + \frac{1500}{1,2 \times 5} \right) \cdot 0,1672 = \pm 1484 \text{ Kg/ml}$$

2^{ème} niveau : Charge uniformément répartie

$$q_{v(2)} = \pm \left(4600 + \frac{3300}{1,2 \times 5} \right) \cdot 0,0855 = \pm 442 \text{ Kg/ml}$$

1^{er} niveau : Charge uniformément répartie :

$$q_{v(1)} = \pm \left(4900 + \frac{3300}{1,2 \times 5} \right) \cdot 0,0221 = 121 \text{ Kg/ml}$$



- Pour $SIV \uparrow$ (même vertical ascendant) il suffira - d'inverser le diagramme - des charges précédent. (on inversera le sens des charges seulement).

Portique longitudinal:

- G:
- Terrasse:
- charge uniformément répartie: 1375 Kg/ml
 - 4 charges concentrées - de 8625 Kg - disposées symétriquement - à raison - de 2 par nœud (à 5 m de ce même nœud).

- 2^{ème} niveau:
- charge uniformément répartie (sauf ^{sur} la console)
 1830 Kg/ml .

- console:
- - charge uniformément répartie: 3030 Kg/ml

- - charge concentrées: 4310 Kg à $1,05 \text{ m}$ de l'axe - du poteau

- 1^{er} niveau:
- - charge uniformément répartie: 2130 Kg/ml

4^{er} P:

- Terrasse:
- - charge uniformément répartie: 300 Kg/ml
 - 4 charges - concentrées de 1500 Kg - disposées symétrique- - ment - à raison - de 2 par nœud (à 5 m de - ce même nœud).

- 2^{ème} niveau:
- charge uniformément répartie (sauf sur la console)
 630 Kg/ml

- console:
- - charge uniformément répartie: 2800 Kg/ml

- 1^{er} niveau:
- - charge uniformément répartie: 630 Kg/ml

$SIV \downarrow$

- Terrasse:
- charge uniformément répartie:
 $q_{V(3)} = \pm \left(1375 + \frac{300}{4,2 \times 5} \right) \cdot 0,1672 = \pm 239 \text{ Kg/ml}$

- charges concentrées:
 $Q_{V(3)} = \pm \left(8625 + \frac{1500}{4,2 \times 5} \right) \cdot 0,1672 = \pm 1484 \text{ Kg/ml}$

- 2^{ème} niveau:
- - charge uniformément répartie (sauf sur la console)
 $q_{V(2)} = \pm \left(1830 - \frac{630}{1,2 \times 5} \right) \cdot 0,0855 = \pm 166 \text{ Kg/ml}$

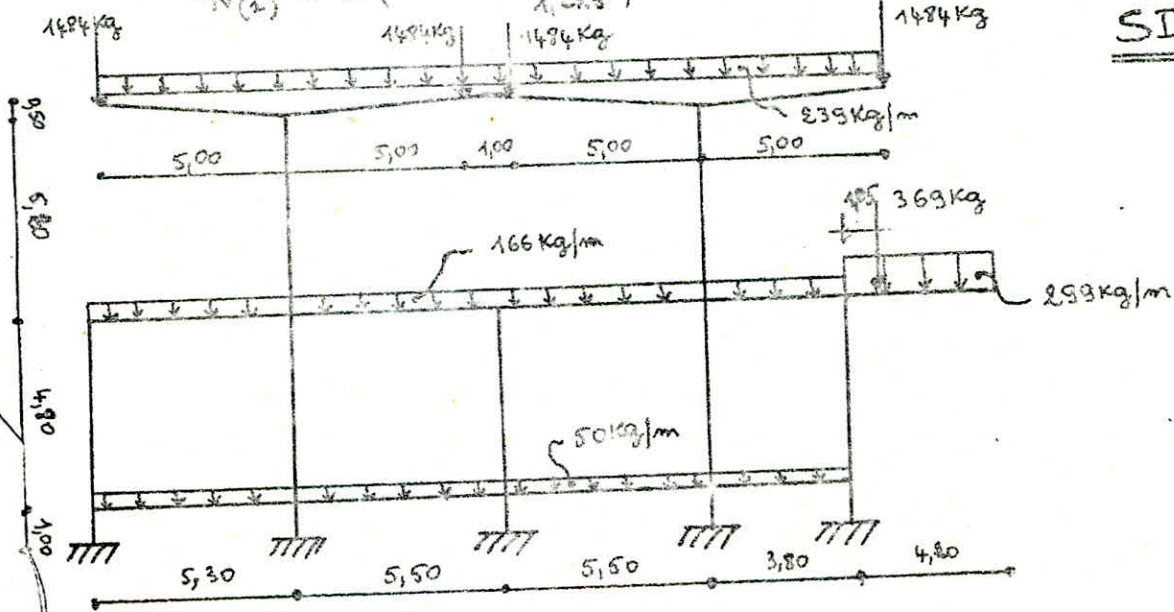
- console:
- - charge uniformément répartie:
 $q'_{V(2)} = \pm \left(3030 + \frac{2800}{1,2 \times 5} \right) \cdot 0,0855 = \pm 299 \text{ Kg/ml}$

- charge concentrée: $Q'_{V(2)} = \pm 4310 \cdot 0,0855 = \pm 369 \text{ Kg}$
- à $1,05 \text{ m}$ de l'axe - du poteau.

1^{er} niveau:

charge uniformément répartie:

$$q_v(2) = \pm \left(2430 + \frac{630}{1,25} \right) \cdot 0,022 = \pm 50 \text{ Kg/ml}$$



• Pour $SIv \uparrow$, il suffira d'inverser le sens des charges de $SIv \downarrow$.

Modification: (Voir P.5 69 art 3,312)

Selon les règles P.5 69, les consoles des poteaux longitudinal et transversal sont à calculer - compte tenu - de l'application, dans la direction verticale, à la totalité des charges et surcharges intéressant l'élément, d'un coefficient sismique qui, sans pouvoir excéder l'unité, doit être pris égal à:

$$\pm \frac{2}{5} \cdot \gamma$$

σ_H représente pour chaque charge et surcharge le plus grand des coefficients sismiques pris en compte dans les directions horizontales.

Dans notre cas, ce coefficient supplémentaire vaut: $\pm \frac{2}{1,15} \cdot \sigma_H = \pm 1,74 \cdot \sigma_H$

Poutique transversal:

Console terrasse: $q_v(3) = \pm \left(1375 + \frac{300}{1,2} \right) \cdot 1,74 \cdot 0,1672 = \pm 473 \text{ Kg/ml}$

$$q_v(3) = \pm \left(9625 + \frac{1500}{1,2} \right) \cdot 1,74 \cdot 0,1672 = \pm 2873 \text{ Kg}$$

Console 2^{ème} niveau: $q_v(3) = \pm \left(4600 + \frac{3300}{1,2} \right) \cdot 1,74 \cdot 0,0855 = \pm 1094 \text{ Kg/ml}$

Portique longitudinal:

console terrasse: $q'_{V(3)} = \pm 473 \text{ Kg/m}$

console 2^{ème} niveau:

$$q'_{V(2)} = \pm \left(3030 + \frac{2800}{1,2} \right) \cdot 1,74 \cdot 0,0855 = \pm 798 \text{ Kg/m}$$

$$Q'_{V(2)} = \pm 4310 \cdot 0,0855 \cdot 1,74 = \pm 642 \text{ Kg}$$

($Q'_{V(2)}$ est situé à 1,05 m de l'axe du poteau).

Modification relative au coefficient de réponse β :

Note première considération de l'amortissement de la structure (amortissement faible) nous a conduit à une valeur de $\beta = 0,200$ et par là-même à de très gros effets sismiques. Les derniers sont environ 3 fois plus grands que ceux de la sollicitation $G + 1,2E$, ce qui est un peu trop exagéré pour une zone dite de faible sismicité. Ceci nous a amené à réduire de 55% la valeur de β ($\beta = 0,110$ au lieu de $\beta = 0,200$) et à considérer l'amortissement de la structure comme moyen. Ce qui nous donne des valeurs assez raisonnables pour les effets. Cette réduction a été obtenue par une interpolation entre "l'amortissement moyen" et "l'amortissement faible". Et ce en raison du caractère "un peu spéciale" de la structure de notre bâtiment.

chapitre - 3 -

calcul portique

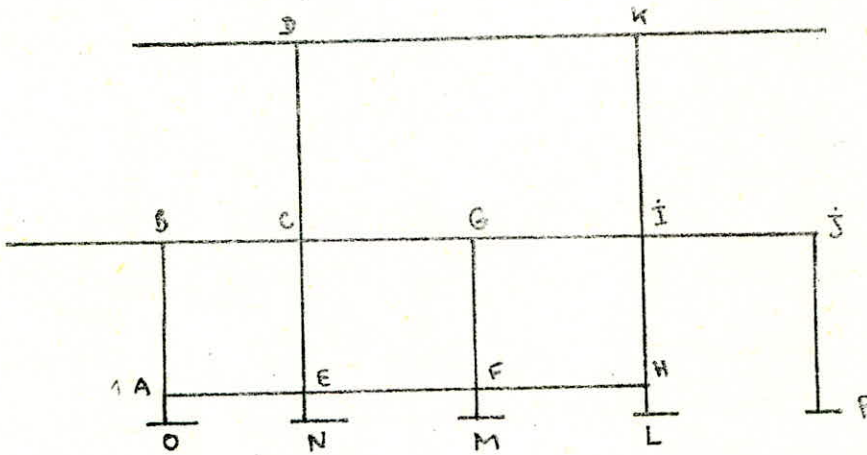
N.B: Dans les résultats - du calcul de portiques: (en tableaux)

- L'effort normal est exprimé en t
- " tranchant " " en t
- Le moment fléchissant " " en tm.

Pour les signes : • \oplus → compression } effort normal
• \ominus → traction.

- Les efforts tranchants ont les signes des réactions d'appuis
- Les moments fléchissants ont les signes de la R.D.M.
 $\oplus \curvearrowright \quad \ominus \curvearrowleft$

* CALCUL DU PORTIQUE ALP par la méthode CROSS :



1- CALCUL DES Inerties :

- Poutre DK : $J_0 = \frac{b l^3}{12} = \frac{40 \cdot 40^3}{12} = 0,213 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$ (au milieu)
- $J_1 = \frac{b l^3}{12} = \frac{40 \cdot 100^3}{12} = 3,334 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$ (aux extrémités)
- Poteau DC : $J = \frac{b l^3}{12} = \frac{70 \cdot 70^3}{12} = 2,001 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
- Poteau KJ : $J = 2,001 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
- Poutre BC : extrémité B : $J = 1,707 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
 C : $J = 1,143 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
- Poutre CG : $J = 1,143 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
- Poutre GI : $J = 1,143 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
- Poutre IJ : $J = 1,143 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
- P. BA : $J = 0,213 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
- P. CE : $J = 2,001 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
- P. GF : $J = 0,213 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
- P. JH : $J = 2,001 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
- P. JP : $J = 0,213 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
- P. AE : $J = 1,143 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
- P. EF : $J = 1,143 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
- P. FH : $J = 1,143 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
- P. AO : $J = 0,213 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
- P. EN : $J = 2,001 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
- P. FM : $J = 0,213 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
- P. HL : $J = 2,001 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$

2- Calcul de la rigidité des bords :

On utilisera les tables de GULDAN pour les poutres à inertie variable.

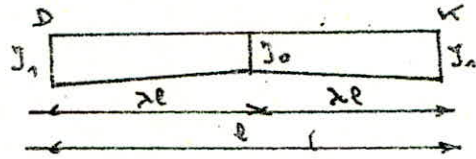
• Base DK :

$$n = \frac{J_0}{J_1} = 0,0640$$

$$\lambda = 0,5$$

$$K' = \frac{29,76}{24,02} = 28,588$$

$$\Rightarrow K_{DK} = 28,588 \times \frac{117300 \cdot 0,213 \cdot 10^6}{1100} = 6,4933 \cdot 10^8$$



• Base DC :

$$K_{DC} = \frac{4 \cdot 117300 \cdot 2,001 \cdot 10^6}{520} = 18,055 \cdot 10^8$$

• Base KJ :

$$K_{KJ} = \frac{4 \cdot 117300 \cdot 2,001 \cdot 10^6}{520} = 18,055 \cdot 10^8$$

• Base CG :

$$K_{CG} = \frac{4 \cdot 117300 \cdot 1,143 \cdot 10^6}{550} = 9,751 \cdot 10^8$$

• Base GI :

$$K_{GI} = \frac{4 \cdot 117300 \cdot 1,143 \cdot 10^6}{550} = 9,751 \cdot 10^8$$

• Base IJ :

$$K_{IJ} = \frac{4 \cdot 117300 \cdot 1,143 \cdot 10^6}{550} = 10,726 \cdot 10^8$$

• Base JP :

$$K_{JP} = \frac{4 \cdot 117300 \cdot 0,213 \cdot 10^6}{580} = 1,723 \cdot 10^8$$

• Base IH :

$$K_{IH} = \frac{4 \cdot 117300 \cdot 2,001 \cdot 10^6}{480} = 19,560 \cdot 10^8$$

• Base GF :

$$K_{GF} = \frac{4 \cdot 117300 \cdot 0,213 \cdot 10^6}{480} = 2,08 \cdot 10^8$$

• Base CE :

$$K_{CE} = \frac{4 \cdot 117300 \cdot 2,001 \cdot 10^6}{480} = 19,560 \cdot 10^8$$

• Base BA :

$$K_{BA} = \frac{4 \cdot 117300 \cdot 0,213 \cdot 10^6}{480} = 2,082 \cdot 10^8$$

• Base BC :



$$\lambda = 1$$

$$n = \frac{I_0}{I_1} = \frac{1,143 \cdot 10^6}{1,707 \cdot 10^6} = 0,67 \Rightarrow K' = 5,23 + \frac{5,88 - 5,23}{0,10} \cdot 0,03$$

$$K' = 5,425 \text{ from } \frac{EI_0}{I_1}$$

$$\Rightarrow K_{BC} = 5,425 \times \frac{117300 \cdot 1,143 \cdot 10^6}{380} = 19,141 \cdot 10^8$$

• Base CB :

$$\lambda = 1$$

$$n = \frac{I_0}{I_1} = 0,67 \Rightarrow K'_{CB} = 4,38 + \frac{4,55 - 4,38}{0,10} \times 0,03 \Rightarrow K'_{CB} = 4,43$$

$$K_{CB} = 4,431 \times \frac{117300 \cdot 1,143 \cdot 10^6}{380} = 15,634 \cdot 10^8$$

- Base AE : $K_{AE} = K_{EA} = \frac{4 \cdot 117300 \cdot 1,143 \cdot 10^6}{380} = 14,113 \cdot 10^8$
- Base AO : $K_{AO} = K_{OA} = \frac{4 \cdot 117300 \cdot 0,213 \cdot 10^6}{100} = 9,994 \cdot 10^8$
- Base EF : $K_{EF} = K_{FE} = \frac{4 \cdot 117300 \cdot 1,143 \cdot 10^6}{550} = 9,751 \cdot 10^8$
- Base EN : $K_{EN} = K_{NE} = \frac{4 \cdot 117300 \cdot 2,001 \cdot 10^6}{100} = 93,887 \cdot 10^8$
- Base FM : $K_{FM} = K_{MF} = \frac{4 \cdot 117300 \cdot 0,213 \cdot 10^6}{100} = 9,994 \cdot 10^8$
- Base FH : $K_{FH} = K_{HF} = \frac{4 \cdot 117300 \cdot 1,143 \cdot 10^6}{550} = 9,751 \cdot 10^8$
- Base HL : $K_{HL} = K_{LH} = \frac{4 \cdot 117300 \cdot 2,001 \cdot 10^6}{100} = 93,887 \cdot 10^8$

3 - Calcul des coefficients de repartition :

• Nœud A :

$$\begin{aligned} \tau_{AO} &= \frac{K_{AO}}{K_{AO} + K_{AE} + K_{AB}} = \frac{9,994}{9,994 + 14,113 + 2,082} = 0,382 \\ \tau_{AE} &= \frac{K_{AE}}{K_{AO} + K_{AE} + K_{AB}} = \frac{14,113}{9,994 + 14,113 + 2,082} = 0,539 \\ \tau_{AB} &= \frac{K_{AB}}{K_{AO} + K_{AE} + K_{AB}} = \frac{2,082}{9,994 + 14,113 + 2,082} = 0,079 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \tau_{AO} \\ \tau_{AE} \\ \tau_{AB} \end{aligned}} \right\} \Sigma \tau = 1$$

• Nœud B :

$$\begin{aligned} \tau_{BC} &= \frac{K_{BC}}{K_{BC} + K_{BA}} = \frac{19,141}{19,141 + 2,082} = 0,902 \\ \tau_{BA} &= \frac{K_{BA}}{K_{BC} + K_{BA}} = \frac{2,082}{19,141 + 2,082} = 0,098 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \tau_{BC} \\ \tau_{BA} \end{aligned}} \right\} \Sigma \tau = 1$$

• Nœud C :

$$\begin{aligned} \tau_{CD} &= \frac{K_{CD}}{K_{CD} + K_{CB} + K_{CG} + K_{CE}} = \frac{18,055}{18,055 + 15,634 + 9,751 + 19,56} = 0,287 \\ \tau_{CB} &= \frac{K_{CB}}{K_{CD} + K_{CB} + K_{CG} + K_{CE}} = \frac{15,634}{18,055 + 15,634 + 9,751 + 19,56} = 0,248 \\ \tau_{CG} &= \frac{K_{CG}}{K_{CD} + K_{CB} + K_{CG} + K_{CE}} = \frac{9,751}{18,055 + 15,634 + 9,751 + 19,56} = 0,310 \\ \tau_{CE} &= \frac{K_{CE}}{K_{CD} + K_{CB} + K_{CG} + K_{CE}} = \frac{19,56}{18,055 + 15,634 + 9,751 + 19,56} = 0,155 \end{aligned}$$

• Nœud D : $\tau_{DC} = 0,736$; $\tau_{DK} = 0,264$

• Nœud E : $\tau_{EA} = 0,103$; $\tau_{EN} = 0,684$

$\tau_{EF} = 0,071$; $\tau_{EC} = 0,142$

- Nœud F : $r_{FE} = 0,309$; $r_{FG} = 0,066$
 $r_{FH} = 0,309$; $r_{FM} = 0,313$
- Nœud H : $r_{HF} = 0,079$; $r_{HL} = 0,762$
 $r_{HI} = 0,159$
- Nœud G : $r_{GC} = 0,452$; $r_{GI} = 0,452$
 $r_{GF} = 0,096$
- Nœud I : $r_{IG} = 0,169$; $r_{IK} = 0,313$
 $r_{IJ} = 0,178$; $r_{IH} = 0,340$
- Nœud J : $r_{JI} = 0,856$; $r_{JP} = 0,144$
- Nœud K : $r_{KD} = 0,264$; $r_{KE} = 0,336$

4 - Coefficients de transmission:

entre les nœuds D et K.

$$t_{D,K} = \frac{4,8639 \cdot 10^8}{6,4933 \cdot 10^8} = 0,749$$

5 - Moments d'encastrement parfait:

$$q = 4600 \text{ kg/ml}$$

$$M_0 = 40572 \text{ kg.m}$$

$$M_{3,8} = 5535 \text{ kg.m}$$

$$M_{5,5} = 11596 \text{ kg.m}$$

$$M_5 = 9583 \text{ kg.m}$$

} m^{ts} en travée.

$$q = 4900 \text{ kg/ml}$$

$$M_{3,8} = 5896 \text{ kg.m}$$

$$M_{5,5} = 12352 \text{ kg.m}$$

Terrasse : charge uniformément répartie (console)

$$M_D = - \frac{1375 \cdot 5^2}{2} = 17188 \text{ kg.m}$$

$$M_K = / \frac{1375 \cdot 5^2}{2} = 17188 \text{ kg.m}$$

charge concentrée (console).

$$M_D = - 8625 \times 5 = 43125 \text{ kg.m}$$

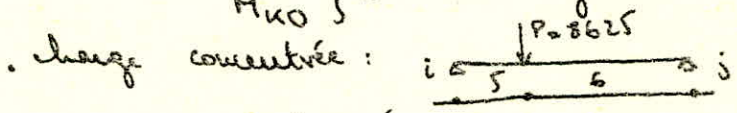
$$M_K = / 8625 \times 5 = 43125 \text{ kg.m}$$

$$= 60313 \text{ kg.m}$$

Pour la poutre DK, on aura :
 charge répartie uniformément :

$$\left. \begin{matrix} M_{DK} \\ M_{KO} \end{matrix} \right\} = \frac{\alpha q l^2}{12} \quad \text{avec} \quad \alpha = 1,295 ; \lambda = 0,5 ; \mu = 0,064$$

$$\left. \begin{matrix} M_{DK} \\ M_{KO} \end{matrix} \right\} = 17816 \text{ kg.m}$$



$$\mu = 0,064 ; \lambda = 0,5$$

$$\left. \begin{matrix} M_{DK} \\ M_{KO} \end{matrix} \right\} = \mu_{ij} P \cdot l$$

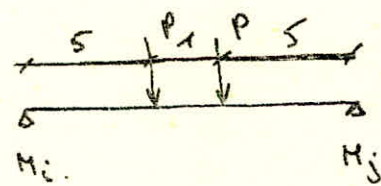
gauche i = 18440
 droite j = 14520

$$K = 5,454$$

$\mu_i(5)$	0,05	0,1	
	0,211	0,197	
$\mu_i(6)$	0,183	0,177	
	↓	↓	
	0,198	0,185	→ 0,19436

$$K = 5,454$$

$\mu_j(5)$	0,05	0,1	
	0,132	0,128	
$\mu_j(6)$	0,183	0,177	
	↓	↓	
	0,155	0,148	→ 0,153



$$M_i = M_j = 18440 + 14520 = 32960 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{total}} \Rightarrow \left. \begin{matrix} D-K \\ K-O \end{matrix} \right\} = 17816 + 32960 = \underline{\underline{50776 \text{ kg.m}}}$$

* Pour surcharge 1,2P :

Calcul des m^{ts} d'encastrement parfaits (ou de départ) :

Etage ① :

$$M_{3,8} = \frac{q l^2}{12} = \frac{3300 \cdot 3,8^2}{12} = 3971 \text{ kg.m}$$

$$M_{5,5} = \frac{3300 \cdot 5,5^2}{12} = 8315 \text{ kg.m}$$

Etage ② :

console $\rightarrow M_B = 29106 \text{ kg.m}$

$$M_{3,8} = \frac{q l^2}{12} = \frac{3300 \cdot 3,8^2}{12} = 3971 \text{ kg.m}$$

$$M_{5,5} = 8319 \text{ kg.m}$$

$$M_5 = \frac{3300 \cdot 5^2}{12} = 6875 \text{ kg.m}$$

Terrasse :

console : $M_D \left. \begin{array}{l} \\ M_K \end{array} \right\} = -11250 \text{ kg.m}$

Poutre D.K : $M_D = M_K = - \left[\alpha \cdot \frac{q l^2}{12} + n_i \cdot P \cdot l + n_j \cdot P l \right]$

$$\alpha = 1,285$$

$$n_i = 0,19436$$

$$n_j = 0,153$$

$$q = 360 \text{ kg/ml}$$

$$P = 1500 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow M_D = M_K = - \underline{\underline{9619 \text{ kg.m}}}$$

* Pour surcharge SIV ↓ :

Terrasse : $q = 239 \text{ kg/m}$, $P = 1484 \text{ kg}$

console : C.U. : $M_D = M_K = - \frac{q l^2}{2} = -239 \cdot \frac{5^2}{2} = -2988 \text{ kg.m}$

C.C. : $M_D = M_K = - P l = -1484 \cdot 5 = -7420 \text{ kg}$

Total : $M_D = M_K = -10408 \text{ kg.m}$

Poutre DK :

• C.U.R : $M_D = M_K = - \frac{\alpha q l^2}{12}$

$$\alpha = 1,285$$

$$M_D = M_K = -1,285 \times \frac{239 \cdot 11^2}{12} = -3097 \text{ kg.m}$$

• 2 C.C. : $M_D = M_K = - n_i P l - n_j P l$

$$n_i = 0,19436$$

$$n_j = 0,153$$

$$P = 1484 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow M_D = M_K = -5670 \text{ kg.m}$$

• total : $M_D = M_K = - (3097 + 5670) = -8767 \text{ kg.m}$

1^{er} niveau :

C.U.R : $q = 441 \text{ kg/ml}$.

• $M_B = M_C = -\frac{qL^2}{12} = -531 \text{ kg.m}$

• $M_C = M_G = -1112 \text{ kg.m}$

$M_G = M_I$

• $M_I = M_J = -919 \text{ kg.m}$

1^{er} niveau : $q = 121 \text{ kg/ml}$.

• $M_A = M_E = -146 \text{ kg.m}$

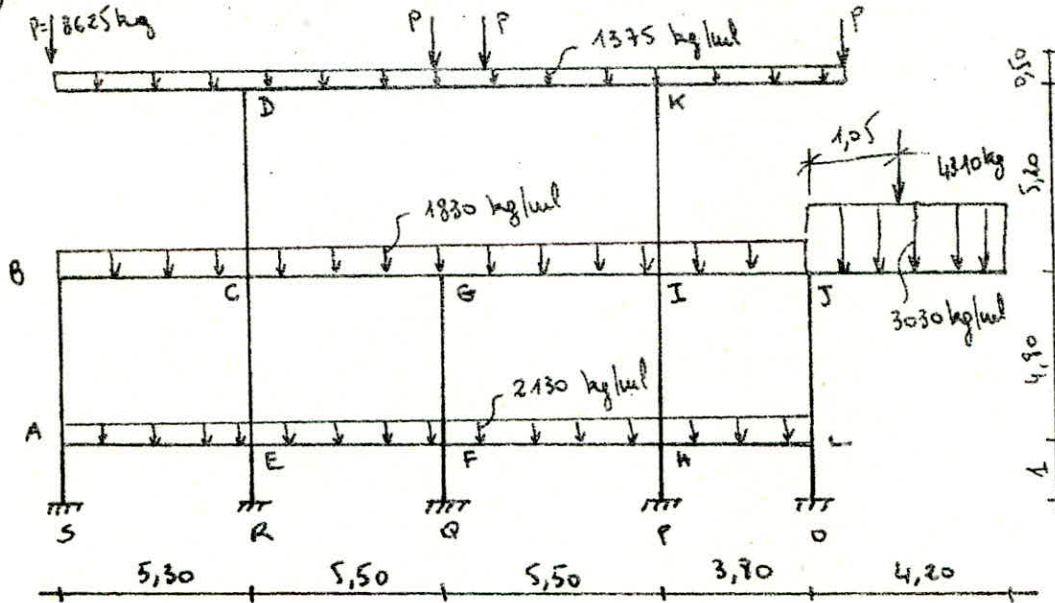
• $M_E = M_F = M_H = -305 \text{ kg.m}$

console 2^e niveau :

$$M_B = -\frac{qL^2}{2} = -(441) \frac{4,20^2}{2} = -3890 \text{ kg.m}$$

CROSS du portique longitudinal

(G)



1- Calcul des inerties :

Pour les bases : AS - AB - AE - BC - CG - EF - FG - FQ - GI - FH - HL - JL - LK

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 \cdot 40^3}{12} = 0,213 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

Pour les bases : DC - CE - ER - KI - IH - HP

$$J = \frac{bh^3}{12} - \frac{\pi d^4}{64} = 2,001 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

Console 2^e niveau :



$$J_0 = \frac{bh^3}{12} = 0,213 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

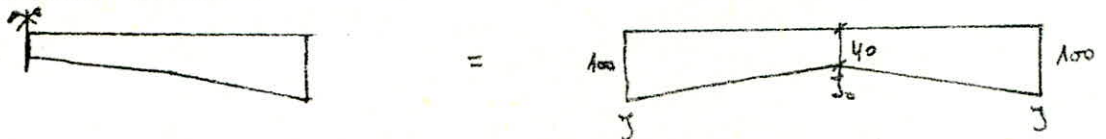
$$J = \frac{bh^3}{12} = 2,43 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

Console terrasse :



$$J_0 = \frac{bh^3}{12} = 0,213 \cdot 10^6 \text{ cm}^4 ; J = 3,333 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

Poutre terrasse :



$$J_0 = 0,213 \cdot 10^6 \text{ cm}^4 ; J = 3,333 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

2^e niveau poutre JJ : $J_0 = 0,213 \cdot 10^6 \text{ cm}^4 ; J = 2,43 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$

1- Calcul des rigidités :

Base AE : $K_{AE} = K_{EA} = \frac{4EI}{l} = 1,89 \cdot 10^8 \text{ kg. cm}^2$

Base AS : $K_{AS} = 9,99 \cdot 10^8$

Base AB : $K_{AB} = K_{BA} = 2,08 \cdot 10^8$

Base BC : $K_{BC} = K_{CB} = 1,89 \cdot 10^8$

Base CD : $K_{CD} = K_{DC} = 18,1 \cdot 10^8$

Base CE : $K_{CE} = K_{EC} = 19,6 \cdot 10^8$

Base ER : $K_{ER} = 9,39 \cdot 10^8$

Base CG : $K_{CG} = K_{GC} = 1,82 \cdot 10^8$

Base EF : $K_{EF} = K_{FE} = 1,82 \cdot 10^8$

Base GF : $K_{GF} = K_{FG} = 2,08 \cdot 10^8$

Base FQ : $K_{FQ} = K_{QF} = 9,99 \cdot 10^8$

Base GI : $K_{GI} = K_{IG} = 1,82 \cdot 10^8$

Base FH : $K_{FH} = K_{HF} = 1,82 \cdot 10^8$

Base KI : $K_{KI} = K_{IK} = 1,81 \cdot 10^8$

Base IH : $K_{IH} = K_{HI} = 1,96 \cdot 10^8$

Base HP : $K_{HP} = K_{PH} = 9,39 \cdot 10^8$

Base JL : $K_{JL} = K_{LJ} = 2,08 \cdot 10^8$

Base LO : $K_{LO} = K_{OL} = 9,99 \cdot 10^8$

Base HL : $K_{HL} = K_{LH} = 2,63 \cdot 10^8$

Base IJ :



$\lambda = 1$

$\alpha = \frac{I_0}{I} = 0,088$

$K'_{ji} = 27,43 - \frac{27,43 - 23,11}{20} \cdot 8$

$= 25,702$

$K'_{ij} = 7,68 - \frac{7,68 - 7,29}{20} \cdot 8$

$= 7,524$

$\rightarrow K_{JI} = K'_{ji} \cdot \frac{EI_0}{l} = 16,90 \cdot 10^8$

$K_{IJ} = K'_{ij} \cdot \frac{EI}{l} = 4,95 \cdot 10^8$

Pointe DK : $K_{DK} = K_{KD} = 6,493 \cdot 10^8$

3- Coefficients de repartition :

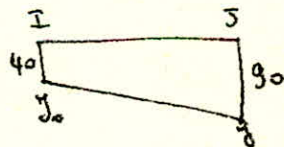
• $r_{A-B} = 0,149$	$r_{A-S} = 0,716$
• $r_{A-E} = 0,135$	
• $r_{B-A} = 0,524$	$r_{B-C} = 0,476$
• $r_{C-B} = 0,046$	$r_{C-D} = 0,437$
• $r_{C-E} = 0,476$	$r_{CG} = 0,044$
• $r_{D-K} = 0,264$	$r_{DC} = 0,736$
• $r_{EA} = 0,016$	$r_{EC} = 0,167$
• $r_{EF} = 0,016$	$r_{ER} = 0,801$
• $r_{GC} = 0,318$	$r_{GF} = 0,364$
• $r_{GI} = 0,318$	
• $r_{FE} = 0,116$	$r_{FG} = 0,132$
• $r_{FQ} = 0,636$	$r_{FH} = 0,116$
• $r_{KF} = 0,016$	$r_{HL} = 0,022$
• $r_{HP} = 0,796$	$r_{HI} = 0,166$
• $r_{IG} = 0,041$	$r_{IJ} = 0,111$
• $r_{IK} = 0,407$	$r_{IH} = 0,441$
• $r_{JI} = 0,890$	$r_{JL} = 0,110$
• $r_{KI} = 0,736$	$r_{KD} = 0,264$
• $r_{LJ} = 0,141$	$r_{LH} = 0,179$
• $r_{LO} = 0,680$	

4- Coefficients de transmission :

Poutre D-K : (identique à celle du portique transversal).

$$t_{DK} = t_{KD} = 0,749$$

Poutre I-J :



$$\left. \begin{array}{l} \lambda = 1 \\ \mu = \frac{J_0}{J} = 0,088 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} \frac{c}{ac-b^2} = 7,524 \\ \frac{a}{ac-b^2} = 25,702 \\ \frac{b}{ac-b^2} = 6,852 \end{cases}$$

$$t_{ij} = \frac{b}{a} = 0,267$$

$$t_{ji} = \frac{b}{c} = 0,911$$

5- Calcul des μ^k d'encastrement parfait :

Terrasse :

Coursole : $M_D = M_K = -60313 \text{ kg.m}$
 Poutre DK : $M_D = M_K = -50776 \text{ kg.m}$

2^e niveau :

Coursole : $M_J = 31250 \text{ kg.m}$
 Poutre IJ : $M_{ij} = -\mu_j \cdot \frac{q l^2}{12}$
 $M_{ji} = -\mu_i \cdot \frac{q l^2}{12}$

$\left. \begin{array}{l} q = 1830 \text{ kg/ml} \\ \mu_j = 0,581 \\ l = 3,80 \text{ m} \end{array} \right\} ; \mu_i = 1,548$

$$M_{ij} = -0,581 \cdot \frac{1830 \cdot 3,80^2}{12} = -1580 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{ji} = -3409 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

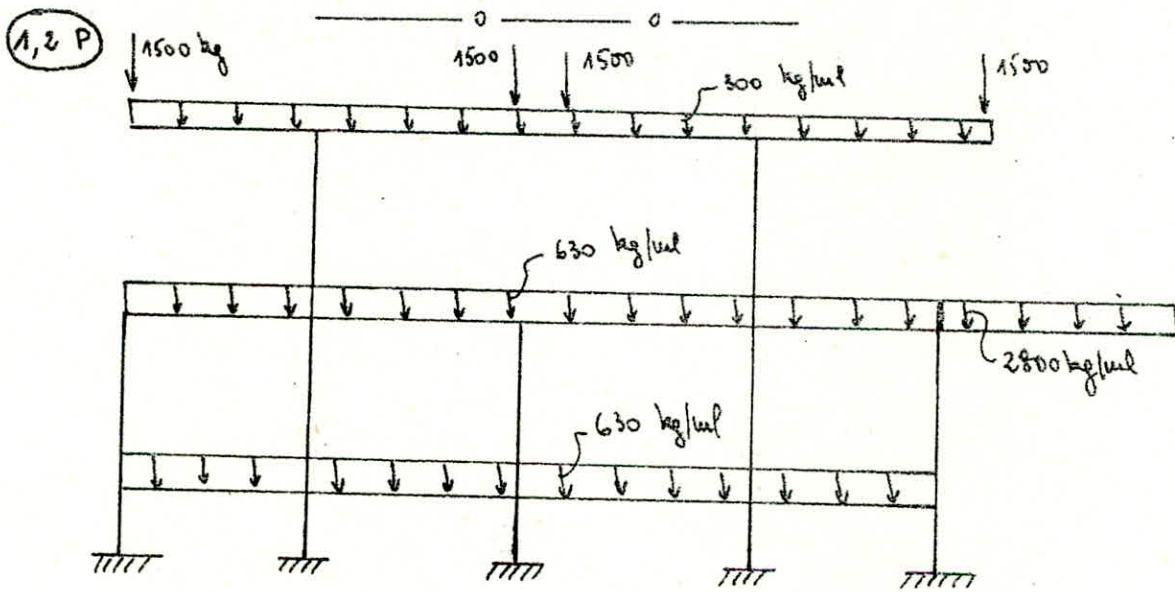
$$M_H = M_L = -\frac{q l^2}{12} = -2563 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_G = M_I = M_G = M_C = -4613 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_H = M_F = M_F = M_E = -5370 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_C = M_B = -4284 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_A = M_E = -4986 \text{ kg}\cdot\text{m}$$



Moments d'encastrement parfait :

Terrasse :

$$\text{Console} \rightarrow \begin{cases} q = 300 \text{ kg/m} \\ Q = 1500 \text{ kg} \end{cases}$$

$$M = -\left[1500 \cdot 5 + 300 \cdot \frac{5^2}{2}\right]$$

$$M = -11250 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\text{Poutre DK : } M_D = M_K = -\left[\alpha \frac{q l^2}{12} + n_i \cdot Q \cdot l + n_j \cdot Q \cdot l\right]$$

$$\alpha = 1,235$$

$$n_i = 0,19436$$

$$n_j = 0,153$$

$$\Rightarrow M_D = M_K = -9619 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Console 2^e niveau : $q = 2800 \text{ kg/m}$

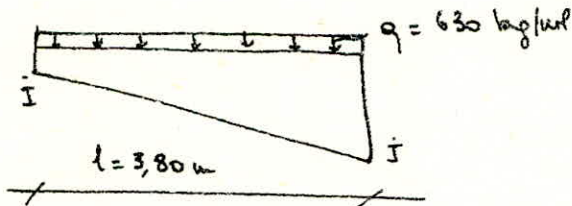
$$M_i = -\frac{q l^2}{12} = -\frac{2800 \cdot 4,20^2}{12} = -24636 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_L = M_H = -758,1 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

• $M_I = M_G = M_H = M_F = -\frac{qL^2}{12} = -630 \cdot \frac{5,50^2}{12}$

• $\Rightarrow M_I = M_G = M_C = M_F = M_E = 1588 \text{ kg}\cdot\text{m}$

• $M_C = M_B = M_E = M_A = 1475 \text{ kg}\cdot\text{m}$



$$M_{ij} = -\mu_j \cdot \frac{qL^2}{12}$$

$$M_{ji} = -\mu_i \cdot \frac{qL^2}{12}$$

$$\lambda = 1,00$$

$$\mu = 0,88$$

$$q = 630 \text{ kg/m}$$

$$\mu_j = 0,566 + \frac{0,602 - 0,566}{20} \cdot 8 = 0,581$$

$$\mu_i = 1,571 - \frac{1,571 - 1,513}{20} \cdot 8 = 1,548$$

$$M_{ij} = -441 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{ji} = -1174 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

BOIS PROPRE G			Poutre Atp			
Barre	PREMIER NOEUD			DEUXIÈME NOEUD		
	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLÉCHISSANT	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLÉCHISSANT
A-O	+46,681	+4,488	-2,992	+46,681	-4,488	+2,496
A-E	/	+7,662	-2,696	/	+10,958	-7,958
A-B	+39,019	+1,004	-1,286	+39,019	-1,004	+3,522
B-C	/	+19,699	-37,050	/	-2,219	+4,595
C-D	+31,836	+0,980	+2,652	+31,836	-0,980	+7,750
C-G	/	+11,654	-7,422	/	+13,646	-12,900
C-E	+42,271	+2,916	-9,365	+42,271	-2,916	+4,633
D-K	/	+16,336	-52,563	/	+16,040	-50,935
E-N	+65,661	-0,453	+0,302	+65,661	+0,453	-0,151
E-F	/	+13,432	-12,289	/	+13,518	-12,527
F-G	+26,616	+0,057	-0,072	+26,616	-0,057	+0,200
F-M	+53,823	+0,293	-0,195	+53,823	-0,293	+0,098
F-H	/	+13,689	-12,650	/	+13,261	-11,472
G-I	/	+12,970	-12,700	/	+12,330	-10,942
H-L	+71,117	-14,081	+9,387	+71,117	+14,081	-4,694
H-I	+57,856	+0,673	-2,085	+57,856	-0,673	+2,145
I-J	/	+13,986	-13,796	/	+9,014	-1,368
I-K	+31,540	-2,573	+3,999	+31,540	+2,573	-9,378
J-R	+9,014	-0,354	+1,368	+9,014	+0,354	-0,684

Consoles:
 • $M_K = M_D = -60,313 \text{ tm}$; $T_D = T_K = +15,500 \text{ t}$
 • $M_B = -40,572 \text{ tm}$; $T_B = +19,320 \text{ t}$

1,2x SURCHARGE D'EXPLOITATION: 42P

Politique Atp

BARRE	PREMIER NOEUD			DEUXIÈME NOEUD		
	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLÉCHISSANT	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLÉCHISSANT
A-O	+33,276	+3,056	-2,037	+33,276	+3,056	+2,019
A-E	/	+5,141	-1,103	/	+7,399	-5,393
A-B	+28,135	+0,716	-0,934	+28,135	-0,716	+2,503
B-C	/	+14,275	-26,603	/	-1,735	+3,816
C-D	+6,256	-0,551	+3,682	+6,256	+0,551	+0,814
C-G	/	+8,474	-5,746	/	+9,676	-9,049
C-E	+12,995	+1,832	-5,881	+12,995	-1,832	+2,914
D-K	/	+3,256	-10,436	/	+3,044	-9,273
E-N	+29,435	-0,071	+0,047	29,435	+0,071	-0,024
E-F	/	+9,041	-8,260	/	+9,109	-8,449
F-G	+18,870	+0,194	-0,050	+18,870	-0,194	+0,144
F-M	+37,207	+0,201	-0,134	+37,207	-0,201	+0,067
F-H	/	+9,228	-8,533	/	+8,922	-7,691
G-I	/	+9,194	-8,905	/	+8,956	-8,251
H-L	+33,883	-9,929	+6,619	+33,883	+9,929	-3,310
H-I	+24,961	+0,240	-1,072	24,961	-0,240	+0,082
I-J	/	+9,961	-9,569	/	+6,539	-1,013
I-K	+6,044	-0,649	+1,400	+6,044	+0,649	-1,977
J-P	+6,539	-0,262	+1,013	+6,539	+0,262	-0,507

Consoles: $M_D = M_K = -11,250 \text{ km}$; $T_D = T_K = 3,000 \text{ t}$
 $M_B = -29,106 \text{ km}$; $T_B = 13,860 \text{ t}$

SEISME VERTICAL DESCENDANT			SEI ↓			Poutique Atp		
BASE	PREMIER NOEUD			DEUXIEME NOEUD				
	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLÉCHISSANT	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLÉCHISSANT		
A-O	+3,887	-0,203	+0,135	+3,887	+0,203	-0,068		
A-E	/	+0,174	+0,022	/	+0,286	-0,192		
A-B	+3,713	+0,107	-0,157	+3,713	-0,107	+0,356		
B-C	/	+2,861	-3,534	/	-0,185	+0,354		
C-D	+5,491	+0,269	+0,008	+5,491	-0,269	+1,407		
C-G	/	+1,099	-0,647	/	+1,327	-1,273		
C-E	+6,405	-0,299	+0,990	+6,405	+0,299	-0,446		
D-K	/	+2,812	-9,001	/	+2,785	-8,854		
E-N	+7,030	+0,461	-0,307	+7,030	-0,461	+0,154		
E-F	/	+0,339	-0,331	/	+0,327	-0,300		
F-G	+2,592	+0,006	-0,008	+2,592	-0,006	+0,019		
F-M	+3,253	-0,017	+0,011	+3,253	+0,017	-0,006		
F-H	/	+0,334	-0,302	/	+0,331	-0,294		
G-I	/	+1,265	-1,254	/	+1,161	-0,968		
H-L	+8,312	+0,243	-0,162	+8,312	-0,243	+0,081		
H-I	+7,981	+0,072	+0,132	+7,981	-0,072	+0,214		
I-J	/	+1,356	-1,394	/	+0,849	-0,125		
I-K	+5,464	-0,422	+0,640	+5,464	+0,422	-1,554		
J-P	+0,849	+0,032	-0,125	+0,849	-0,032	+0,062		

Consoles: $M_0 = M_K = -10,408 \text{ tm}$
 $M_B = 3,890 \text{ tm}$

$T_0 = T_N = +2,679 \text{ t}$
 $T_B = +1,852 \text{ t}$

SEISME HORIZONTAL \overleftrightarrow{SIH}				Partique Atp		
BARRE	PREMIER NOEUD			DEUXIEME NOEUD		
	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLECHISSANT	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLECHISSANT
A-O	$\pm 12,582$	$\pm 4,975$	$\pm 1,711$	$\pm 12,582$	$\pm 4,975$	$\pm 3,264$
A-E	$\pm 0,598$	$\pm 4,753$	$\pm 7,790$	$\pm 0,598$	$\pm 4,753$	$\pm 10,272$
A-B	$\pm 7,829$	$\pm 2,661$	$\pm 6,079$	$\pm 7,829$	$\pm 2,661$	$\pm 6,694$
B-C	$\pm 10,099$	$\pm 7,829$	$\pm 6,694$	$\pm 10,099$	$\pm 7,829$	$\pm 23,056$
C-D	$\pm 2,168$	$\pm 6,620$	$\pm 20,802$	$\pm 2,168$	$\pm 6,620$	$\pm 13,620$
C-G	$\pm 7,165$	$\pm 3,378$	$\pm 14,986$	$\pm 7,165$	$\pm 3,378$	$\pm 3,592$
C-E	$\pm 2,284$	$\pm 9,554$	$\pm 17,240$	$\pm 2,284$	$\pm 9,554$	$\pm 28,619$
D-K	$\pm 5,207$	$\pm 2,649$	$\pm 13,620$	$\pm 5,600$	$\pm 1,667$	$\pm 10,221$
E-N	$\pm 4,968$	$\pm 8,288$	$\pm 11,399$	$\pm 4,968$	$\pm 8,288$	$\pm 19,687$
E-F	$\pm 0,668$	$\pm 2,069$	$\pm 6,948$	$\pm 0,668$	$\pm 2,069$	$\pm 4,431$
F-G	$\pm 0,029$	$\pm 2,854$	$\pm 6,507$	$\pm 0,029$	$\pm 2,854$	$\pm 7,192$
F-M	$\pm 0,359$	$\pm 6,596$	$\pm 2,932$	$\pm 0,359$	$\pm 6,596$	$\pm 3,664$
F-H	$\pm 3,073$	$\pm 2,399$	$\pm 5,007$	$\pm 3,073$	$\pm 2,399$	$\pm 8,189$
G-I	$\pm 4,311$	$\pm 3,407$	$\pm 3,600$	$\pm 4,311$	$\pm 3,407$	$\pm 15,138$
H-L	$\pm 3,561$	$\pm 4,964$	$\pm 16,267$	$\pm 3,561$	$\pm 4,964$	$\pm 21,231$
H-I	$\pm 1,162$	$\pm 8,038$	$\pm 24,456$	$\pm 1,162$	$\pm 8,038$	$\pm 14,125$
I-J	$\pm 1,698$	$\pm 4,412$	$\pm 16,979$	$\pm 1,698$	$\pm 4,412$	$\pm 5,082$
I-K	$\pm 2,168$	$\pm 5,425$	$\pm 17,992$	$\pm 2,168$	$\pm 5,425$	$\pm 10,221$
J-P	$\pm 4,412$	$\pm 1,698$	$\pm 5,082$	$\pm 4,412$	$\pm 1,698$	$\pm 4,769$

Pour les consoles:

- En B : $M_B = 0,000$ $T_B = 0,000$
- En D : $M_D = 0,000$ $T_D = 0,000$
- En K : $M_K = 0,000$ $T_K = 0,000$

COMBINAISON DU 1^{er} Genre : G + 2,2E

Politique A_{tp}

BARRE	PREMIER NOEUD			DEUXIEME NOEUD		
	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLÉCHISSANT	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLÉCHISSANT
A-O	+79,957	+7,544	-5,029	+79,957	-7,544	+2,514
A-E	/	+12,803	-2,799	/	+18,357	-13,352
A-B	+67,154	+1,72	-2,230	+67,154	-1,720	+6,025
B-C	/	+33,974	-63,673	/	-3,954	+8,411
C-D	+38,092	+0,429	+6,333	+38,092	-0,429	+8,564
C-G	/	+20,128	-13,168	/	+23,322	-21,949
C-E	+54,266	+4,748	-15,246	+54,266	-4,748	+7,547
D-K	/	+19,592	-62,999	/	+19,084	-60,208
E-N	+95,096	-0,524	+0,349	+95,096	+0,524	-0,175
E-F	/	+22,473	-20,549	/	+22,627	-20,976
F-G	+45,486	+0,251	-0,122	+45,486	-0,251	+0,344
F-M	+91,03	+0,494	-0,329	+91,030	-0,092	+0,165
F-H	/	+22,917	-21,183	/	+22,183	-19,153
G-I	/	+22,164	-21,605	/	+21,286	-19,193
H-L	+105,000	-24,01	+16,006	+105,000	+24,01	-8,004
H-I	+82,817	+0,913	-3,157	+82,817	-0,913	+1,227
I-J	/	+23,947	-23,365	/	+15,553	-2,381
I-K	+37,584	-3,222	+5,399	+37,584	+3,222	-11,355
J-P	+15,553	-0,616	+2,381	+15,553	+0,616	-1,191

COMBINAISON DU 2^{ème} Genre: $G + E + S_{II} + S_{IV}$ Pshique Atq

BARRE	PREMIER NOEUD			DEUXIEME NOEUD		
	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLÉCHISSANT	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLÉCHISSANT
A-O	< +90,883 +65,719	< +11,807 +2,857	< -3,116 -6,539	< +90,883 +65,719	< -11,807 -2,857	< +5,678 -0,85
A-E	/	< +16,873 +7,367	< -10,417 +5,160	/	< +22,163 +12,657	< -22,916 -2,372
A-B	< +74,000 +58,342	< +4,369 -0,953	< +3,846 -8,312	< +74,000 +58,342	< +4,369 +0,953	< +12,662 -0,726
B-C	/	< +41,285 +25,627	< -56,059 -42,672	/	< +3,979 -11,679	< +32,185 -14,927
C-D	< +45,544 +42,208	< +7,410 -6,830	< +26,532 -15,072	< +45,544 +42,208	< -7,410 +5,830	< +23,457 -3,783
C-G	/	< +23,193 +16,437	< +2,129 -27,843	/	< +26,414 +19,658	< -18,122 -25,306
C-E	< +62,559 +56,992	< +13,698 -5,410	< +3,964 -30,516	< +62,559 +56,992	< -13,698 +5,410	< +35,238 -22,000
D-K	/	< +24,510 +19,212	< -56,642 -83,882	/	< +23,029 +19,695	< -57,296 -77,738
E-N	< +103,018 +93,082	< +8,237 -8,339	< +12,047 -10,752	< +103,018 +93,082	< -8,237 +8,339	< +19,362 -20,012
E-F	/	< +23,374 +19,236	< -12,555 -26,451	/	< +23,505 +19,367	< -15,437 -24,299
F-G	< +44,967 +44,909	< +3,079 -2,629	< +6,385 -6,629	< +44,967 +44,909	< -3,079 +0,269	< +7,532 -6,853
F-M	< +88,435 +87,717	< +7,040 -6,153	< +2,610 -3,250	< +88,435 +87,717	< -7,040 +6,153	< +3,824 -3,504
F-H	/	< +24,112 +19,314	< -15,056 -25,070	/	< +15,824 +12,026	< -9,986 -26,364
G-I	/	< +25,304 +19,490	< -17,775 -29,575	/	< +24,362 +17,547	< -3,647 -33,924
H-L	< +112,063 +104,942	< -17,148 -27,076	< +32,336 -2,198	< +112,063 +104,942	< +27,076 +17,148	< +19,216 -23,248
H-I	< +88,643 +86,319	< +8,983 -7,093	< +12,018 -17,232	< +88,643 +86,319	< -8,983 +7,093	< +25,985 -23,029
I-J	/	< +28,055 +19,232	< -7,780 -42,738	/	< +19,724 +10,900	< +2,745 -7,419
I-K	< +45,042 +40,706	< +2,889 -8,962	< +23,802 -12,183	< +45,042 +40,706	< -2,889 +8,962	< -2,360 -22,803
J-P	< +19,725 +10,902	< +2,158 -2,238	< +7,425 -2,739	< +19,725 +10,902	< -2,158 +2,238	< +3,603 -5,935

- $M_0 = M_K = -60,343 \text{ tm}$
- $T_0 = T_K = +15,500 \text{ t}$
- $M_j = -32,250 \text{ tm}$
- $T_j = +17,036 \text{ t}$

POIDS PROPRE G:

PORTIQUE ALP

Barre	PREMIER NOEUD			DEUXIEME NOEUD		
	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLÉCHISSANT	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLÉCHISSANT
A-S	+ 9,764	- 4,262	+ 2,842	+ 9,764	+ 4,262	- 2,422
A-B	+ 4,267	+ 0,822	- 2,615	+ 4,267	- 0,822	+ 2,332
A-E		+ 5,497	- 4,456		+ 5,792	- 5,238
B-C		+ 4,267	- 2,332		+ 5,432	- 5,417
C-E	+ 42,944	- 0,613	+ 2,057	+ 42,944	+ 0,613	- 0,886
C-D	+ 32,562	- 2,368	+ 3,106	+ 32,562	+ 2,368	- 9,206
C-G		+ 4,950	- 4,368		+ 5,115	- 4,824
* D-K		+ 16,062	- 52,107		+ 16,313	- 52,488
E-R	+ 53,600	+ 2,104	- 0,736	+ 53,600	- 2,104	+ 0,368
E-F		+ 5,864	- 5,388		+ 5,852	- 5,355
F-Q	+ 22,065	+ 0,063	- 0,042	+ 22,065	- 0,063	+ 0,021
F-H		+ 5,848	- 5,359		+ 5,867	- 5,409
F-G	+ 10,365	+ 0,036	- 0,046	+ 10,365	- 0,036	+ 0,126
G-I		+ 5,250	- 4,950		+ 4,815	- 3,752
H-P	+ 40,477	- 2,883	+ 2,922	+ 40,477	+ 2,883	- 0,962
H-L		+ 4,324	- 2,886		+ 3,770	- 1,832
H-I	+ 30,286	- 2,963	+ 4,445	+ 30,286	+ 2,963	- 9,779
I-J		- 6,342	+ 8,999		+ 13,296	- 28,312
I-K	+ 32,813	+ 0,933	+ 2,972	+ 32,813	- 0,933	+ 7,825
J-L	+ 30,332	- 0,825	+ 2,938	+ 30,332	+ 0,825	- 1,023
L-O	+ 34,102	+ 4,283	- 2,855	+ 34,102	- 4,283	+ 1,428

1,2 x SURCHARGE D'EXPLOITATION : 1,2E

ZORTIQUE ALP

Barre	PREMIER NOEUD			DEUXIEME NOEUD		
	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLÉCHISSANT	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLÉCHISSANT
A-S	+ 3,110	- 1,200	+ 0,800	+ 3,110	+ 1,200	- 0,400
A-B	+ 1,473	- 0,276	+ 0,525	+ 1,473	+ 0,276	- 0,801
A-E	/	+ 1,627	- 1,325	/	+ 1,712	- 1,549
B-C	/	+ 1,473	- 0,801	/	+ 1,866	- 1,842
C-E	+ 9,532	- 0,125	+ 0,418	+ 9,532	+ 0,125	- 0,181
C-D	+ 5,986	+ 0,572	- 0,786	+ 5,986	- 0,572	+ 2,188
C-G	/	+ 1,680	- 1,474	/	+ 1,785	- 1,761
D-K	/	+ 2,986	- 9,062	/	+ 3,314	- 10,870
E-R	+ 12,981	+ 0,200	- 0,133	+ 12,981	- 0,200	+ 0,067
E-F	/	+ 1,737	- 1,597	/	+ 1,728	- 1,573
F-Q	+ 7,189	+ 0,117	- 0,078	+ 7,189	- 0,117	+ 0,039
F-H	/	+ 1,716	- 1,564	/	+ 1,749	- 1,655
F-G	+ 3,745	- 0,049	+ 0,069	+ 3,745	+ 0,049	- 0,166
G-I	/	+ 1,960	- 1,926	/	+ 1,506	- 0,677
H-P	+ 1,856	- 5,565	+ 3,710	+ 1,856	+ 5,565	- 1,855
H-L	/	+ 1,308	- 0,847	/	+ 1,086	- 0,425
H-I	- 1,201	+ 3,066	- 4,518	- 1,201	- 3,066	+ 10,200
I-J	/	- 9,021	+ 16,664	/	+ 11,415	- 22,165
I-K	+ 6,314	+ 1,300	- 7,141	+ 6,314	- 1,300	- 0,380
J-L	+ 23,175	- 0,744	+ 2,531	+ 23,175	+ 0,744	- 1,038
L-O	+ 24,261	+ 2,195	- 1,463	+ 24,261	- 2,195	+ 0,732

Consoles : $M_D = M_K = -71,563 \text{ tm}$
 $T_D = T_K = 19,56$
 $M_J = -55,946 \text{ tm}$
 $T_J = +28,796 \text{ t}$

SOLLICITATION DU 1^{er} Genre : $G_1 + 4,2P$

PORTIQUE ALP

Barre	PREMIER NOEUD			DEUXIEME NOEUD		
	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLÉCHISSANT	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLÉCHISSANT
A-S	+12,874	-5,462	+3,641	+12,874	+5,462	-1,821
A-B	+5,740	+0,546	-1,090	+5,740	-0,546	+1,531
A-E		+7,124	-5,781		+7,504	-6,787
B-C		+5,740	-3,133		+7,298	-7,259
C-E	+51,476	-0,738	+2,475	+51,476	+0,738	-2,067
C-D	+37,548	-2,796	+2,320	+37,548	+2,796	-7,018
C-G		+6,630	-5,842		+6,900	-6,585
D-K		+19,048	-59,169		+19,627	+63,358
E-R	+66,581	+2,304	-0,969	+66,581	-2,304	+0,435
E-F		+7,601	-6,985		+7,580	-6,928
F-Q	+29,254	+0,180	-0,180	+29,254	-0,180	+0,060
F-H		+7,564	-6,923		+7,576	-7,064
F-G	+14,110	-0,013	+0,023	+14,110	+0,013	-0,04
G-I		7,210	-6,876		+6,321	-4,429
H-P	+42,333	-8,448	+5,632	+42,333	+8,448	-2,816
H-L		+5,632	-3,733		+4,856	-2,257
H-I	+29,085	+0,103	-0,073	+29,085	-0,103	+0,421
I-J		+2,679	+25,663		+24,711	-50,477
I-K	+38,127	+2,233	-4,169	38,127	-0,233	+7,445
J-L	+53,507	-2,569	+5,469	+53,507	+2,569	-2,061
L-O	+58,363	+6,478	-4,318	+58,363	-6,478	+2,16

Consoles: $M_D = 9,000$ $T_D = 9,000$
 $M_K = 9,000$ $T_K = 9,000$
 $M_J = 9,000$ $T_J = 9,000$

SEISME HORIZONTAL $\overleftrightarrow{S_H}$				PORTIQUE ALÉ		
Barre	PREMIER NOEUD			DEUXIEME NOEUD		
	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLECHISSANT	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLECHISSANT
A-S	± 4,181	± 2,027	± 2,402	± 4,181	± 2,027	± 4,428
A-B	± 2,807	± 2,551	± 6,491	± 2,807	± 2,551	± 6,148
A-E	± 2,504	± 1,374	± 3,693	± 2,504	± 1,374	± 3,588
B-C	± 10,314	± 2,807	± 6,148	± 10,314	± 2,807	± 8,730
C-E	± 2,503	± 7,357	± 3,994	± 2,503	± 7,357	± 31,321
C-D	± 3,172	± 5,892	± 12,307	± 3,172	± 5,892	± 18,330
C-G	± 8,848	± 2,140	± 7,571	± 8,848	± 2,140	± 4,195
D-K	± 5,842	± 3,715	± 18,330	± 6,415	± 2,601	± 16,550
E-A	± 2,280	± 9,798	± 24,500	± 2,280	± 9,798	± 34,298
E-F	± 0,063	± 1,151	± 3,233	± 0,063	± 1,151	± 3,097
F-Q	± 0,159	± 3,254	± 1,130	± 0,159	± 3,254	± 4,384
F-H	± 0,025	± 1,148	± 3,092	± 0,025	± 1,148	± 3,220
F-G	± 0,156	± 3,216	± 7,319	± 0,156	± 3,216	± 8,116
G-I	± 5,633	± 1,984	± 3,921	± 5,633	± 1,984	± 6,990
H-P	± 2,977	± 10,129	± 24,083	± 2,977	± 10,129	± 34,212
H-L	± 1,753	± 2,558	± 4,808	± 1,753	± 2,558	± 4,913
H-I	± 1,566	± 8,352	± 32,110	± 1,556	± 8,352	± 7,979
I-J	± 3,434	± 6,720	± 16,436	± 3,434	± 6,720	± 9,103
J-K	± 3,171	± 6,153	± 15,447	± 3,171	± 6,153	± 16,550
J-L	± 6,720	± 3,434	± 9,103	± 6,720	± 3,434	± 7,283
L-O	± 9,279	± 1,681	± 2,468	± 9,279	± 1,681	± 4,150

Consoles: $M_D = 9,000$ $T_D = 9,000$
 $M_K = 9,000$ $T_K = 9,000$
 $M_J = 9,000$ $T_J = 9,000$

SEISME HORIZONTAL $\overleftrightarrow{S_{IH}}$				PORTIQUE AL2		
Barre	PREMIER NOEUD			DEUXIEME NOEUD		
	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLECHISSANT	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLECHISSANT
A-S	± 4,181	± 2,027	± 2,402	± 4,181	± 2,027	± 4,428
A-B	± 2,807	± 2,551	± 6,491	± 2,807	± 2,551	± 6,148
A-E	± 2,504	± 1,374	± 3,693	± 2,504	± 1,374	± 3,588
B-C	± 10,314	± 2,807	± 6,148	± 10,314	± 2,807	± 8,730
C-E	± 2,503	± 7,357	± 3,994	± 2,503	± 7,357	± 31,321
C-D	± 3,171	± 5,892	± 12,307	± 3,171	± 5,892	± 18,330
C-G	± 8,848	± 2,140	± 7,571	± 8,848	± 2,140	± 4,195
D-K	± 5,842	± 3,715	± 18,330	± 6,415	± 2,601	± 16,550
E-A	± 2,280	± 9,798	± 24,500	± 2,280	± 9,798	± 34,298
E-F	± 0,063	± 1,151	± 3,233	± 0,063	± 1,151	± 3,097
F-Q	± 0,159	± 3,254	± 1,130	± 0,159	± 3,254	± 4,384
F-H	± 0,025	± 1,148	± 3,092	± 0,025	± 1,148	± 3,220
F-G	± 0,156	± 3,216	± 7,319	± 0,156	± 3,216	± 8,116
G-I	± 5,633	± 1,984	± 3,921	± 5,633	± 1,984	± 6,990
H-R	± 2,977	± 10,129	± 24,083	± 2,977	± 10,129	± 34,212
H-L	± 1,753	± 2,558	± 4,808	± 1,753	± 2,558	± 4,913
H-I	± 1,566	± 8,352	± 32,110	± 2,556	± 8,352	± 7,979
I-J	± 3,434	± 6,720	± 16,436	± 3,434	± 6,720	± 9,103
J-K	± 3,171	± 6,153	± 15,447	± 3,171	± 6,153	± 16,550
J-L	± 6,720	± 3,434	± 9,103	± 6,720	± 3,434	± 7,283
L-O	± 9,279	± 1,681	± 2,468	± 9,279	± 1,681	± 4,150

CAS DE SUPERPOSITION N°2 : $G + P + \overrightarrow{SI}_H$						
PREMIER NOEUD				DEUXIEME NOEUD		
BARRE	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLÉCHISSANT	EFFORT NORMAL	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLÉCHISSANT
A-B	< +16,537 < +8,175	< -3,235 < -7,289	< +5,913 < +1,101	< +16,537 < +8,175	< +3,235 < +7,289	< +2,668 < -6,188
A-B	< +8,302 < +2,688	< +3,143 < -1,959	< +0,496 < -12,486	< +8,302 < +2,688	< -3,143 < +1,959	< +9,147 < -3,149
A-E		< +8,227 < +5,479	< -2,867 < -9,253		< +8,522 < +5,774	< -2,942 < -10,117
B-C		< +8,203 < +2,687	< +3,149 < -9,148		< +9,794 < +4,180	< +2,778 < -15,682
C-E	< +52,482 < +46,475	< +6,640 < -8,074	< +6,339 < -1,589	< +52,482 < +46,475	< -6,640 < +8,074	< +30,302 < -32,320
C-D	< +38,812 < +32,470	< +4,002 < -7,783	< +16,063 < -8,552	< +38,812 < +32,470	< -4,002 < +7,783	< +7,304 < -29,356
C-G		< +8,490 < +4,210	< +1,975 < -13,167		< +8,743 < +4,463	< -2,097 < -10,487
D-K		< +22,265 < +14,835	< -40,329 < -76,989		< +22,676 < +16,474	< -44,996 < -78,096
E-R	< +65,788 < +62,228	< +11,069 < -2,527	< +23,653 < -25,347	< +65,788 < +62,228	< -11,069 < +8,527	< +34,722 < -33,874
E-F		< +8,463 < +6,161	< -3,486 < -9,952		< +8,443 < +6,142	< -3,569 < -9,763
F-Q	< +28,215 < +27,897	< +3,415 < -3,094	< +1,023 < -1,237	< +28,215 < +27,897	< -3,415 < +3,094	< +4,438 < -4,330
F-H		< +8,426 < +6,130	< -3,237 < -9,422		< +8,473 < +6,177	< -3,568 < -10,008
F-G	< +13,642 < +13,330	< +3,211 < -3,222	< +7,225 < -7,423	< +13,642 < +13,330	< -3,211 < +3,222	< +8,380 < -7,852
G-I		< +8,867 < +4,899	< +0,576 < -7,266		< +8,054 < +4,086	< +2,674 < -11,306
H-P	< +45,909 < +39,955	< +2,609 < -17,650	< +29,050 < -19,062	< +45,909 < +39,955	< -2,609 < +17,650	< +32,700 < -36,723
H-L		< +7,972 < +2,856	< +1,216 < -8,400		< +7,233 < +2,117	< +2,727 < -7,099
H-I	< +32,750 < +28,638	< +7,944 < -8,760	< +40,320 < -23,900	< +32,750 < +28,638	< -7,944 < +8,760	< -10,300 < -26,258
I-J		< -7,140 < -20,580	< +39,322 < +6,450		< +29,529 < +16,089	< -37,680 < -55,886
I-K	< +42,155 < +34,813	< +8,169 < +4,137	< +24,369 < -6,525	< +42,155 < +34,813	< -8,169 < -4,137	< +24,692 < -8,408
J-L	< +56,392 < +42,952	< +1,989 < -4,879	< +14,002 < -4,205	< +56,392 < +42,952	< -1,989 < +4,879	< +5,390 < -9,176
L-O	< +63,626 < +45,068	< +4,135 < +0,773	< -1,607 < -6,543	< +63,626 < +45,068	< +4,135 < -0,773	< +6,187 < -2,123

Travées	h_u cm	M	μ	w	A_n cm ²	A_{ch}	Section des Armatures cm ²
H-F	65	10842	0,0344	0,250	6,5	4 T 16	8,04
F-E	65	10244	0,0325	0,235	6,11	4 T 16	„
E-A	65	7197	0,0228	0,163	4,24	4 T 16	„
B-C	65	9401	/	/	/	4 T 16	„
C-G	65	12476	0,0396	0,289	7,52	4 T 16	„
G-I	65	9486	0,0301	0,217	5,64	4 T 16	„
I-J	65	12930	0,0410	0,299	7,78	4 T 16	„
K-D	65	14384	0,157	1,231	armatures comprimées $A = A' = 4 T 25$		19,63
K-D	50	-20192	0,108	0,828	16,56	6 T 25	29,45

Cisaillement ($4 \phi 8 = 2 \text{ cm}^2$).

TRAVERSES	z. b	T_{max}	τ_b	σ_{at}	z	t_{nec}	Ecartement
H-F	2275	22917	10,07	1783	56,875	8,85	CAQUOT
F-E	2275	22627	9,95	1788	56,875	8,98	=
E-A	2275	17357	8,07	1866	56,875	11,56	=
B-C	2905	33974	11,7	1715	72,625	7,33	=
C-G	2275	23322	10,25	1775	56,875	8,65	=
G-I	2275	22164	9,74	1796	56,875	9,2	=
I-J	2275	23947	10,53	1764	56,875	9,37	=
K-D	3500	19591	5,6	1968	87,5	17,6	=
K-D	1750	15404	8,2	1860	43,75	10,5	=
console K-D	3500	17000	4,86	1999	87,5	20,6	=
console B	2905	33180	11,42	1727	72,625	7,5	=

Verification travée K-D :

$A = A' = (4 T 25) = 19,63 \text{ cm}^2$; $b = 40 \text{ cm}$; $h_t = 40 \text{ cm}$; $d = d' = 5 \text{ cm}$; $R_u = 35 \text{ kN}$
 $M = 14384 \text{ kg.m}$

$$\frac{40}{30} y_1^2 + (19,63 + 19,63) y_1 - 19,63 \times 5 - 19,63 \times 35 = 0 \Rightarrow y_1^2 + 29,445 y_1 - 588,9 \Rightarrow y_1 = 13,663$$

$$\Rightarrow I_x = 190158,97 \quad \kappa = 7,564 ; \sigma'_c = 104 ; \sigma'_a = 583 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_a = 2421 \text{ kg/cm}^2$$

Noeuds	h_t	h_u	Moment M	μ	W	A_w	A_{ch}	Section des armatures
H	70	65	19,163	0,0607	0,451	11,73	4 T20	12,56
F	70	65	2,1183	0,0672	0,501	13,03	2T25+2T10	16,1
E	70	65	20549 13351	0,0651 0,0423	0,485 0,309	12,64 8,04	2T25+2T20	16,1
A	70	65	2799	0,0089	0,100	2,6	4T16	8,04
B	90	83	63653	0,1237	0,956	31,74	8 T25	39,27
C	70	65	13168	0,0418	0,305	7,93	4T20	12,56
G	70	65	21949	0,0696	0,520	13,52	2T25+2T20	16,1
I	70	65	19193 23365	0,0608 0,0741	0,452 0,556	11,75 14,46	2T25+2T20	16,1
J	70	65	2381	0,0076	0,100	2,6	4T16	8,04
K	110	100	60208	0,0806	0,607	24,28	6T25	29,45
D	110	100	62999	0,0844	0,638	25,52	6T25	29,45
Console D-K	/	100	71563	0,0958	0,729	29,16	6T25	29,45
Console D-K	/	50	30547	0,1636	1,29	A = 6T25	A' = 4T16	29,45 + 8,04
Console B	90	83	69678	0,13546	1,054	A = 8T25	A' = 4T16	39,27 + 8,04

• Verification console B :

$$A' = 8,04 \text{ cm}^2 \text{ (4T16)} ; A = 39,27 \text{ cm}^2 \text{ (8T25)}$$

$$b = 40 \text{ cm} ; h_t = 90 \text{ cm} ; d = d' = 7 \text{ cm} ; h_u = 83 \text{ cm} ; M = 69678 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{40}{30} y_1^2 + (8,04 + 39,27) y_1 - 8,04 \times 7 - 39,27 \times 83 = 0$$

$$y_1^2 + 35,4825 y_1 - 2486,7675 = 0 \Rightarrow y_1 \cong 35,19$$

$$I_1 = 1846847,9 \rightarrow \kappa = 3,77 ; \sigma'_b = 132,8 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma'_a = 1595 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2706 \text{ kg/cm}^2$$

• Verification consoles D et K :

$$A' = 8,04 \text{ cm}^2 \text{ (4T16)} ; A = 29,45 \text{ cm}^2 \text{ (6T25)} ; b = 40 \text{ cm} ; h_t = 55 \text{ cm}$$

$$d = d' = 5 \text{ cm} ; h_u = 50 \text{ cm}$$

$$\frac{40}{30} y_1^2 + (8,04 + 29,45) y_1 - 8,04 \times 5 - 29,45 \times 50 = 0$$

$$y_1^2 + 28,1175 y_1 - 1134,525 = 0 \Rightarrow y_1 \cong 22,44$$

$$I_1 = 523683,57 ; \kappa = 5,833 ; \sigma'_b = 131 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma'_a = 1526 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_a = 2415 \text{ kg/cm}^2$$

Verifications ferrillage poutres :

* Noeud H :

$M = 26,232 \text{ t.m}$; $A_1 = 8,04 \text{ cm}^2 (4T16)$; $A = 12,56 \text{ cm}^2 (4T20)$

$y' = 18,77 \text{ cm}$; $\sigma'_b = 73,93 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_a = 2731 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma'_a = 814 \text{ kg/cm}^2$

* Noeud F :

$M = -24,9 \text{ t.m}$; $A_1 = 8,04 (4T16)$; $A = 16,1 (2T25 + 2T20)$

$y' = 20,9 \text{ cm}$; $\sigma'_b = 83,67 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_a = 2649 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma'_a = 955 \text{ kg/cm}^2$

* Noeud E :

$M = -26,3 \text{ t.m}$; $A_1 = 8,04 (4T16)$; $A = 16,1 (2T25 + 2T16)$

$y' = 20,9 \text{ cm}$; $\sigma'_b = 88,38 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_a = 2798 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma'_a = 1008 \text{ kg/cm}^2$

* Noeud A :

$M = -10,417 \text{ t.m}$; $A_1 = 8,04 (4T16)$; $A = 8,04 (4T16)$

$y' = 15,38 \text{ cm}$; $\sigma'_b = 44,7 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_a = 2163 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma'_a = 453 \text{ kg/cm}^2$

$M = +5,16 \text{ t.m}$; $A_1 = 8,04 (4T16)$; $A = 8,04 (4T16)$

$y' = 15,38 \text{ cm}$; $\sigma'_b = 22,14 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_a = 1072 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma'_a = 224 \text{ kg/cm}^2$

* Noeud B :

$M = -67,913 \text{ t.m}$; $A_1 = 12,56 (4T20)$; $A = 39,27 (8T25)$

$y' = 34,31 \text{ cm}$; $\sigma'_b = 112,25 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_a = 2390 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma'_a = 1340 \text{ kg/cm}^2$

* Noeud C :

$M = +30,636 \text{ t.m}$; $A_1 = A = 4T20 = 12,56 \text{ cm}^2$

$y' = 17,93 \text{ cm}$; $\sigma'_b = 104,49 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_a = 4114 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma'_a = 1130 \text{ kg/cm}^2$

$M = -27,552 \text{ t.m}$; $A = A' = 12,56$

$y' = 17,93 \text{ cm}$; $\sigma'_b = 93,97 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_a = 3700 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma'_a = 1016 \text{ kg/cm}^2$

* Noeud G :

$M = -24,742 \text{ t.m}$; $A_1 = 8,04 (4T16)$; $A = 16,1 (2T25 + 2T20)$

$y' = 20,9 \text{ cm}$; $\sigma'_b = 83,13 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_a = 2632 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma'_a = 949 \text{ kg/cm}^2$

* Node J:

M = -38,418 t.m

y' = 20,9 cm

A' = 8,04 (4T16) ; A = 16,1 (2T25 + 2T20)

$\sigma'_b = 129,1 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_a = 4087 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma'_a = 1473 \text{ kg/cm}^2$

* Node J:

M = -7,363 t.m

y' = 15,38 cm

A' = 8,04 (4T16) A = 8,04 (4T16)

$\sigma'_b = 31,6 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_a = 1529 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma'_a = 320 \text{ kg/cm}^2$

* Node K:

M = -73,754 t.m

y' = 35,61 cm

A' = 8,04 (4T16)

A = (29,45 cm²) = 6T25

$\sigma'_b = 104,52 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_a = 2835 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma'_a = 1127 \text{ kg/cm}^2$

* Node D:

M = -79,83 t.m

y' = 35,61 cm

A' = 8,04 (4T16)

A = 29,45 (6T25)

$\sigma'_b = 113,13 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_a = 3069 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma'_a = 1220 \text{ kg/cm}^2$

* Verifications des poteaux :

- Poteau DN :

1°) Au 2° niveau :

• $- N_T = 39,091 \text{ t} \quad ; \quad M = 8,564 \text{ t.m}$
 $A = A' = 4T20 = 12,56 \text{ cm}^2 \quad ; \quad d = d' = 5 \text{ cm}$
 $y' = 47,96 \text{ cm} \quad ; \quad \sigma'_b = 2,196 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma_a = 117 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma'_a = 295 \text{ kg/cm}^2$
 $- N_L = 39,036 \text{ t} \quad ; \quad M = 10,113 \text{ t.m}$
 $y' = 41,28 \text{ cm} \quad ; \quad \sigma'_b = 25,99 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma_a = 223,95 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma'_a = 342,6 \text{ kg/cm}^2$
 en flexion deviee : $\sigma'_b = 47,95 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma_a = 340,95 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma'_a = 634,6 \text{ kg/cm}^2$

Seisme : $- N_T = 45,544 \text{ t} \quad M = 26,532 \text{ t.m}$
 $y' = 23,38 \text{ cm} \quad ; \quad \sigma'_b = 72,16 \quad ; \quad \sigma_a = 1926,5 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma'_a = 853 \text{ kg/cm}^2$
 $- N_L = 41,155 \text{ t} \quad ; \quad M = 24,692 \text{ t.m}$
 $y' = 23,07 \text{ cm} \quad ; \quad \sigma'_b = 67,18 \quad ; \quad \sigma_a = 1834,4 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma'_a = 789 \text{ kg/cm}^2$

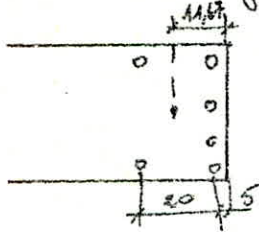
2°) Au 1° niveau :

$4T20 = 12,56 \text{ cm}^2 = A' = A \quad ; \quad d = d' = 5 \text{ cm}$
 $- N_T = 54,665 \text{ t} \quad M = 15,246 \text{ t.m}$
 $y' = 38,61 \text{ cm} \quad ; \quad \sigma'_b = 39,42 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma_a = 404 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma'_a = 514,7 \text{ kg/cm}^2$
 $- N_L = 29,994 \text{ t} \quad M = 19,973 \text{ t.m}$
 $y' = 22,06 \text{ cm} \quad ; \quad \sigma'_b = 54,41 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma_a = 1588,6 \quad ; \quad \sigma'_a = 631,3$
 en flexion deviee : $\sigma'_b = 93,83 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma_a = 1992,6 \quad ; \quad \sigma'_a = 1146,0$

Seisme : $N_T = 56,991 \text{ t} \quad M = 32,495 \text{ t.m}$
 $y' = 23,62 \quad \sigma'_b = 88,34 \quad \sigma_a = 2321,7 \quad \sigma'_a = 1044,16$
 $N_L = 28,638 \text{ t} \quad M = 26,258$
 $y' = 19,77 \quad \sigma'_b = 71,34 \quad \sigma_a = 2448,6 \quad \sigma'_a = 799,38$
 Flexion deviee : $\sigma'_b = 141,72 \quad ; \quad \sigma_a = 4338,18 \quad ; \quad \sigma'_a = 1629,4$

ou a $\sigma_a = 4338,19 \text{ kg/cm}^2 > 4200 \text{ kg/cm}^2$

Pour cela, on considère que la 2^e nappe travaille aussi, par conséquent l'encastrement devient $d = d' = 11,67 \text{ cm}$ et $A = A' = 6 \times 20 = 12,84 \text{ cm}^2$



$N_T = 56,991 \text{ t}$

$M = 32,495 \text{ t.m}$

$y' = 24,63$

$\sigma'_b = 91,32$; $\sigma_a = 1874,19$; $\sigma'_a = 710,76$

$N_L = 28,638 \text{ t}$

$M = 26,258 \text{ t.m}$

$y' = 21,33$

$\sigma'_b = 74,51$; $\sigma_a = 1938,61$; $\sigma'_a = 506,48$

Flexion déviée

$\sigma'_b = 165,83$; $\sigma_a = 3812,80$; $\sigma'_a = 1226,91$

- Poteau KL :

$A = A_s = 4 \times 20 = 12,56 \text{ cm}^2$

$d = d' = 5 \text{ cm}$

$N_T = 38,584 \text{ t}$

$M = 11,355 \text{ t.m}$

$y' = 36,84$

$\sigma'_b = 29,49$; $\sigma_a = 338$; $\sigma'_a = 382$

$N_L = 36,639 \text{ t}$

$M = 11,394 \text{ t.m}$

$y' = 36$

$\sigma'_b = 29,75$; $\sigma_a = 379$; $\sigma'_a = 383$

flexion déviée

$\sigma'_b = 59,24$; $\sigma_a = 717$; $\sigma'_a = 765$

Seisme : $N_T = 40,706 \text{ t}$

$M = 22,803 \text{ t.m}$

$y' = 23,82$

$\sigma'_b = 61,96$; $\sigma_a = 1606,5$; $\sigma'_a = 734,4$

$N_L = 32,47 \text{ t}$

$M = 29,356 \text{ t.m}$

$y' = 19,85$

$\sigma'_b = 79,71$; $\sigma_a = 2721,68$; $\sigma'_a = 895$

flexion déviée

$\sigma'_b = 141,72$; $\sigma_a = 4338,18$; $\sigma'_a = 1100,00$

De même que précédemment :

$A = A' = 6 \times 20 = 12,84 \text{ cm}^2$

$d = d' = 11,67 \text{ cm}$

$N_T = 40,706$

$M = 22,803$

$y' = 24,8$

$\sigma'_b = 64,03$; $\sigma_a = 1298,11$; $\sigma'_a = 508,55$

$N_L = 32,47$

$M = 29,356$

$y' = 21,4$

$\sigma'_b = 83,30$; $\sigma_a = 2156,7$; $\sigma'_a = 562,09$

flexion déviée :

$\sigma'_b = 147,33$; $\sigma_a = 3454,28$; $\sigma'_a = 1076,64$

* - $N_T = 83,821 \text{ t}$

$M = 3,157$

Comprimé

y'_1
-
 y'_2

$\sigma'_{b_1} = 21,83$

$\sigma'_{b_2} = 12,38$

$\sigma'_{a_1} = 317,3$

$\sigma'_{a_2} = 196$

$N_L = 50,567 \text{ t}$

$M = 2,475 \text{ t.m}$

$\sigma'_{b_1} = 14$

$\sigma'_{b_2} = 6,62$

$\sigma'_{a_1} = 202,4$

$\sigma'_{a_2} = 107$

flexion déviée :

$\sigma'_{b_1} = 35,83$

$\sigma'_{b_2} = 19$

$\sigma'_{a_1} = 519,7$

$\sigma'_{a_2} = 303$

Seisme :

$N_T = 88,643$

$M = 25,883$

$y' = 37,1$

$\sigma'_b = 67,17$

$\sigma'_a = 757,9$

$\sigma'_a = 871,7$

$N_L = 46,475$

$M = 32,32$

$y' = 21,69$

$\sigma'_b = 88,03$

$\sigma'_a = 2636,2$

$\sigma'_a = 1016$

flexion déviée :

$\sigma'_b = 155,20$

$\sigma'_a = 3394,1$

$\sigma'_a = 1887,7$

*

- $N_T = 106,003$

$M = 16,006$

$y' = 63,46$

$\sigma'_b = 44,35$

$\sigma'_a = 16,14$

$\sigma'_a = 617,9$

- $N_L = 65,671$

$M = 0,869$

$\sigma'_{b_1} = 14,7$

$\sigma'_{b_2} = 12,1$

$\sigma'_{a_1} = 218$

$\sigma'_{a_2} = 184$

flexion déviée :

$\sigma'_{b_1} = 59,05$

$\sigma'_{b_2} = 56,45$

$\sigma'_{a_1} = 234,14$

$\sigma'_{a_2} = 796,9$

Seisme : - $N_T = 112,063$

$M = 31,198$

$y' = 38,67$

$\sigma'_b = 80,63$

$\sigma'_a = 823,8$

$\sigma'_a = 1053$

- $N_L = 65,788$

$M = 34,722$

$y' = 24,54$

$\sigma'_b = 94,21$

$\sigma'_a = 2329,7$

$\sigma'_a = 1125,2$

flexion déviée :

$\sigma'_b = 174,84$

$\sigma'_a = 3153,5$

$\sigma'_a = 2178,2$

*

Poutre 0 :

- $N_T = 67,154$

$M = 6,025$

$y' = 35,52$

$\sigma'_b = 82,32$

$\sigma'_a = 17,98$

$\sigma'_a = 1061$

- $N_L = 79,957$

$M = 5,029$

$\sigma'_{b_1} = 87,56$

$\sigma'_{b_2} = 12,4$

$\sigma'_{a_1} = 1172$

$\sigma'_{a_2} = 327$

Seisme :

$N = 58,342$

$M = 8,312$

$y' = 25,47$

$\sigma'_b = 103,95$

$\sigma'_a = 583$

$\sigma'_a = 1253$

* Poteau M :

$-N_T = 45,486$

$M = 0,344$

$\sigma'_{b1} = 31$

$\sigma'_{b2} = 25,86$

$\sigma_{a1} = 455$

$\sigma_{a2} = 397,5$

$-N_L = 91,03$

$M = 0,329$

$\sigma'_{b1} = 59,35$

$\sigma'_{b2} = 54,43$

$\sigma_{a1} = 881$

$\sigma_{a2} = 826$

Seisme :

$N_T = 44,967$

$M = 7,531$

$y' = 22,61$

$\sigma'_b = 93,70$

$\sigma_a = 770,6$

$\sigma'_a = 1094$

$N_L = 88,435$

$M = 3,824$

$\sigma'_{b1} = 83,85$

$\sigma'_{b2} = 26,7$

$\sigma'_{a1} = 1150,6$

$\sigma'_{a2} = 507,6$

* Poteau P :

$N_T = 15,553$

$M = 2,381$

$y' = 22,11$

$\sigma'_b = 34,17$

$\sigma_a = 299$

$\sigma'_a = 396,6$

Seisme :

$N = 10,901$

$M = 5,935$

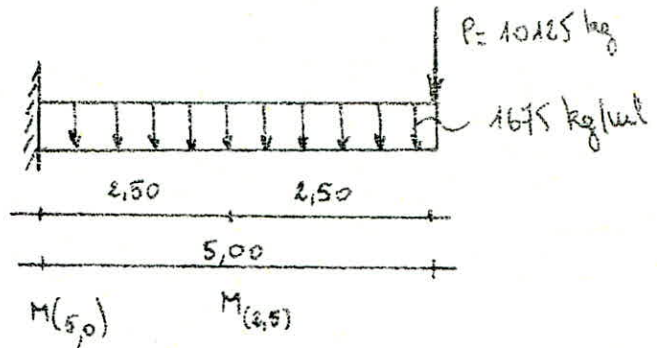
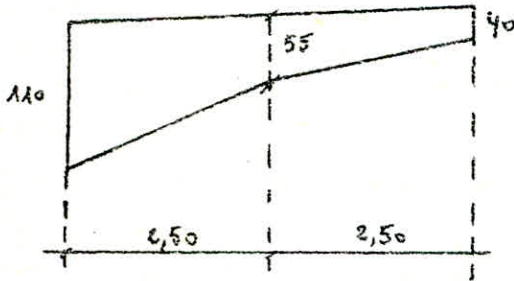
$y' = 10,98$

$\sigma'_b = 93,29$

$\sigma_a = 3061$

$\sigma'_a = 762$

Ferraillage de la console pour G+1, 2 P :



$$* M_{(2,5)} = -10125 \cdot 2,5 - \frac{1675 \cdot 2,5^2}{2} = -25300 - 5250 = -30550 \text{ kg.m}$$

$$h_t = 55 \text{ cm} \quad , \quad h = 50 \text{ cm} \quad , \quad b = 40 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 3055000}{2800 \cdot 40 \cdot 50^2} = 0,1636 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \kappa = 17,7 < \bar{\kappa} \Rightarrow \text{acier comprimé} \\ \varepsilon = 0,8471 \end{cases}$$

$$\text{pour } \bar{\kappa} = 20,4 \quad \Rightarrow \quad \mu' = 0,1819 \quad ; \quad \alpha = 0,424 \quad ; \quad \bar{w} = 1,04$$

$$\Rightarrow M_0 = 0,182 \times 50^2 \times 40 \times 138 = 2510000 \text{ kg.cm} = 25100 \text{ kg.m}$$

$$\Delta M = M - M_0 = 30550 - 25100 = 5450 \text{ kg.m} \quad (\bar{a} \text{ repoussée par acier comprimé et tendu}).$$

$$\alpha = 50 \cdot 0,424 = 21,2 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{138 \cdot 15 (21,2 - 4)}{21,2} = 1580 \text{ kg/cm}^2$$

$$A' = \frac{545000}{1580 (50 - 4)} = 7,5 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \underline{4T16} \quad (\text{en bas de la poutre})$$

$$A_1 = 0,0104 \times 40 \times 50 + \frac{545000}{2800(50-4)} = 20,8 + 4,22 = 25,02 \text{ cm}^2$$

soit 8T20 (en haut de la poutre).

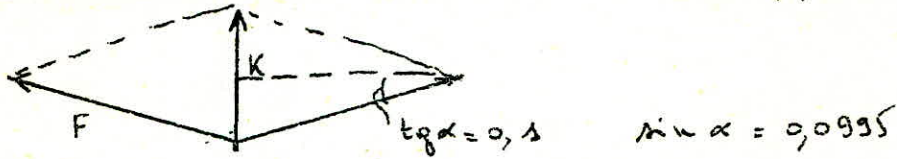
$$* M_{(5,0)} = - (10125 \times 5,0 + 1675 \times 5,0^2 \times 0,5) = (-50600 + 10900) = -71500 \text{ kg.m}$$

$$b = 40 \quad ; \quad h_t = 110 \text{ cm} \quad ; \quad h = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 7150000}{2800 \cdot 40 \cdot 100^2} = 0,9575 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \kappa = 25,5 \\ \varepsilon = 0,8765 \end{cases}$$

$$A = \frac{7150000}{2800 \cdot 0,8765 \cdot 100} = 29,13 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \underline{4T25 + 4T20} \quad (32,20 \text{ cm}^2)$$

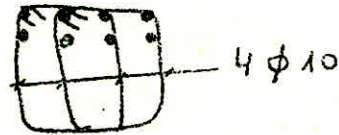
Calcul des casiers pour l'inclinaison (poussée au vide):



$$F = 29,13 \cdot 2800 = 82000 \text{ kg}$$

$$K = 2 F \sin \alpha = 2 \cdot 82000 \cdot 0,0995 = 16350 \text{ kg}$$

$$\frac{16350}{4 \cdot 0,785 \times 1470} = 3,5 \Rightarrow 4 \Rightarrow \text{prend casiers doubles } \phi 10.$$



— • — • — • — • —

chapitre - 4 -

FONDATIONS

Dans le cadre de ce projet, on a calculé uniquement les semelles qui revoient au portique Atp suivant les axes B, C, D et E.

Calcul de la semelle "AXE E":

Les semelles seront calculées sous G+1,2P et vérifiées au cisail. Le calcul sera fait selon la méthode CHARON.

$T = 79,957 \text{ t}$; $M = 2,514 \text{ t.m}$

$\sigma_1 = \frac{Q}{S} + \frac{M \cdot B_x}{I_x}$; $\sigma_2 = \frac{Q}{S} - \frac{M \cdot B_x}{I_x}$

$e > 6\phi + 6$

Détermination de B_x :

On a $79,957 + 10,5$ (dû au portique longitudinal) = $90,457 \text{ t}$

$B_x = \sqrt{\frac{90457}{2,5}} = 190,21 \text{ cm} \rightarrow$ On prend $B_x = 200 \text{ cm}$

$\sigma_1 = \frac{79957}{200 \cdot 200} + \frac{251400 \cdot 200}{2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 200 \cdot 200^3} = 2,19 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = \frac{79957}{200 \cdot 200} - \frac{251400 \cdot 200}{2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 200 \cdot 200^3} = 1,81 \text{ kg/cm}^2$

$Q' = \frac{5(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} = \frac{200 \cdot 200 (3 \cdot 2,19 + 1,81)}{4} = 83800 \text{ kg}$

d'où

$F_x = \frac{Q'(B_x - b_x)}{8(h_t - d_x)} = \frac{83800(200 - 40)}{8(50 - 3,5)} = 36043,0$

avec

$h_t = d + \frac{B - b}{4} = 3,5 + \frac{200 - 40}{4} = 43,5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 50 \text{ cm}$

$\Rightarrow A_x = \frac{F_x}{\sigma_a} = \frac{36043,0}{2800} = 12,87 \text{ cm}^2$

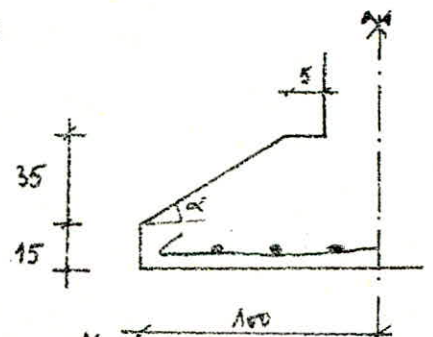
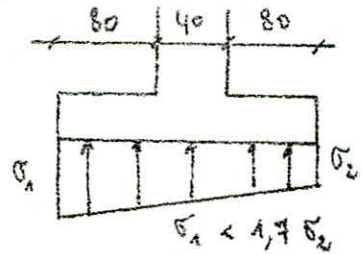
$F_y = \frac{Q'(B_y - b_y)}{8(h_t - d_y)} = \frac{83800(200 - 40)}{8(50 - 5)} = 37244$

$\Rightarrow A_y = \frac{37244}{2800} = 13,30 \text{ cm}^2$

Par conséquent on prend 13 T12 dans les 2 sens.

$e > 6 \cdot 1,2 + 6 = 13,2 \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$

Pour ne pas coffrer la partie oblique de la semelle on doit avoir $\alpha \leq 35^\circ$. On a : $\alpha = 25^\circ 016 < 35^\circ$.



Vérification au séisme :

$$N = 98,712 \text{ t} \quad ; \quad M = 5,678 \text{ t.m}$$

$$\text{excentricité } e = \frac{5,678}{98,712} = 0,0575 \text{ m} = 5,75 \text{ cm}$$

$$\sigma_1 = \frac{98712}{200 \cdot 200} + \frac{567800 \cdot 200}{2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 200 \cdot 200^3} = 2,46 + 0,42 = 2,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,46 - 0,42 = 2,04 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 < 1,7 \sigma_2$$

$$\Rightarrow Q' = \frac{5(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} = \frac{200 \cdot 200 (3 \cdot 2,89 + 2,04)}{4} = 107100 \text{ kg}$$

$$F_{xs} = \frac{107100 (200 - 40)}{8(50 - 3,5)} = 46064,5$$

$$A_{xs} = \frac{46064,5}{4200} = 10,96 \text{ cm}^2 < 14,69 \text{ cm}^2$$

$$F_{ys} = \frac{107100 (200 - 40)}{8(50 - 5)} = 47600$$

$$A_{ys} = \frac{47600}{4200} = 11,33 \text{ cm}^2 < 14,69 \text{ cm}^2$$

Donc la section d'acier adoptée auparavant est suffisante les effets sismiques.

Calcul de la poutre "AXEC" : $91,03 + 21,78 = 112,81 \Rightarrow 112800,5 = 212 \rightarrow R_2$

$$\text{Sous } G + 1,2 P, \text{ ou } a \quad N = 91,03 \text{ t} \quad ; \quad M = 0,165 \text{ t.m}$$

$$\text{l'excentricité est de : } \frac{0,165}{91,03} = 0,0018 \text{ m} = 0,18 \text{ cm}$$

$$\sigma_1 = \frac{91030}{220 \cdot 220} + \frac{16500 \cdot 220}{2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 220 \cdot 220^3} = 1,88 + 0,009 = 1,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1,88 - 0,009 = 1,87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 < 1,7 \sigma_2$$

$$\text{d'où } Q' = \frac{220 \cdot 220 \cdot (3 \cdot 1,89 + 1,87)}{4} = 91234,0 \text{ kg}$$

$$R_t = 3,5 + \frac{220 - 40}{4} = 48,5 \Rightarrow R_t = 50 \text{ cm}$$

$$F_x = \frac{91234 (220 - 40)}{8(50 - 5)} = 45617$$

$$A_x = \frac{45617}{2800} = 16,3 \text{ cm}^2$$

On prend 15 T 12 ($A = 16,96 \text{ cm}^2$) dans les 2 sens.

Verification au seisme :

$$N_s = 87,77 \text{ t} \quad M_s = 3,824 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{1s} = \frac{87700}{220 \cdot 220} + \frac{382400 \cdot 220}{2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 220 \cdot 220^2} = 1,813 + 0,215 = 2,028 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{2s} = 1,813 - 0,215 = 1,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{1s} < 1,7 \sigma_{2s}$$

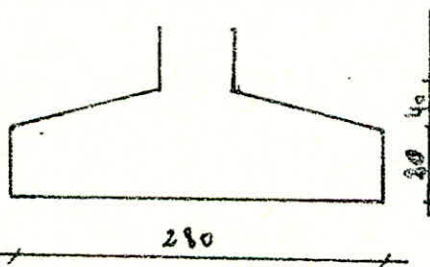
$$Q' = \frac{220 \cdot 220 \cdot (3 \cdot 2,028 + 1,6)}{4} = 92976,4 \text{ kg}$$

$$F_{xs} = \frac{92976,4 (220 - 40)}{8(50 - 3,5)} = 44988,5$$

$$\Rightarrow A_{xs} = \frac{44988,5}{4200} = 10,71 \text{ cm}^2 < 16,96 \text{ cm}^2$$

Et comme on a adopté 15 T 12 ($A = 16,96 \text{ cm}^2$) dans les 2, les aciers adoptés représentent les efforts dus au seisme.

* CALCUL DE LA SEMELLE AXE B'' :



Pour G + 1,2P

$$106,003 + 65,671 + 13,5 \text{ (p.p. poteau)} = 185,174 \text{ t}$$

$$185,174 : 2,5 = 74065,6 \text{ cm}^2 = 272,15^2$$

On prend 280 x 280

$$e = \frac{8,004}{106,003} = 0,0755 \text{ m} = 7,55 \text{ cm}$$

$$\sigma_1 = \frac{106003}{280 \times 280} + \frac{800400 \cdot 280}{2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 280 \cdot 280^2} = 1,352 + 0,219 = 1,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_z = 3,5 + \frac{280 - 70}{4} = 55,5 \text{ cm} \Rightarrow \underline{\underline{h_z = 60 \text{ cm}}}$$

$$\sigma_1 = 1,57 < 1,7 \cdot 1,13$$

$$\Rightarrow Q' = \frac{280^2 (3 \cdot 1,57 + 1,13)}{4} = 114464,0 \text{ kg}$$

$$F_x = \frac{114464 (280 - 70)}{8(60 - 5)} = 54630,5$$

$$A_x = \frac{54630,5}{2800} = 19,51 \text{ cm}^2$$

On adopte 19 T 12 (21,43 cm²) dans les 2 sens

* Verification "AXE D" pour G+1,2 P (longitudinal):

$$M = 2,816 \text{ t.m}$$

$$N = 43,241 \text{ t}$$

$$\sigma_1 = \frac{43241}{280^2} + \frac{281600 \cdot 280}{2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 280 \cdot 280^3} = 0,551 + 0,077 = 0,628$$

$$\sigma_2 = 0,474$$

$$\sigma_1 < 1,7 \sigma_2$$

• Verification "AXES" transversal: $\bar{\sigma}_s = 3,5 \text{ kg/cm}^2$

$$N = 104,941 \text{ t}$$

$$M = 23,246 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{104941}{280^2} + \frac{2324600 \cdot 280}{2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 280 \cdot 280^3} = 1,338 + 0,636 = 1,974$$

$$\sigma_2 = 0,702$$

$$\sigma_1 = 1,97 > 1,7 \cdot 0,702$$

$$1,97 - 0,7 = 1,27$$

$$\frac{x}{1,27} = \frac{175}{280} \rightarrow x = 0,79$$

$$1,27 - 0,79 = 0,48$$

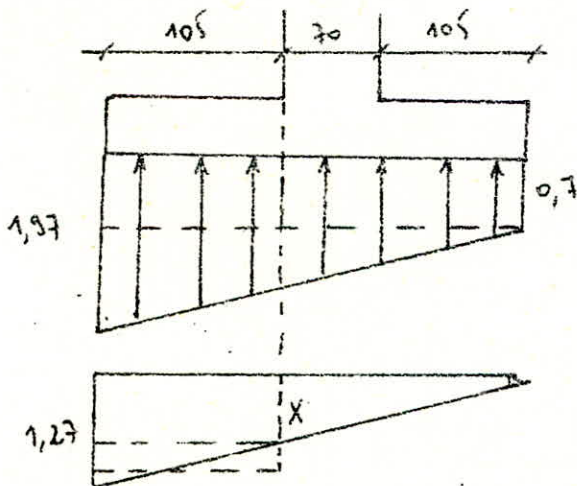
$$0,70 + 0,79 + \frac{1}{2} \cdot 0,48 = 1,73 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = \frac{1}{2} \cdot 17,3 (\text{t/m}^2) \cdot 1,05^2 = 9,536 \text{ t/m}$$

$$\Rightarrow A'' = 4,31 \text{ cm}^2 / \text{ml} \cdot 2,8 = 12,078 \text{ cm}^2$$

on a pris 19 T 12 $\rightarrow A = 21,49 \text{ cm}^2$

Donc la semelle passe aux efforts principaux.

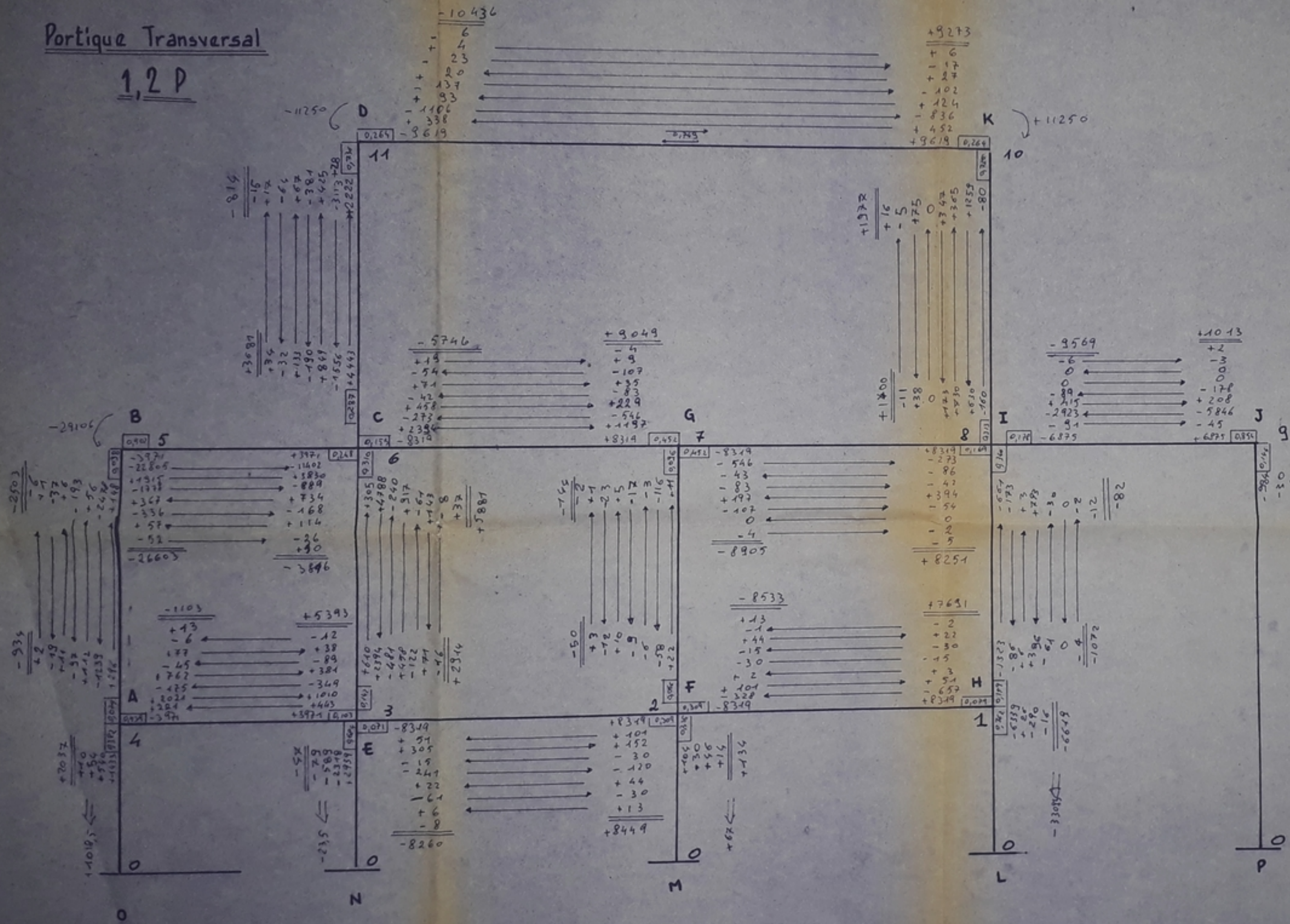


Bibliographie:

- Cours de R.D.M II de l'E.N.P.A par Mr. BONNEVILLE
- Cours de R.D.M III de l'E.N.P.A par Mr. MOMANU
- Cours de BETON II de l'E.N.P.A par Mr. MEROVANI
- Cours de BETON III de l'E.N.P.A par Mr. BELAZOUGUI
- FORMULAIRE DE BÉTON ARMÉ par Mrs COURTAND ET LEBELLE
- CALCUL ET VERIFICATION DES OUVRAGES EN BETON-ARMÉ
par Mr. P. CHARON
- CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENTS EN
BÉTON ARMÉ par Mr. A. FUENTES.
- CALCUL PRATIQUE DES TOURS EN BÉTON ARMÉ
par Mr. M. DIVER
- C.C.B.A 68
- R.P.S 69

Portique Transversal

1,2 P



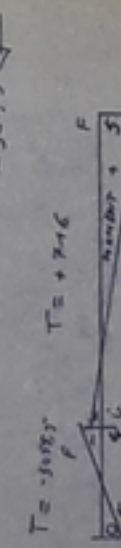
$$E_c = \frac{\sum P_b}{c} + \frac{M_f - M_i}{c}$$

$$T_b = \frac{q_e}{2} + \frac{M_f - M_i}{c}$$

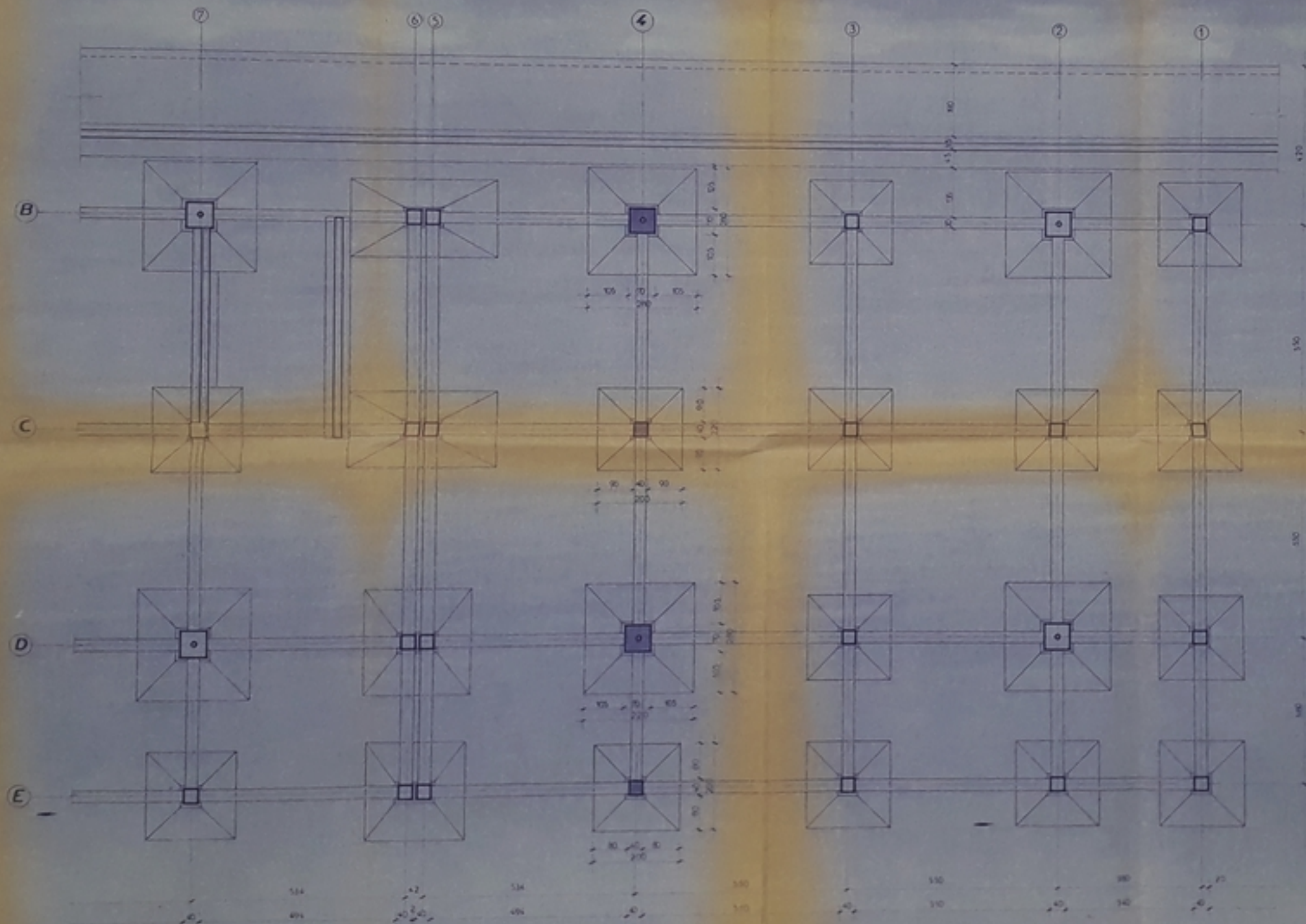
$$M_{entree} = M_i + \frac{T_b^2}{2q}$$

$$T_f = q_e - T_b$$

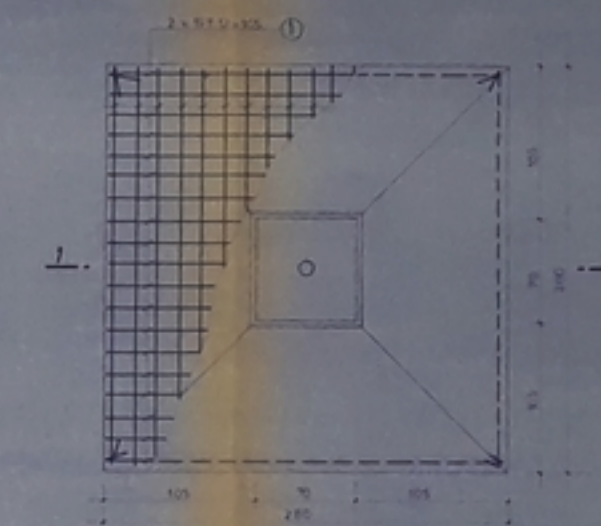
TRAVE	T _G	T _b	M _{entree}
2-1	3228	-8922	+4370
3-2	9041	-9109	+4124
4-3	5141	-7398	+2907
5-6	14275	+1735	+4272
6-7	8474	-9676	+5135
7-8	9134	-8956	+3902
8-9	9961	-6539	+7665
04	-3099,5		
03	70,5		
02	-201		
01	+9428,5		
45	+746		
36	-1832		
27	+41		
18	+241		
09	+262		
6-11	-551		
8-10	-648		
11-10	3256	-3044	209850
12-11			2203
13-12			-4171
10	4000		
11			
12			
5	-13860		



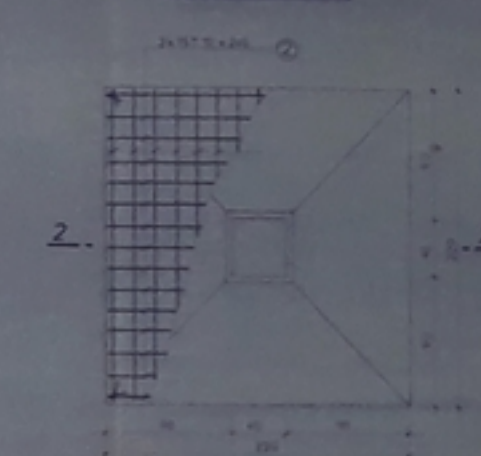
Vue en Plan Fondations



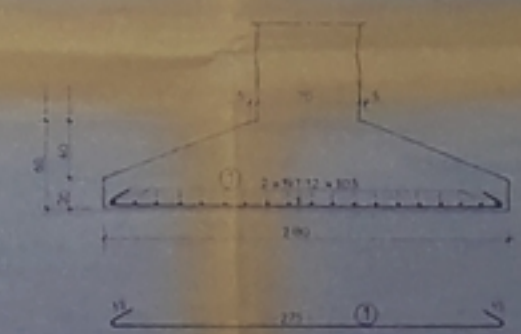
Semelle axes B4 - D4



Semelle C4



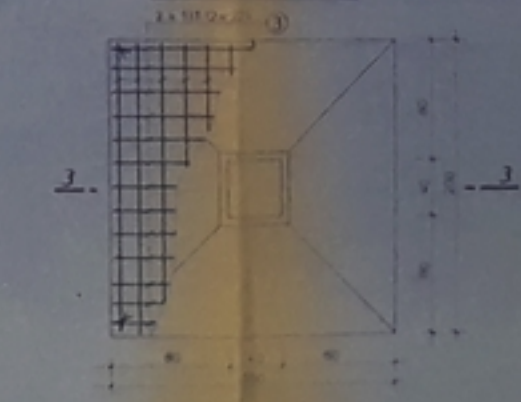
Coupe 1-1



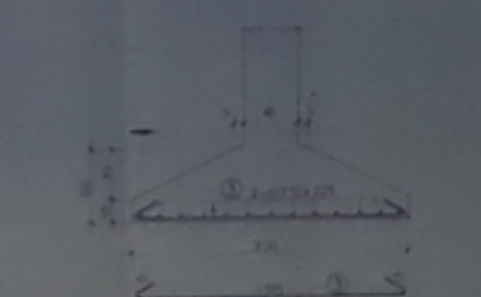
Coupe 2-2



Semelle E4



Coupe 3-3



Project details and student information:

Projet de fin d'Études
 Foyer des mines de
 Université SETI-Oran

Projet par: M.A. Mohamed
 Dessiné par: M. G. G. G.

DATE: 21/05/2010

FONDACTIONS
 COFFRE FERRÉ

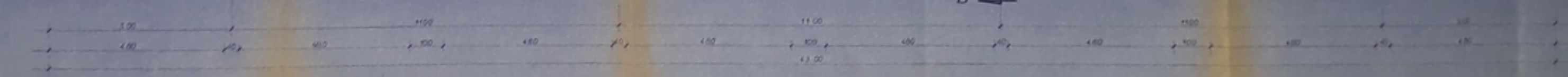
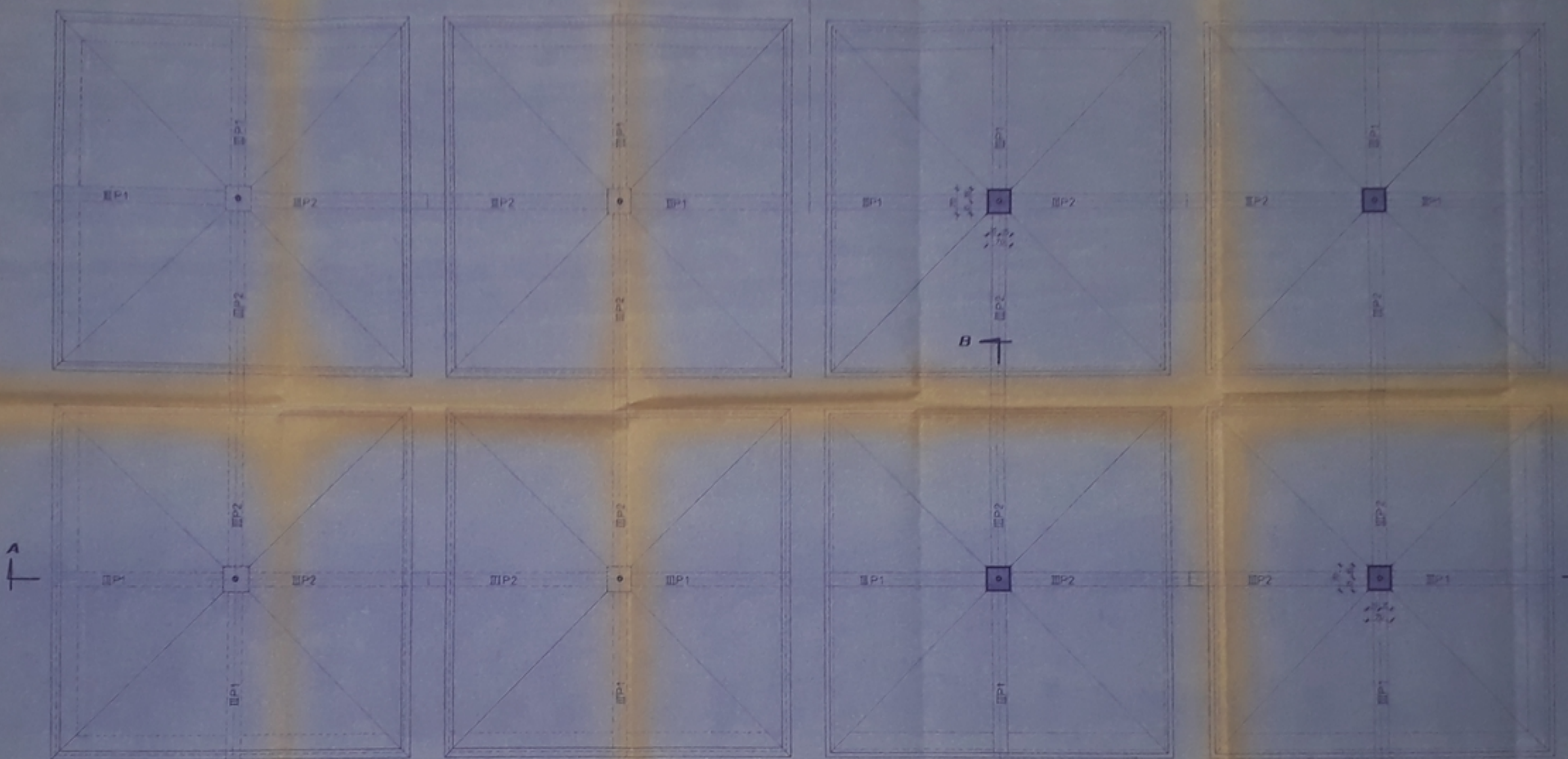
Dessiné par: Merabhi, R.

PE300/10

Coffrage Terrasse

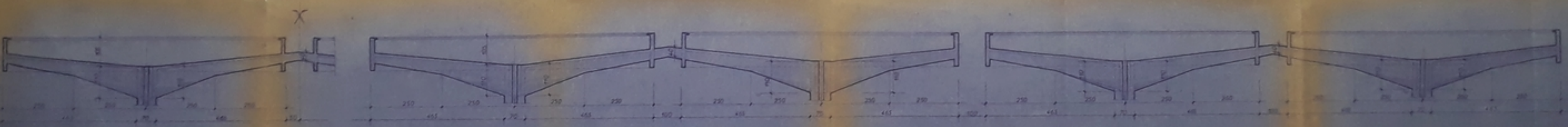
1/2 Vue en Plan Terrasse

1/2 Vue Plancher Terrasse

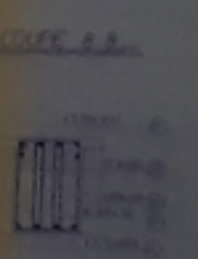
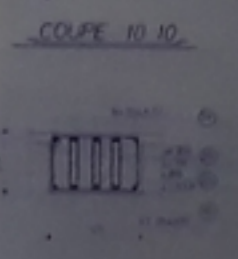
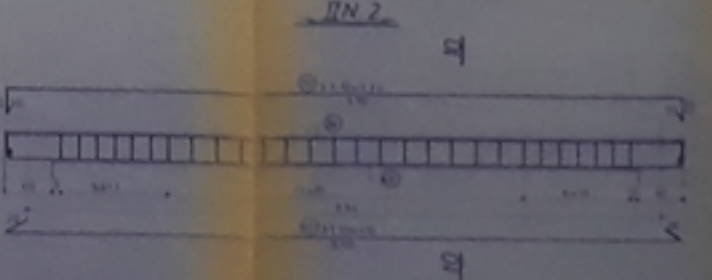
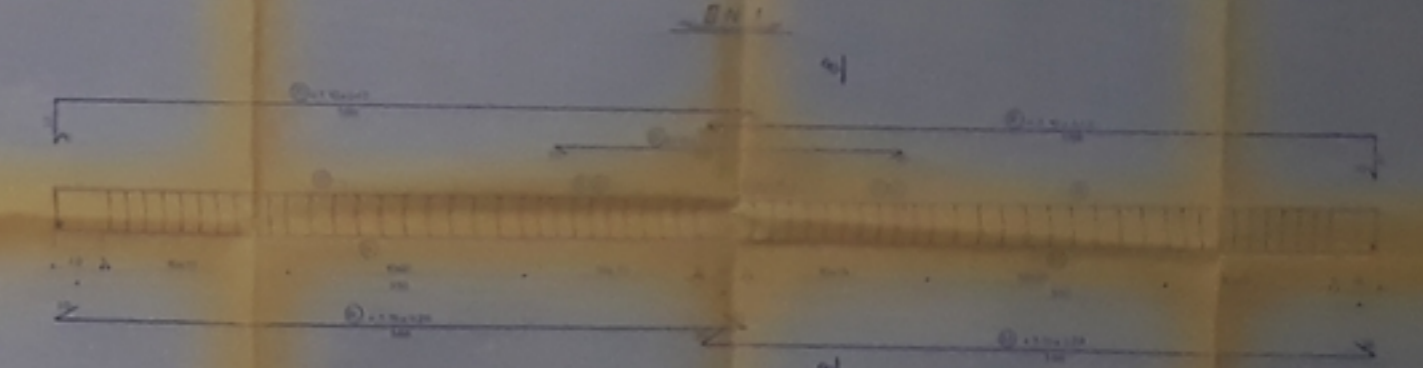
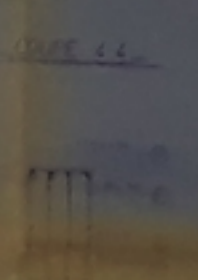
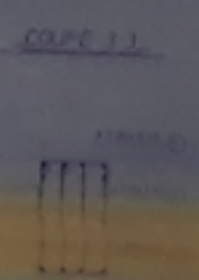
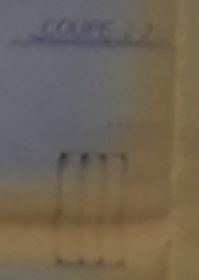
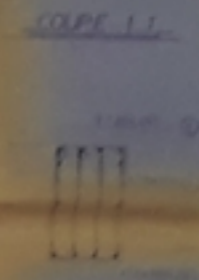
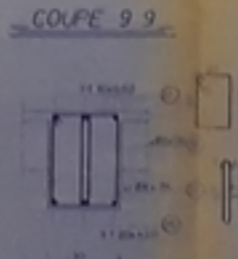
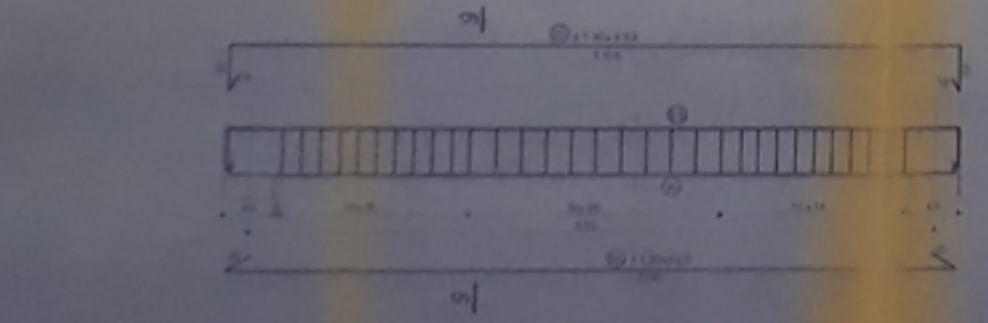
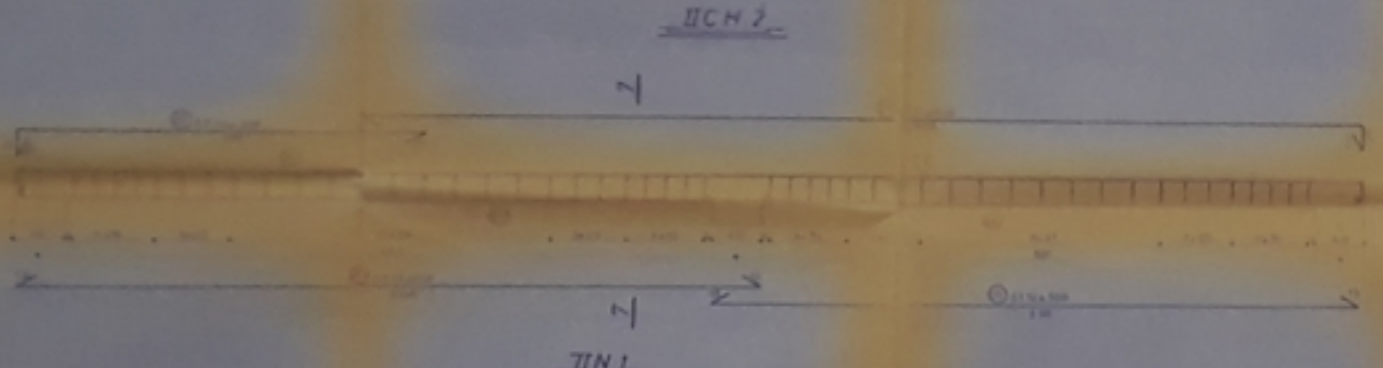
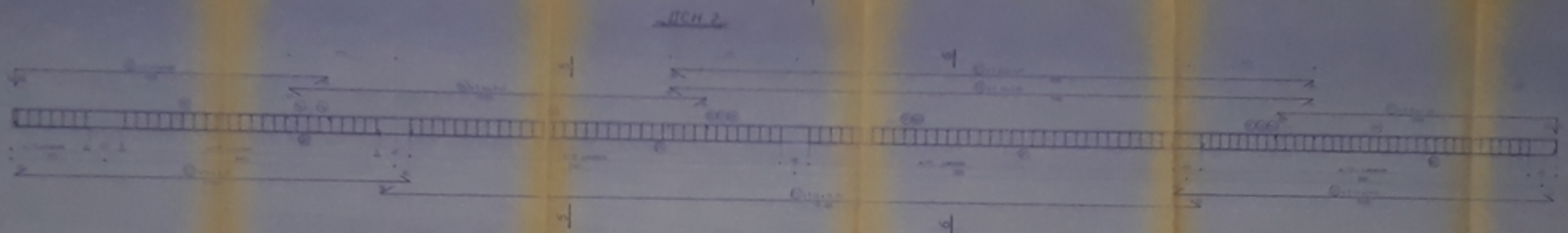
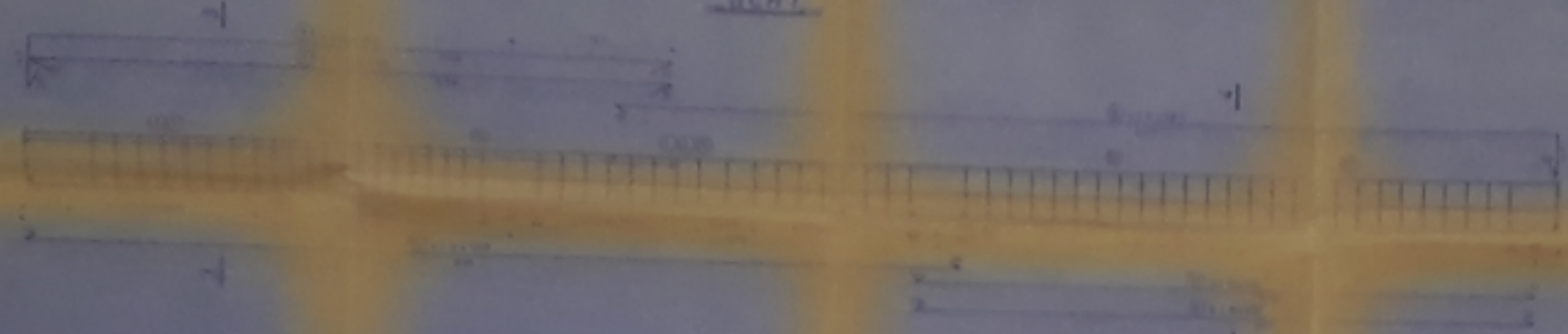
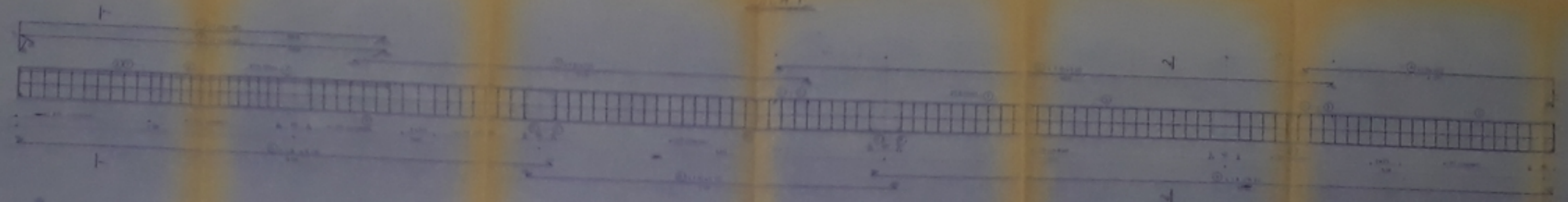


COUPE BB

COUPE AA



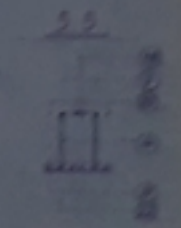
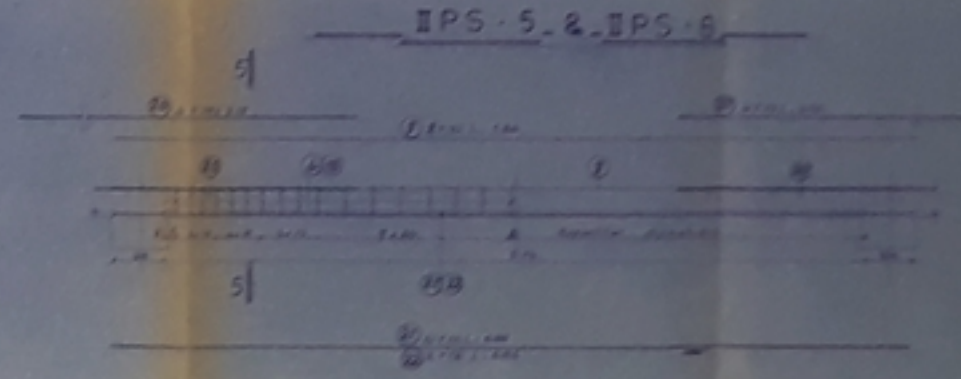
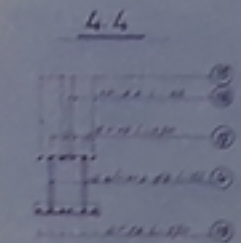
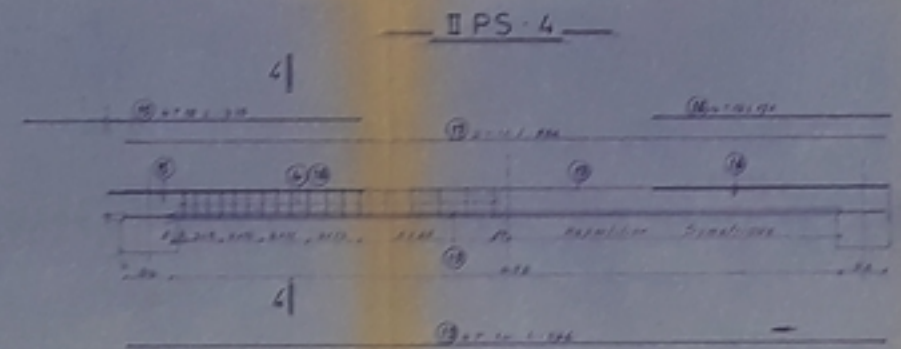
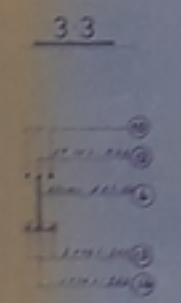
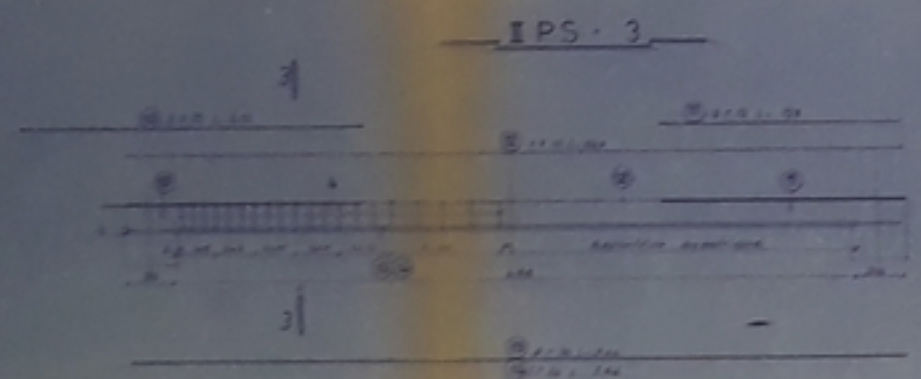
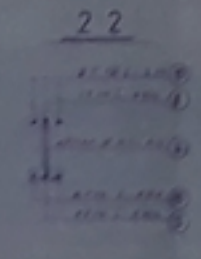
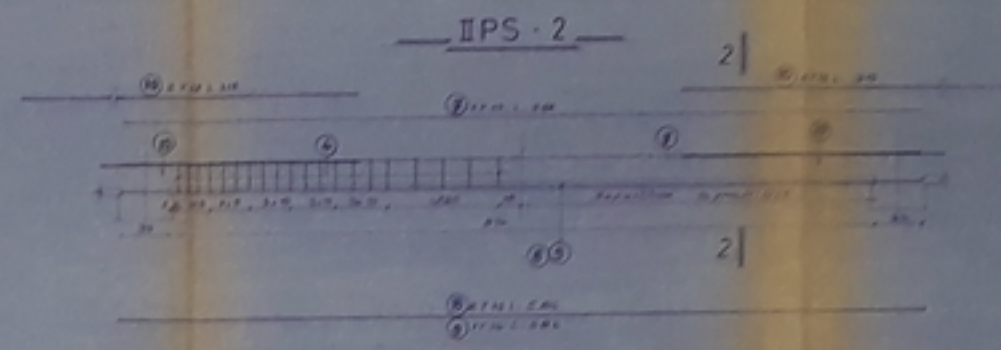
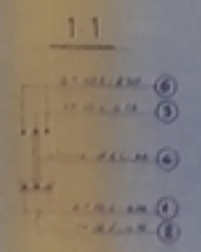
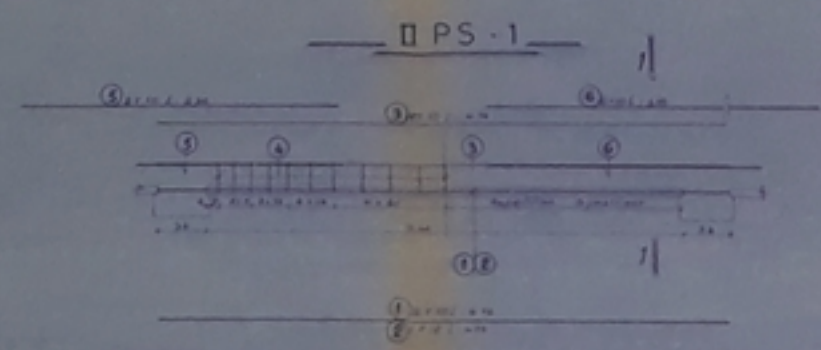
THE NATIONAL ARCHIVES
 COLLEGE PARK, MARYLAND
 RG 226
 BOX 100
 COLLEGE PARK, MARYLAND 20740
 301-837-1000
 www.archives.gov



POUTRELLES

PLANCHERS NIV

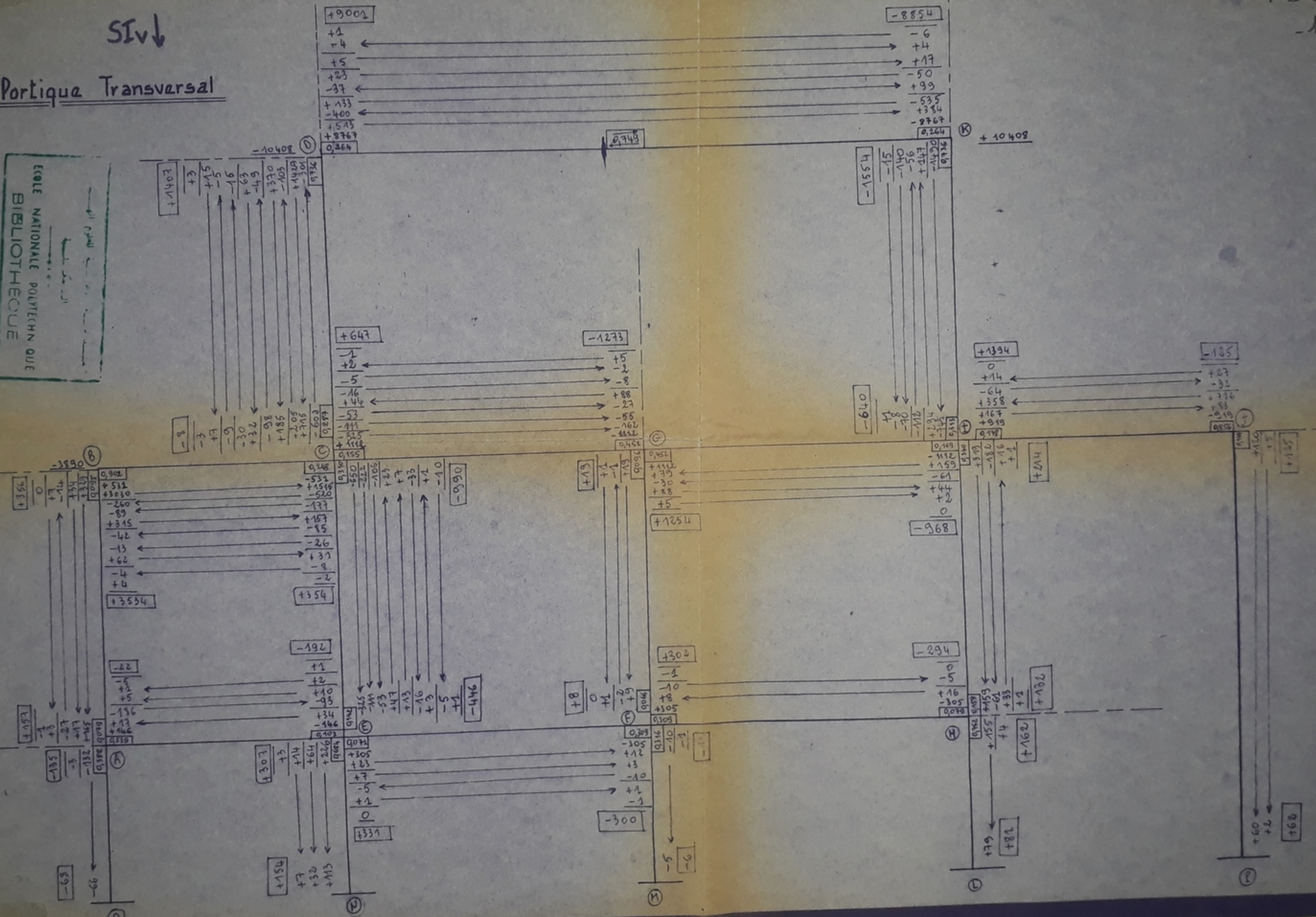
1 et 2



SIv ↓

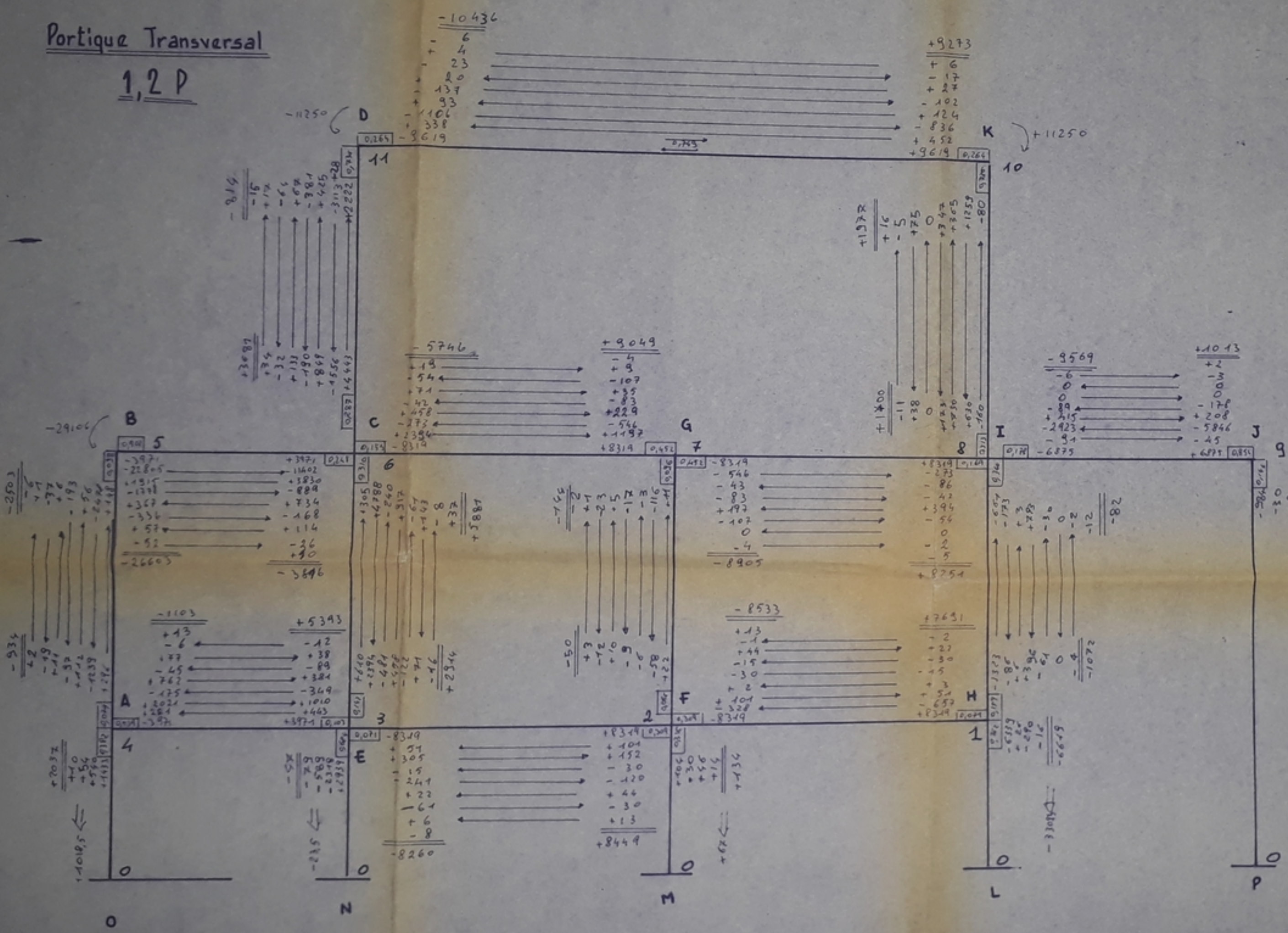
Portique Transversal

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE



Portique Transversal

1,2 P



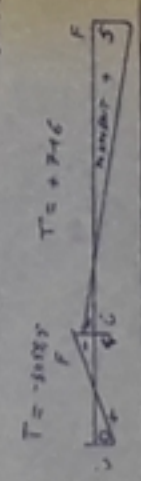
$$E_c \frac{EP_b}{c} + \frac{M_p - M_i}{c}$$

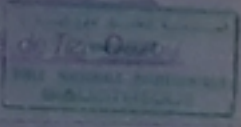
$$T_b = \frac{qL}{2} + \frac{M_p - M_i}{c}$$

$$M_{entree} = M_i + \frac{T_b^2}{2q}$$

$$T_p = qL - T_b$$

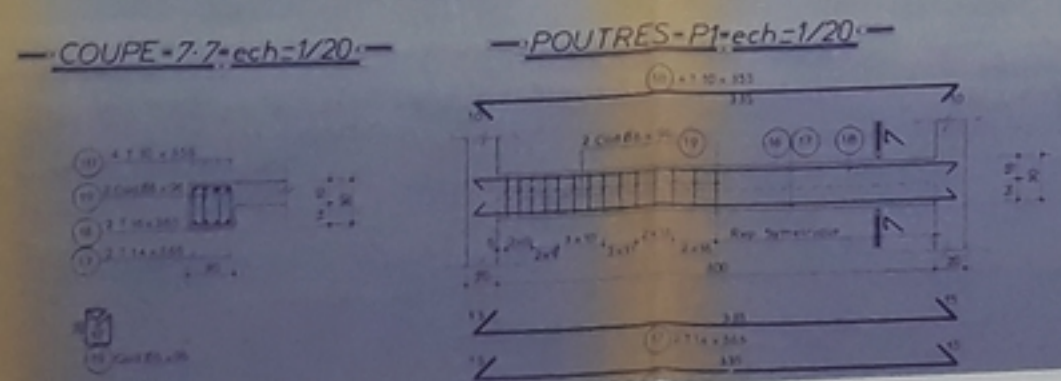
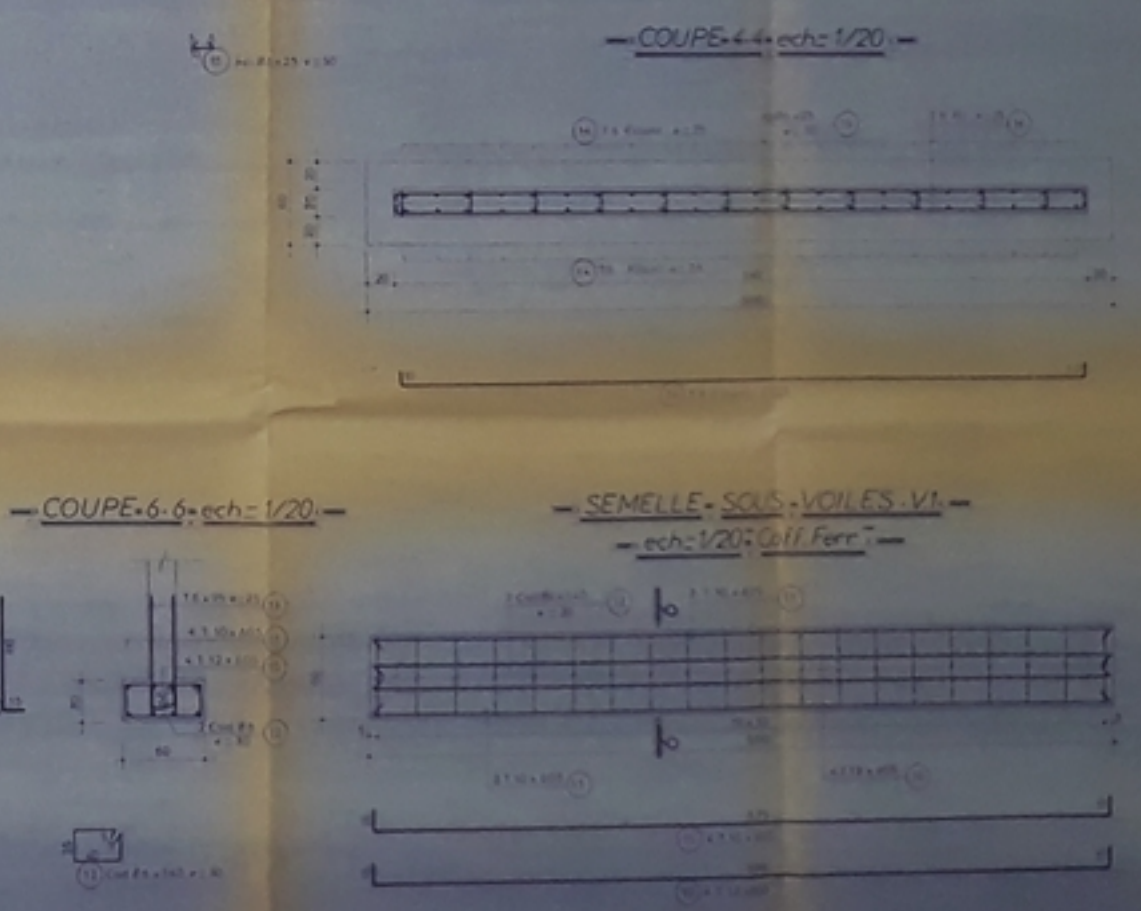
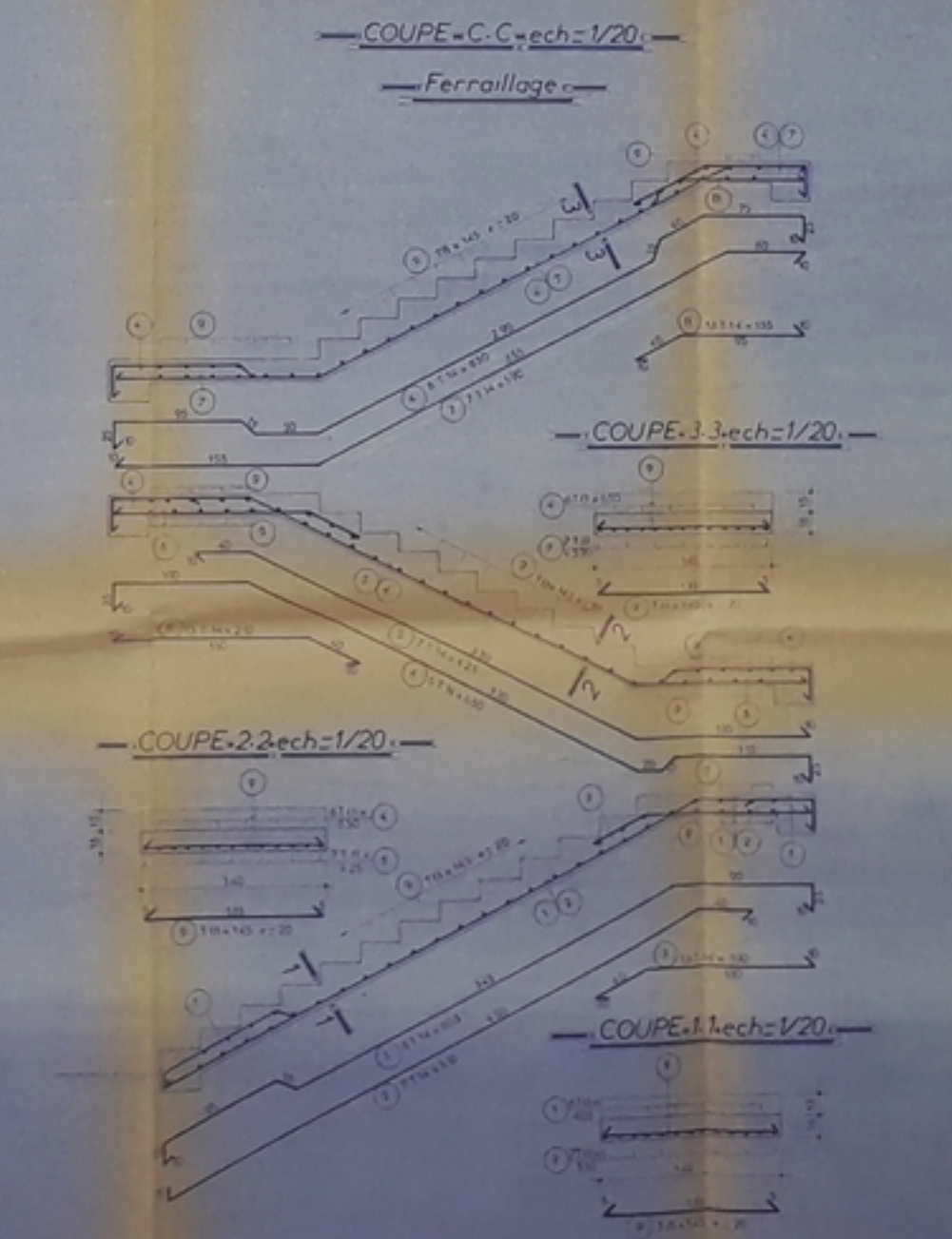
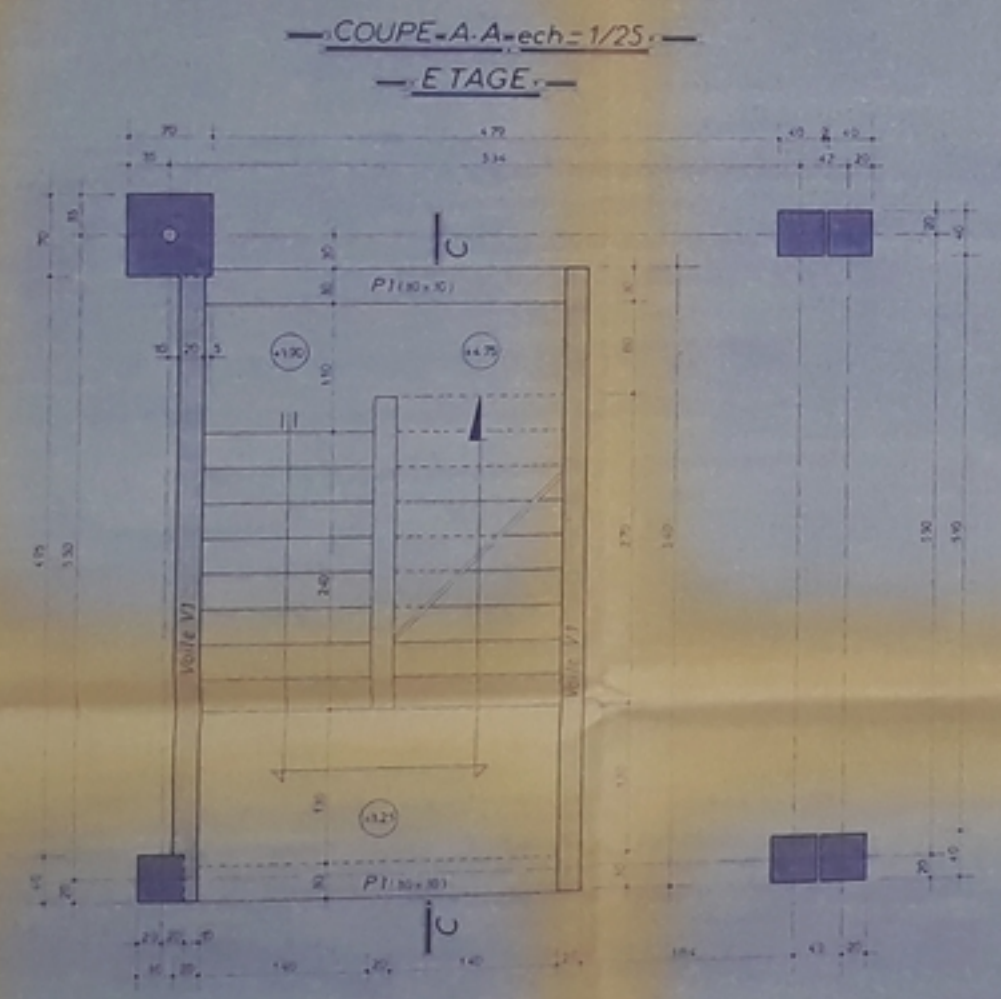
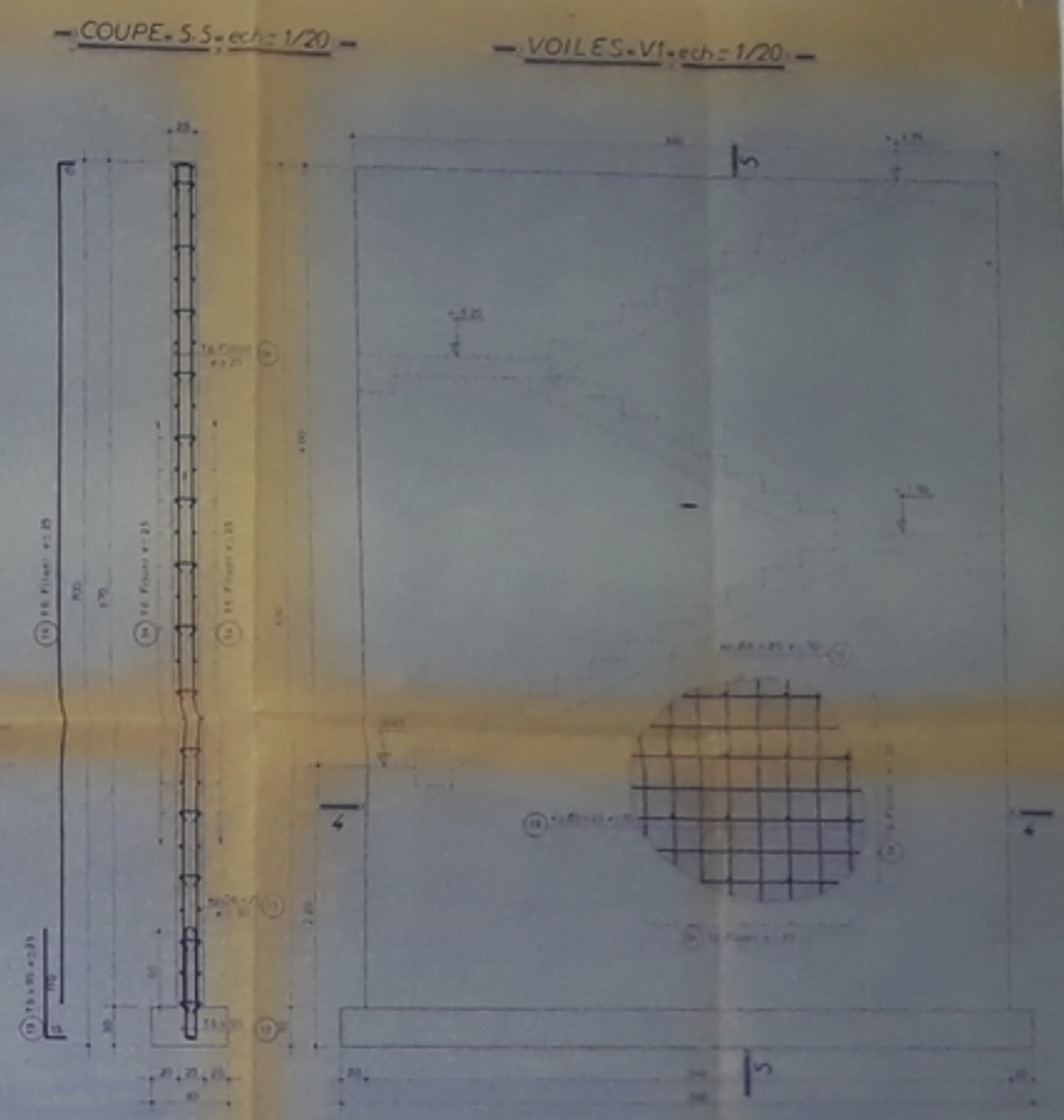
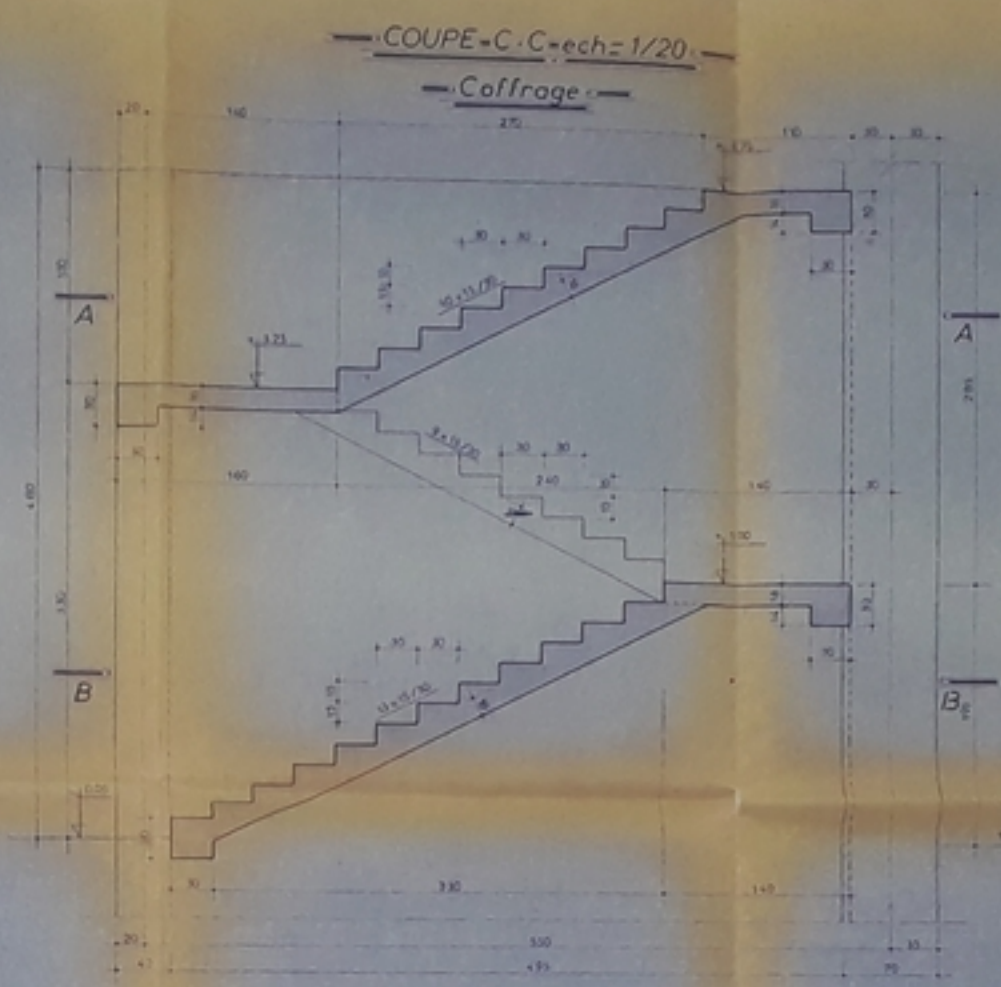
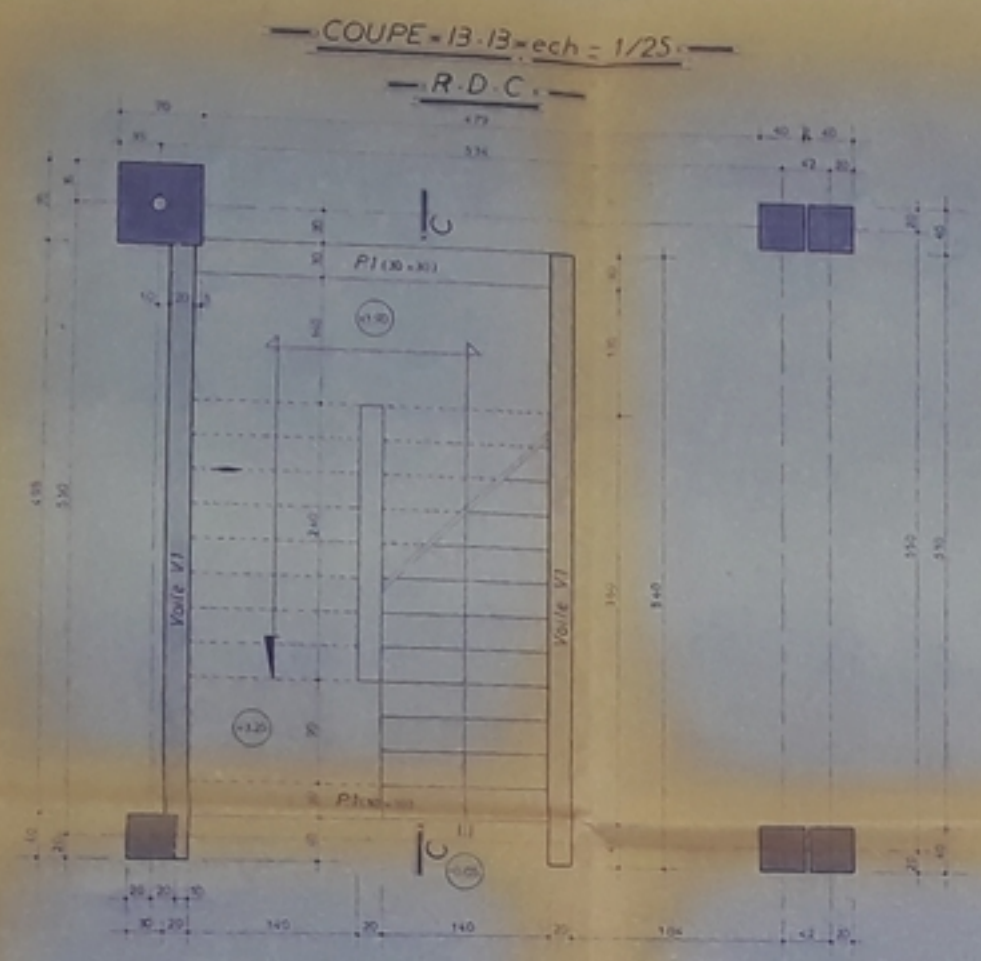
Trame	T _b	T _p	M _{entree}
2-1	3228	-8922	+6370
3-2	3041	-9109	+4424
4-3	5141	-7399	+2907
5-6	14215	+1735	+4272
6-7	8474	-9676	+5135
7-8	9134	-8956	+3902
8-9	9961	-6534	+5665
0-1	-3007,5		
0-2	10,5		
0-2	-201		
0-4	+9428,5		
4-5	+716		
3-6	-1832		
2-2	+41		
1-8	+241		
0-8	+262		
6-11	-551		
8-10	-649		
11-10	3256	-5044	x=9850
11-10			2203
11-10			-471
10	4000		
11			
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			
19			
20			
21			
22			
23			
24			
25			
26			
27			
28			
29			
30			
31			
32			
33			
34			
35			
36			
37			
38			
39			
40			
41			
42			
43			
44			
45			
46			
47			
48			
49			
50			
51			
52			
53			
54			
55			
56			
57			
58			
59			
60			
61			
62			
63			
64			
65			
66			
67			
68			
69			
70			
71			
72			
73			
74			
75			
76			
77			
78			
79			
80			
81			
82			
83			
84			
85			
86			
87			
88			
89			
90			
91			
92			
93			
94			
95			
96			
97			
98			
99			
100			





M.A.M.

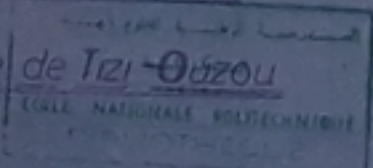
CAGE-ESCALIER
Coff-Ferr



Projet de fin d'Études

Foyer des jeunes de

l'Université de Tizi-Ouzou

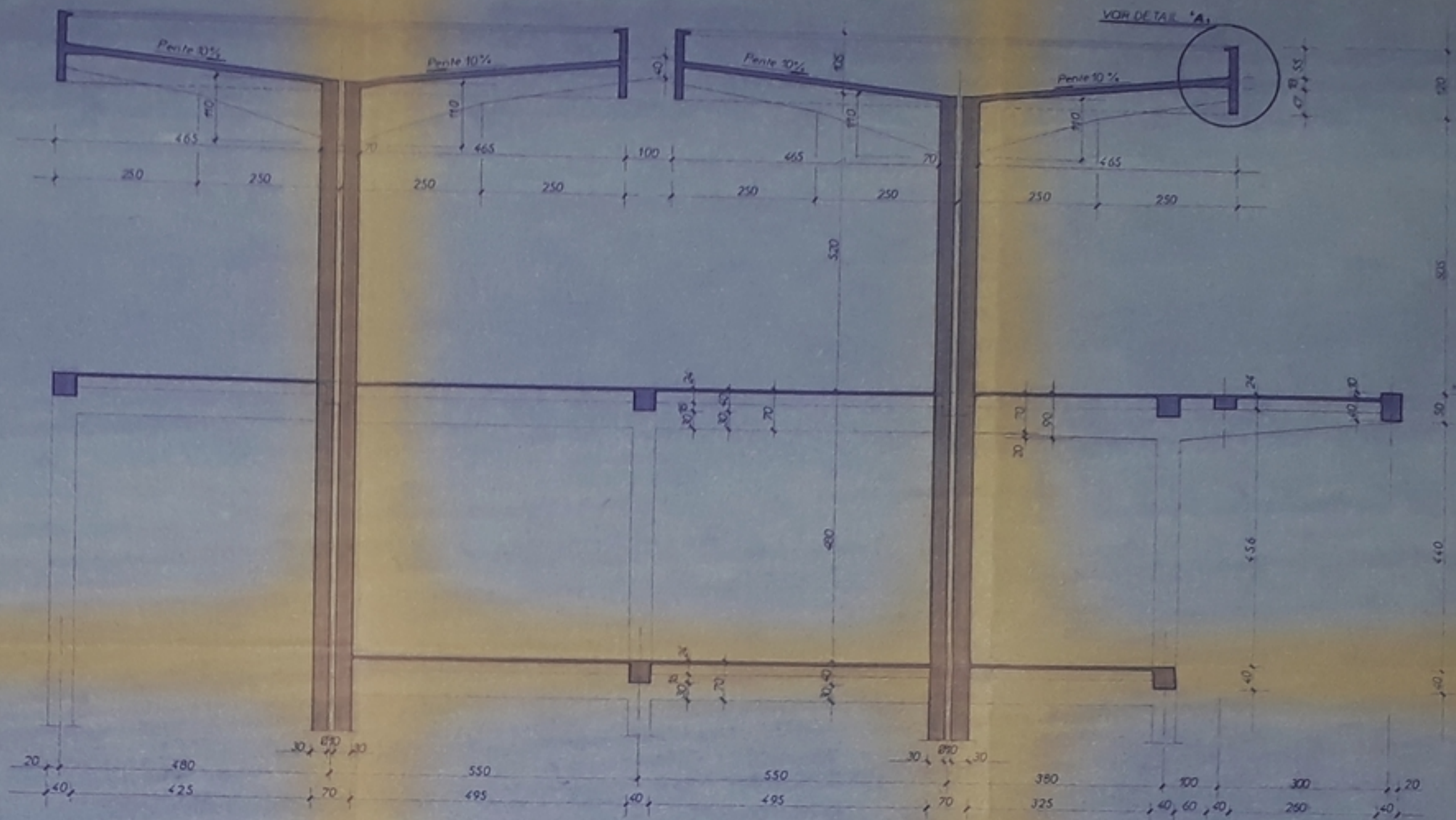


Proposé par ECOIEC ■ Dirigé par M.A. Mohamed Cherif

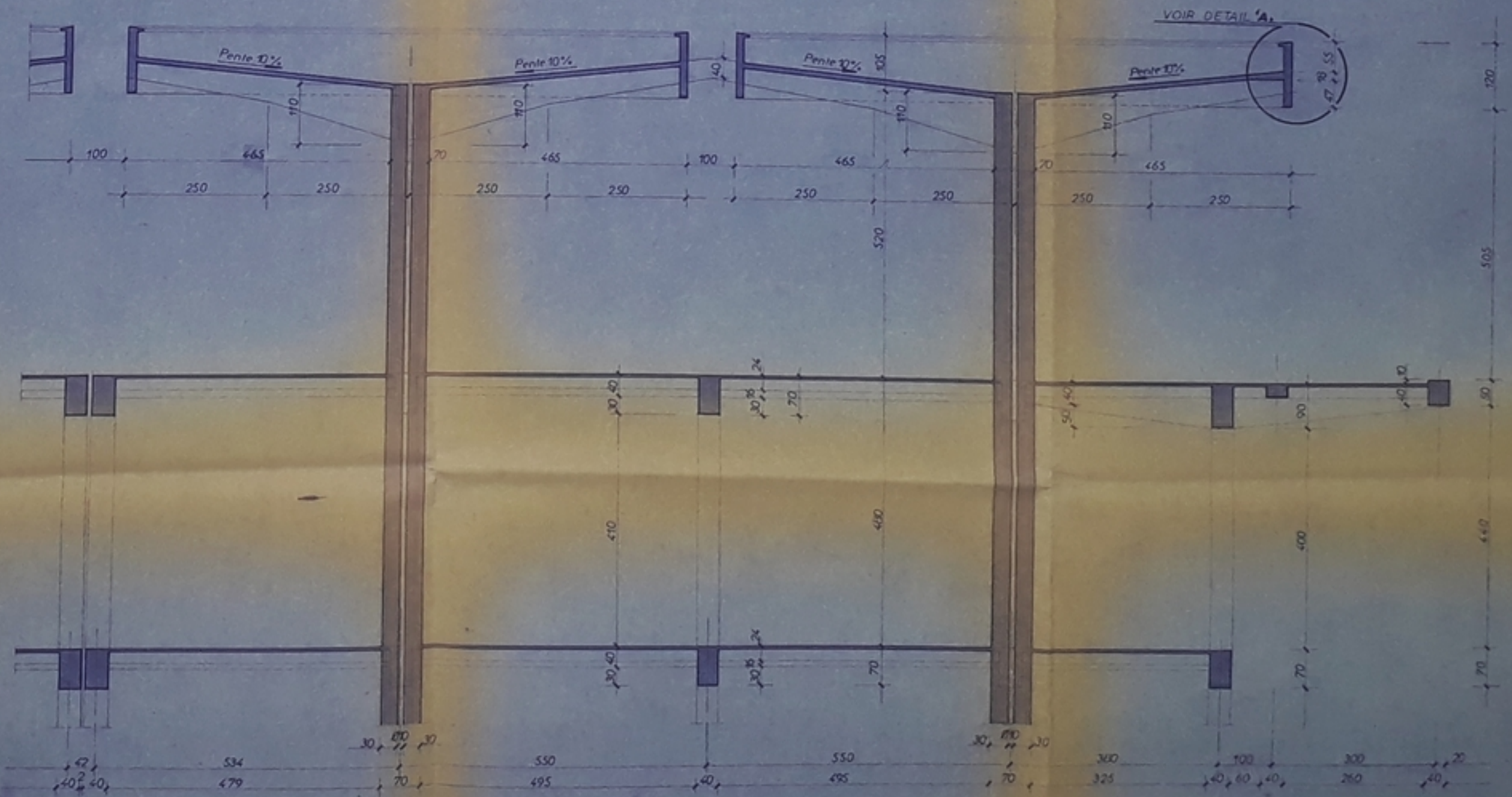
PLAN N° :
 ECHELLES : 1/50, 1/10
 Étudié par B. Abalache, M. Gouha
 Promotion Janvier 1980
 Dessiné par MERABTI R.

TITRE DU PLAN
 PORTIQUES Types Alp Alp
 COFF

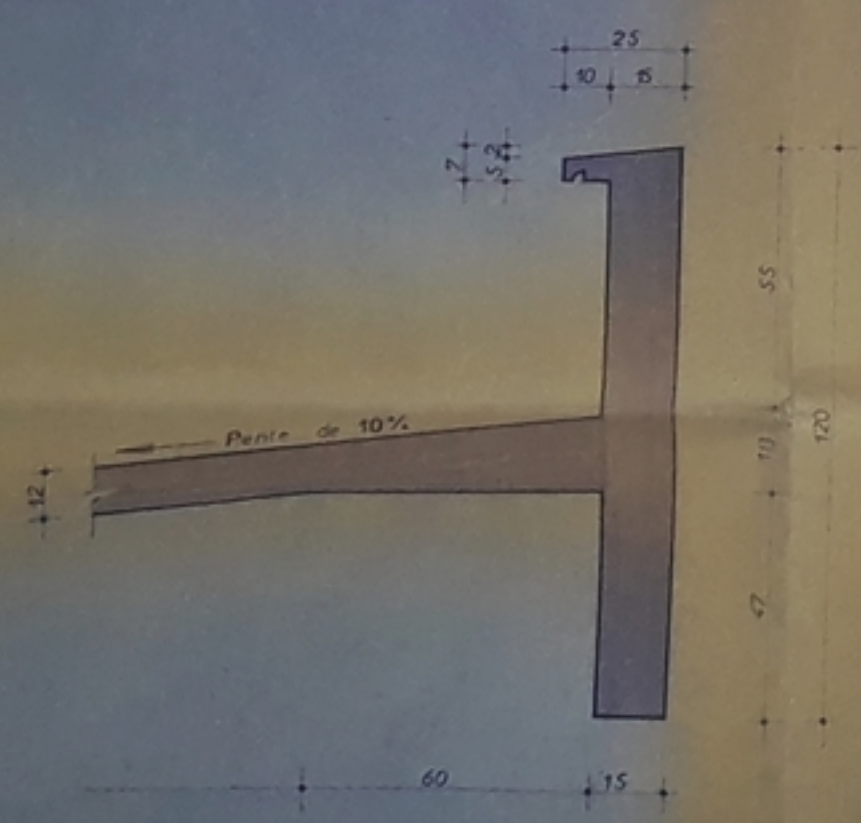
PORTIQUE TRANSVERSAL Alp



PORTIQUE LONGITUDINAL Alp

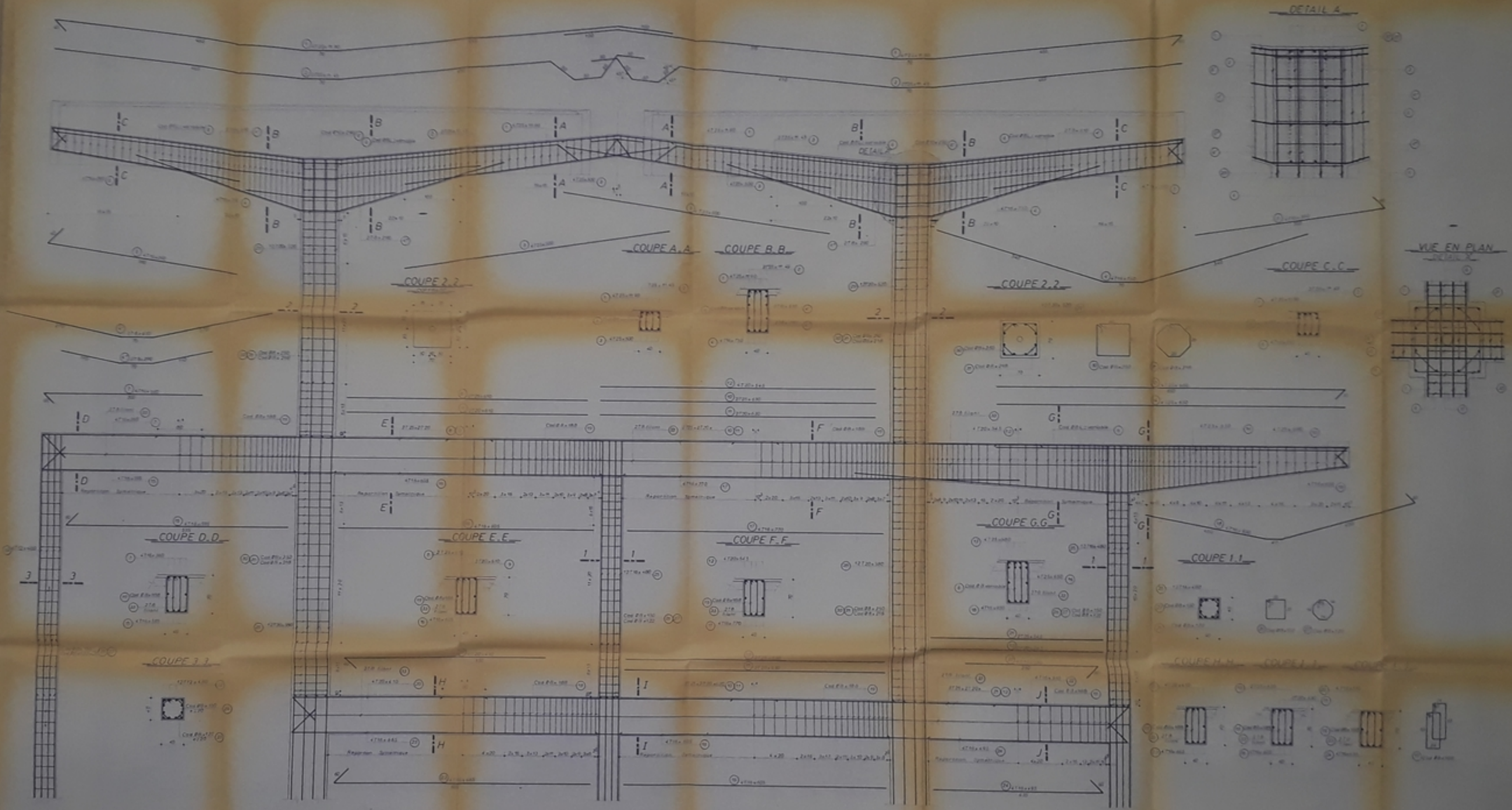


Détail 'A1' echi 1/10

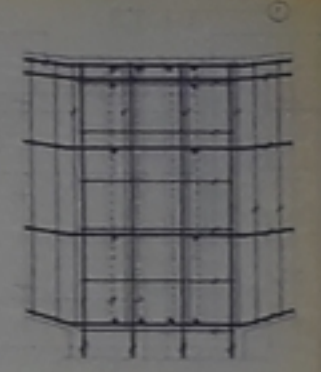


PB00110
 -15-

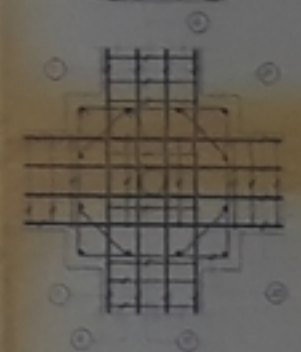
LES ANNALES POLYTECHNIQUES
 STATISTIQUE GÉNÉRALE
 Plan de la Ville
 Carte de la Ville
 Université de la Côte d'Ivoire
 H.A.P.
 HORLOGES
 FERRAILLAGE

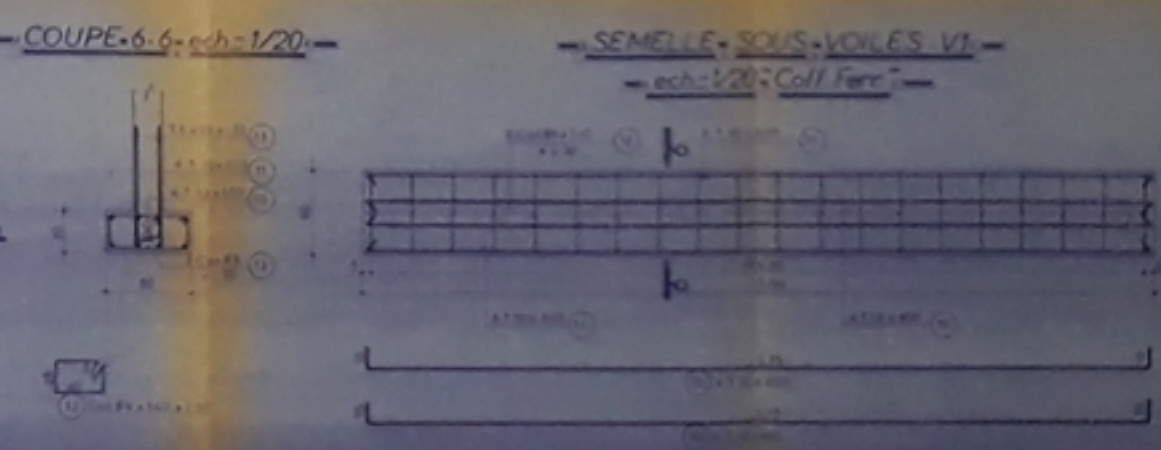
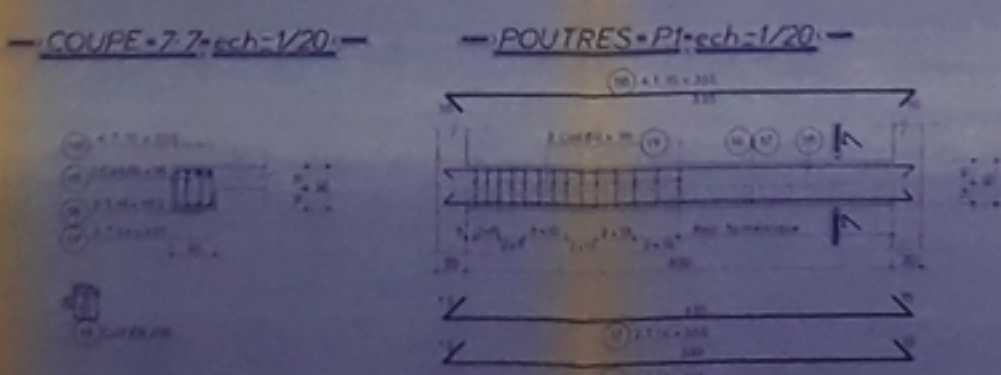
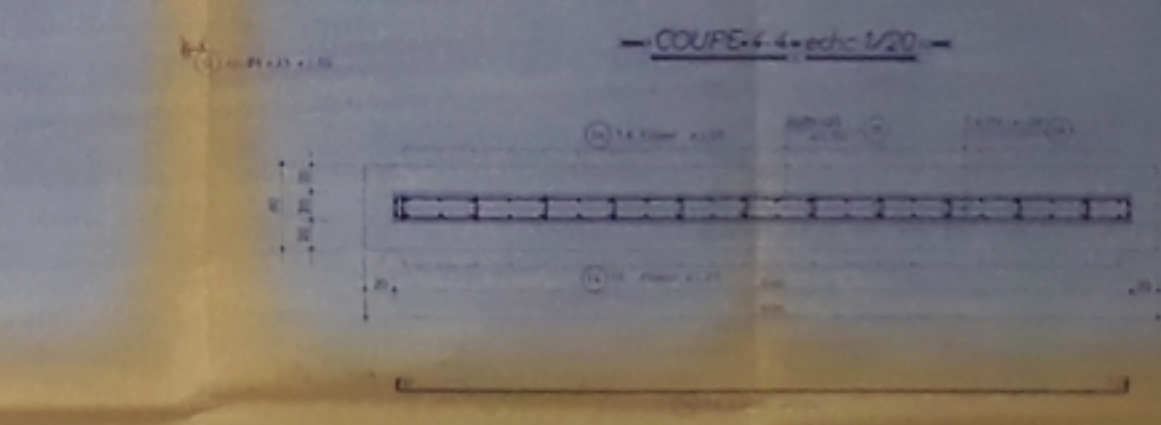
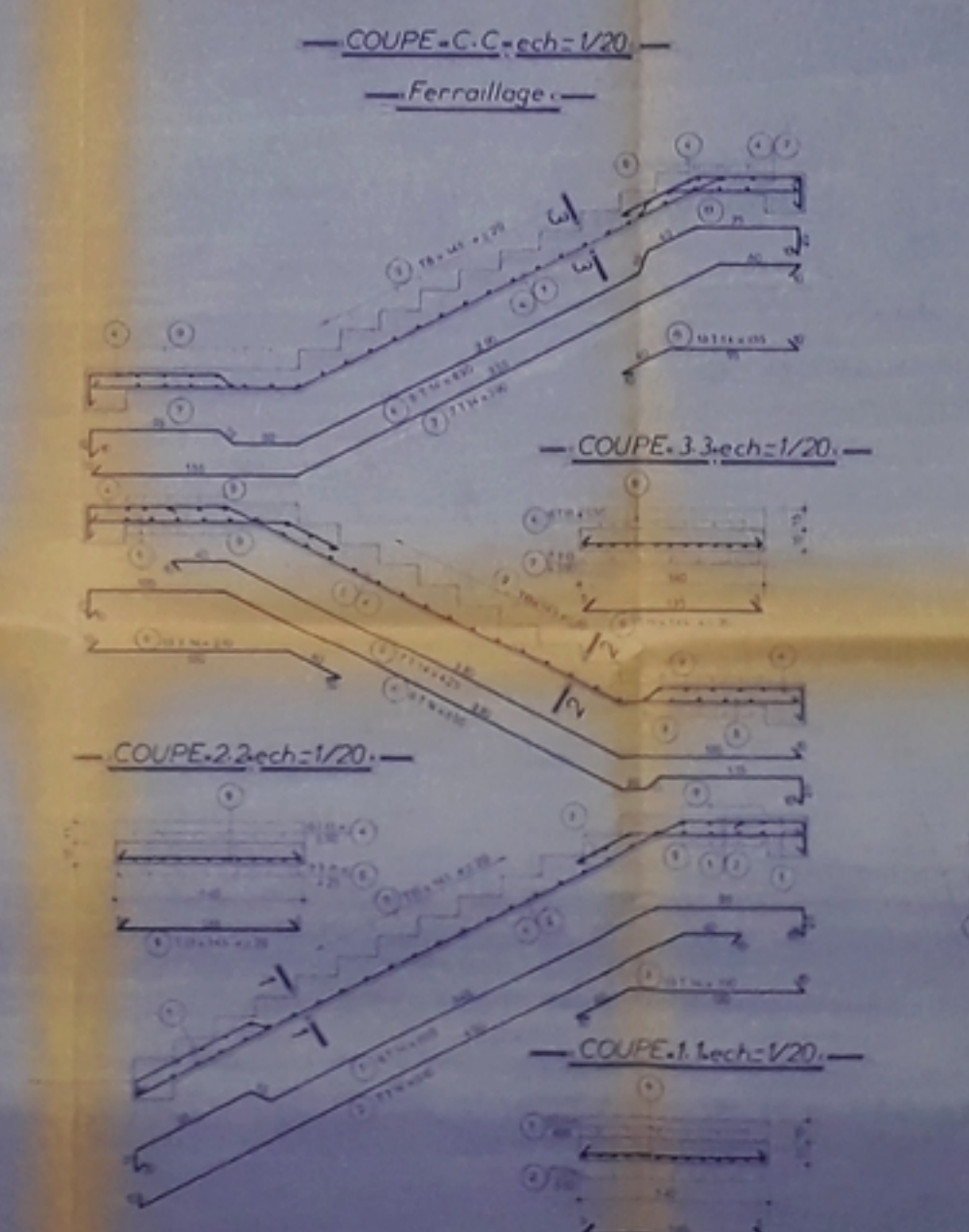
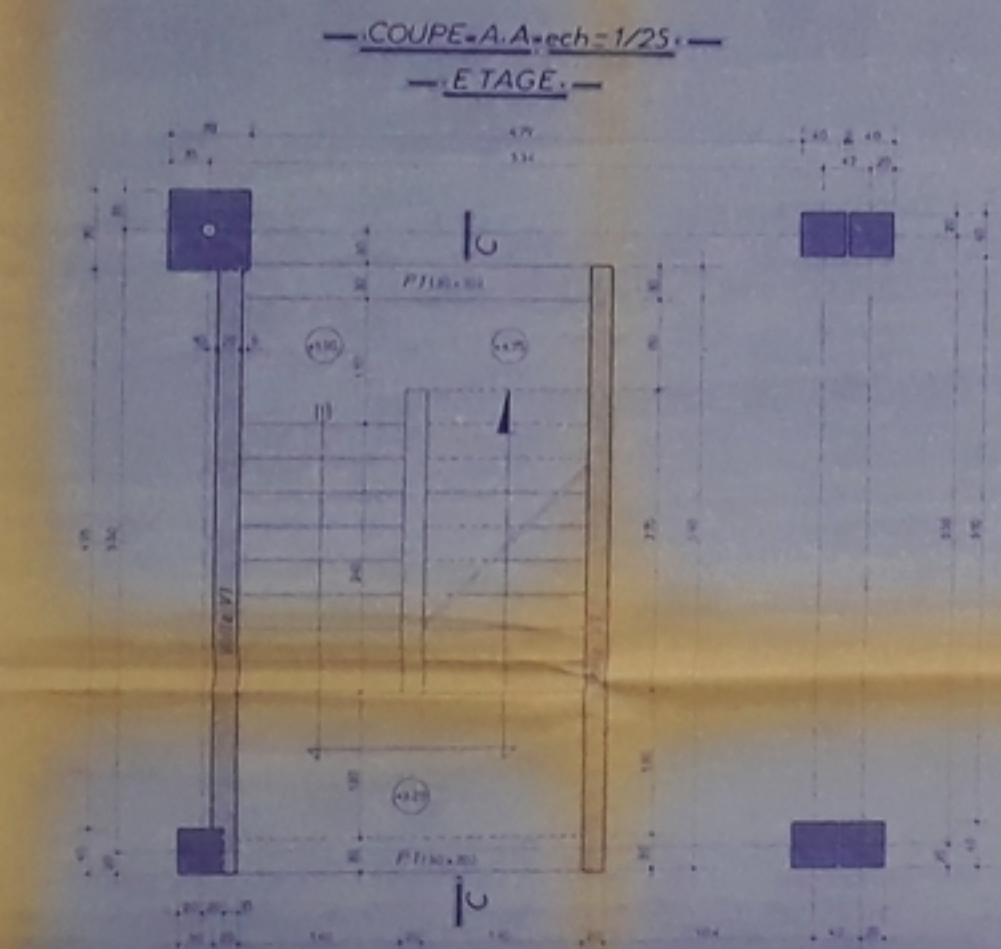
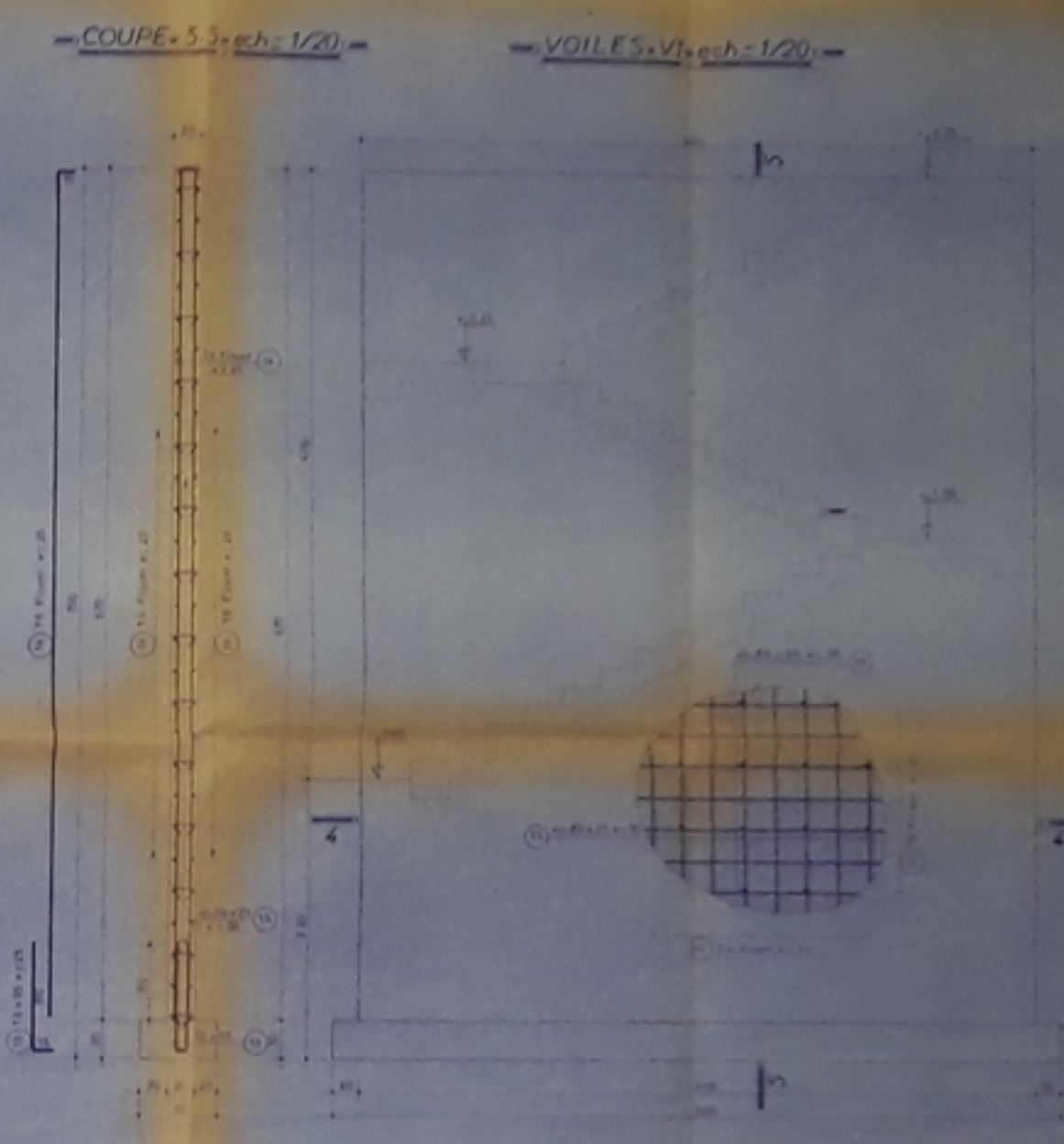
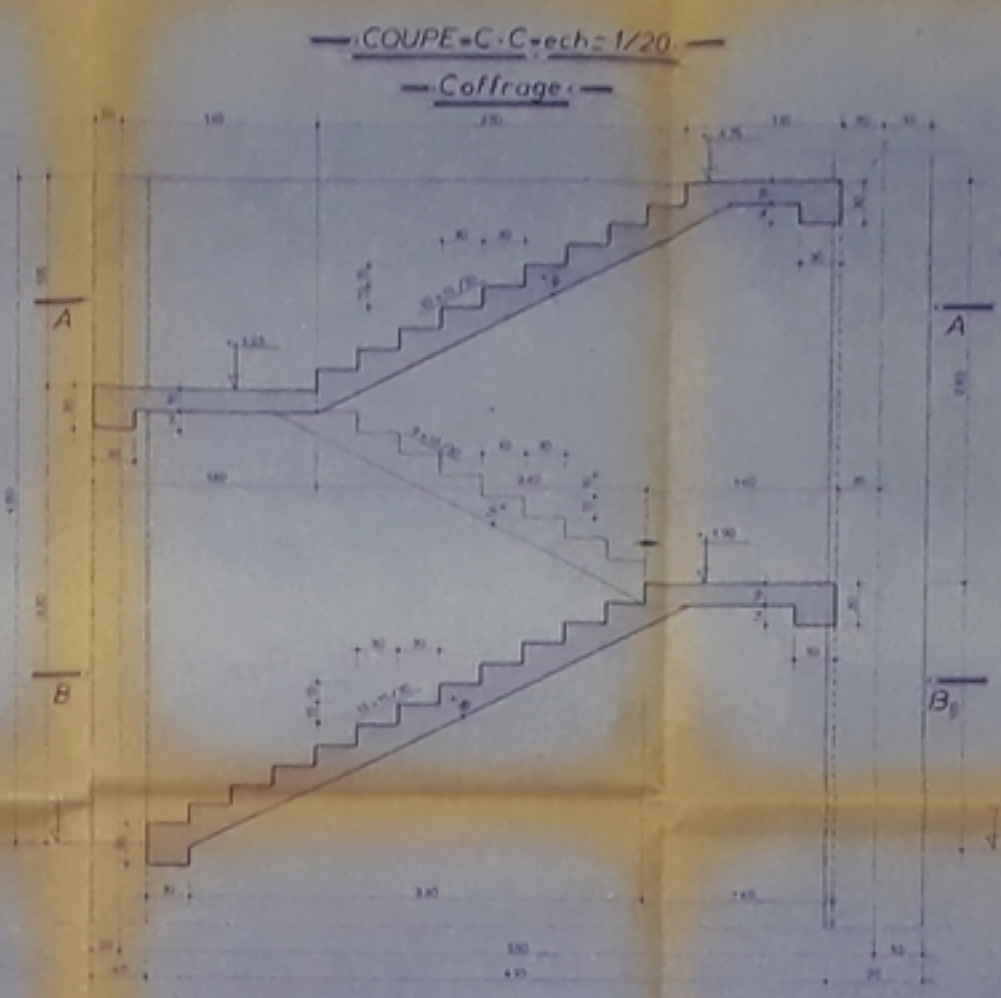
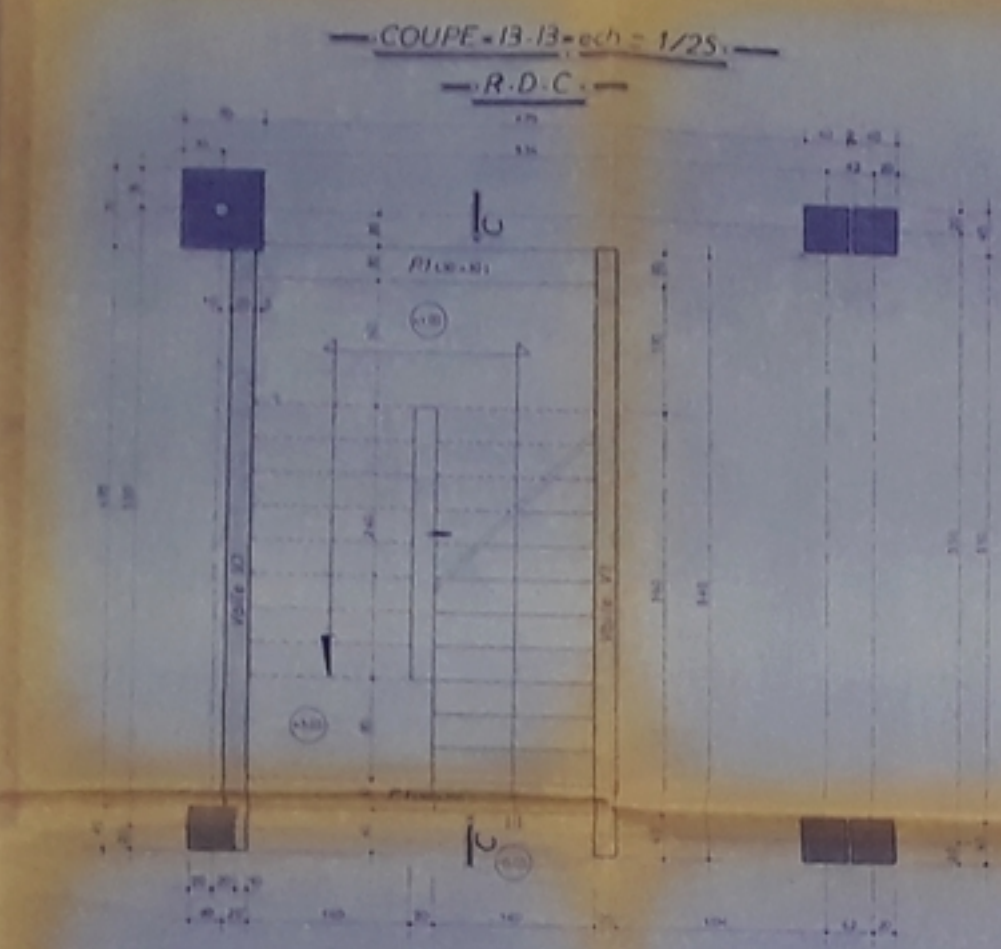


DETAIL A



VUE EN PLAN





Projet de fin d'Études

Foyer des jeunes de

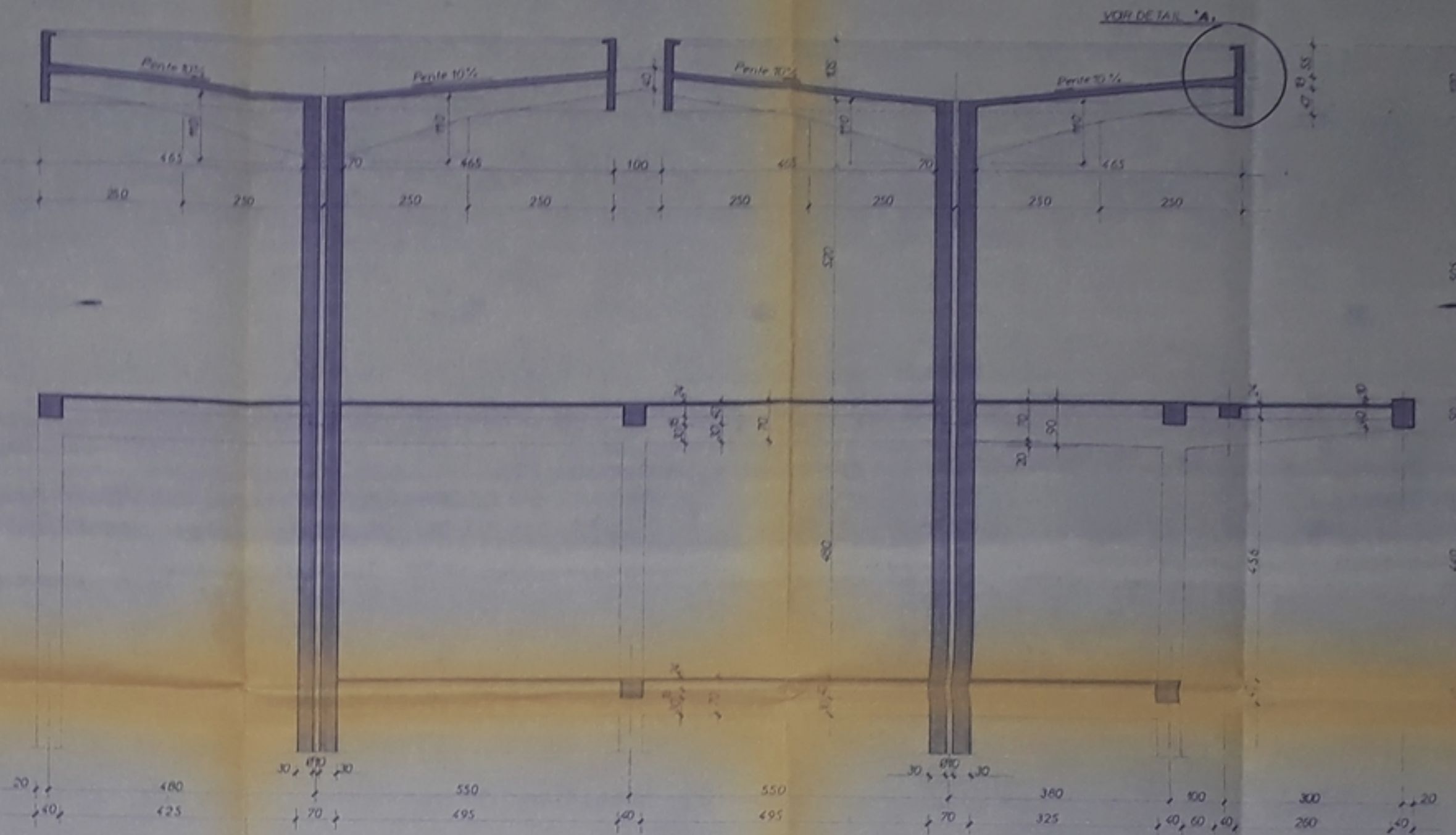
l'Université de Tizi Ouzou

Préparé par ELOHC Dessiné par M A Mohamed chef

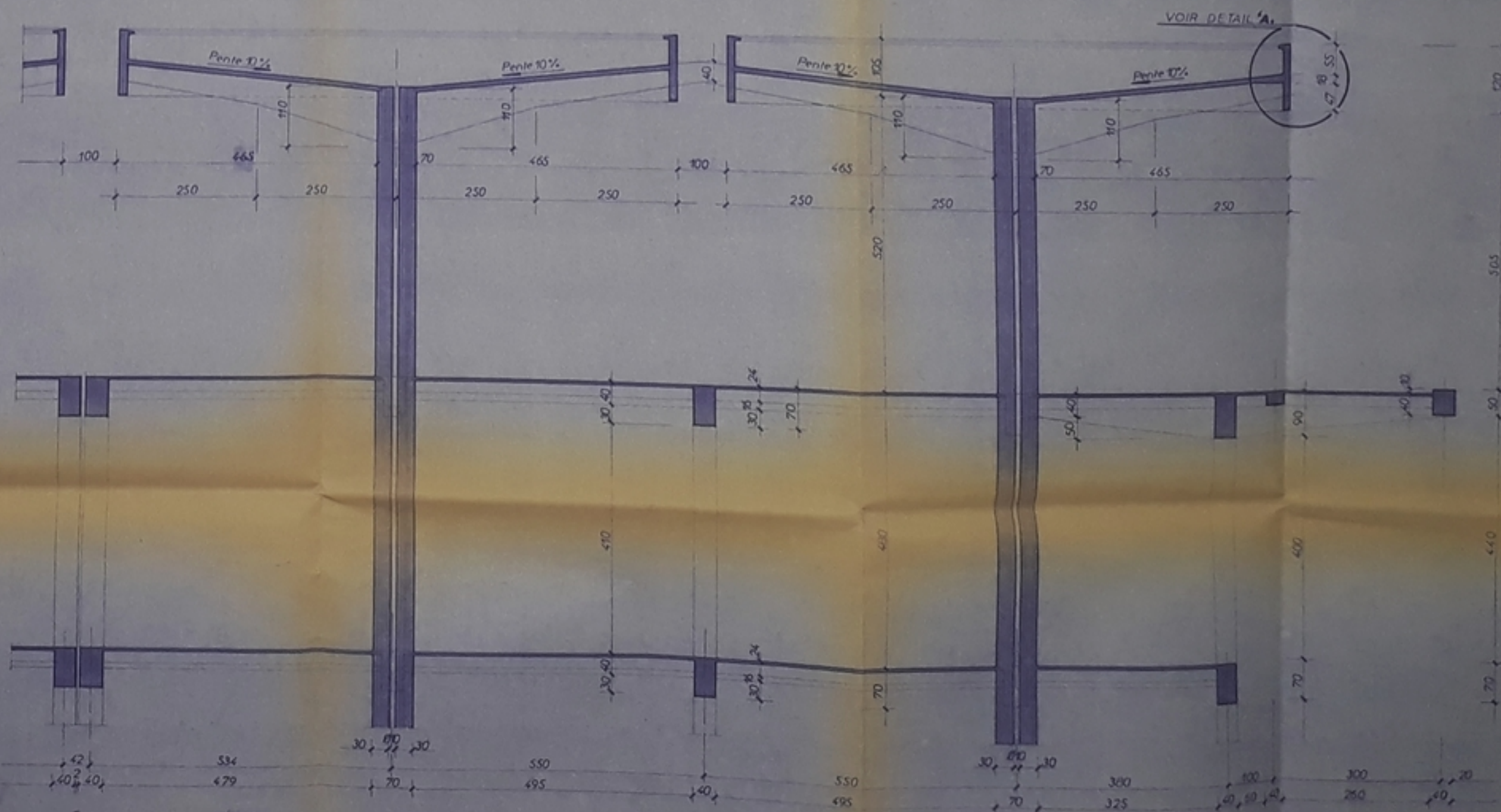
PLAN N°1
 ECHELLES: 1/50, 1/10
 Étudié par B Abalache M Gouha
 Dessiné par MIRAHI R
 TITRE DU PLAN
 PORTIQUES Types Alp Alp
 COFF

PROJAYO

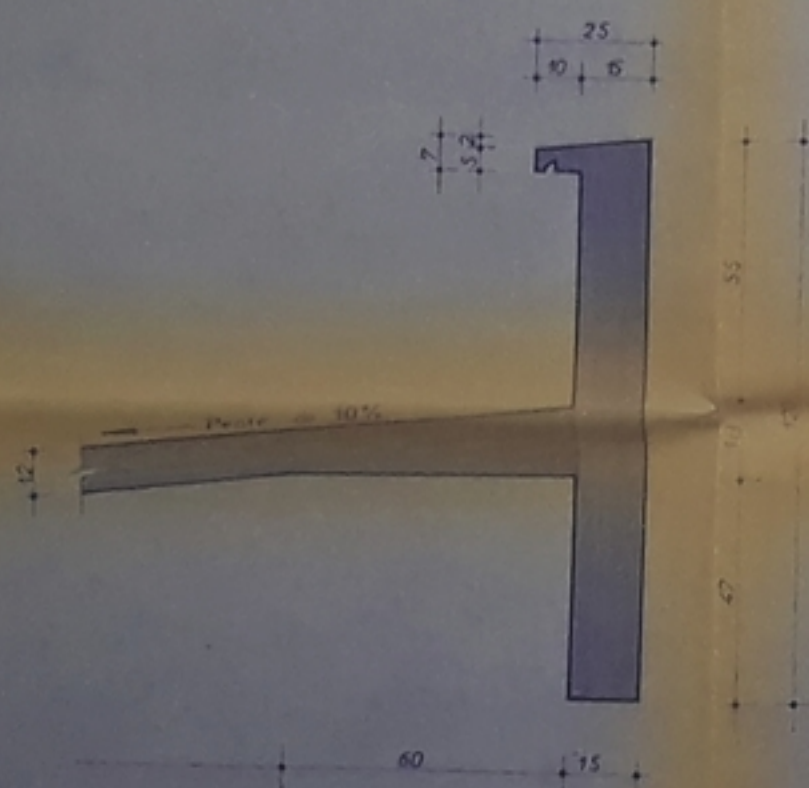
PORTIQUE TRANSVERSAL Alp



PORTIQUE LONGITUDINAL Alp

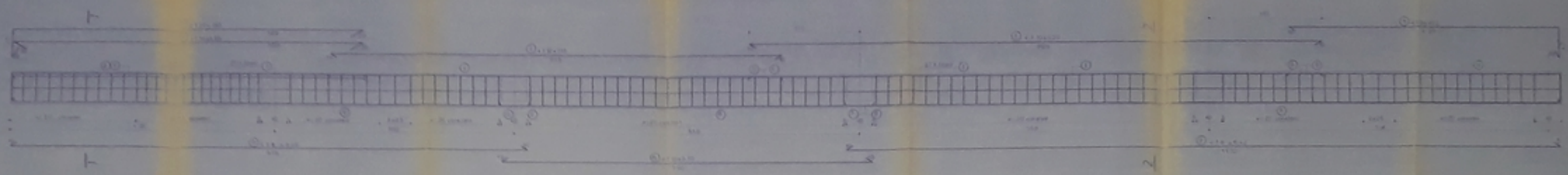


Détail 'A', ech: 1/10

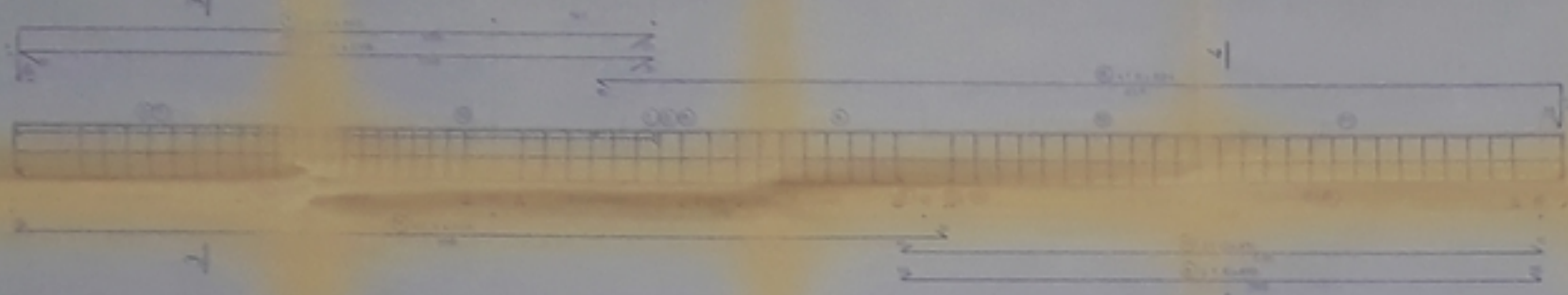


U.S. AIR FORCE
 OFFICE OF THE CHIEF OF STAFF
 AIR FORCE HEADQUARTERS
 WASHINGTON, D.C. 20330
 FORM NO. 10
 1-64
 (GPO)

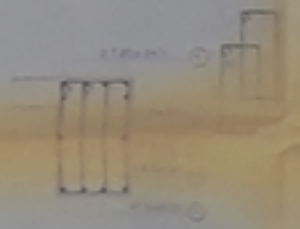
ПЧ 1



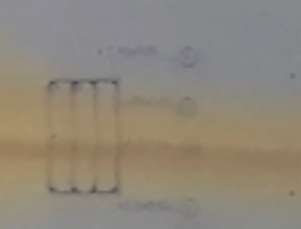
ПЧ 1



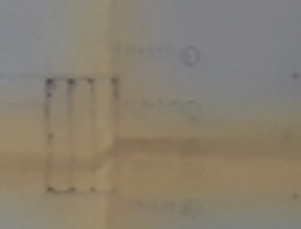
COUPE 1 1



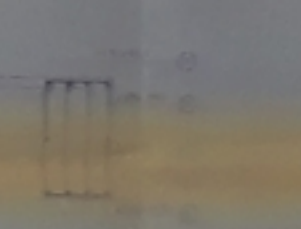
COUPE 2 2



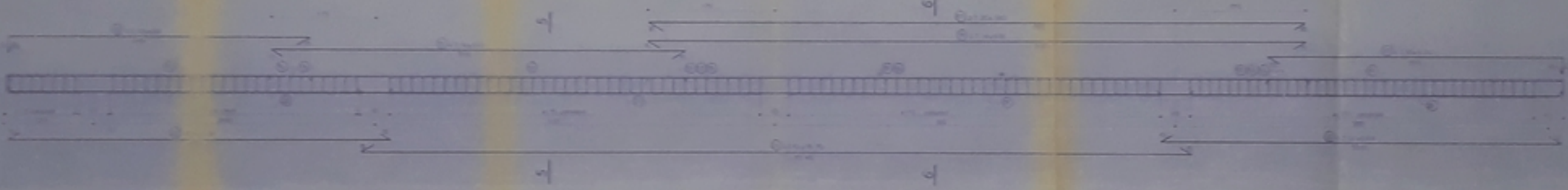
COUPE 3 3



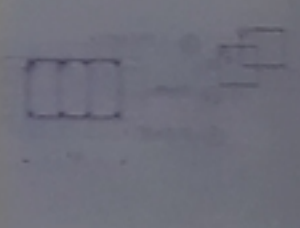
COUPE 4 4



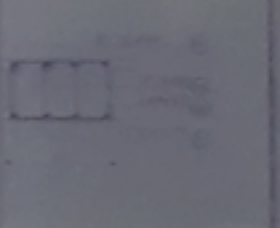
ПЧ 2



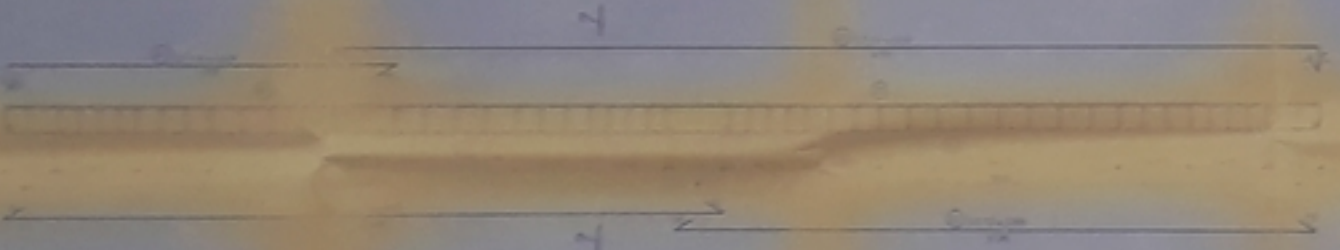
COUPE 5 5



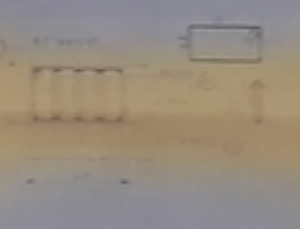
COUPE 6 6



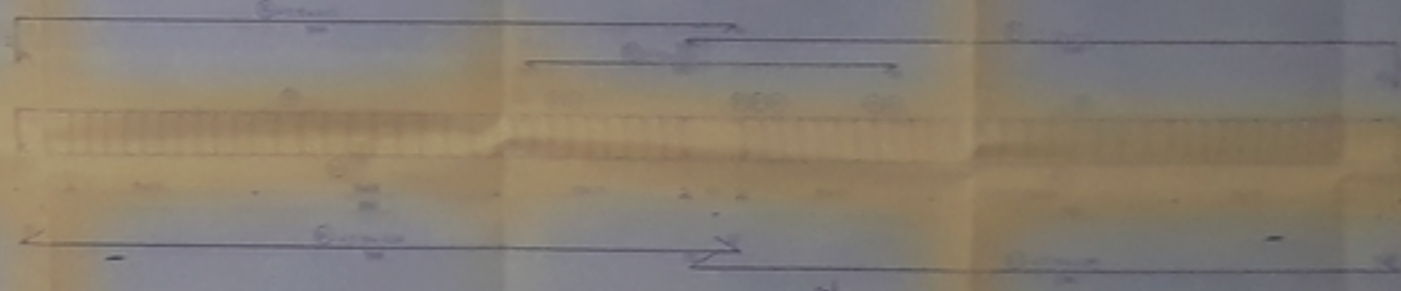
ПЧ 3



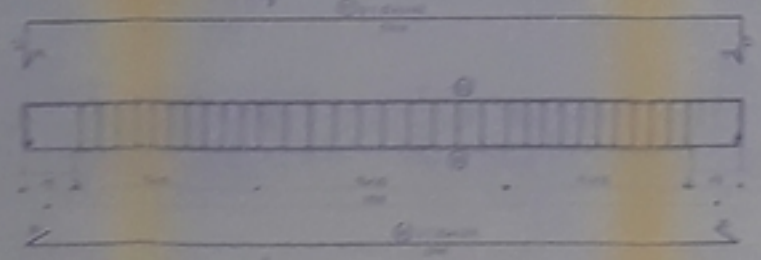
COUPE 7 7



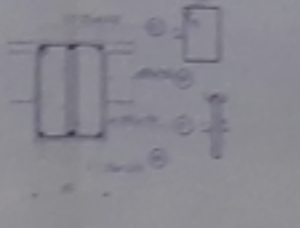
ПЧ 1



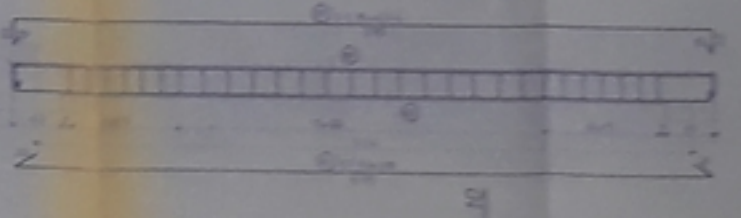
ПЧ 1



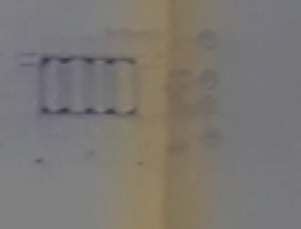
COUPE 8 8



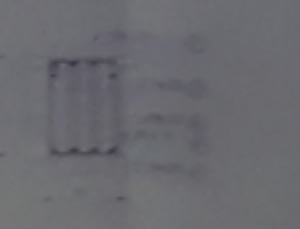
ПЧ 2



COUPE 9 9

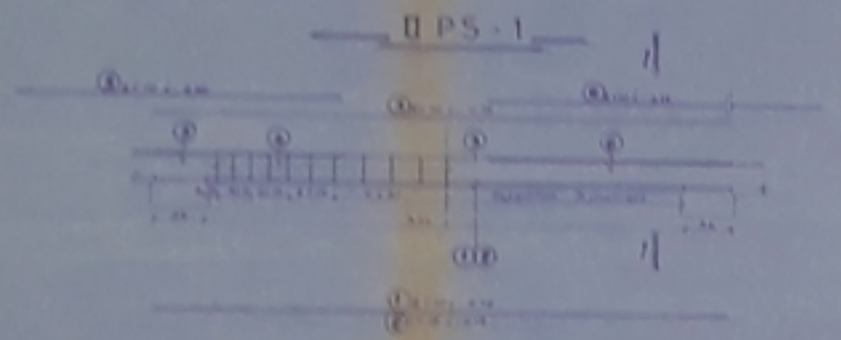


COUPE 1 1

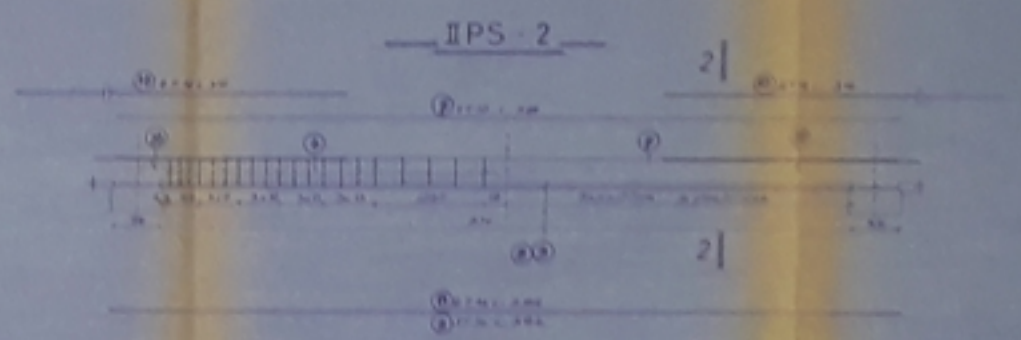


U.S.I.A.

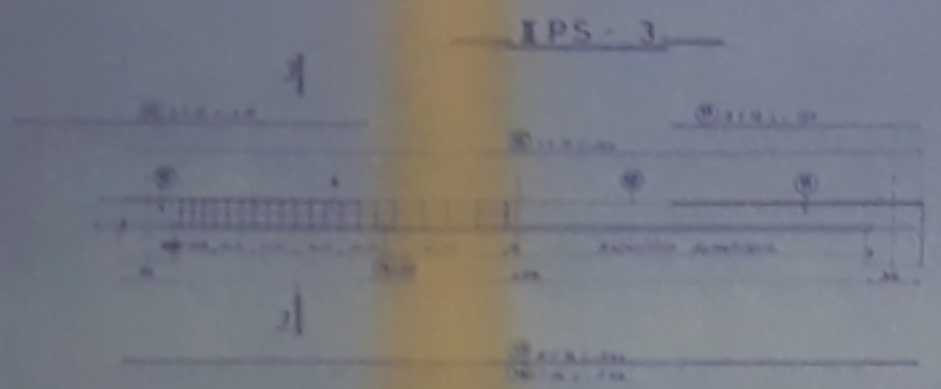
CONTROLLED
PLANNERS DIV
1 of 2



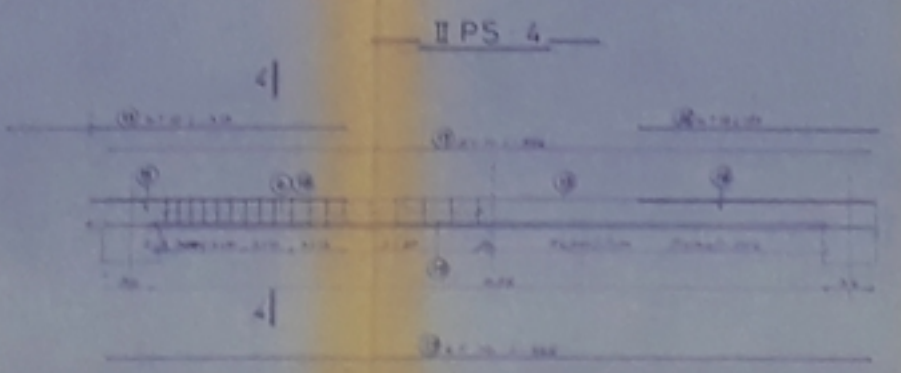
11
 11
 11
 11
 11



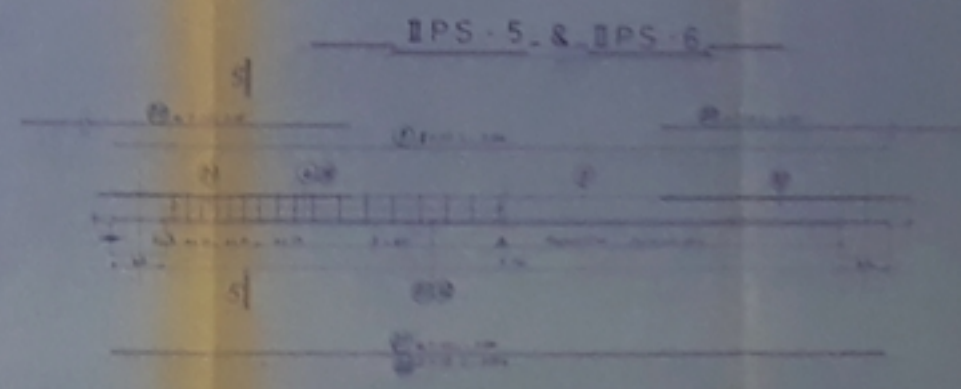
22
 22
 22
 22
 22



33
 33
 33
 33
 33



44
 44
 44
 44
 44



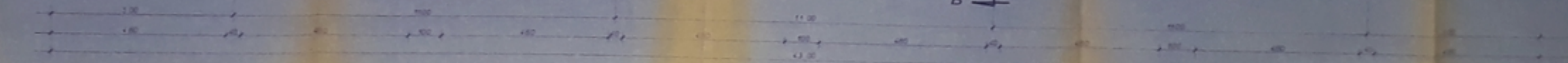
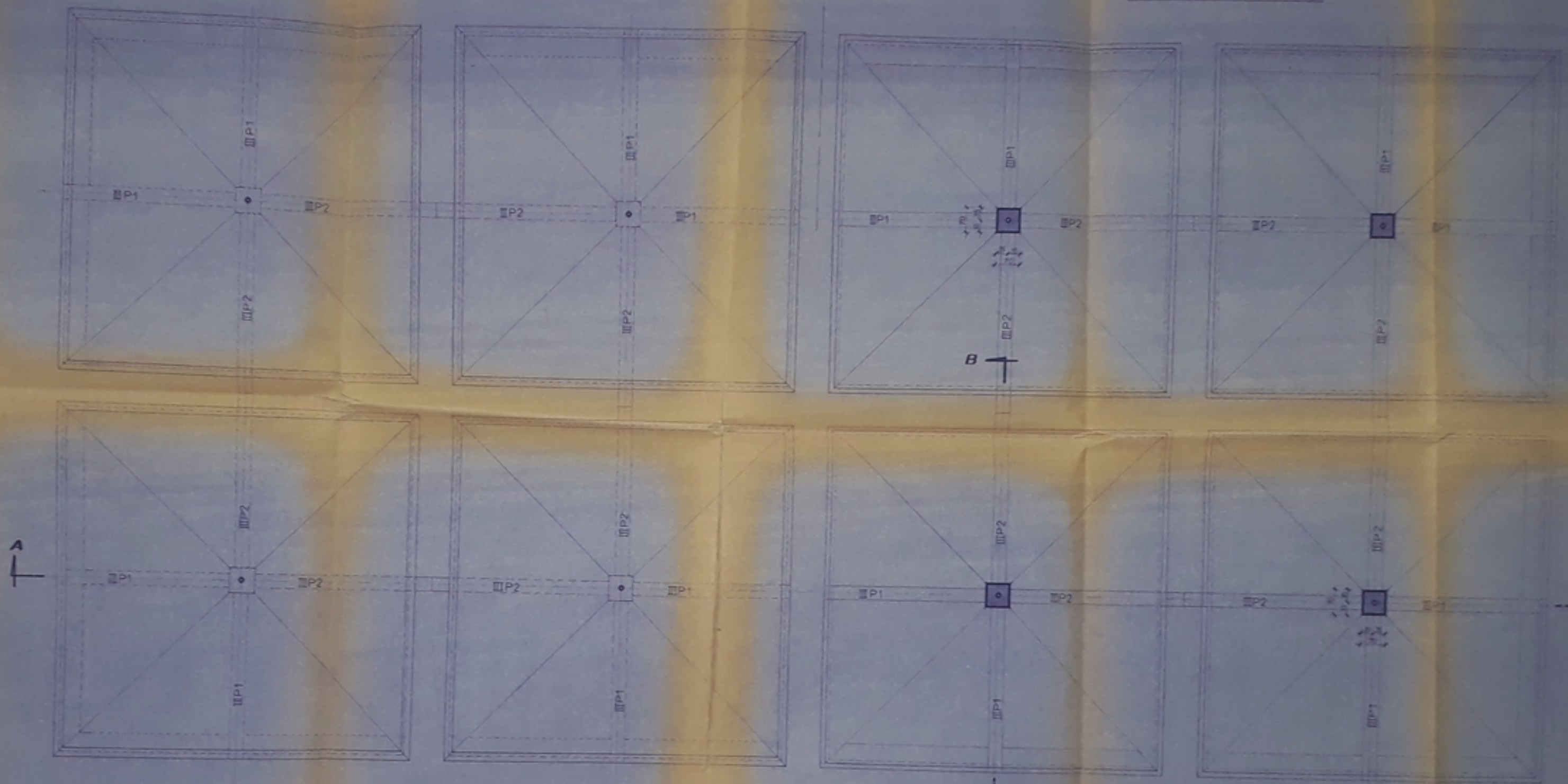
55
 55
 55
 55
 55

Nom de l'étudiant : _____
 Prénom : _____
 N° de l'ouvrage : _____
 Date de l'étude : _____
 Matière : _____
 Professeur : _____
 Dessiné par : M. ELABDI K.

Coiffage Terrasse

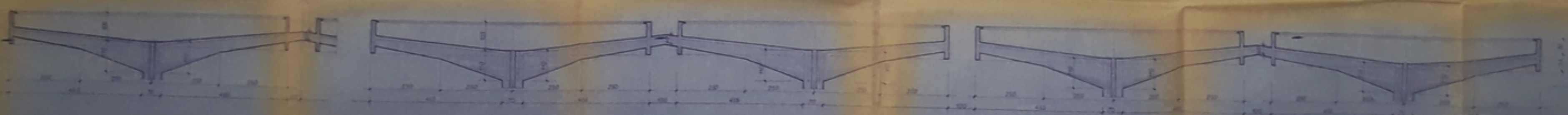
1/2 Vue en Plan Terrasse

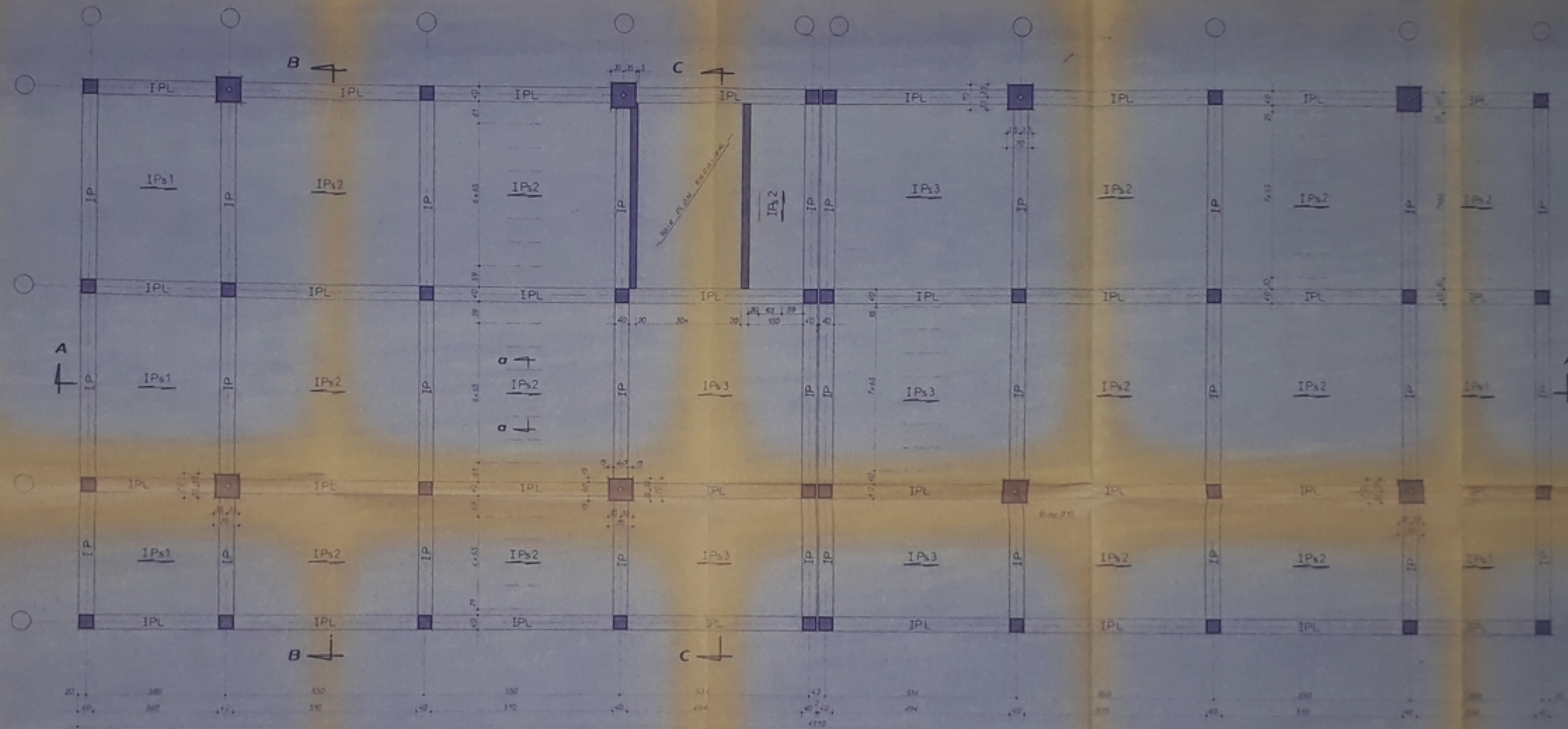
1/2 Vue Plancher Terrasse



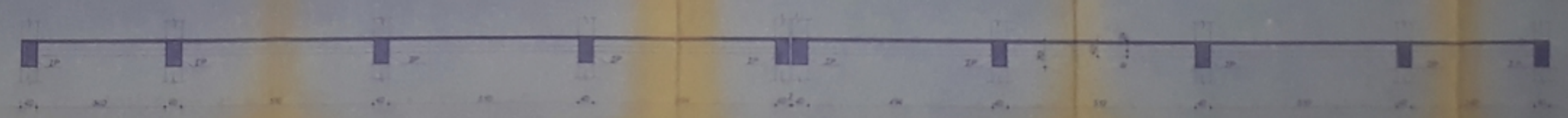
COUPE BB

COUPE AA

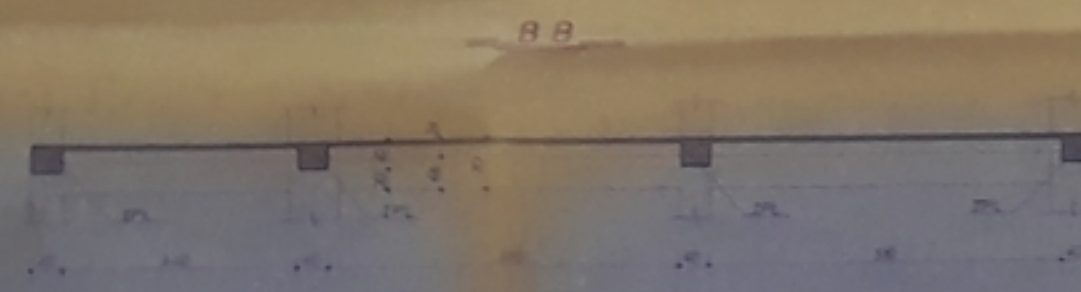




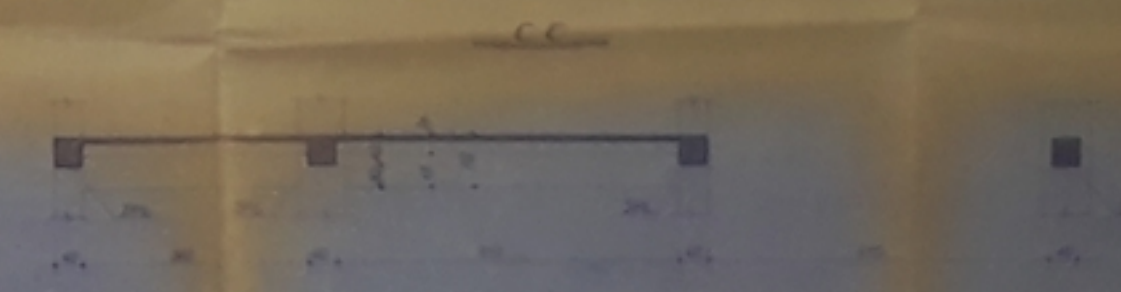
Coupe A A



Coupe B B



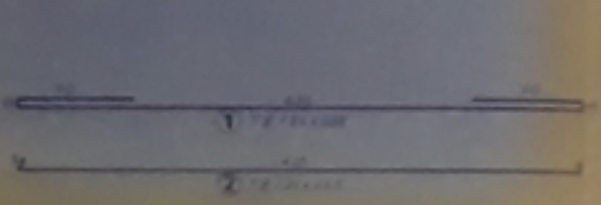
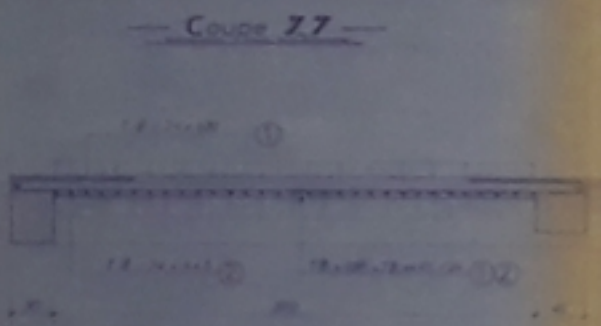
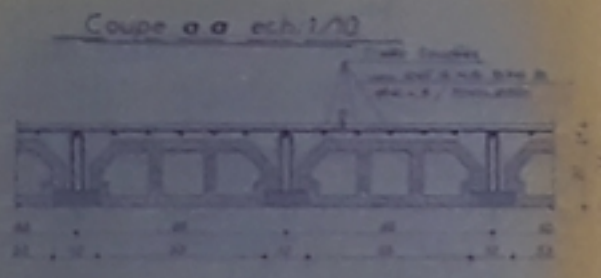
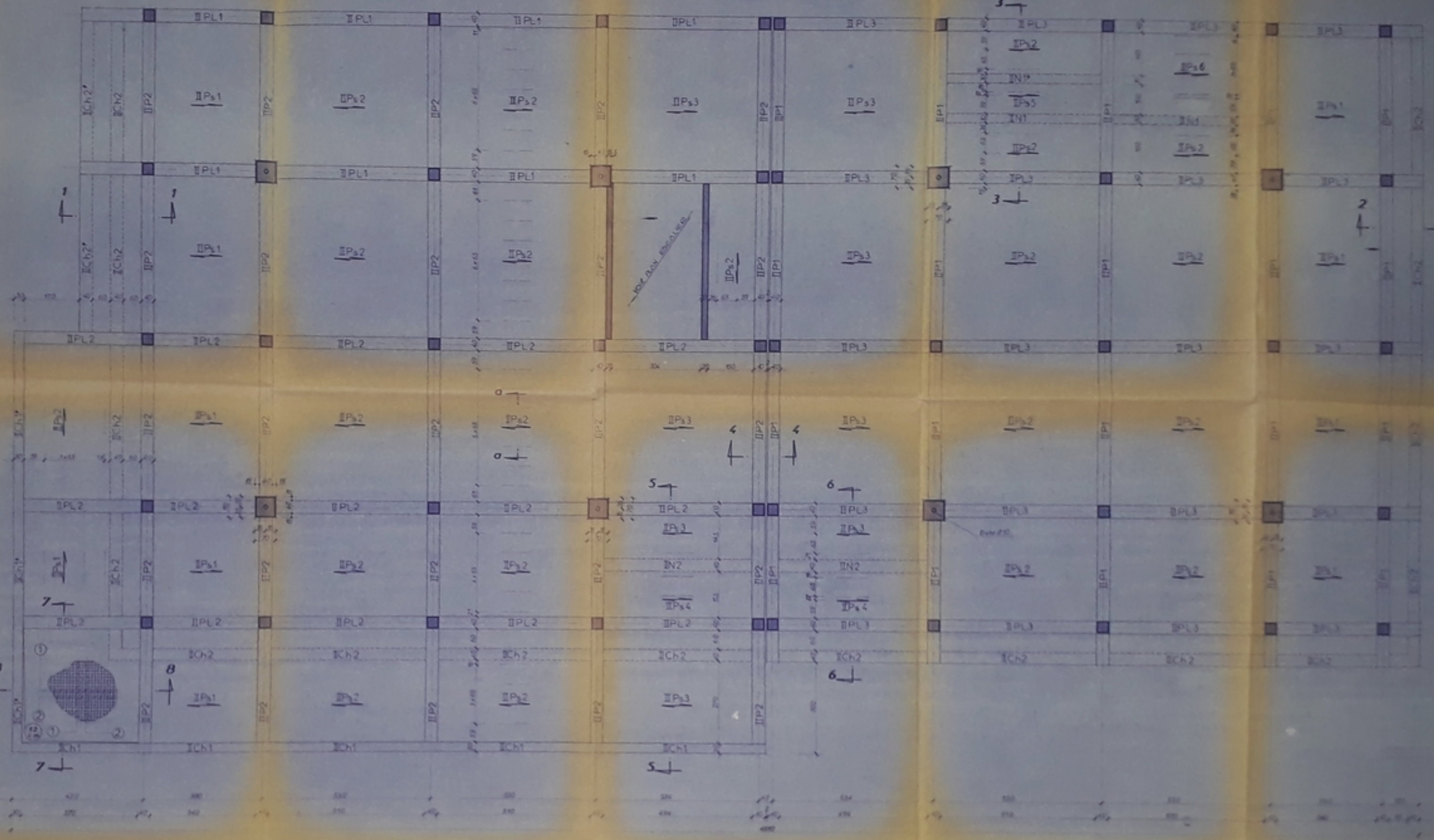
Coupe C C



Coupe aa ech 1/10



UNIVERSITÉ NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL
 Page de No. 1 Etage
 Date de la Revue de
 Université de la O
 N.A.M.
 Plancher Etage
 COF
 Forming Date
 Dessiné par M. M. N.



COUPES

-6.6-

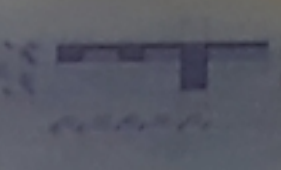
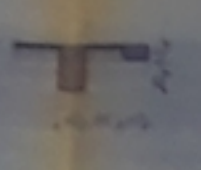
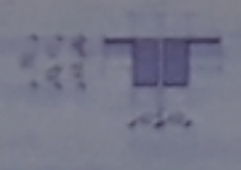
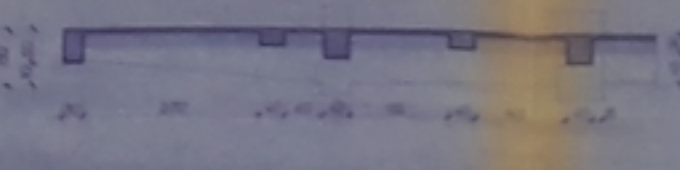
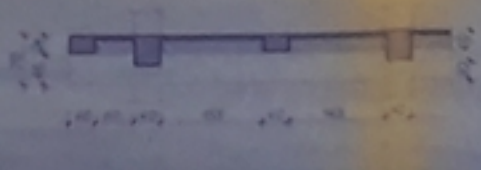
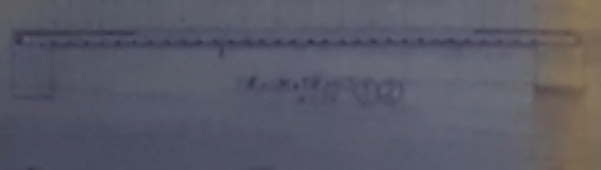
-5.5-

-4.4-

-3.3-

-2.2-

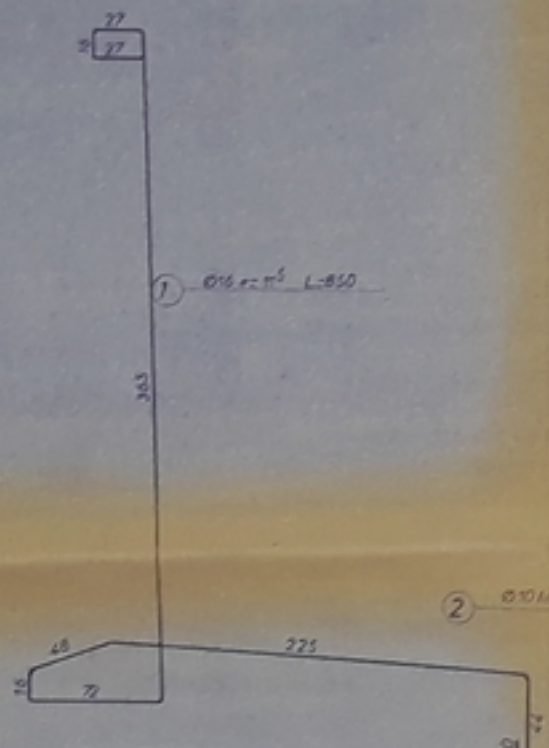
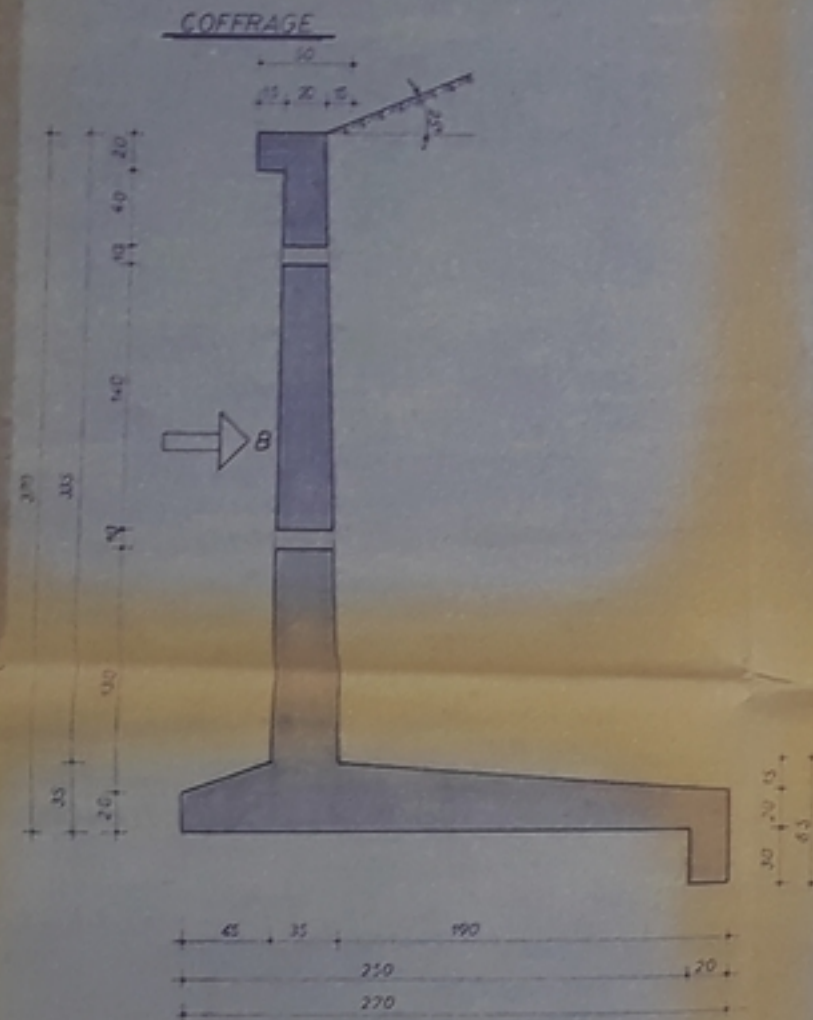
-1.1-



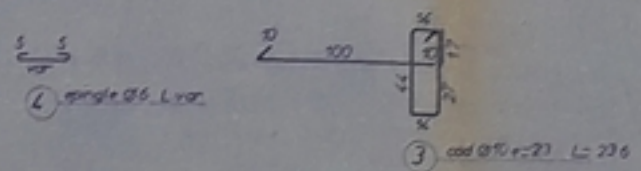
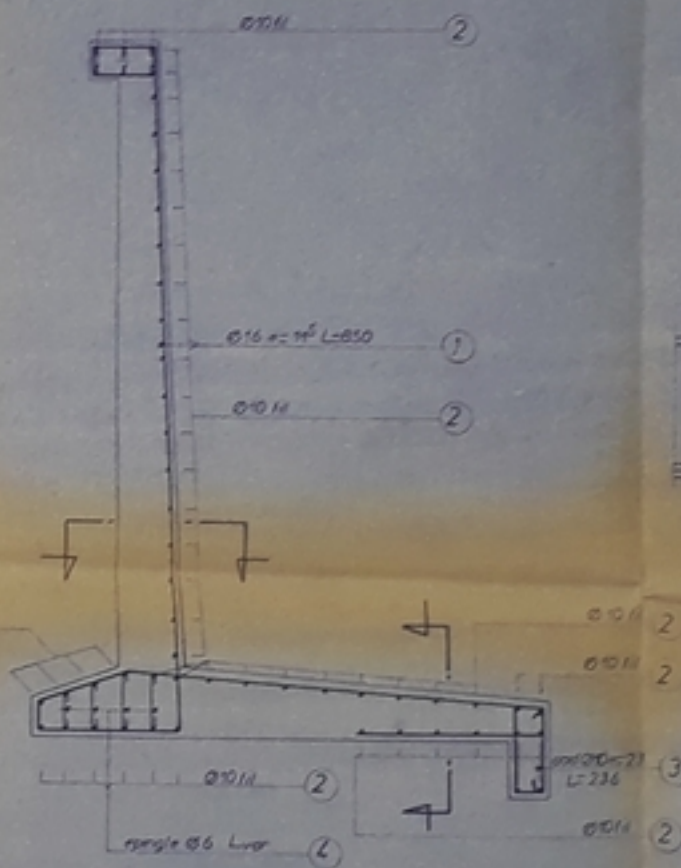
Préparé par M. A. M. ...	Dirigé par M. A. M. ...
TITRE DU PLAN	
MUR DE SOUTÈNEMENT	
Date de l'œuvre : ...	
Date de l'étude : ...	
Date de la construction : ...	

MUR DE SOUTÈNEMENT

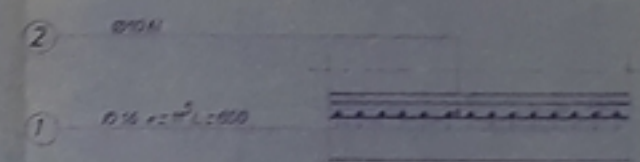
COUPE AA ech 1/20^{ème}



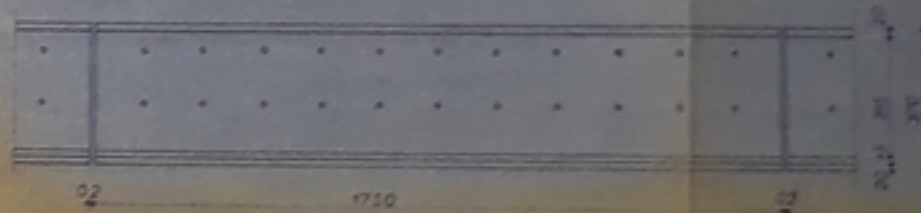
FERRAILLAGE



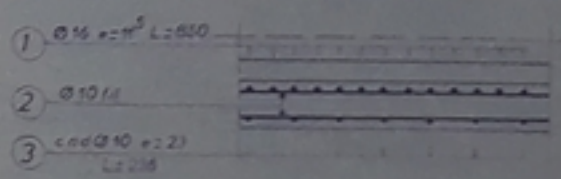
COUPE a-a ech 1/20^{ème}



VUE EN SENS B ech 1/10^{ème}

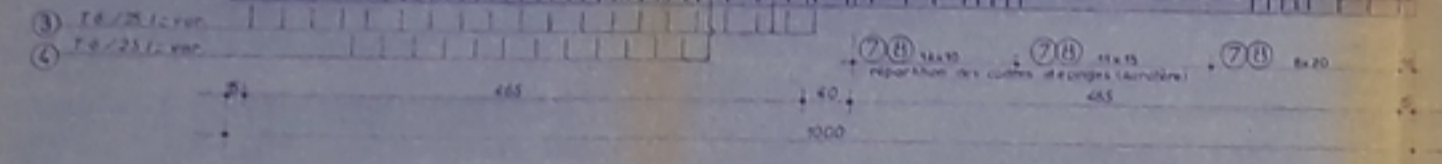
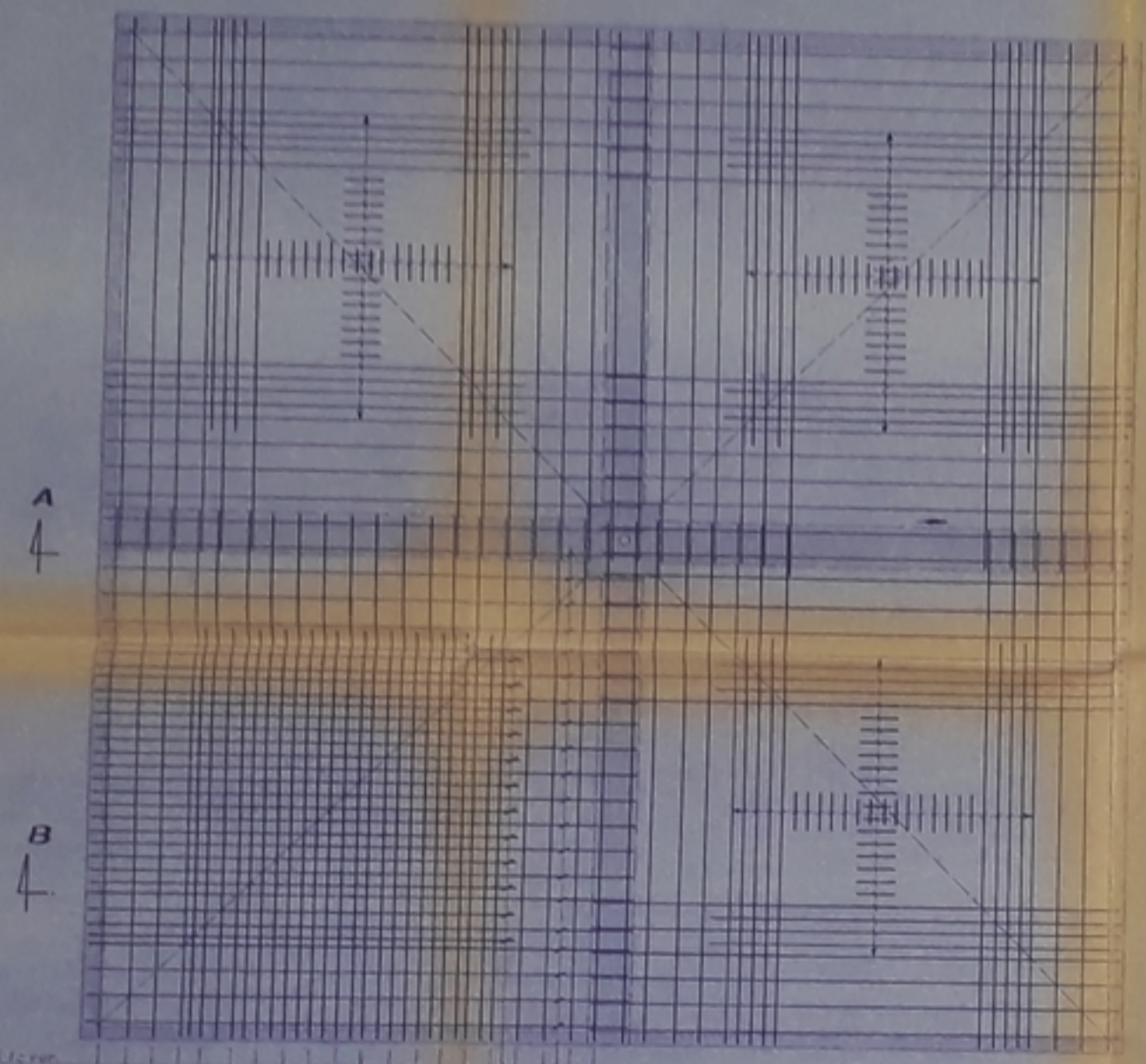


COUPE b-b ech 1/20^{ème}



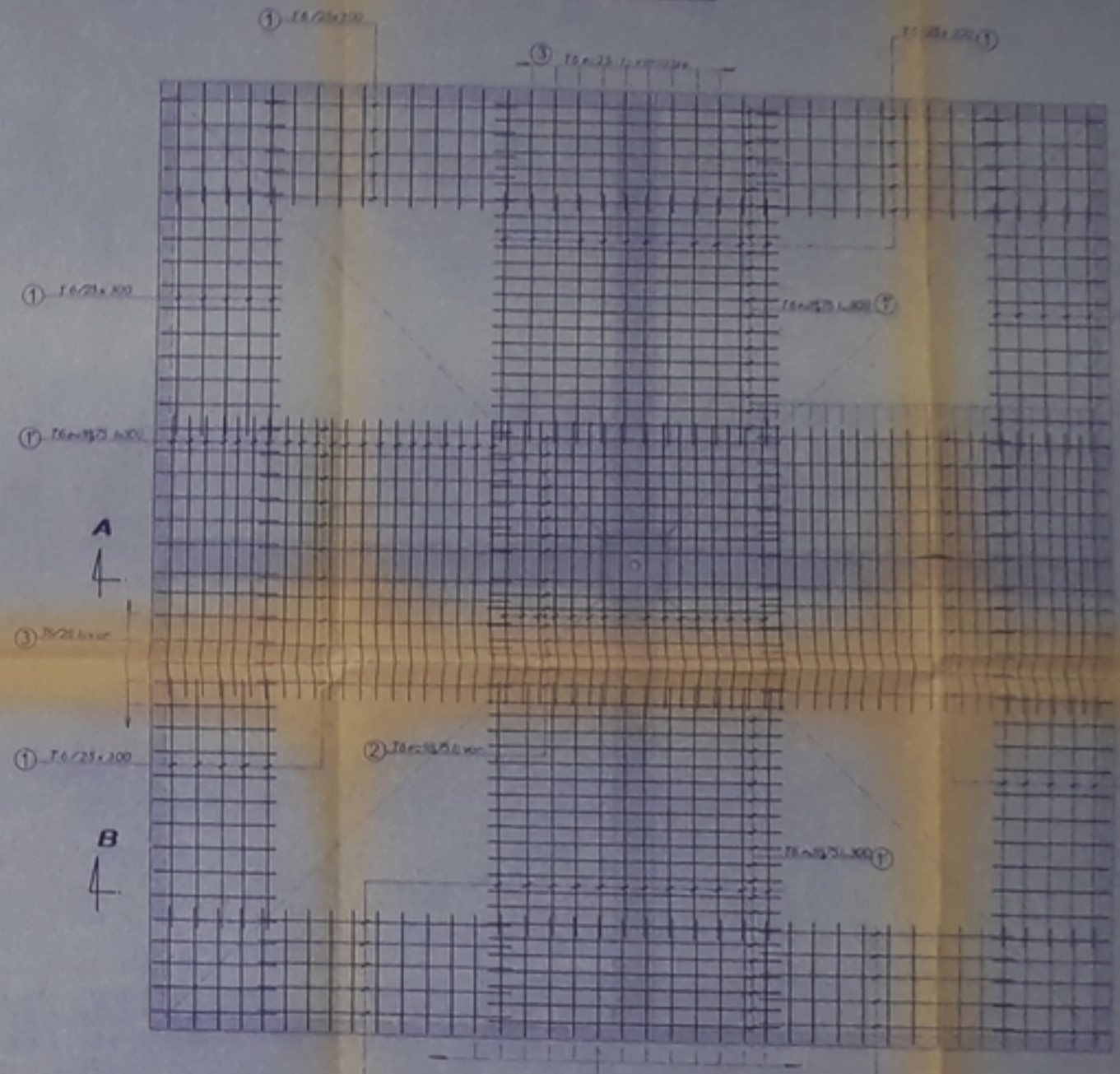
24.

Nappe Inférieure

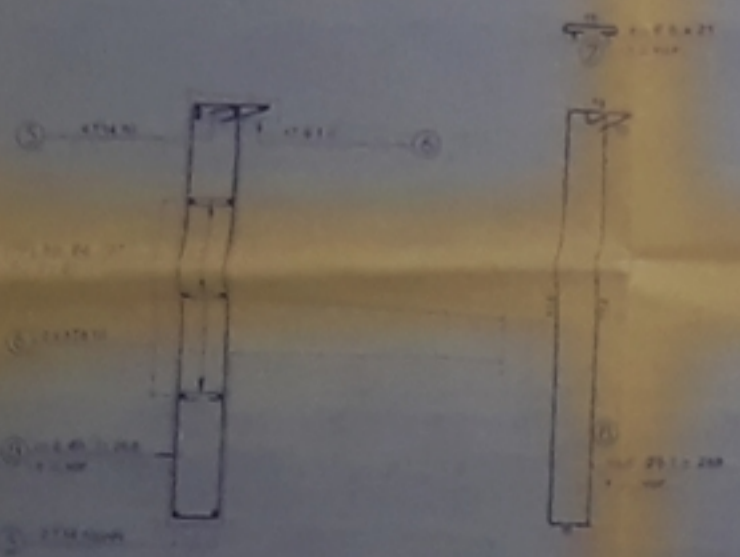


Ferailage de la Dalle

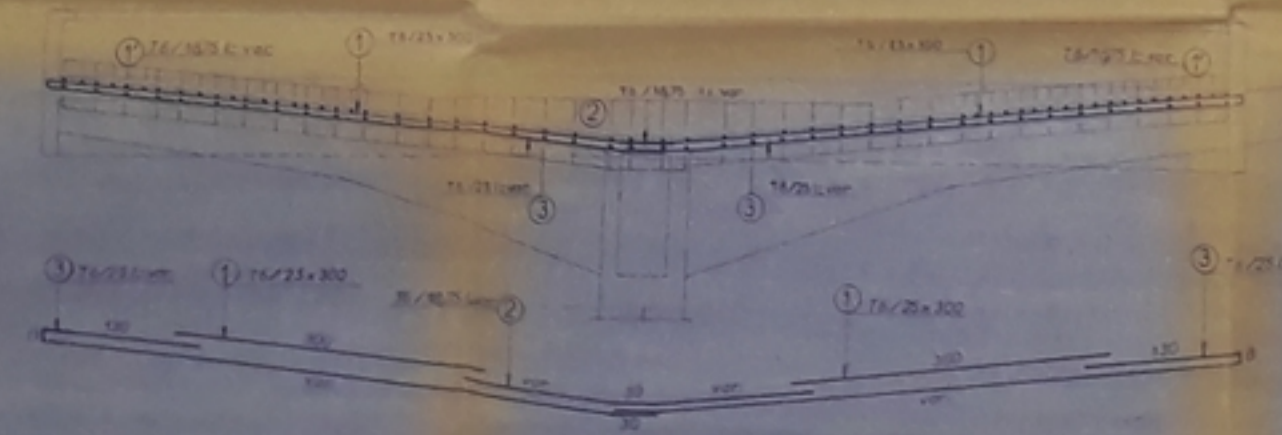
Nappe Supérieure



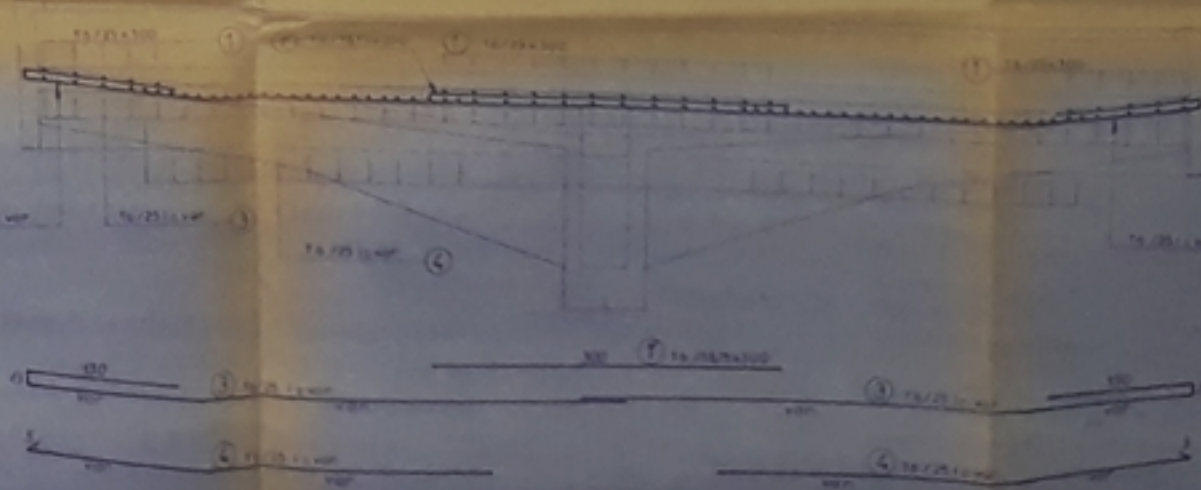
Acrotère Ferr Ech 1/10



Coupe A A



Coupe B B



UNIVERSITÉ NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Projet de fin d'études

Foyer des jeunes de

Université de la Côte d'Ivoire

Dessiné par M.A.H.

Plan N° 1

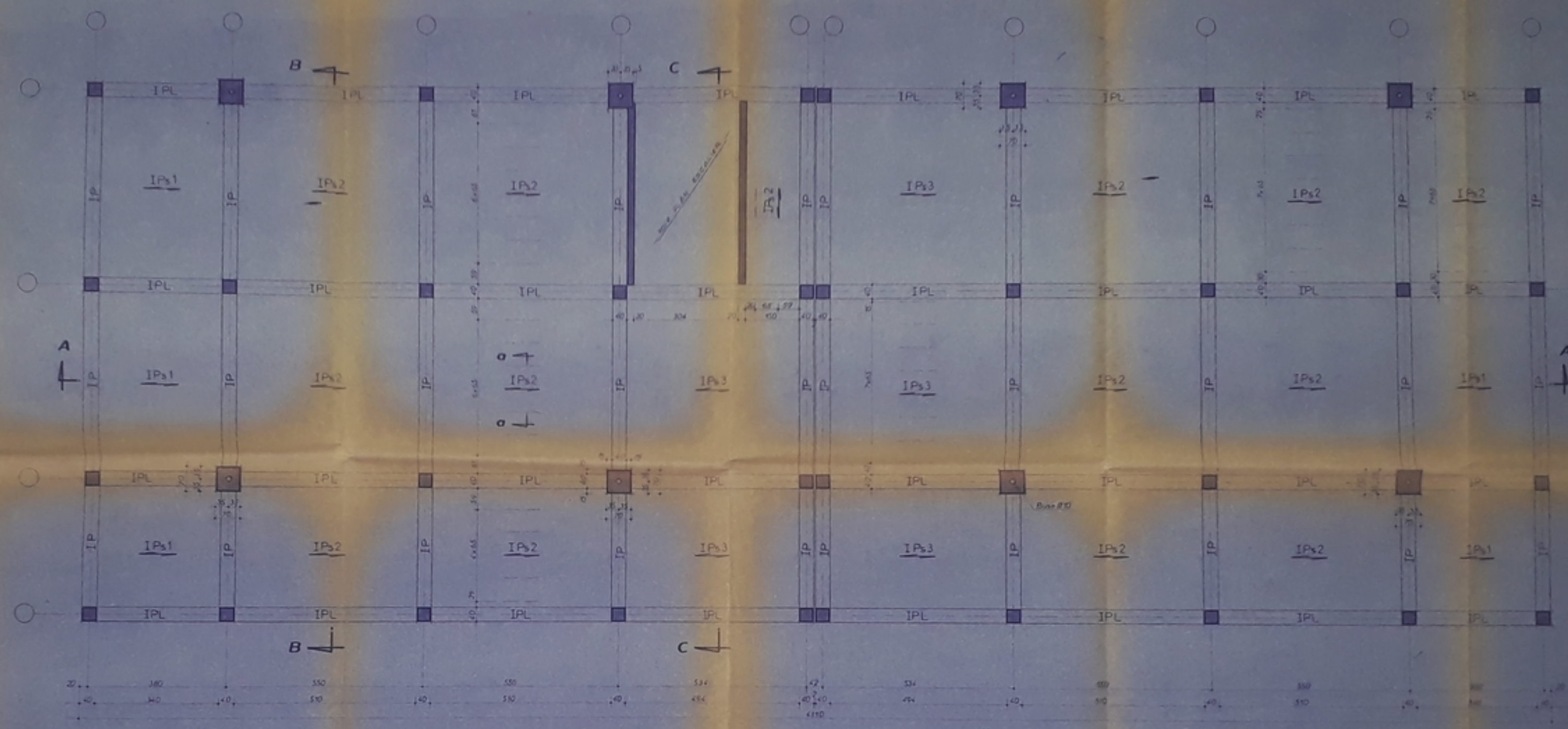
Échelle 1/50

Dessiné par M.A.H.

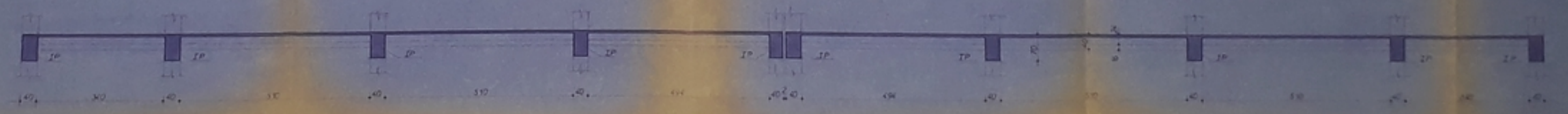
Plancher bas 1er Niveau

COFF

Dessiné par M.A.H.



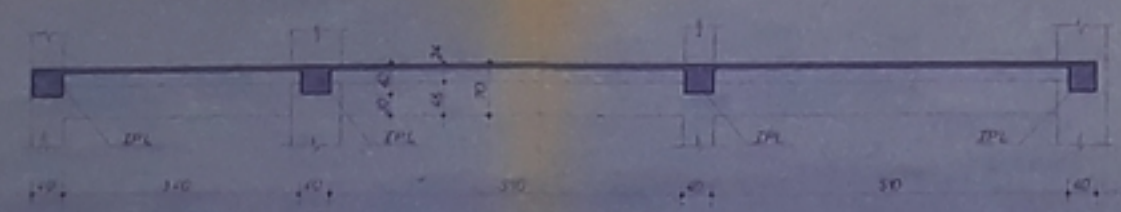
Coupe AA



Coupe aa éch. 1/10

Coupes

BB



CC

