

وزارة التعليم و البحث العلمي  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

200

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: GENIE CIVIL

200 Sans planche.

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ETUDE D'UNE TOUR R+9  
A USAGE D'HABITATION  
EN VOILES PORTEURS .

11 PLANCHES

Proposé par :

C.T.C.

Etudié par :

Mohamed BOUCHELLAL

Djamel-eddine LAIB

Dirigé par :

Mr HAFIDI

PROMOTION : JANVIER 87

# REMERCIEMENTS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

NOUS TENONS A REMERCIER NOTRE PROMOTEUR  
MONSIEUR HAFIDI POUR SON SUIVI, SON AIDE ET SES  
CONSEILS QU'IL NOUS A PRODIGUE LE LONG DU SEMESTRE.

NOUS TENONS A REMERCIER AUSSI TOUT LE PERSONNEL DU  
C.T.C. QUI NOUS A FACILITE NOTRE TRAVAIL, NOTAMMENT  
MONSIEUR FARCI, NOTRE PROMOTEUR AU C.T.C. AINSI  
QU'AUX MESSIEURS KERATI, KACHA ET YAVARY QUI ONT  
CONTRIBUE A LA BONNE MARCHE DE CE PROJET.

NOUS EXPRIMONS NOTRE PROFONDE GRATITUDE POUR  
MONSIEUR OUAZIT NOURREDDINE POUR SES ENCOURAGEMENTS  
ET SES MULTIPLES SERVICES RENDUS.

NOS REMERCIEMENTS VONT EGALEMENT A TOUS NOS  
ENSEIGNANTS ET ENSEIGNANTES QUI ONT CONTRIBUE A  
NOTRE FORMATION.

# DEDICACES

C'EST AVEC JOIE QUE JE DEDIE CE PROJET DE FIN  
D'ETUDES A :

- MA MERE
- MON PERE
- MES FRERES ET SOEURS
- TOUTE MA GRANDE FAMILLE ET PLUS  
PARTICULIEREMENT A AMINE ET HAMZA.

Djamel-Eddine LAIB

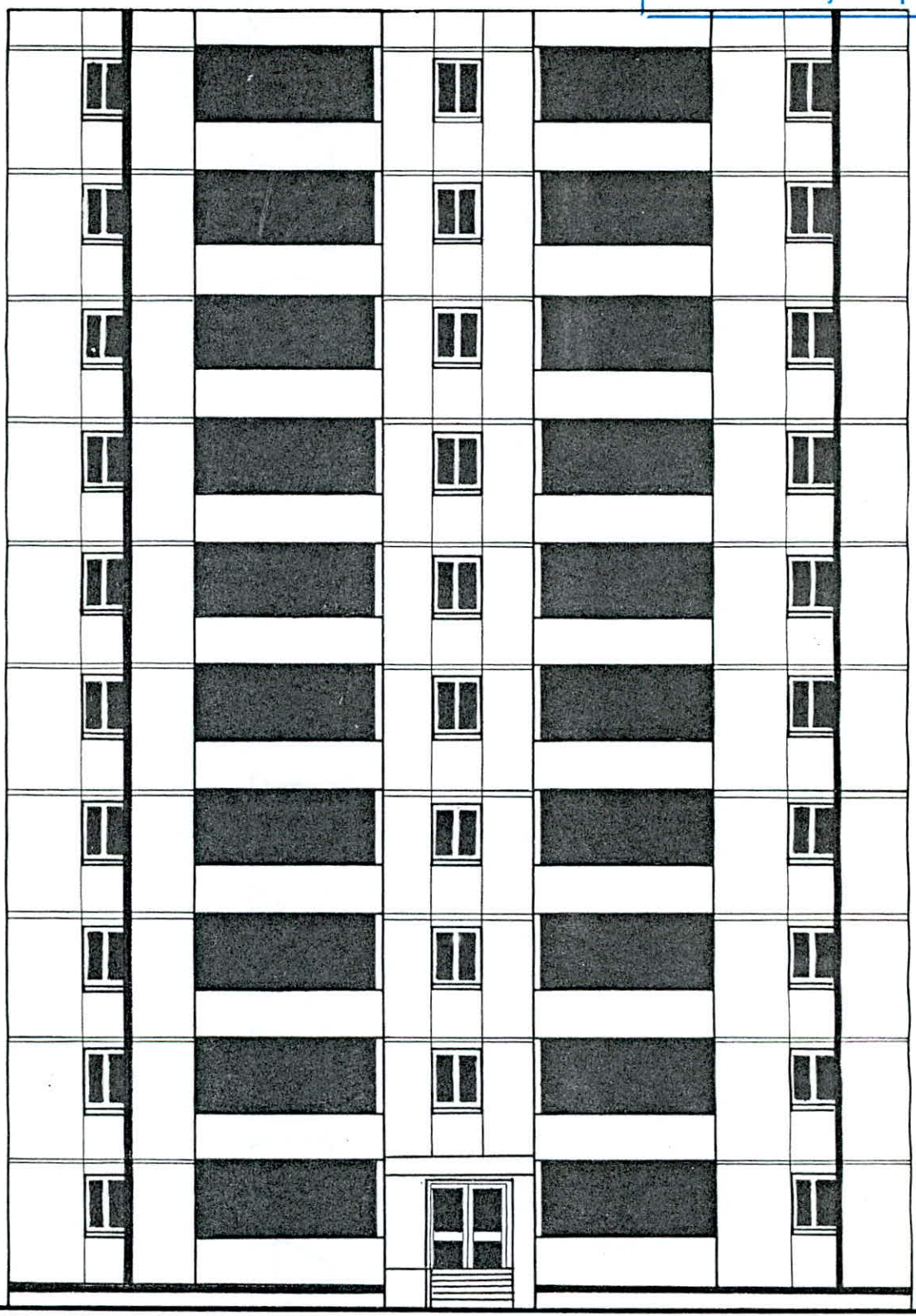
C'EST AVEC JOIE QUE JE DEDIE CE PROJET DE FIN  
D'ETUDES A :

- MA MERE
- MON PERE
- MES FRERES ET SOEURS
- A HAMID AINSI QUE SA PETITE FAMILLE
- A TOUS MES NEVEUX ET NIECES ENTRE AUTRES :  
"YOUCEF - LINDA - ABDELLAH et ABDENOUR"
- A TOUS MES AMIS ET COLLEGUES

Mohamed BOUCHELLAL

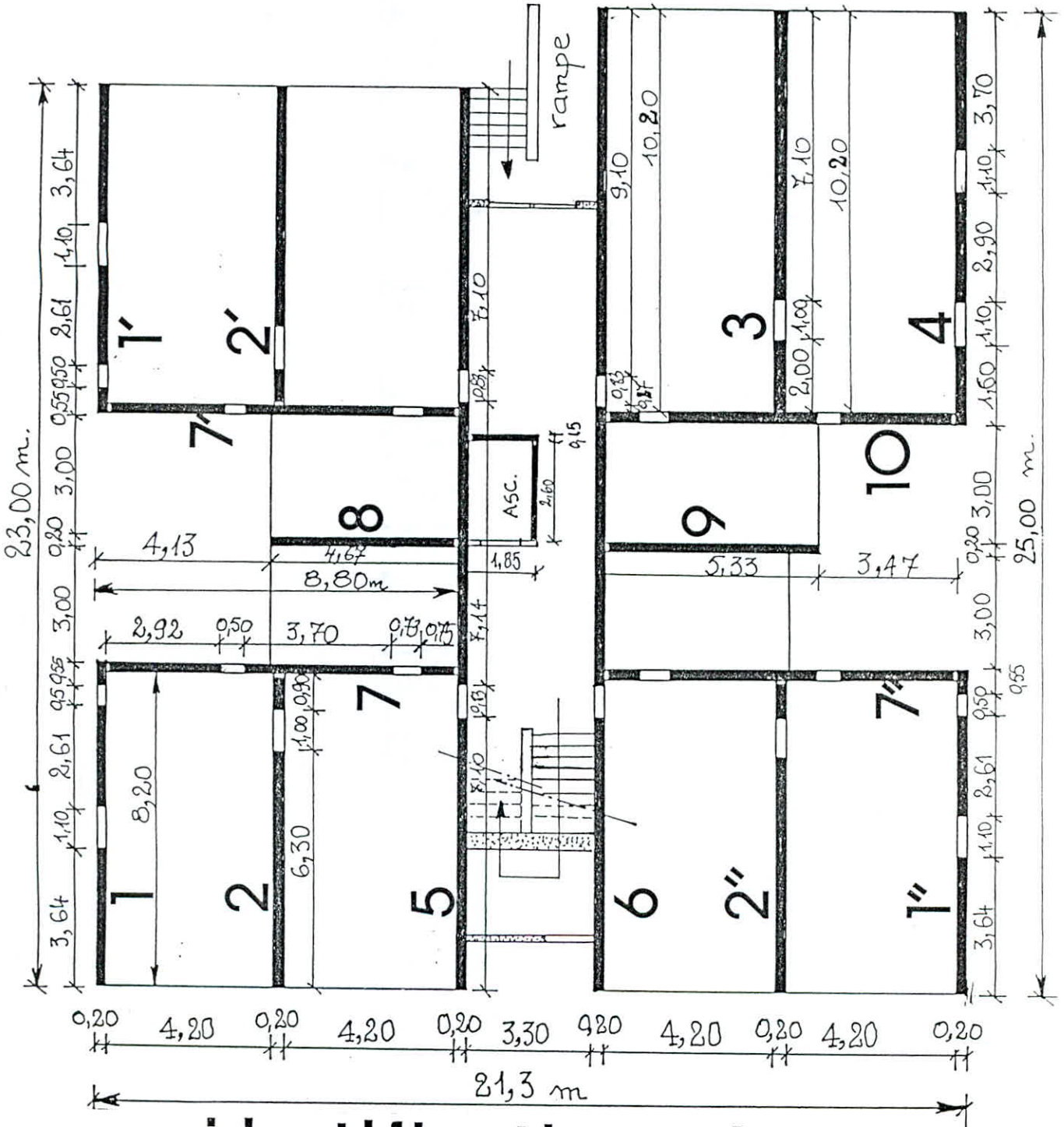
# SOMMAIRE :

CHAPITRE I : INTRODUCTION ET DESCENTE DE CHARGE .....	1
CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES .....	9
CHAPITRE 3 : ETUDE DYNAMIQUE .....	18
CHAPITRE 4 : ETUDE AU SEISME .....	22
CHAPITRE 5 : ETUDE AU VENT .....	26
CHAPITRE 6 : REPARTITION DES EFFORTS SISMIQUES ...	32
CHAPITRE 7 : ETUDE AU VOILES .....	36
CHAPITRE 8 : CALCUL DES DEFORMATIONS .....	45
CHAPITRE 9 : LES COMBINAISONS .....	50
CHAPITRE 10: FERRAILLAGE DES ELEMENTS	
-FERRAILLAGE DES VOILES .....	54
-FERRAILLAGE DES LINTEAUX .....	69
-FERRAILLAGE DE L'ACROTERE .....	75
-FERRAILLAGE DES ESCALIERS .....	77
-FERRAILLAGE DES PLANCHERS .....	85
CHAPITRE 11: ETUDE DES FONDATIONS .....	91



**FAÇADE**

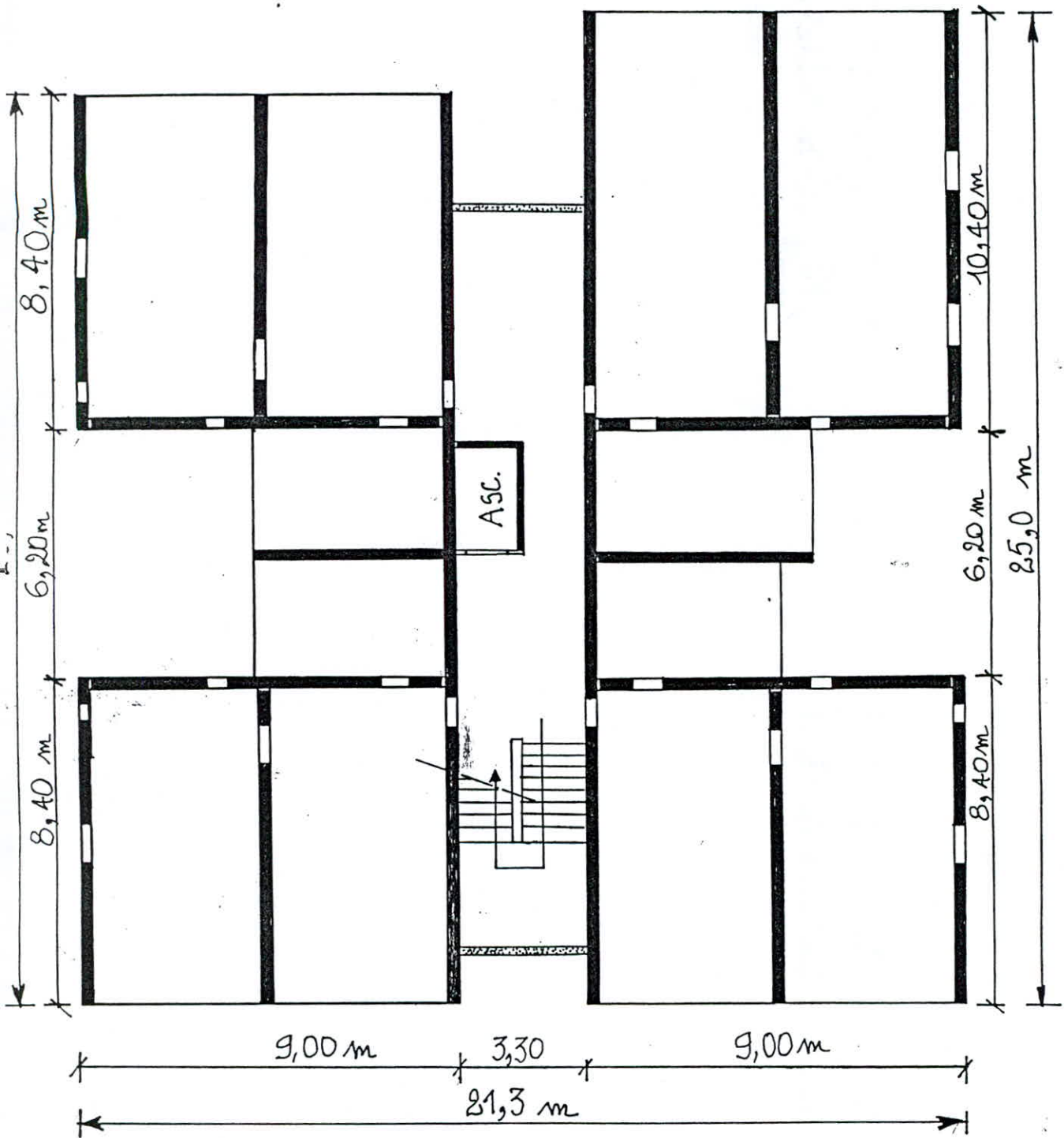
**PRINCIPALE**



identification des voiles

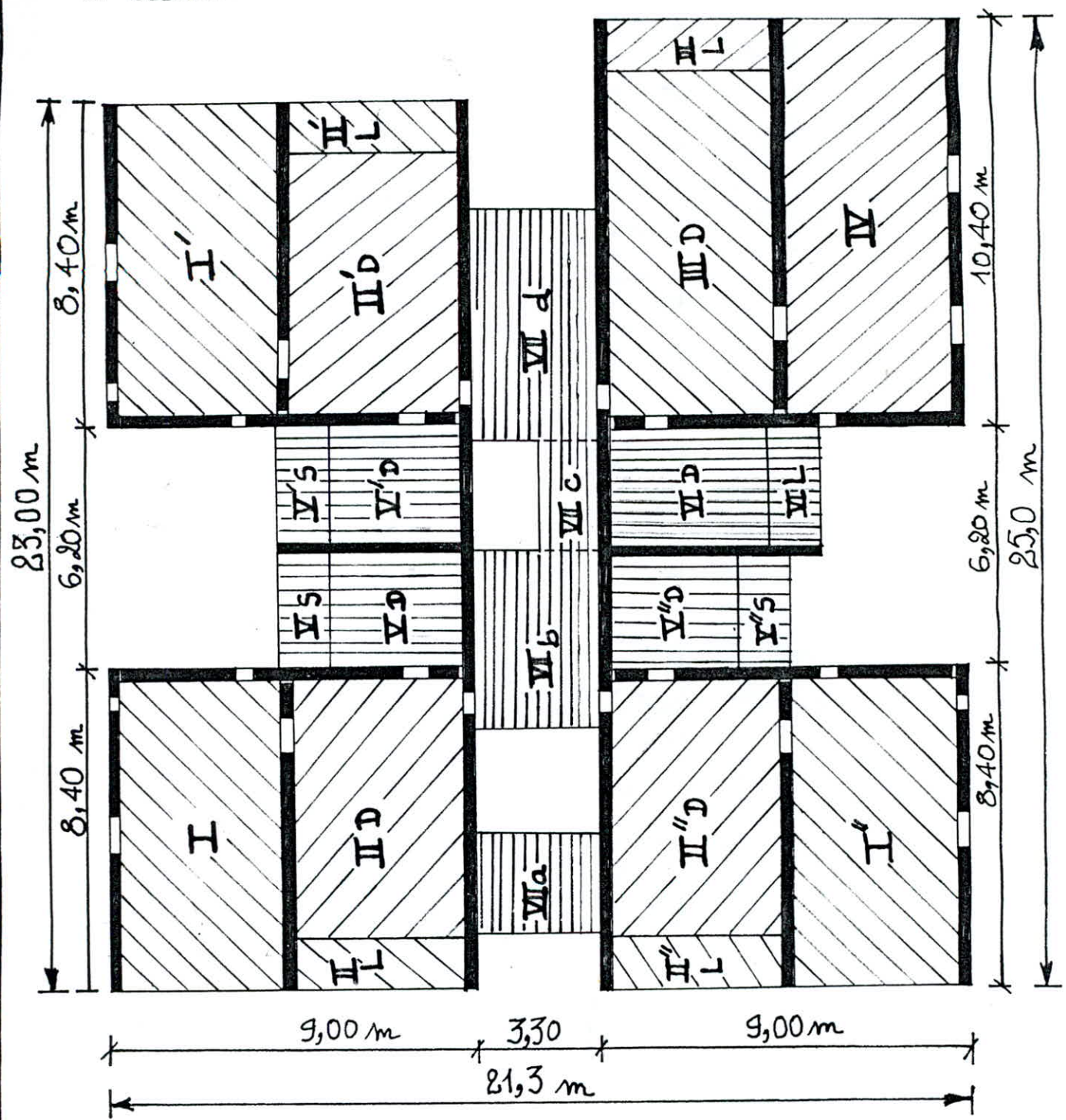
VUE EN PLAN DU R.D.C.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique



VUE EN PLAN  
D'UN ETAGE  
COURANT.

D: plancher dalle  
 L: loggia.  
 S: Sechoir.



IDENTIFICATION  
 DES PLANCHERS



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

# CHAPITRE : 1

i n t r o d u c t i o n  
e t  
d e s c e n t e  
d e  
c h a r g e

## DESCRIPTION GENERALE DE L'OUVRAGE.

### Présentation et dimensions:

d'ouvrage faisant l'objet de notre projet de fin d'étude est un bâtiment de type R+1 à voiles porteurs en béton armé.

Ses dimensions s'inscrivent dans un rectangle de  $21,3 \times 25$  m, avec une hauteur d'étage de 2,94 m et une hauteur totale de 29,9 m. L'ossature est composée de voiles de 20 cm d'épaisseur dans les deux sens du bâtiment.

### Implantation:

Ce bâtiment est à usage d'habitation, il est implanté à Annaba, qui est classée en zone Sismique II dans le groupe d'usage 2.

### Planchers:

Notre bâtiment comporte deux types de planchers:

- plancher R.D.C qui sera formé de predalles préfabriquées en raison de la difficulté de l'utilisation du coffrage tunnel pour le plancher bas du R.D.C.
- plancher de l'étage courant sera formé par une dalle pleine de 16 cm d'épaisseur.

### Volée d'escalier:

L'escalier sera constitué par deux volées adjacentes préfabriquées, appuyées sur les patiers qui seront coulés sur place.

### Vide Sanitaire:

Ce bâtiment comporte un vide sanitaire d'une hauteur de 1,50 m, composé de voile de 20 cm d'épaisseur dans les deux sens, ceci pour réaliser l'encastrement du bâtiment dans le sol, et constituer un ensemble rigide selon les prescriptions

du R.P.A. 81 (art.: 2-2-1).

### Décrochements:

Notre structure Comporte un décrochement en plan de 4,13m pour une largeur de 21,3m ; ce qui représente un pourcentage de 19%.

Ceci est inférieure à 25% de la largeur, donc elle vérifie bien la condition énoncé par le R.P.A. 81 (art.: 2-3-1-1)

### Coffrage:

la Conception de la structure est basé sur l'utilisation des Coffrages tunnels et des panneaux de fond permettant de couler simultanément les voiles verticaux et les planchers.

### Prédimensionnement.

les travées entre voiles sont de : 4,2 ; 3,3 et 3 mètres.

#### - Planchers:

On considère que notre dalle est appuyée sur plusieurs appuis ; d'où

$$e = \frac{1}{35} \cdot l \quad \left[ \text{aide Mémoire DUNOD "Gros Oeuvre du Bâtiment" 44} \right]$$

$$e = \frac{1}{35} \cdot 420 = 12 \text{ cm.}$$

On prendra  $e = 16 \text{ cm}$  valeur usuelle.

#### - Voiles:

d'après le R.P.A. 1981 (art.: 4-3-1-2), l'épaisseur du voile doit satisfaire les conditions suivantes :

•  $e \geq 15 \text{ cm}$  en zone II.

•  $e \geq \max \left( \frac{h_c}{20} ; \frac{h_c}{25} ; \frac{h_c}{22} \right) = \frac{294}{20} = 14,7 \text{ cm}$

On prendra l'épaisseur des voiles  $e = 20 \text{ cm}$

## Evaluation des charges.

### ① Plancher terrasse:

#### - Poids propre:

- Couche de gravillons (4cm) .....  $0,04 \times 1800 = 72 \text{ kg/m}^2$ .
  - Etanchéité multicouche (1cm) .....  $= 12 \text{ kg/m}^2$ .
  - Papier Craft.
  - Isolation thermique (liège) (2cm) .....  $= 7 \text{ kg/m}^2$ .
  - film polyane
  - Béton de pente (5cm) .....  $0,05 \times 2000 = 100 \text{ ''}$
  - Dalle en B.A. (16cm) .....  $0,16 \times 2500 = 400 \text{ ''}$
  - Enduit de plâtre (1,5cm) .....  $0,015 \times 1400 = 21 \text{ ''}$
- 
- $G = 612 \text{ kg/m}^2$ .

#### - Surcharge.

On a une terrasse inaccessible, ce qui donne pour  $P = 100 \text{ kg/m}^2$ .

On aura :  $q_1 = G + 1,2 P = 612 + 1,2 \times 100 = 732 \text{ kg/m}^2$ .

### ② Plancher Courant:

#### - Poids Propre:

- Carrelage (2cm) .....  $0,02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
  - Mortier de pose (1cm) .....  $0,01 \times 2000 = 20 \text{ ''}$
  - Sable (3cm) .....  $0,03 \times 1700 = 51 \text{ ''}$
  - Dalle en B.A. (16cm) .....  $= 400 \text{ ''}$
  - Enduit de plâtre (1,5cm) .....  $= 21 \text{ ''}$
- 
- $G = 536 \text{ kg/m}^2$ .

#### - Surcharge:

Notre bâtiment est à usage d'habitation, donc  $P = 175 \text{ kg/m}^2$ .

On aura :  $q_2 = 536 + 1,2 \times 175 = 746 \text{ kg/m}^2$ .

### Vérification de la flèche:

La vérification de la flèche nous limite les fissurations provoquées dans les revêtements et les cloisons.

La flèche est donnée par la formule suivante:  $f = \frac{5 q l^4}{384 E I}$   
alors que la flèche admissible pour les dalles est limitée à:  $\bar{f} = \frac{l}{500}$ .

$$\bar{f} = \frac{4,20}{500} = 0,0084 \text{ m.}$$

E: Module de déformation longitudinale

$E_c = 7000 \sqrt{\sigma_f}$  valable pour les charges permanentes

Avec  $\sigma_f = 1,2$ ;  $\sigma_{2f} = 1,2 \times 270 = 324 \text{ kg/cm}^2$      $\sigma_{2f} = 270 \text{ kg/cm}^2$ .

$$E_c = 7000 \times \sqrt{324} = 126000 \text{ kg/cm}^2 = 126 \times 10^4 \text{ t/m}^2.$$

I: Moment d'inertie pour 1 ml de dalle:

$$I = \frac{b e^3}{12} = 1 \times \frac{0,16^3}{12} = 0,000341 \text{ m}^4 \quad (b = 1 \text{ m}).$$

q: charge linéaire pour 1 ml

$$q = 746 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ ml} = 746 \text{ kg/ml} = 0,746 \text{ t/ml}$$

$$\text{d'où: } f = \frac{5 \times 0,746 \times 4,2^4}{384 \times 126 \times 10^4 \times 0,000341} = 0,0070 \text{ m} < \bar{f} = 0,0084 \text{ m.}$$

la flèche est donc vérifiée, on garde la valeur de  $e = 16 \text{ cm}$ .

### Descente de charge.

L'opération descente de charge consiste à calculer pour tout élément porteur de la construction les charges qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

Pour chaque voile, on aura à considérer:

- Son poids propre.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part des cloisons reportée sur la surface lui revenant.
- des éléments spéciaux: escaliers, gaine de fumée.

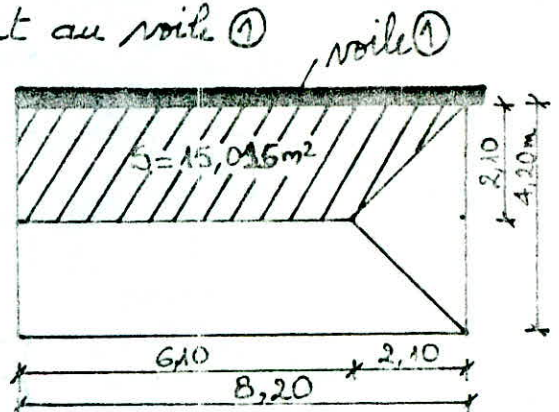
On tiendra compte des surcharges d'exploitation au niveau de chaque étage en appliquant la loi de dégression.

Exemple de Calcul:

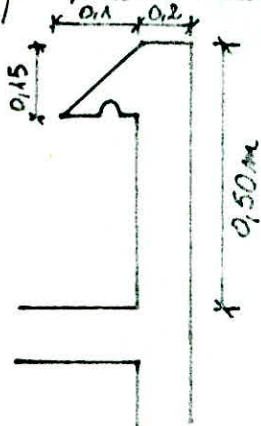
On considérera le voile n°1.

- on calcule d'abord la surface revenant au voile ①

$$S = 6,10 \times 2,1 + \frac{2,1 \times 2,1}{2} = 15,015 \text{ m}^2$$



- on calcule le poids propre de l'acrotère par mètre linéaire:



$$q_{acr} = 0,5 \times 0,2 \times 2,5 + \frac{0,15 \times 0,1}{2} \times 2,5 = 0,269 \text{ t/ml}$$

\* Niveau Terrasse:

- charge permanente:

- poids propre du plancher:  $15,015 \times 0,612 \approx 9,20 \text{ t}$

- poids propre de l'acrotère:  $10,7 \times 0,269 = 2,88 \text{ t}$

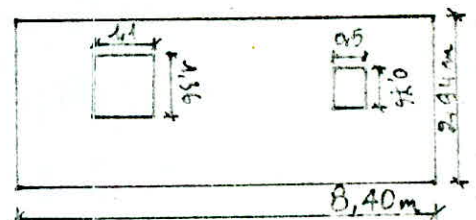
$$\underline{G = 12,08 \text{ t.}}$$

- Surcharge:  $P = 15,015 \times 0,1 = 1,50 \text{ t.}$

\* Plancher Courant:

On calcule la surface du voile:

$$S_v = 2,94 \times 8,4 - (1,1 \times 1,36 + 0,5 \times 0,76) = 22,88 \text{ m}^2$$



- charge permanente: - poids du voile:  $22,88 \times 0,2 \times 2,5 = 11,44 \text{ t.}$

- " " du plancher:  $15,01 \times 0,536 = 8,06 \text{ t}$

- " " des cloisons:  $15,01 \times 0,09 = 1,35 \text{ t}$

- " " de la façade:  $0,695 \times 2,5 = 1,74 \text{ t}$

$$\underline{G = 22,59 \text{ t.}}$$

- Surcharge:  $P = 15,01 \times 0,175 = 2,63 \text{ t.}$

Ce raisonnement est valable pour les autres voiles, dont on trouvera les résultats sur le tableau suivant.

Tableau donnant les valeurs des charges permanentes (G) et des surcharges d'Exploitation (P) revenant à chaque voile aux différents niveaux.

Voiles	charges (G) P	T	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C	Z (t)	n x Σ (t) Mbre de voiles
1,1'	G	12,08	22,59	-	-	-	-	-	-	-	-	-	237,98	713,94
1"	P	1,50	2,63	2,37	2,10	1,84	1,58	1,31	-	-	-	-	18,57	55,71
2,2'	G	19,59	33,81	-	-	-	-	-	-	-	-	-	357,69	1073,07
2"	P	3,01	5,26	4,73	4,21	3,68	3,16	2,63	-	-	-	-	37,2	111,6
3	G	24,43	41,87	-	-	-	-	-	-	-	-	-	443,13	443,13
	P	3,8	6,65	5,98	5,32	4,65	3,99	3,32	-	-	-	-	46,99	46,99
4	G	15,05	27,42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	289,25	289,25
	P	1,9	3,32	2,99	2,66	2,32	1,99	1,66	-	-	-	-	23,48	23,48
7,7'	G	10,82	23,94	-	-	-	-	-	-	-	-	-	250,22	750,66
7"	P	1,47	2,57	2,31	2,06	1,80	1,54	1,28	-	-	-	-	18,15	54,45
8	G	8,06	18,69	-	-	-	-	-	-	-	-	-	194,96	194,96
	P	1,18	2,06	1,85	1,65	1,44	1,24	1,03	-	-	-	-	14,57	14,57
9	G	8,84	20,28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	211,64	211,64
	P	1,27	2,23	2,01	1,78	1,56	1,34	1,11	-	-	-	-	15,74	15,74
10	G	11,28	24,56	-	-	-	-	-	-	-	-	-	256,88	256,88
	P	1,57	2,75	2,47	2,20	1,92	1,65	1,37	-	-	-	-	19,41	19,41
5	G	57,65	78,04	75,84	76,64	75,84	76,64	75,84	76,64	75,84	76,64	75,84	821,45	821,45
	P	6,42	10,50	9,45	8,4	7,35	6,3	5,25	-	-	-	-	74,67	74,67
6	G	60,42	83,46	81,26	82,06	81,26	82,06	81,26	82,06	81,26	82,06	81,26	878,42	878,42
	P	6,75	11,19	10,07	8,95	7,83	6,71	5,59	-	-	-	-	79,45	79,45

## Caracteristiques des Matériaux:

### Béton structural:

de bâtiment est à usage d'habitation, on utilisera du béton non contrôlé dosé à 350 kg de ciment par mètre cube, de la classe 325.

la résistance nominal de compression à 28 jours est:

$$\sigma'_{28} = 270 \text{ bars} = 275 \text{ kg/cm}^2.$$

la composition d'un m<sup>3</sup> de béton sera:

- 800 l de gravillons ( $D_g \leq 25 \text{ mm}$ ).
- 400 l de sable ( $D_s \leq 5 \text{ mm}$ ).
- 350 kg de ciment C.P.A. 325.
- 175 l d'eau.

### a - Contraintes de compression admissible (selon le C.C.B.A. 68):

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

$\alpha = 1$  Ciment utilisé de la classe C.P.A. 325.

$\beta = 0,833$  Contrôle atténué.

$\gamma = 1$   $R > 4 C_g$

$\delta$ : dépend de la nature des sollicitations

en compression simple:  $\delta = 0,3$

en flexion simple:  $\delta = 0,6$

en flexion composée:  $\delta = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \\ 0,3 \left( 1 + \frac{2e_0}{R_t} \right) \end{array} \right.$

$\epsilon = 1$  section rectangulaire.

• En compression simple:  $\bar{\sigma}'_{b0} = 1 \times 0,833 \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 275 = 69 \text{ kg/cm}^2$ . (SP1)

Sous une sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre:  $\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \times 69 = 103,5 \text{ kg/cm}^2$  (SP2)

• En flexion simple:  $\bar{\sigma}'_b = 0,833 \times 0,6 \times 275 = 137,7 \text{ kg/cm}^2$ . (SP1)

Sous une sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre:  $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 137,7 = 206,5 \text{ kg/cm}^2$  (SP2)

### b - Contrainte de traction: (C.C.B.A. 68 art 9.5)

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



Avec:  $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_b} = 0,025$

$\theta$ : dépend de la résistance nominale du béton.

- Pour les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre:  $\bar{\sigma}_b = 0,833 \times 0,025 \times 275 = 5,9 \text{ kg/cm}^2$  (S.P.1).
- Pour les sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre:  $\bar{\sigma}_b = 1,5 \times 5,9 = 8,8 \text{ kg/cm}^2$  (S.P.2)

### Acier:

- Aciers doux: Nuance FeE24 avec  $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ .

Contraintes admissibles:

- Pour les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre:  $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$ .  
(Sous réserve à la fissuration).

- Pour les sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre:  $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ .

- Aciers à haute adhérence: Nuance FeE40 avec  $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$  pour  $\phi \leq 20$

Contraintes admissibles:

- Pour les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre:  $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$   
(Sous réserve à la fissuration)

- Pour les sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre:  $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

- Treillis soudé:  $\phi \leq 6$  on a  $\sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2$ .

$\phi > 6$  "  $\sigma_{en} = 4500 \text{ kg/cm}^2$ .

- Pour les Contraintes de traction on a:

- de Contrainte de fissuration Systematique:  $\sigma_1 = K \cdot \frac{\sigma_s}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f}$

- " " " " " accidentelle:  $\sigma_2 = 2,1 \sqrt{\frac{K \cdot \sigma_s \cdot \tilde{\omega}_f}{\phi}}$

Avec: • K: Coefficient dependant des Consequences de fissuration.

•  $\eta$ : Coefficient de fissuration

•  $\phi$ : diametre en mm de la plus grande barre.

•  $\tilde{\omega}_f$ : Pourcentage de fissuration donné par:  $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$

### Contraintes de Compression admissibles pour Les Murs en béton armé:

(Selon le livre de M.T.M.DIVER)  $\bar{\sigma}'_{b0} = 0,44 \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \sigma'_{28}$

$\alpha = \frac{e}{e+5} = \frac{20}{25} = 0,8$   $\alpha$ : tenant compte de la planité.

$\beta = \frac{1,5}{1+X} = 1,11$  avec  $X = \frac{(\frac{e}{20e})^2}{(1+\frac{e^2}{20e})^2} = 0,346$

$\gamma = 0,83$  Coefficient tenant compte de la qualité du béton

$\bar{\sigma}'_{b0} = 0,44 \times 0,8 \times 1,11 \times 0,83 \times 275$

$\rightarrow \bar{\sigma}'_{b0} = 89,18 \text{ kg/cm}^2$



**CHAPITRE : 2**

caracteristiques  
geometriques

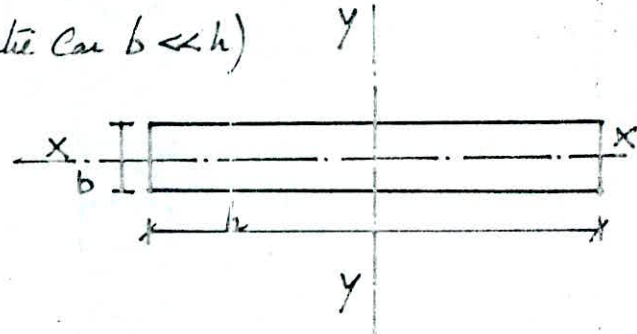
# CALCUL DES INERTIES.

## I - Inertie des refends pleins:

Les calculs des inerties des refends pleins, sont donnés par les formules relatives aux sections rectangulaires, c'est à dire:

$$I_{xx} = \frac{h \cdot b^3}{12} \approx 0 \quad (\text{on néglige cet inertie car } b \ll h)$$

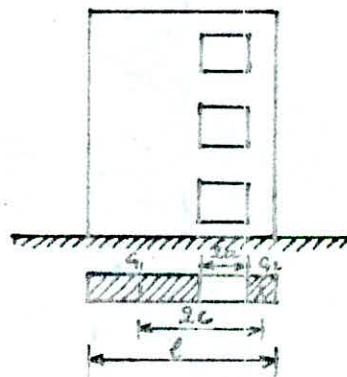
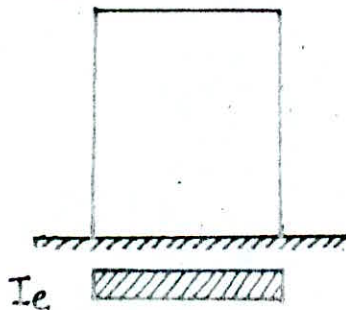
$$I_{yy} = \frac{b \cdot h^3}{12}$$



## II - Inertie des refends avec ouvertures:

### (a) Inertie équivalente des refends avec une file d'ouvertures:

Definition: d'inertie équivalente " $I_e$ ": c'est l'inertie du refend plein fictive qui aurait la même flèche au sommet, que le refend avec une file d'ouvertures soumit à une charge horizontale uniforme (pour le vent), et triangulaire (pour le séisme).



La flèche du refend fictif:

$$f = \frac{H_0 \cdot Z^3}{8 E \cdot I_e}$$

$H_0$ : Effort tranchant à la base du refend.

La flèche du refend avec une file d'ouvertures:

$$f = \frac{H_0 \cdot Z^3}{E \cdot (I_a + I_b)} \cdot \frac{2mc \psi_0}{I \cdot \alpha^2} + \frac{H_0 \cdot Z^3}{8 E \cdot I}$$

On faisant l'égalité des deux expressions, on aura:

$$I_e = \frac{I}{\frac{16mc \cdot \psi_0 + 1}{(I_a + I_b) \alpha^2}}$$

Avec:  $I = I_a + I_b + 2mc$

$\psi_0 = \psi(\xi=0, \alpha)$  [abaque B.23b] [M. Diver]

## Etapes de Calcul :

- On Calcule :
- des aires des trumeaux  $\Omega_1, \Omega_2$ .
  - des inerties  $I_1, I_2$  et  $i$ .
  - de Moment statique:  $m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$
  - de degré de Concordance :  $\alpha = \tilde{\omega} \cdot H$ .
- Avec  $\tilde{\omega}^2 = \frac{3E' \cdot i}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3 \cdot h}$

$i$ : inertie du linteau.

$E$ : Module longitudinal du Matériau du trumeau.

$E'$ : " " " " " " " " du linteau.

$h$ : hauteur d'étage.

$H$ : hauteur totale du bâtiment.

$2c$ : distance entre le C.D.G des deux trumeaux.

Avec :  $\alpha$  et  $\xi=0$ , on lit la valeur de  $\psi_0$  (abaque B.23b.M.Dive)

## Exemple de calcul:

On considère le voile ②:

$$2a = 1 \rightarrow a = 0,5 \text{ m}$$

$$2c = 4,7 \rightarrow c = 2,35 \text{ m.}$$

$$I_1 = \frac{0,2 \times 6,3^3}{12} = 4,17 \text{ m}^4 ; I_2 = \frac{0,2 \times 1,1^3}{12} = 0,022 \text{ m}^4 ; i = \frac{0,2 \times 0,14^3}{12} = 0,0067 \text{ m}^4$$

$$\Omega_1 = 6,30 \times 0,2 = 1,26 \text{ m}^2 ; \Omega_2 = 1,1 \times 0,2 = 0,22 \text{ m}^2$$

$$m = \frac{4,7}{\frac{1}{1,26} + \frac{1}{0,22}} = 0,88$$

$$I = I_g + I_1 + 2mc = 4,17 + 0,022 + 4,7 \times 0,88 = 8,328 \text{ m}^4$$

$$\tilde{\omega}^2 = \frac{3 \times 0,0067 \times 8,328 \times 2,35}{4,192 \times 0,88 \times (0,5)^3 \times 2,94} = 0,290 \rightarrow \tilde{\omega} = 0,54$$

$$\alpha = 0,54 \times 29,9 = 16,15. \xrightarrow{\text{abaque M.Dive.}} \psi_0 = 0,58$$

$$\text{d'où on a: } I_e = \frac{8,328}{\frac{16 \times 0,88 \times 2,35 \times 0,58}{4,192 \times 16,15} + 1} = 8,18 \text{ m}^4$$

Remarque:

Notre structure Comporte dans le sens longitudinal trois plans de Contre-ventements, alors que dans l'autre sens il y en a six.  
Alors, pour augmenter l'inertie du sens longitudinal, on tiendra compte de l'influence des murs perpendiculaires appelés "raidisseurs".

⑥ Inertie équivalente des refends avec plusieurs files d'ouvertures:

la flèche du refend fictif:  $f = \frac{H_0 \cdot Z^3}{8 \cdot E \cdot I_e}$

la flèche du refend avec plusieurs files d'ouvertures:  $f = \frac{H_0 \cdot Z^3}{E(\sum I_i)} \frac{\Psi_0}{2} + \frac{H_0 \cdot Z^3}{8 E I}$

on faisant l'égalité, on aura:

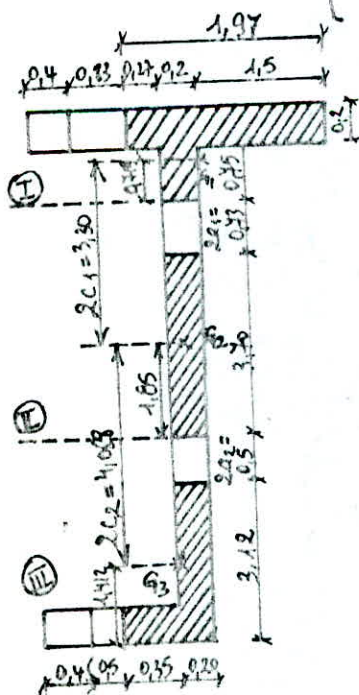
$$I_e = \frac{I}{\frac{8 I}{\sum I_i} \frac{\Psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

1/ Premier exemple de Calcul:

On prend le n° ⑦ comme exemple pour notre calcul, ce n° se trouvant de le sens longitudinal; Alors, on doit tenir compte des raidisseurs.

la distance "a" à considérer est donnée par le RPA 81 (art 4-3-2-3)

$$a = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 8t = 8 \times 0,2 = 1,60 \text{ m} \\ L_0/2 = 3/2 = 1,50 \text{ m} \end{array} \right\} = 1,50 \text{ m.}$$



des parties qui se trouvent sur les raidisseurs, après les les ouvertures sont négligés.

On calcule d'abord le C.D.G de ①:

$$y_1 = \frac{0,2 \times (0,75 \times 0,25 + 1,97 \times 0,85)}{0,2 \times (0,75 + 1,97)} = 0,719 \text{ m}$$

$$I_I = \sum I_i + \sum S_i d_i^2 = \frac{0,2 \times 0,75^3}{12} + \frac{1,97 \times 0,2^3}{12} + 0,75 \times 0,2 \times (0,344)^2 + 0,2 \times 1,97 \times (0,719 - 0,125)^2$$

$$I_I = 0,0329 \text{ m}^4$$

$$S_1 = 0,2 \times (0,75 + 1,97) = 0,544 \text{ m}^2 ; 2a_1 = 0,73 \rightarrow a_1 = 0,365 \text{ m.}$$

from II, on a:

$$I_2 = \frac{0,2 \times 3,7^3}{12} = 0,844 \text{ m}^4 ; y_2 = \frac{3,7}{2} = 1,85 \text{ m} ; S_2 = 0,2 \times 3,7 = 0,74 \text{ m}^2$$

$$2c_1 = 1,85 + 0,73 + 0,722 = 3,302 \text{ m} \rightarrow c_1 = 1,651 \text{ m}$$

pour III, on a:

$$\text{le C.D.G de III est: } y_3 = \frac{0,2 \cdot (0,35 \times 0,1 + \frac{3,12^2}{2})}{0,2 \cdot (3,12 + 0,35)} = 1,412 \text{ m.}$$

$$I_3 = \frac{0,2 \times 3,12^3}{12} + \frac{0,35 \times 0,1^3}{12} + 0,35 \times 0,2 \times (1,312)^2 + 3,12 \times 0,2 \times (0,148)^2 = 0,6406 \text{ m}^4$$

$$I_3 = 0,64 \text{ m}^4 ; 2a_2 = 0,5 \text{ m} ; 2c_2 = 4,058 \text{ m.}$$

$$\text{de Centre de gravité de l'ensemble est: } OG = \frac{0,544 \times 8,769 + 0,744 \times (5,47) + 0,694 \times 1,412}{0,554 + 0,744 + 0,694} = 4,93 \text{ m}$$

$$\text{on aura: } d_1 = 8,769 - 4,93 = 3,839 \text{ m.}$$

$$d_2 = 5,47 - 4,93 = 0,54 \text{ m.}$$

$$d_3 = -(4,93 - 1,412) = -3,518 \text{ m}$$

$$\sum I_i = 0,0329 + 0,8442 + 0,6406 = 1,518 \text{ m}^4$$

$$I = \sum_{i=1}^3 I_i + \sum_{i=1}^3 S_i d_i^2 = 1,518 + 0,544 \times (3,839)^2 + 0,744 \times (0,54)^2 + 0,694 \times (3,518)^2 = 18,3404 \text{ m}^4$$

$$\text{d'inertie des liteaux: } h_p = 0,9 \rightarrow i_1 = \frac{0,2 \times 0,9^3}{12} = 0,01215 \text{ m}^4$$

$$h_p = 2,23 \text{ m} \rightarrow i_2 = \frac{0,2 \times 2,23^3}{12} = 0,1848 \text{ m}^4$$

de degré de Concordance  $\alpha$  vaut:  $\alpha = \tilde{\omega} \cdot H$

$$\text{avec } \tilde{\omega}^2 = \frac{6}{E \sum I_i} \left[ \frac{i_1 \cdot c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 \cdot c_2^2}{a_2^3} \right] = \frac{6}{2,94 \times 1,518} \times \left[ \frac{0,012 \times (1,615)^2}{(0,365)^3} + \frac{0,185 \times (2,029)^2}{(0,25)^3} \right] = 66,37$$

$$\tilde{\omega} = 8,15 \rightarrow \alpha = 8,15 \times 29,9 = 243,68 \text{ abaque M. Diver} \rightarrow \psi_0 = 0,62$$

$$I_e = \frac{18,34}{\frac{8 \times 18,34 \times 0,62}{1,518 \times (243,68)^2} + 1} = 18,31 \text{ m}^4.$$

2° Deuxième exemple de Calcul:

On prend le voile ① qui se trouve dans le poutre transversal.

Notre structure est bien Contreventée dans le sens, alors on peut ne pas tenir

Compte des raidisseurs.

$$\text{I: } I_1 = \frac{0,2 \times 3,64^3}{12} = 0,804 \text{ m}^4, y_1 = 1,82 \text{ m}$$

$$\Omega_1 = 3,64 \times 0,2 = 0,728 \text{ m}^2$$

$$2a_1 = 1,10 \text{ m} \rightarrow a_1 = 0,55 \text{ m.}$$

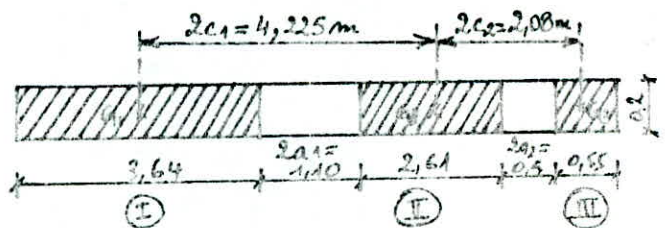
$$\text{II: } I_2 = \frac{0,2 \times 2,6^3}{12} = 0,296 \text{ m}^4, y_2 = 1,305 \text{ m}$$

$$\Omega_2 = 2,61 \times 0,2 = 0,522 \text{ m}^2, 2c_1 = 4,225 \rightarrow c_1 = 2,1125 \text{ m}$$

$$2a_2 = 0,5 \text{ m} \rightarrow a_2 = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{III: } I_3 = \frac{0,2 \times 0,55^3}{12} = 0,0028 \text{ m}^4, y_3 = 0,275 \text{ m}, 2c_2 = 2,08 \text{ m} \rightarrow c_2 = 1,04 \text{ m}$$

$$\Omega_3 = 0,55 \times 0,2 = 0,11.$$



de Centre de gravité de l'ensemble:

$$OG = \frac{0,728 \times 1,82 + 0,522 \times 6,045 + 0,11 \times 8,125}{0,728 + 0,522 + 0,11} = 3,952 \text{ m}$$

$$d_1 = 3,952 - 1,820 = 2,132 \text{ m}$$

$$d_2 = 6,045 - 3,952 = 2,093 \text{ m}$$

$$d_3 = 8,125 - 3,952 = 4,173 \text{ m}$$

$$\sum I_i = 0,804 + 0,296 + 0,003 = 1,103 \text{ m}^4$$

$$I = 1,103 + 0,728 \times (2,132)^2 + 0,522 \times (2,093)^2 + 0,11 \times (4,173)^2 = 8,614 \text{ m}^4$$

d'inertie des poutres:  $h_p = 1,58 \text{ m} \rightarrow i_1 = \frac{0,2 \times (1,58)^3}{12} = 0,0657 \text{ m}^4$

$h_{2p} = 2,18 \text{ m} \rightarrow i_2 = \frac{0,2 \times (2,18)^3}{12} = 0,173 \text{ m}^4$

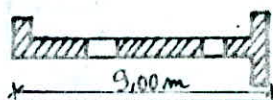

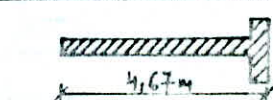



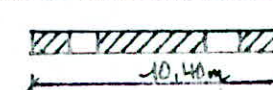
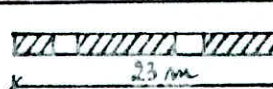
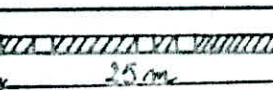
d'où:  $\tilde{\omega}^2 = \frac{6}{2,94 \times 1,103} \left[ \frac{0,0657 \times (2,132)^2}{(0,55)^3} + \frac{0,173 \times (1,04)^2}{(0,25)^3} \right] = 25,42 \rightarrow \tilde{\omega} = 5,04$

$\rightarrow \alpha = \tilde{\omega} \cdot H = 5,04 \times 29,9 = 150,70$  abaque de M. Diver  $\psi_0 = 0,61$

finalement on a:  $I_e = \frac{8,614}{\frac{8 \times 8,614 \times 0,61}{1,103 \times (150,7)^2} + 1} = 8,60 \text{ m}^4$

Pour les autres voiles, le calcul se fait de la même manière.

de tableau suivant donne les inerties, et les inerties équivalentes des différents voiles:

	Voiles	dimensions	m (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	$\omega$	$\alpha$	$\psi_0$	$I_e$ (m <sup>4</sup> )
Sens longitudinal	7, 7' 7'', 10		-	18,34	8,15	243,68	0,62	18,31
	9		-	5,70	-	-	-	-
	8		-	3,98	-	-	-	-
Sens transversal	1, 1' 1''		-	8,61	5,04	150,70	0,62	8,60
	2, 2' 2''		0,88	8,33	0,54	16,15	0,58	8,18
	3		1,92	17,35	0,43	12,77	0,58	16,54
	4		-	16,33	2,85	85,24	0,60	16,19
	5		-	197,49	0,78	23,32	0,58	180,58
	6		-	251,79	0,90	56,22	0,58	247,08

## CALCUL DES CENTRES DE MASSE ET D'INERTIE.

### 1 - Centre de Masse:

Pour Calculer le C.D.G de l'étage, on Calcule d'abord le CDG des voiles, puis ceux des planchers, et ceci avec les formules suivantes :

$$x_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

#### Ⓐ Centre de gravité des voiles:

Voiles	M <sub>i</sub> (t)	x <sub>i</sub> (m)	y <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> x <sub>i</sub> (t.m)	M <sub>i</sub> y <sub>i</sub> (t.m)
1	11,41	0,1	3,95	1,14	45,07
1'	11,41	0,1	19,05	1,14	217,36
1''	11,41	21,2	3,95	241,89	45,07
2	10,95	4,50	3,72	49,27	40,73
2'	10,95	4,50	20,28	49,27	222,07
2''	10,95	16,8	3,72	183,96	40,73
3	13,89	16,8	20,18	233,42	280,38
4	13,79	21,2	20,08	292,39	276,94
5	32,12	8,9	11,50	285,88	369,34
6	34,31	12,4	12,43	425,47	426,50
7	11,72	4,26	8,30	49,93	97,27
7'	11,72	4,26	14,70	49,93	172,28
7''	11,72	17,04	8,30	199,71	97,27
10	11,72	17,04	14,7	199,71	172,28
8	6,86	6,46	11,5	44,35	78,95
9	7,83	15,16	11,5	118,78	90,10
Σ	222,77	-	-	2426,24	2672,34

d'où on a :

$$x_G = \frac{2426,24}{222,77} = 10,89 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{2672,34}{222,77} = 11,99 \text{ m}$$

$$\rightarrow \begin{cases} x_G = 10,89 \text{ m} \\ y_G = 11,99 \text{ m} \end{cases}$$

#### Ⓑ Centre de gravité des planchers: sous G+1,2P

i/ Terrasse:

$$G = 0,612 \text{ t/m}^2$$

$$P = 0,100 \text{ t/m}^2$$

la charge par unité de

Surface:

$$W_u = 0,612 + 1,2 \times 0,1$$

$$\underline{W_u = 0,732 \text{ t/m}^2}$$

Plancher	Surface (S <sub>i</sub> )	W <sub>u</sub> · W <sub>u</sub> · S <sub>i</sub>	x <sub>i</sub> (m)	y <sub>i</sub> (m)	W <sub>u</sub> x <sub>i</sub> (t.m)	W <sub>u</sub> y <sub>i</sub> (t.m)
I	34,44	25,21	2,3	4,1	57,98	103,36
I'	34,44	25,21	2,3	18,9	57,98	476,47
I''	34,44	25,21	19,0	4,1	478,99	103,36
II	34,44	25,21	6,7	4,1	168,91	103,36
II'	34,44	25,21	6,7	18,9	168,91	476,47
II''	34,44	25,21	14,6	4,1	368,07	103,36
III	42,84	31,36	14,6	19,9	457,86	624,06
IV	42,84	31,36	19	19,9	593,84	624,06
V	14,01	10,25	6,46	9,9	66,21	101,47
V'	14,01	10,25	6,46	13,1	66,21	134,27
V''	14,01	10,25	14,83	9,9	152,00	101,47
VI	15,99	11,70	14,96	13,1	175,03	153,27
VII	59,27	43,38	10,65	10,42	461,99	452,02
Σ	-	299,81	-	-	3275,98	3557,00



$$x_G = \frac{3275,98}{299,81} = 10,93 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{3557,00}{299,81} = 11,86 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x_G = 10,93 \text{ m} \\ y_G = 11,86 \text{ m} \end{array} \right.$$

ii/ Plancher d'un étage Courant:

On a :  $G = 0,536 \text{ t/m}^2$  ;  $P = \begin{cases} 0,175 \text{ t/m}^2 & \text{ dalle d'un plancher Courant (D)} \\ 0,300 \text{ t/m}^2 & \text{ Loggia et Sechoir (L, S)} \end{cases}$

la charge par unité de surface est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} W'_u = 0,536 + 1,2 \times 0,175 = 0,746 \text{ t/m}^2 \\ W''_u = 0,536 + 1,2 \times 0,300 = 0,896 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

Planchers	Surface $S_i$ (m <sup>2</sup> )	$W_i = W_u \cdot S_i$	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)	$W_i x_i$ (t.m)	$W_i y_i$ (t.m)
I	34,44	25,69	2,3	4,1	59,09	105,33
I'	34,44	25,69	2,3	18,9	59,09	485,58
I''	34,44	25,69	19,0	4,1	488,15	105,33
II <sub>D</sub>	28,56	21,3	6,7	4,8	142,71	102,24
II <sub>L</sub>	5,88	5,27	6,7	0,7	35,29	3,68
II' <sub>D</sub>	28,56	21,3	6,7	18,2	142,71	387,66
II' <sub>L</sub>	5,88	5,27	6,7	22,3	35,29	117,47
II'' <sub>D</sub>	28,56	21,3	14,6	4,8	310,98	102,24
II'' <sub>L</sub>	5,88	5,27	14,6	0,7	76,94	3,68
III <sub>D</sub>	36,96	27,57	14,6	19,2	402,52	529,34
III <sub>L</sub>	5,88	5,27	14,6	24,3	76,94	128,01
IV	42,84	31,36	19	19,9	595,84	624,06
V <sub>D</sub>	9,81	7,32	7,16	9,9	52,40	72,45
V <sub>S</sub>	4,2	3,76	4,83	9,9	18,17	37,25
V' <sub>D</sub>	9,81	7,32	7,16	13,1	52,40	95,86
V' <sub>S</sub>	4,2	3,76	4,83	13,1	18,17	49,29
V'' <sub>D</sub>	9,81	7,32	14,14	9,9	103,47	72,45
V'' <sub>S</sub>	4,2	3,76	16,47	9,9	62,06	37,25
VI <sub>D</sub>	11,79	8,79	14,26	13,1	125,42	115,21
VI <sub>S</sub>	4,2	3,76	16,93	13,1	63,79	49,26
VII <sub>a</sub>	30,26	22,57	10,65	6,10	240,37	137,68
VII <sub>b</sub>	4,20	3,14	11,57	12,13	36,34	114,11
VII <sub>c</sub>	18,68	13,93	10,65	16,41	148,35	228,59
$\Sigma$	-	306,42	-	-	3346,49	3704,12

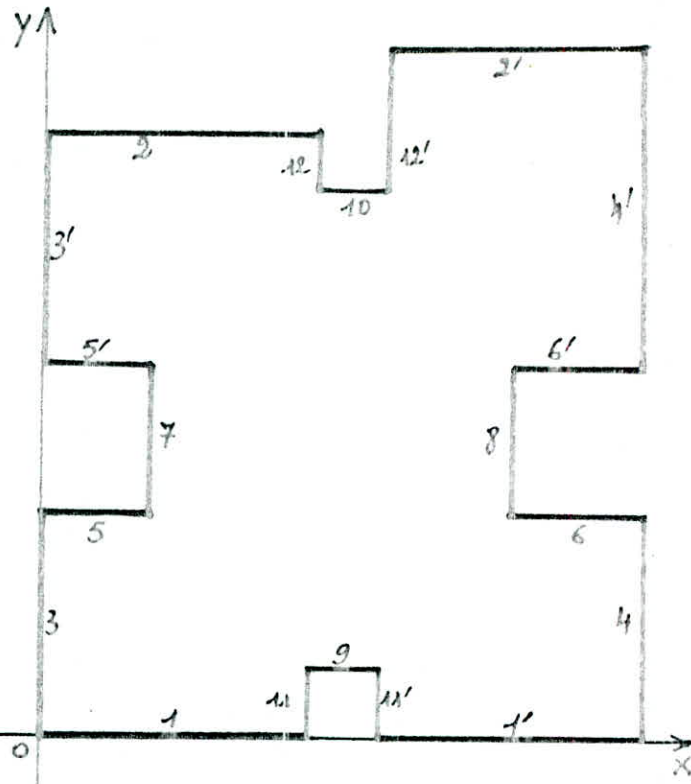
$$x_G = \frac{3346,49}{306,42} = 10,92 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{3704,12}{306,42} = 12,09 \text{ m} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} x_G = 10,92 \text{ m} \\ y_G = 12,09 \text{ m} \end{array} \right.$$

© Centre de gravité de l'acrotère :

ona  $G = 0,269 \text{ t/ml}$ .

éléments	l (m)	Mi (t)	Xi	Yi	MiXi (t.m)	MiYi (t.m)
1	9	2,42	4,5	0,1	10,89	0,24
1'	9	2,42	16,8	0,1	40,67	0,24
2	9	2,42	4,5	22,9	10,89	55,44
2'	9	2,42	16,8	22,9	40,67	60,28
3	8,4	2,26	0,1	4,2	0,23	9,49
3'	8,4	2,26	9,1	18,8	0,23	42,49
4	8,4	2,26	24,2	4,2	47,91	9,49
4'	10,4	2,80	21,2	19,8	59,36	55,44
5	4,13	1,11	2,06	9,3	2,29	9,22
5'	4,13	1,11	2,06	14,7	2,29	16,33
7	6,20	1,67	6,46	13,5	10,77	22,52
8	6,20	1,67	14,96	13,5	24,95	22,52
6	4,13	1,11	19,46	9,3	21,62	9,22
6'	4,13	1,11	19,46	14,7	21,62	16,33
9	3,30	0,887	10,65	1,61	9,45	1,43
10	3,30	0,887	10,65	19,34	9,45	17,15
11	1,52	0,41	8,9	0,80	3,61	0,32
11'	1,52	0,41	12,4	0,80	5,03	0,32
12	3,20	0,86	8,9	21,17	7,66	18,22
12'	5,20	1,398	12,4	22,17	17,33	30,99
$\Sigma$	-	31,88	-	-	346,91	397,68



$$x_G = \frac{346,91}{31,88} = 10,88 \text{ m.}$$

$$y_G = \frac{397,68}{31,88} = 12,47 \text{ m.}$$

$$\rightarrow \begin{cases} x_G = 10,88 \text{ m.} \\ y_G = 12,47 \text{ m.} \end{cases}$$

De la; on peut Calculer le Centre de Masse de chaque Niveau, qui est supposé Concentré au Niveau du plancher :

© Plancher terrain :

$$x_G = \frac{4836,73}{443,07} = 10,92 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{5288,78}{443,07} = 11,94 \text{ m}$$

	Mi (t)	Xi (m)	Yi (m)	MiXi (t.m)	MiYi (t.m)
Plancher terrain	299,81	10,93	11,86	3246,92	3555,75
Acrotère	31,88	10,88	12,47	346,87	397,58
1/2 ds vide inférieur	111,38	10,89	11,99	1212,93	1335,45
$\Sigma$	443,07	-	-	4836,73	5288,78

© Etage Courant :

$$x_G = \frac{5772,07}{529,20} = 10,91 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{6375,63}{529,20} = 12,04 \text{ m}$$

	Mi (t)	Xi (m)	Yi (m)	MiXi (t.m)	MiYi (t.m)
Plancher	306,42	10,92	12,09	3346,11	3704,62
Voile	222,77	10,89	11,99	2425,96	2671,01
$\Sigma$	529,20	-	-	5772,07	6375,63

2- Centre de torsion:

	Refends	$I_{x_i} (m^4)$	$I_{y_i} (m^4)$	$x_i (m)$	$y_i (m)$	$I_{x_i} \cdot x_i (m^5)$	$I_{y_i} \cdot y_i (m^5)$
Sens Longitudinal	7	-	18,31	-	8,3	-	151,97
	7'	-	18,31	-	14,7	-	269,16
	7''	-	18,31	-	8,3	-	151,97
	10	-	18,31	-	14,7	-	269,16
	8	-	3,98	-	11,5	-	45,77
	9	-	5,70	-	11,5	-	64,98
Sens transversal	1	8,60	-	0,10	-	0,86	-
	1'	8,60	-	0,10	-	0,86	-
	1''	8,60	-	21,2	-	182,32	-
	2	8,18	-	4,50	-	36,81	-
	2'	8,18	-	4,50	-	36,81	-
	2''	8,18	-	16,8	-	137,42	-
	3	16,54	-	16,8	-	277,87	-
	4	16,19	-	21,2	-	343,23	-
	5	180,58	-	8,9	-	1607,16	-
	6	247,08	-	12,4	-	3063,79	-
	$\Sigma$	510,73	82,92	-	-	5687,13	953,01

$$x_T = \frac{5687,13}{510,73} = 11,13 \text{ m}$$

$$y_T = \frac{953,01}{82,92} = 11,49 \text{ m}$$

Calcul des excentricités:

i/ Excentricité théorique:

$$e_x = x_g - x_T$$

$$e_y = y_g - y_T$$

	Terrasse	étage courant		Terrasse	étage courant
$x_g (m)$	10,92	10,91	$y_g (m)$	11,94	12,04
$x_T (m)$	11,13	11,13	$y_T (m)$	11,49	11,49
$e_x (m)$	-0,21	-0,22	$e_y (m)$	0,45	0,55

ii/ Excentricité accidentelle:

des règles du Complément du C.T.C préconisent une excentricité accidentelle (à chaque Niveau et dans chaque direction) égale à 5% de la dimension en plan.

Et l'excentricité à prendre en compte est:  $e = \max \left\{ \begin{array}{l} \text{excentricité théorique} \\ \text{" " " accidentelle.} \end{array} \right.$

$$e = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ m} \\ 0,55 \end{array} \right. \longrightarrow \boxed{e = 1,25 \text{ m}} \text{ dans chaque direction.}$$



**CHAPITRE : 3**

etude  
dynamique

## ETUDE DYNAMIQUE

### Introduction:

L'étude dynamique consiste à déterminer les pulsations propre de la structure soumise à l'action sismique et par la suite évaluer les périodes propres d'oscillations.

Pour cela, il faut choisir un modèle reflétant le plus possible la nature du système réel.

Notre système oscillant est constitué de plusieurs masses concentrées au niveau des planches soutenues par un élément élastique de masse négligeable.

On prendra un seul degré de liberté par niveau car notre planche est continu.

### Méthode statique:

Le règlement RPA 81 (art 3-2-1) nous permet d'utiliser une méthode pseudo-dynamique (statique) si notre bâtiment vérifie les prescriptions suivantes :

- Hauteur inférieure à 45 m en Zone II.
- Condition de forme en plan: forme en plan simple, proche d'un rectangle, avec un décrochement inférieur à 25% (19,3%).
- Pas de décrochements en élévation.
- La distance entre le centre de torsion et le centre de gravité ne dépasse pas 20% de la largeur effective du bâtiment.
- Rapport Masse par rigidité de deux niveaux consécutifs  $\leq 25\%$  dans chaque direction.
- Même degré d'amortissement à tous les niveaux: on a des voiles en béton armé et les remplissages en préfabriqués.
- La structure présente un degré de liberté par niveau.
- La rigidité ne variant pas verticalement de plus de 25% d'où on peut appliquer la méthode statique.

Dans notre cas, on utilisera la méthode de RAYLEIGH.

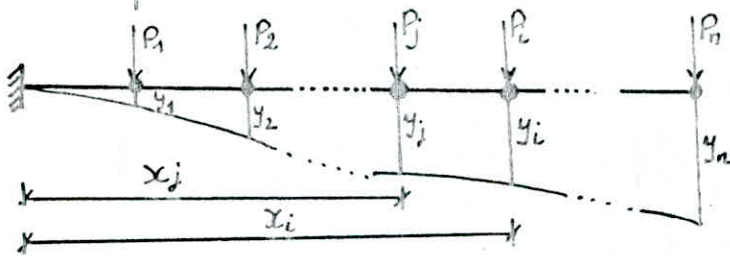
## Exposé de la méthode de RAYLEIGH:

Cette méthode est basée sur la Conservation d'énergie, elle suppose des systèmes non amortis conservatifs. Mais compte tenu de l'influence négligeable de l'amortissement sur les valeurs de pulsation propre, elle peut être utilisée pour le calcul des caractéristiques dynamiques des structures réelles.

### Application au cas de notre structure:

On imagine la structure retournée à 90° dans le champ de pesanteur.

Soient  $y_1, y_2, \dots, y_n$  les flèches prises alors par les diverses masses, en supposant que les déformations restent entièrement élastiques:



pour  $i > j$   
on a  $\delta_{ij} = \frac{P_j}{EI} \frac{y_j^2}{2} (x_i - \frac{1}{3} x_j)$

On prendra :  $P_1 = P_2 = \dots = P_n = 1t$ , on aura  $\delta_{ij} = \frac{y_j^2}{2EI} (x_i - \frac{1}{3} x_j)$ .

En vertu du théorème de réciprocité de MAXWELL - BETTI :  $\delta_{ij} = \delta_{ji}$   
le déplacement sera :  $X_j = \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{ij}$ .

la précision des résultats obtenus est accrue en utilisant un procédé itératif de Correction.

On calcule d'abord  $X_{1j} = \sum P_i \delta_{ij}$ , puis on détermine  $e_{0j} = \frac{X_{1j}}{X_{1n}}$ .

On fait une correction. Sur la masse  $P_i$ , on aura  $F_1 = P_i \cdot e_{0j}$ .

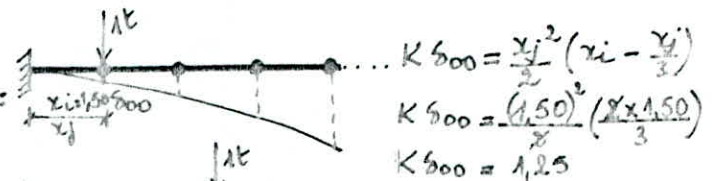
On refait les étapes de calcul :  $X_{2j} = \sum F_{1j} \delta_{ij}$ ,  $e_{1j} = \frac{X_{2j}}{X_{2n}}$  et  $F_2 = P_i \cdot e_{1j}$ .

et ainsi de suite. Ce processus itératif est très convergent et les opérations seront arrêtées lorsqu'on aura :  $e_{ij} = e_{(i-1)j}$ .

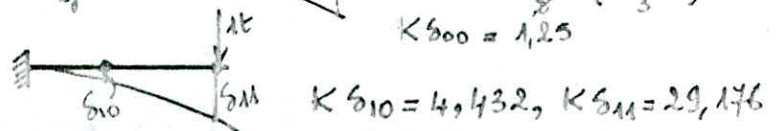
### Exemple de Calcul:

On pose  $K = EI$

-  $P = 1t$  appliqué au Niveau RDC:



-  $P = 1t$  appliqué au Niveau 1:



et ainsi de suite. Les autres valeurs sont reportées sur le tableau suivant,

K. $\delta_{ij}$	$\delta_{0j}$	$\delta_{1j}$	$\delta_{2j}$	$\delta_{3j}$	$\delta_{4j}$	$\delta_{5j}$	$\delta_{6j}$	$\delta_{7j}$	$\delta_{8j}$	$\delta_{9j}$	$\delta_{Tj}$
RDC	1,12	4,43	7,74	11,05	14,35	17,66	20,97	24,27	27,58	30,89	33,29
1		29,18	58,15	87,13	116,11	145,09	174,07	203,05	232,03	261,01	289,00
2			133,98	214,04	294,11	374,17	454,24	534,29	614,36	694,42	752,42
3				366,37	522,92	679,48	836,04	992,60	1149,16	1305,71	1419,15
4					777,15	1035,62	1294,09	1552,56	1811,02	2069,49	2256,75
5						1417,17	1802,96	2188,75	2574,53	2960,32	3239,82
6							2337,24	2875,76	3414,28	3952,80	4342,96
7								3588,19	4304,85	5021,52	5540,74
8									5220,84	6141,06	6807,75
9										7236,02	8118,59
T											9081,24

Les masses revenant à chaque niveau sont :

- Niveau R.D.C:  $G = 564,73 \text{ t}$
- Etage Courant:  $G = 527,02 \text{ t}$
- Niveau Terrasse:  $G = 444,87 \text{ t}$ .

Les déplacements sont donnés par la relation :

$$\delta_j = \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{ij}$$

1<sup>ere</sup> itération.

niv	$P_i$ (t)	K. $\delta_{ij}$	$e_{0j} = X_{0j}/X_{0n}$	$F_{ij} = e_{0j} \cdot P_i$	K. $X_{ij}$	$e_{1j} = X_{ij}/X_{0j}$
T	444,87	21324041,3	1	444,87	14 918 216,2	1
9	527,02	19277624,3	0,9040	476,43	13 440 474,3	0,9009
8	527,02	16463190,7	0,7720	406,86	11 410 748,1	0,7649
7	527,02	13683888,2	0,6417	338,19	9 593 767,4	0,6431
6	527,02	10977792,5	0,5148	271,31	7 484 748,1	0,5017
5	527,02	8396352,1	0,3937	207,49	5 663 987,6	0,3797
4	527,02	6004561,6	0,2816	148,41	4 002 051,4	0,2682
3	527,02	3880568,7	0,1820	95,92	2 550 188,3	0,1709
2	527,02	2116079,8	0,0992	52,28	1 369 472,9	0,0918
1	527,02	816148,35	0,0383	20,18	519 411,0	0,0348
RDC	564,73	99 200,60	0,0046	2,59	61 995,92	0,0041

2<sup>eme</sup> itération.

niv	$F_{2,j} = e_{ij} P_i$	$K X_{2,j}$	$e_{2,j} = X_{2,j} / X_{2,T}$
T	444,87	14 801 967,5	1
9	474,79	13 334 706,3	0,9009
8	403,12	11 319 438,8	0,7647
7	338,93	9 337 447,5	0,6436
6	264,41	7 422 066,6	0,5014
5	200,11	5 615 209,9	0,3793
4	141,35	3 965 550,5	0,2680
3	90,07	2 526 867,1	0,1707
2	48,38	1 356 582,3	0,0916
1	18,34	514 412,4	0,0347
RDC	2,31	61 380,4	0,0041

On remarque que:

$$e_{2,j} \approx e_{1,j} \text{ (l'erreur est au } 1/1000 \text{ près)}$$

alors on arrête à la 2<sup>eme</sup> itération.

Pour le calcul des déplacements dans le sens longitudinal on divise par

$E_i I_{long}$  c'est à dire:

$$S_{long} = \frac{K X_{2,T}}{E_i \cdot I_{long}} = X_{Kx}$$

de même pour  $S_{trans} = \frac{K \cdot X_{2,T}}{E_i \cdot I_{trans}} = X_{Ky}$

Avec:  $E_i$  = module d'élasticité instantané du béton.

$$E_i = 21000 \sqrt{1,25 \sigma'_{28}} = 378 \times 10^4 \text{ t/m}^2 \text{ (} \sigma'_{28} = 270 \text{ bars)}$$

dans le sens longitudinal on a  $E_i I_{long} = 3,134 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m}^2$

dans le sens transversal on a  $E_i I_{trans} = 378 \times 10^4 \times 510,73 = 1,93 \times 10^9 \text{ t} \cdot \text{m}^2$

De la, on calcule les pulsations de la structure:

$$\omega^2 = g \cdot \frac{\sum Q_k \cdot X_k}{\sum Q_k X_k^2}$$

niv	F <sub>ij</sub>	Sens Longitudinal			Sens Transversal		
		$X_{Kx}$	$F_{ij} \cdot X_{Kx}$	$F_{ij} \cdot X_{Kx}^2$	$X_{Ky}$	$F_{ij} \cdot X_{Ky}$	$F_{ij} \cdot X_{Ky}^2$
T	444,87	0,0472	21,00	0,99	$7,66 \times 10^3$	$34,08 \times 10^1$	$26,1 \times 10^3$
9	474,79	0,0425	20,18	0,86	6,90 "	32,76 "	22,6 "
8	403,12	0,0361	14,55	0,52	5,86 "	23,62 "	13,8 "
7	338,93	0,0298	10,10	0,30	4,83 "	16,37 "	7,9 "
6	264,41	0,0237	6,27	0,15	3,84 "	10,15 "	3,9 "
5	200,11	0,0179	3,58	0,06	2,91 "	5,82 "	1,7 "
4	141,35	0,0126	1,78	0,02	2,05 "	2,90 "	0,6 "
3	90,07	0,0081	0,72	0,01	1,31 "	1,18 "	0,2 "
2	48,38	0,0043	0,21	0,00	0,70 "	$3,40 \times 10^2$	0,02 "
1	18,34	0,0016	0,03	0,00	0,26 "	0,48 "	0,0
RDC	2,31	0,0002	0,00	0,00	0,03 "	0,0 "	0,0
$\Sigma$			78,42	2,91		12,77	$76,82 \times 10^3$

1- Sens Longitudinal:

$$\omega^2 = \frac{9,81 \times 78,42}{2,91} = 264,36$$

$$\rightarrow \omega = 16,26$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2 \times 3,14}{16,26} = 0,386$$

donc  $T_x \approx 0,45$

2- Sens transversal:

$$\omega^2 = \frac{9,81 \times 12770}{76,82} = 1630$$

$$\rightarrow \omega = 40,38$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2 \times 3,14}{40,38} = 0,15$$

d'ou  $T_y \approx 0,25$





**CHAPITRE : 4**

etude au  
seisme

# ETUDE AU SEISME.

## Introduction:

d'étude consiste à vérifier la résistance et la stabilité du bâtiment vis-à-vis des actions sismiques. Pour cela, on doit d'abord évaluer cette force sismique.

## Force Sismique:

la force sismique totale  $V$  est donnée par la formule:

$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W \quad [\text{RPA 81 art: 3-3-1}].$$

Avec : •  $W$  : poids totale de la structure,  $W = 5690t$ .

•  $A$  : Coefficient d'accélération de zone.

l'ouvrage étudié appartient au groupe d'usage 2 (habitation) et il est implanté en zone sismique II.

donc  $A = 0,15$

•  $D$  : facteur d'amplification dynamique.

Ce facteur est déterminé d'après la période d'oscillation  $T$  du bâtiment et le type de sol de fondation.

- détermination de la période  $T$

Sens longitudinal :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{formule forfaitaire: } T = \frac{0,09 \cdot H}{\sqrt{L}} = \frac{0,09 \times 29,9}{\sqrt{21,3}} = 0,58s \\ \text{formule de Railegh: } T = 0,45 \end{array} \right.$

Sens transversal :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{formule forfaitaire: } T = \frac{0,09 \times 29,9}{\sqrt{2,5}} = 0,53s. \\ \text{formule de Railegh: } T = 0,25 \end{array} \right.$

- Notre sol de fondation est un sol A meuble.

d'où  $D = 2$  [figure 4 RPA 81].

•  $B$  : facteur de Comportement de la structure:

le bâtiment entre dans la Catégorie des structures à nodos porteurs. d'où  $B = 1/3$ .

•  $Q$  : facteur de qualité.

le facteur de qualité dépend de l'observation ou non des six Critères de qualité  $Q_i$  analysés ci après.

- Conditions Minimales des files porteuses :  
au moins un trumeau ayant un rapport hauteur d'étage / largeur  $\leq 0,67$   
c'est à dire une largeur minimale d'un trumeau  $\geq \frac{h_e}{0,67} = \frac{2,94}{0,67} = 4,39 \text{ m}$ .  
Cette condition est vérifiée dans les deux sens.  $[P_1=0]$
- Surabondance en plan :  
Sens longitudinal : 3 files porteuses  $\rightarrow$  condition non vérifiée  $[P_2=1]$   
" transversal : 6 " "  $\rightarrow$  " vérifiée.  $[P_2=0]$
- Symétrie en plan :  
d'excentricité entre le centre de masse et le centre d'inertie = 1,25 m, ce qui représente 5% de la largeur effective du bâtiment, ce qui est inférieure à 15%  $[P_3=0]$
- Régularité en élévation :  
Pas de décrochements en élévation, alors la condition est vérifiée.  $[P_4=0]$
- Contrôle de la qualité des matériaux :  
le contrôle du béton est attesté, donc cette condition n'est pas vérifiée  $[P_5=1]$
- Contrôle de la qualité de la construction :  
l'entreprise donnera à l'ingénieur de l'étude une mission de contrôle des travaux.  $[P_6=0]$

Donc : dans le sens longitudinal :  $Q_x = 1,2$ .  
" " " transversal :  $Q_y = 1,1$ .

### Evaluation des forces sismiques :

- Sens longitudinal :  $V_x = 0,15 \times \frac{1}{3} \times 2 \times 1,2 \times 5690 = 682,8 \text{ t}$ .
- Sens transversal :  $V_y = 0,15 \times \frac{1}{3} \times 2 \times 1,1 \times 5690 = 625,1 \text{ t}$ .

### Distribution des forces latérales :

la force  $V$  est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i \quad [\text{RPA 81, art: 333}]$$

Avec  $F_t = 0$   $T < 0,7 \text{ s}$ .

l'effort sera distribué de la manière suivante :

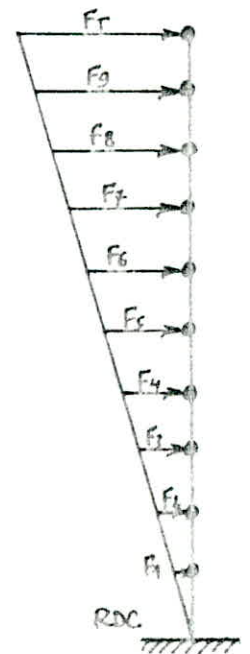
$$F_{ik} = \frac{w_k \cdot h_k}{\sum w_i \cdot h_i} \cdot V$$

Les valeurs de  $F_k$  sont données par le tableau suivant :

niveau	$W_k$ (t)	$h_k$ (m)	$W_k \cdot h_k$ (t.m)	$F_k^L$ (t)	$F_k^E$ (t)
T	444,87	29,40	13079,18	107,85	98,86
9	527,02	26,46	13944,95	114,96	105,42
8	527,02	23,52	12395,51	102,22	93,69
7	527,02	20,58	10846,07	89,44	81,98
6	527,02	17,64	9296,63	76,66	70,27
5	527,02	14,70	7747,19	63,88	58,56
4	527,02	11,76	6197,75	51,12	46,85
3	527,02	8,82	4648,32	38,34	35,13
2	527,02	5,88	3098,88	25,55	23,42
1	527,02	2,94	1549,44	12,78	11,72
RDC	564,73	0	0	0	0
$\Sigma$			82.803,92	682,8	625,9
	Sens Longitudinal			Transversal	

Les efforts tranchants et les moments fléchissants engendrés par le séisme sont par le tableau suivant :

niveau	Sens Longitudinal		Sens transversal	
	T (t)	M (t.m)	T (t)	M (t.m)
T	107,85	0	98,86	0
9	222,81	317,08	204,28	290,65
8	325,03	972,14	297,97	891,23
7	414,47	1927,73	379,95	1767,26
6	491,13	3146,27	450,22	2884,32
5	555,01	4590,19	508,78	4207,96
4	606,13	6221,92	555,63	5703,77
3	644,47	8003,94	590,76	7337,83
2	670,02	9898,69	614,42	9074,16
1	682,8	11868,54	625,9	10879,85
RDC	682,8	13875,98	625,9	12720,00



## Répartition des efforts Sismiques Sur Les diaphragmes:

des diaphragmes doivent être Calculés pour résister aux forces sismiques déterminées par la formule:

$$F_{PK} = \frac{F_t + \sum_{i=K}^n F_i}{\sum W_i} \cdot W_k \quad (\text{RPA.81 art: 3-3-8-7})$$

Avec:  $F_t = 0$   $T < 0,75$

$W_k$ : le poids du diaphragme et des éléments tributaires du niveau K.

Et:  $0,20 Z I W_k \leq F_{PK} \leq 0,40 Z I W_k$

$Z I = 0,6$  bâtiment en Zone II, type 2 (Tableau page 49 RPA81)

Calcul des bornes: Pour  $W_T = 444,87 \text{ t}$   $\rightarrow 0,20 \times 0,6 \times 444,87 = 53,38 \text{ t}$   
 $\rightarrow 0,40 \times 0,6 \times 444,87 = 106,77 \text{ t}$   
 $W_{1,\dots,9} = 527,02 \text{ t}$   $\rightarrow 0,20 \times 0,6 \times 527,02 = 63,24 \text{ t}$   
 $\rightarrow 0,40 \times 0,6 \times 527,02 = 126,40 \text{ t}$   
 $W_{RDC} = 564,73 \text{ t}$   $\rightarrow 0,20 \times 0,6 \times 564,73 = 67,77 \text{ t}$   
 $\rightarrow 0,40 \times 0,6 \times 564,73 = 135,53 \text{ t}$

niveau	$W_k \text{ (t)}$	$\frac{W_k}{\sum W_i}$	$F_i \text{ (t)}$	$\sum_{i=K}^n F_i \text{ (t)}$	$F_{PK} \text{ calculé}$	$F_{PK} \text{ (t)}$
T	444,87	0,077	107,85	107,85	8,3	53,38
9	527,02	0,092	114,96	222,81	20,50	63,24
8	527,02	0,092	102,22	325,03	29,90	63,24
7	527,02	0,092	89,44	414,47	38,13	63,24
6	527,02	0,092	76,66	491,13	45,18	63,24
5	527,02	0,092	63,88	555,01	51,06	63,24
4	527,02	0,092	51,12	606,13	55,76	63,24
3	527,02	0,092	38,34	644,47	59,29	63,24
2	527,02	0,092	25,55	670,02	61,64	63,24
1	527,02	0,092	12,78	682,8	62,82	63,24
RDC.	564,73	0,095	0	682,8	64,87	67,77
$\Sigma$	5752,8t	1,000	682,8			



**CHAPITRE : 5**

etude au

vent

# ETUDE AU VENT.

## Introduction:

des actions du vent sur une paroi de construction admettent une résultante géométrique  $R$  dont la direction diffère généralement de celle du vent.

Cette résultante  $R$  peut se décomposer en trois forces:

- la première suivant la direction du vent dans un plan horizontal: c'est la traînée  $T$ . Elle produit un effet d'entraînement et de renversement.
- la seconde perpendiculaire à la première dans le plan horizontal: c'est la dérive  $L$ .
- la dernière suivant une direction verticale ascendante ou descendante: c'est la portance  $U$ . Elle produit un effet de soulèvement ou d'écrasement.

## I. Détermination de l'effort de traînée $T$ :

Des trois efforts énoncés ci-dessus, c'est le plus important car il conditionne le dimensionnement de l'ouvrage au contreventement.

Cette force est donnée par la formule suivante:

$$T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d.$$

Avec:  $C_t$ : Coefficient de traînée lié aux effets aérodynamiques provoqués par la forme de la section transversale et de l'élanement de l'ouvrage

$$C_t = 1,3 \cdot \gamma_0.$$

$\gamma_0$ : Coefficient donné par le diagramme R.III.5. des règles N.V.65.

Ce coefficient dépend des dimensions du bâtiment.

Vent normal à la grande face:

$$\left. \begin{aligned} \lambda_a &= \frac{h}{a} = \frac{29,9}{25} = 1,196 \\ \frac{b}{a} &= \frac{21,3}{25} = 0,852 \end{aligned} \right\} \text{R.III.5} \rightarrow \gamma_0 = 1 \rightarrow C_t = 1,3.$$

Vent normal à la petite face:

$$\left. \begin{aligned} \lambda_b &= \frac{h}{b} = \frac{29,9}{21,3} = 1,403, \\ \frac{b}{a} &= 0,852 \end{aligned} \right\} \rightarrow \gamma_0 = 1 \rightarrow C_t = 1,3.$$

$0 \leq H \leq 30 \rightarrow$  dans le sens longitudinal :  $\delta = 0,763$  on prendra :  $\delta = 0,77$ .  
 " " " transversal :  $\delta = 0,77$ .

q: pression du vent: la pression normale du vent dépend de la région où est implanté l'ouvrage, du site et de la hauteur au dessus du sol du niveau considéré:

$$q = k_m \cdot k_s \cdot q_H$$

$k_m$ : Coefficient de masque, on prendra  $k_m = 1$ .

$k_s$ : Coefficient de site [région II, site normal]  $\rightarrow k_s = 1$

$q_H$ : pression dynamique donnée par:  $q_H = 2,5 q_{10} \frac{H+18}{H+60}$ .

$q_{10}$ : pression dynamique de base qui s'exerce à une hauteur de 10m dans notre cas  $q_{10} = 70 \text{ daN/m}^2$ .

$$\text{d'où: } q_H = 2,5 \times 70 \times \frac{29,4 + 18}{29,4 + 60} = 92,78 \text{ daN/m}^2$$

on aura:  $q = 1 \times 1 \times 92,78 = 92,78 \text{ daN/m}^2$ .

Remarque: la valeur du produit  $\delta q$  doit être compris entre 30 et 170  $\text{daN/m}^2$ .

$\delta q = 0,77 \times 92,78 = 71,44$ . Cette condition est bien vérifiée.

d: Largeur du Maître Coupe: dans notre cas c'est la largeur du bâtiment.

• Vent Longitudinal :  $d = b = 25 \text{ m}$ .

• Vent Transversal :  $d = a = 21,3 \text{ m}$ .

d'effort de trainé T est:

• Sens Longitudinal :  $T = 1,3 \times 1 \times 0,77 \times 92,78 \times 25 = 2321,82 \text{ daN/m}^2$ .

• Sens Transversal :  $T = 1,3 \times 1 \times 0,77 \times 92,78 \times 21,3 = 1978,2 \text{ daN/m}^2$ .

Pour le vent extrême : il faut multiplier l'effort du vent normal par 1,75.

des valeurs des Forces de trainées à différents niveaux sont données sur le tableau suivant:



$\beta$ : Coefficient de Majoration dynamique: lié aux effets de résonance provoqués par les oscillations de l'ouvrage. Il dépend de la période propre de vibration de la Construction et du Niveau Considéré.

Il est donné par la relation:

$$\beta = \max \left\{ \begin{array}{l} \theta (1 + \zeta \tau) \\ 1 \end{array} \right.$$

Pour un bâtiment d'habitation, la période propre de vibration peut être exprimée, dans le cas d'un contreventement par voiles en béton armé, par l'expression:  $T_y = 0,08 \frac{h}{\sqrt{l_x}} \cdot \sqrt{\frac{h}{l_x + h}}$   $h$ : hauteur totale du bâtiment.  
 $l_x$ : dimension en plan.

On aura • Dans le sens longitudinal:  $T_{xx} = 0,08 \frac{29,9}{\sqrt{25}} \cdot \sqrt{\frac{29,9}{25 + 29,9}} = 0,353 \text{ s.}$

• Dans le sens transversal:  $T_{yy} = 0,08 \frac{29,9}{\sqrt{21,3}} \cdot \sqrt{\frac{29,9}{21,3 + 29,9}} = 0,396 \text{ s.}$

$\zeta$ : le coefficient de réponse est donné en fonction de la période  $T$  par le diagramme de la figure R.III.3. des règles NV65.

Bâtiment à densité normale de paroi en béton armé:

Pour  $T_x = 0,35 \text{ s} \rightarrow \zeta = 0,20$

Pour  $T_y = 0,40 \text{ s} \rightarrow \zeta = 0,30$

$\tau$ : le coefficient de pulsation est fonction de la hauteur  $H$  du niveau considéré selon la figure R.III.4 des règles NV65:

Pour  $H = 29,9 \text{ m} \rightarrow \tau = 0,33.$

$\theta$ : le coefficient global dépend du type de construction.

Pour  $H_s < 30 \text{ m} \rightarrow \theta = 0,7$

Enfin, le coefficient  $\beta$  prend la valeur:

• Sens longitudinal:  $\beta_L = 0,7(1 + 0,2 \times 0,33) = 0,746$

• Sens transversal:  $\beta_T = 0,7(1 + 0,3 \times 0,33) = 0,769$

De là, on prendra:  $\beta_L = \beta_T = \beta = 1.$

$\delta$ : Coefficient de dimension: tient compte de l'effet des dimensions de l'ouvrage.

Il est donné en fonction du niveau  $H$  (selon le diagramme R.III.2. NV65.)

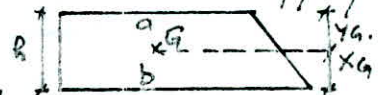
niv	Hauteur (m)	$\frac{a_v}{a_b}$	$C_t$	$\zeta$	$\theta$	$\beta$	$\delta$	$q_H$	$\delta.g.$	$K_s$	$d=a(m)$	$T_n^E (daNm)$	$T_e^E (daNm)$
											$d=b(m)$	$T_n^L (")$	$T_e^L (")$
T	29,4	$\frac{0,7}{0,7}$	1,3	0,33	0,7	1	0,7	92,78	71,44	1	21,3	1978,17	3461,80
											25	2321,80	4063,15
9	26,46	$\frac{0,7}{0,7}$	1,3	0,335	0,7	1	0,7	89,99	69,29	1	21,3	1918,64	3357,62
											25	2251,92	3940,87
8	23,52	$\frac{0,7}{0,7}$	1,3	0,340	0,7	1	0,7	86,99	66,98	1	21,3	1854,67	3245,68
											25	2176,85	3809,48
7	20,58	$\frac{0,7}{0,7}$	1,3	0,345	0,7	1	0,7	83,78	64,51	1	21,3	1786,28	3125,99
											25	2096,57	3669,00
6	17,64	$\frac{0,7}{0,7}$	1,3	0,348	0,7	1	0,7	80,33	61,85	1	21,3	1712,62	2997,09
											25	2010,12	3517,72
5	14,70	$\frac{0,7}{0,7}$	1,3	0,353	0,7	1	0,7	76,60	58,98	1	21,3	1633,15	2858,02
											25	1916,85	3354,48
4	11,76	$\frac{0,7}{0,7}$	1,3	0,357	0,7	1	0,7	72,57	58,87	1	21,3	1630,11	2852,69
											25	1913,27	3348,23
3	8,82	$\frac{0,7}{0,7}$	1,3	0,360	0,7	1	0,7	68,20	52,51	1	21,3	1455,00	2544,5
											25	1706,57	2976,5
2	5,88	$\frac{0,7}{0,7}$	1,3	0,36	0,7	1	0,7	63,13	48,84	1	21,3	1352,38	2366,66
											25	1587,30	2777,77
1	2,94	$\frac{0,7}{0,7}$	1,3	0,36	0,7	1	0,7	58,12	44,83	1	21,3	1241,34	2172,35
											25	1456,97	2549,71
RDC	0	$\frac{0,7}{0,7}$	1,3	0,36	0,7	1	0,7	52,5	40,42	1	21,3	1119,23	1958,65
											25	1313,65	2298,89

### Calcul des efforts:

#### ① Sens transversal:

L'effort tranchant: est la surface du trapèze pour le niveau considéré appliqué à son Centre de gravité.

$$T = \frac{(a+b) \cdot h}{2} \quad , \quad X_G = \frac{(a+2b)}{(a+b)} \cdot \frac{h}{3}$$



niv	H (m)	$T_n (t)$	$T_e = 1,75 T_n$	$X_G$	$Y_G = \frac{h}{3} \cdot \frac{a+2b}{a+b}$	$M_n (t.m)$	$M_e (t.m)$
T	29,4	0	0	0	0	0	0
9	26,46	5,73	10,02	1,46	1,48	8,47	14,82
8	23,52	11,28	19,73	1,46	1,48	32,72	57,26
7	20,58	16,63	29,11	1,46	1,48	74,59	130,53
6	17,64	21,77	38,10	1,46	1,48	131,04	229,32
5	14,70	26,69	46,70	1,46	1,48	202,29	354,01
4	11,76	31,49	55,10	1,47	1,47	287,82	503,68
3	8,82	36,02	63,04	1,44	1,50	387,19	677,58
2	5,88	40,14	70,25	1,45	1,49	499,22	873,65
1	2,94	43,95	76,92	1,45	1,49	622,92	1090,11
RDC	0	47,42	82,98	1,44	1,50	757,27	1325,23

T	1978,2
9	1918,6
8	1854,7
7	1786,3
6	1712,6
5	1633,1
4	1630,1
3	1454,0
2	1352,4
1	1241,3
RDC	1119,2

② Sens Longitudinal :

$$T = \frac{(a+b) \cdot h}{3} \quad , \quad x_G = \frac{(a+2b) \cdot h}{(a+b) \cdot 3} \quad , \quad y_G = h - x_G \cdot$$

niv	H (m)	T <sub>n</sub> (t)	T <sub>e</sub> =1,75T <sub>n</sub> (t)	x <sub>G</sub> (m)	y <sub>G</sub> (m)	M <sub>n</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)
T	29,4	0	0	0	0	0	0
9	26,46	6,72	11,76	1,46	1,48	9,94	17,39
8	23,52	13,22	23,15	1,46	1,48	39,32	68,81
7	20,58	19,50	34,13	1,46	1,48	87,48	153,09
6	17,64	25,51	44,69	1,46	1,48	153,75	269,06
5	14,7	31,31	54,79	1,46	1,48	237,38	415,41
4	11,76	36,94	64,64	1,47	1,47	337,71	591,00
3	8,82	42,26	73,96	1,44	1,50	454,29	795,01
2	5,88	47,10	82,43	1,45	1,49	585,75	1025,06
1	2,94	51,57	90,25	1,45	1,49	730,88	1279,04
RDC.	0	55,64	97,37	1,44	1,50	888,60	1555,05

T	2321,8
9	2251,9
8	2176,8
7	2096,6
6	2010,1
5	1916,0
4	1913,3
3	1706,6
2	1587,3
1	1457,0
RDC	1313,6

II - Détermination de l'effort de derive "L" :

la force de derive tient compte de l'action des tourbillons de Karman, qui provoquent des vibrations dans la direction perpendiculaire au vent, sa valeur maximale est donnée à chaque niveau par l'expression :

$$L = S \cdot C_L \cdot \beta \cdot \rho_{cr} \cdot d \cdot \frac{H}{h}$$

des règles NV65 (art:8-3-1) admettent que les vibrations n'apparaissent que pour des vitesses relativement faibles ( $\leq 25$  m/s). Au delà de cette vitesse, il serait inutile de faire un calcul à la résonance.

Calcul de la vitesse Critique:

Il y a résonance lorsque  $T_k = T$  avec :  $\left\{ \begin{array}{l} T_k: \text{periode des tourbillons.} \\ T: \text{periode de vibration du bâtiment.} \end{array} \right.$

$$\text{et } T_k = \frac{d}{S \cdot V}$$

d: Largeur du maitre Couple.

V: vitesse du fluide.

S: Nombre de Strouhal

• Sens Longitudinal:  $V_{cr} = \frac{d}{S \cdot T}$  avec:  $S = 0,25 + 0,30$   
 $T_x = 0,35, d = 29,3 m$

$$V_{cr} = \frac{29,3}{0,30 \times 0,35} = 202,86 m/s > 25 m/s.$$

• Sens Transversal:  $T_y = 0,40, d = 25 m, V_{cr} = \frac{25}{0,30 \times 0,40} = 208,33 m/s > 25 m/s$

On remarque que  $V_{cr} > 25 m/s$  d'où il est inutile de faire un calcul à la resonance, ainsi que le calcul de la force de derive.

### III - Détermination de l'effort de Portance "U":

Cet effort est donné par la relation:  $U = C_u \cdot \delta \cdot q \cdot S_u$

Avec:  $C_u$ : Coefficient de portance donné par  $C_u = C_e - C_i$

$C_i$ : Coefficient de suppression intérieure sur la terrasse:

- Construction fermée }  $C_i = 0,6(1,8 - 1,3\delta_0) = 0,3$
- perméabilité  $\mu \leq 5\%$  }

$C_e$ : Coefficient de depression extérieure sur la terrasse:

La figure R.III.6 des règles NV65 donne:

Pour  $\alpha = 0$  }  $\rightarrow C_e = -0,5$   
 $\delta_0 = 1$  }

$\delta$ : Coefficient de dimension:  $\delta = 0,77$  (déjà trouvé).

$q$ : pression du vent:  $q = 92,78 \text{ daN/m}^2$  (déjà trouvé en (I))

$S_u$ : d'aire de la terrasse:  $S_u = 438,60 \text{ m}^2$ .

Ce qui donne pour U:  $U = 0,8 \times 0,77 \times 92,78 \times 438,6 = 25067,1 \text{ daN}$

Sous le vent extrême on a:  $U_{ext} = 1,75 U = 1,75 \times 25067,1 = 43867,4 \text{ daN}$

On remarque que  $U_e = 43,9 t \ll G = 5690 t$ .

Donc notre bâtiment vérifie bien la Condition de non Soulevement.

### Conclusion:

On remarque qu'à la Section d'encastrement le vent nous donne l'effort  $\begin{cases} M = 1555 t.m \\ T = 97,4 t \end{cases}$   
 alors que le séisme nous donne  $\begin{cases} M = 13876 t.m \\ T = 682,8 t \end{cases}$ .

Alors, on conclut que le séisme est plus défavorable que le vent.

# CHAPITRE : 6

## repartition des efforts sismiques

# REPARTITION DES EFFORTS SISMIQUES.

L'effort engendré par le séisme se compose de:

- Une force dont la ligne d'action passe par le Centre de torsion, c'est la force de translation.
- Une rotation autour de ce Centre (le Moment de torsion).

Notre structure est en voiles porteurs; alors les forces horizontales sont supposées être reprises en totalité par des voiles.

Chaque voile sera soumise à:

- $H_{i \text{ trans}}$  : une force due à la translation.
- $H_{i \text{ rot}}$  : " " " " " rotation.

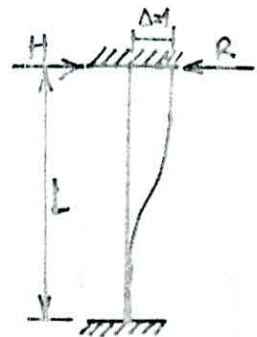
La répartition des efforts se fera de la manière suivante:

- Un refend parallèle ( $\parallel$ ) à la direction de la force sera soumis à un effort de translation et de rotation.
- Un refend perpendiculaire ( $\perp$ ) à la direction de la force sera soumis à un effort de rotation.

Pour la répartition des efforts sur les voiles, on utilise la méthode du centre de torsion.

## Méthode du Centre de torsion:

La rigidité à la flexion d'un refend est la force (ou le couple) de rappel pour laquelle le refend réagit quand une force (ou un couple)  $H$  produit une translation (ou une rotation) unitaire.



La rigidité d'un refend est:  $R = \frac{12 E I}{L^3}$      $L$ : hauteur d'étage.  
 $I$ : Moment d'inertie.

Nos voiles ont le même module d'élasticité, la même hauteur d'étage et représentent les mêmes conditions aux appuis. Donc on peut effectuer nos calculs avec les moments d'inerties au lieu des rigidités.

### Force Sismique longitudinale:

• Refend longitudinal (i):  $H_i = H_{i \text{ rot}} + H_{i \text{ trans}}$   
$$H_i = H \cdot \left[ \frac{e_y \cdot I_i^{yy} \cdot y_i}{J} + \frac{I_i^{yy}}{\sum I_i^{yy}} \right]$$

• Refend transversal (j):

$$H_j = H_{j \text{ rot}} = \frac{H \cdot e_y \cdot I_j^{xx} \cdot x_j}{J} \approx 0 \text{ car } (I_i^{xx} \approx 0)$$

### Force Sismique transversale:

• Refend longitudinal (i):  $H_i = H_{i \text{ rot}} = \frac{H \cdot e_x \cdot I_i^{yy} \cdot y_i}{J} \approx 0 \text{ car } (I_i^{yy} \approx 0)$

• Refend transversal (j):  $H_j = H \cdot \left[ \frac{e_x \cdot I_j^{xx} \cdot x_j}{J} + \frac{I_j^{xx}}{\sum I_j^{xx}} \right]$

- Avec :
- H : force horizontale due au seisme.
  - $I_i^{xx}$  : Moment d'inertie d'un voile transversal.
  - $x_i$  : Son abscisse dans le repère (T, x, y)  
[l'origine est prise au Centre de torsion].
  - $I_i^{yy}$  : Moment d'inertie d'un voile longitudinal.
  - $y_i$  : son ordonné dans le repère (T, x, y)
  - J : Moment de torsion.  
$$J = \sum I_i^{xx} \cdot x_i^2 + \sum I_i^{yy} \cdot y_i^2$$

### Remarque:

Pour le calcul de l'effort tranchant total on ne tiendra compte que de l'effort de torsion ponctif et ceci suivant l'article 3-3-5 du R.P.A.81.

	voiles	$I_x (m^4)$	$I_y (m^4)$	$x (m)$	$y (m)$	$I_x \cdot x^2 (m^6)$	$I_y \cdot y^2 (m^6)$	Translation		rotation		H = H <sub>t</sub> + H <sub>r</sub>	
								H <sub>t</sub> (x)	H <sub>t</sub> (y)	H <sub>r</sub> (x)	H <sub>r</sub> (y)	H <sub>x</sub>	H <sub>y</sub>
Longitudinal	7	-	18,31	-	-2,49	-	113,52	150,77	-	-4,53	-	150,77	-
	7'	-	18,31	-	3,91	-	279,92	150,77	-	7,12	-	157,89	-
	7''	-	18,31	-	-2,49	-	113,52	150,77	-	-4,53	-	150,77	-
	10	-	18,31	-	3,91	-	279,92	150,77	-	7,12	-	157,89	-
	8	-	3,98	-	0,71	-	2,00	32,77	-	0,28	-	33,05	-
	9	-	5,70	-	0,71	-	2,87	46,94	-	0,40	-	47,34	-
Sens transversal	1	8,60	-	-12,01	-	1240,46	-	-	10,54	-	-7,38	-	10,54
	1'	8,60	-	-12,01	-	1240,46	-	-	10,54	-	-7,38	-	10,54
	1''	8,60	-	8,6	-	636,05	-	-	10,54	-	6,74	-	17,28
	2	8,18	-	-7,86	-	505,35	-	-	10,02	-	-5,86	-	10,02
	2'	8,18	-	-7,86	-	505,35	-	-	10,02	-	-5,86	-	10,02
	2''	8,18	-	4,64	-	176,11	-	-	10,02	-	3,46	-	13,48
	3	16,54	-	4,64	-	356,10	-	-	20,27	-	6,99	-	27,26
	4	16,19	-	8,6	-	1197,41	-	-	19,84	-	12,69	-	32,53
	5	180,58	-	-3,26	-	1919,13	-	-	221,30	-	-53,66	-	221,3
	6	247,08	-	0,24	-	14,23	-	-	302,80	-	5,40	-	308,19
	$\Sigma$	510,73	82,92			7790,65	791,75	682,8	625,9				

des efforts dû au séisme :

$$\begin{cases} H_x = 682,8t \\ H_y = 625,9t \end{cases}$$

C.D.G  $\begin{cases} X_G = 10,91m \\ Y_G = 12,04m \end{cases}$

On a  $e_x = e_y = 1,25m$   
d'où le centre de torsion :

$$\begin{cases} X_T = 10,91 + 1,25 \\ Y_T = 12,04 - 1,25 \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_T = 12,16m \\ Y_T = 10,79m \end{cases}$$

$$J = \sum I_{ix} \cdot x_i^2 + \sum I_{iy} \cdot y_i^2$$

$$J = 8582,4 m^6$$

Distribution des efforts tranchants dans les refends.



Distribution de l'effort tranchant dans les refends.

Distribution des moments flexionnels dans les refends.

X	Voiles	7', 10	7', 7"	8	9	6	5	4	3	2"	1"	1, 1'	2, 2'
niv	$\frac{W_x \cdot h_x}{\sum W_x \cdot h_x}$	T (H)	T	T	T	T	T	T	T	T	T	T	T
T	0,1579	24,93	23,80	5,22	7,47	48,66	34,94	5,14	4,30	2,13	2,73	1,66	1,58
9	0,1684	51,51	49,19	10,78	15,44	100,56	72,21	10,61	8,89	4,40	5,64	3,44	3,27
8	0,1497	75,15	71,76	15,73	22,53	146,70	105,34	15,48	12,98	6,42	8,22	5,02	4,77
7	0,1310	95,83	91,51	20,06	28,73	187,07	134,33	19,75	16,54	8,18	10,48	6,40	6,08
6	0,1123	113,56	108,44	23,77	34,05	221,68	159,18	23,40	19,61	9,70	12,42	7,58	7,21
5	0,0936	128,34	122,55	26,86	38,48	250,53	179,90	26,44	22,16	10,96	14,04	8,57	8,14
4	0,0748	140,15	133,86	29,34	42,02	273,58	196,45	28,88	24,20	11,97	15,33	9,36	8,90
3	0,0561	148,99	142,30	31,19	44,67	290,84	208,84	30,70	25,72	12,72	16,30	9,95	9,45
2	0,0370	154,89	147,85	32,42	46,42	302,34	217,10	31,91	26,74	13,22	16,96	10,34	9,83
1	0,0190	157,89	150,77	33,05	47,34	308,19	221,3	32,53	27,26	13,48	17,28	10,54	10,02
RDC	0	157,89	150,77	33,05	47,34	308,19	221,3	32,53	27,26	13,48	17,28	10,54	10,02

Sens Longitudinal

Sens transversal

Voiles	7', 10	7', 7"	8	9	6	5	4	3	2"	1"	1, 1'	2, 2'
niv												
T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	73,29	69,97	15,35	21,96	143,06	102,72	15,11	12,64	6,26	8,03	4,88	4,64
8	224,73	214,59	47,04	67,35	438,71	315,02	46,33	38,78	19,20	24,61	14,96	14,26
7	445,67	425,56	93,26	133,56	870,00	624,72	91,87	76,91	38,07	48,80	29,69	28,28
6	727,41	694,60	152,20	218,00	1419,99	1019,68	149,94	125,54	62,15	79,64	48,48	46,16
5	1061,28	1013,42	222,06	318,05	2071,73	1487,69	218,74	183,16	90,67	116,19	70,74	67,33
4	1438,60	1373,71	300,99	431,12	2808,29	2016,60	296,47	248,28	122,89	157,49	95,90	91,26
3	1850,64	1767,17	387,20	554,60	3612,61	2594,17	381,35	319,40	158,08	202,59	123,39	117,39
2	2288,67	2185,45	478,84	685,87	4467,68	3208,16	471,58	395,02	195,48	250,55	152,61	145,18
1	2743,87	2620,13	574,06	822,29	5356,24	3846,23	563,33	473,60	234,35	300,38	182,98	174,05
RDC	3207,89	3063,21	671,11	961,41	6262,08	4496,64	660,91	553,72	273,95	351,18	213,94	203,48

Sens Longitudinal

Sens transversal

1351



**CHAPITRE : 7**

etude  
des  
voiles

# ETUDE DES VOILES

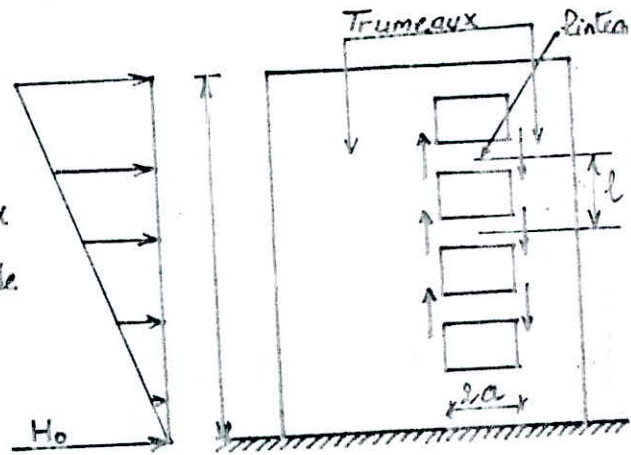
## Introduction:

Notre structure comporte plusieurs catégories de voiles. On distingue des voiles pleins et des voiles avec une ou plusieurs files d'ouvertures.  
Pour la répartition des efforts sur les éléments de refend, on s'est basé sur l'ouvrage de M. DIVER "Calcul des tours en Béton armé."

## ① Refends avec une seule file d'ouvertures:

des hypothèses de calcul sont:

- des efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque refend.
- des éléments de refend subissent le même déplacement au niveau de chaque étage.



## ② Calcul des linteaux:

des étapes de calcul sont:

- Etablir  $\varphi = \frac{z}{Z}$  avec:  $z$ : cote du niveau considéré.  
 $Z$ : Hauteur totale du bâtiment.

- Ayant  $\alpha$  et  $\varphi$ , on détermine  $\phi(\alpha, \varphi)$  à partir de l'abaque de M. DIVER (abaque B.23.a. relatif aux charges triangulaires).
- d'effort tranchant à la section d'encastrement du linteau est donné par:

$$T_l = H_0 \frac{m \cdot l}{I} \phi(\alpha, \varphi) \quad H_0: \text{Effort tranchant à la base.}$$

- de moment d'encastrement du linteau est donné par:  $M = T_l \cdot a$ .

## ③ Calcul des trumeaux:

- Ayant  $\alpha$  et  $\varphi$ , on détermine  $\psi(\alpha, \varphi)$  à partir de l'abaque de M. DIVER (B2)

$$\begin{aligned} \text{• des moments dans les trumeaux sont: } M_1 &= \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 \cdot Z \left[ \frac{(1-\varphi)^2 (2+\varphi)}{3} - \frac{2mc}{I} \psi \right] \\ M_2 &= \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 \cdot Z \left[ \frac{(1-\varphi)^2 (2+\varphi)}{3} - \frac{2mc}{I} \psi \right] \end{aligned}$$

- L'effort normal pour chaque trumeau est donné par la formule:

$$N = \sum \Pi$$

Cette somme des efforts tranchants des linteaux représente l'effort normal du trumeau.

Cette somme est calculée du sommet jusqu'à l'étage considéré.

- la vérification se fait à la base du refend par la formule:

$$M = M_1 + M_2 + 2Nc.$$

## ② Refends avec plusieurs files d'ouvertures:

La méthode utilisée pour le calcul des refends à une seule file d'ouvertures peut être généralisée dans le cas des refends à plusieurs files d'ouvertures, en négligeant la déformation due aux efforts normaux dans les éléments du refend.

### Ⓐ Calcul des linteaux:

- l'effort tranchant dans les linteaux est donné par:

$$\Pi_i = H_0 \cdot l \frac{i_i \cdot c_i}{2a_i^2 \left( \sum \frac{i_i c_i}{d_i} \right)} \cdot \phi(\alpha, \psi)$$

### Ⓑ Calcul des trumeaux:

- des efforts normaux dans les trumeaux sont donnés par:

$$N_1 = \sum \Pi_1$$

$$N_2 = \sum \Pi_2 - \sum \Pi_1$$

$$\vdots$$

$$N_i = \sum \Pi_i - \sum \Pi_{i-1}$$

- des moments dans les trumeaux sont donnés par:

$$M_i = \frac{I_i}{\sum I_i} \cdot H_0 \cdot Z \cdot \left[ \frac{(1-\psi)^2 \cdot (2+\psi)}{3} - \psi \right]$$

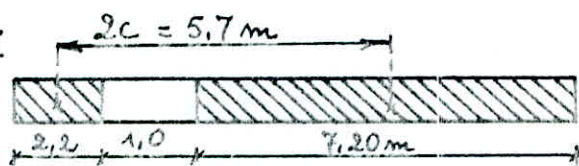
### Ⓒ Vérification:

La vérification de l'équilibre extérieur à la base du refend est donnée par:

$$M = \sum M_i + 2N_1(c_1 + c_2 + \dots) + 2N_2(c_2 + \dots) + 2N_3(c_3 + \dots) + \dots$$

Voiles avec une file d'ouvertures:

Voile 3:  $H_0 = 27,26 \text{ t}$



$\alpha = 12,77$        $I = 17,348 \text{ m}^4$

$I_1 = 0,177$  }  $\rightarrow \Sigma I_i = 6,40 \text{ m}^4$       ;  $m = 1,921$       ;  $2c = 5,7$ .

$I_2 = 6,22$  }

niv	$\varphi$	$\psi$	$\phi$	$A = \frac{(1-\varphi)(2+\varphi)}{3}$	$B = \frac{2m\psi}{I}$	$A-B$	$M_1$	$M_2$	$\bar{J}$	$N$
T	1	0	0,16	0	0	0	0	0	1,42	1,42
9	0,9	0,002	0,23	0,010	0,001	0,009	0,20	7,01	2,04	3,46
8	0,8	0,050	0,38	0,037	0,032	0,005	0,11	3,89	3,37	6,83
7	0,7	0,090	0,50	0,081	0,057	0,024	0,53	18,69	4,44	11,27
6	0,6	0,160	0,64	0,138	0,101	0,037	0,82	28,82	5,68	16,95
5	0,5	0,230	0,75	0,208	0,145	0,063	1,40	49,07	6,65	23,6
4	0,4	0,300	0,83	0,288	0,189	0,099	2,19	77,11	7,36	30,96
3	0,3	0,370	0,86	0,375	0,233	0,142	3,15	110,60	7,63	38,59
2	0,2	0,460	0,84	0,469	0,290	0,179	3,97	139,42	7,45	46,04
1	0,1	0,550	0,65	0,567	0,346	0,221	4,90	172,14	5,77	51,81
RDC	0	0,580	0,10	0,667	0,366	0,301	6,67	234,45	0,89	52,7

$\frac{2mc}{I} \psi = \frac{1,921 \times 5,7}{17,348} \psi = 0,63 \psi$

$M_1 = \frac{0,177}{6,40} \times 27,26 \times 29,4 [A-B] = 22,16 [A-B]$

$M_2 = \frac{6,22}{6,40} \times 27,26 \times 29,4 [A-B] = 778,90 [A-B]$

$\bar{J} = \frac{H_0 \cdot m \cdot l}{I} \cdot \phi = \frac{27,26 \times 1,921 \times 2,94}{17,348} \cdot \phi = 8,87 \phi$

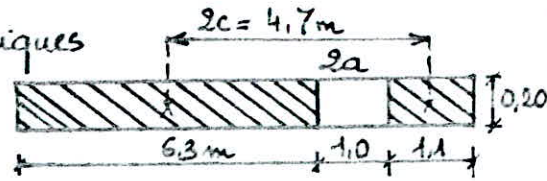
Verification:

$M = M_1 + M_2 + 2Nc = 6,67 + 234,45 + 5,7 \times 52,7 = 541,51 \text{ t.m}$

$M_T = 553,72 \text{ t.m} \rightarrow \text{l'erreur est de } = 2,2\%$

Voiles 2, 2' et 2'' :

Caractéristiques géométriques



$$\alpha = 16,15$$

$$2c = 4,7m$$

$$I = 8,328 m^4 ; A_m = 0,88$$

$$\left. \begin{array}{l} I_1 = 4,167 \\ I_2 = 0,022 \end{array} \right\} \rightarrow I_1 + I_2 = 4,189 m^4$$

Voiles 2 et 2' :

$$H_0 = 10,02t$$

$$M_1 = 293,04(A-B)$$

$$M_2 = 1,55(A-B)$$

$$\pi = 3,11 \phi$$

Voile 2'' :

$$H_0 = 13,48t$$

$$M_1 = 349,23(A-B)$$

$$M_2 = 2,08(A-B)$$

$$\pi = 4,19 \phi$$

Niveau	$\psi$	$\Psi$	$\phi$	$A = \frac{(A-B)^2(2+\psi)}{3}$	$B = \frac{2c}{I} \Psi$	A-B	$M_1$	$M_2$	$\pi$	N	$M_1$	$M_2$	$\pi$	N
T	1	0	0,16	0	0	0	0	0	0,50	0,50	0	0	0,67	0,67
9	0,9	0,002	0,23	0,010	0,001	0,009	2,64	0,01	0,71	1,21	3,55	0,02	0,96	1,63
8	0,8	0,050	0,38	0,037	0,025	0,012	3,52	0,02	1,18	2,39	4,73	0,03	1,59	3,22
7	0,7	0,090	0,50	0,081	0,045	0,036	10,55	0,05	1,56	3,95	14,19	0,07	2,09	5,31
6	0,6	0,160	0,64	0,138	0,080	0,058	17,00	0,09	1,99	5,94	22,86	0,12	2,68	7,99
5	0,5	0,230	0,75	0,208	0,114	0,094	27,54	0,14	2,33	8,27	37,06	0,19	3,14	11,13
4	0,4	0,300	0,83	0,288	0,150	0,138	40,44	0,21	2,58	10,85	54,40	0,29	3,48	14,61
3	0,3	0,370	0,86	0,375	0,184	0,191	55,97	0,29	2,68	13,53	75,30	0,40	3,60	18,21
2	0,2	0,460	0,84	0,469	0,229	0,240	70,33	0,37	2,61	16,14	94,61	0,50	3,51	21,72
1	0,1	0,550	0,85	0,567	0,273	0,294	86,15	0,45	2,02	18,16	115,90	0,61	2,72	24,44
RDC	0	0,580	0,10	0,667	0,288	0,379	111,06	0,59	0,31	18,47	149,41	0,79	0,42	24,86

Verification:  $\gamma M = 111,06 + 0,59 + 4,7 \times 18,47 = 198,46$  ;  $M_T = 203,48 \rightarrow$  l'erreur: 2,5%

$\frac{2}{3} M = 149,41 + 0,79 + 4,7 \times 24,86 = 276,04 t.m$  ;  $M_T = 273,95 \rightarrow$  l'erreur: 0,8%

## Voiles avec deux files d'ouvertures:

Voiles 1 et 1' :

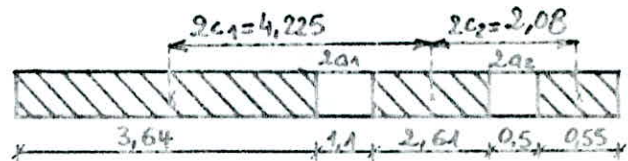
$$H_0 = 10,54t \quad ; \quad \alpha = 150,7$$

$$I_1 = 0,804 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \rightarrow \Sigma I_i = 1,103 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 0,296 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \rightarrow I = 8,614 \text{ m}^4$$

$$I_3 = 0,0028 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \rightarrow i_1 = 0,0657 \text{ m}^4 \quad ; \quad c_1 = 2,11 \text{ m} \quad ; \quad c_2 = 1,04 \text{ m} .$$

$$i_2 = 0,173 \text{ m}^4 \quad ; \quad a_1 = 0,55 \text{ m} \quad ; \quad a_2 = 0,25 \text{ m}$$



no	$\psi$	$\Psi$	$\phi$	$\lambda = \frac{(\lambda - \psi) \cdot (2 + \psi)}{3}$	$\lambda - \psi$	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$\Pi_1$	$N_1$	$\Pi_2$	$N_2$	$N_3$
T	1	0	0,16	0	0	0	0	0	0,15	0,15	2,08	1,93	-2,08
9	0,9	0,002	0,23	0,010	0,008	1,8	0,66	0,006	0,22	0,37	2,98	4,69	-5,06
8	0,8	0,050	0,38	0,037	-0,013	-2,94	-1,08	-0,01	0,35	0,72	4,93	9,27	-9,99
7	0,7	0,090	0,50	0,081	-0,009	-2,03	-0,75	-0,007	0,47	1,19	6,49	15,29	-16,48
6	0,6	0,160	0,64	0,138	-0,002	-4,67	-1,83	-0,02	0,60	1,79	8,31	23,0	-24,79
5	0,5	0,230	0,75	0,208	-0,002	-4,67	-1,83	-0,02	0,70	2,49	9,74	32,04	-34,53
4	0,4	0,300	0,83	0,288	-0,012	-2,71	-0,99	-0,01	0,78	3,27	10,78	42,04	-45,31
3	0,3	0,370	0,86	0,375	0,005	1,13	0,41	0,004	0,81	4,08	11,17	52,40	-56,47
2	0,2	0,460	0,90	0,469	0,009	2,03	0,75	0,007	0,84	4,92	11,69	63,25	-68,17
1	0,1	0,560	0,80	0,567	0,017	3,84	1,41	0,013	0,75	5,67	10,39	72,89	-77,56
RDC	0,0	0,620	0,30	0,667	0,047	10,62	3,91	0,04	0,28	5,95	3,89	76,50	-82,45

$$M_1 = \frac{0,804}{1,103} \times 10,54 \times 29,4 (\lambda - \psi) = 225,87 (\lambda - \psi)$$

$$M_2 = \frac{0,296}{1,103} \times 10,54 \times 29,4 (\lambda - \psi) = 83,16 (\lambda - \psi)$$

$$M_3 = \frac{0,0028}{1,103} \times 10,54 \times 29,4 (\lambda - \psi) = 0,79 (\lambda - \psi)$$

$$\Pi_1 = \frac{H_0 \cdot l \cdot i_1 \cdot c_1}{2 a_1^2 B} \phi \quad \text{avec} \quad B = \frac{i_1 \cdot c_1^2}{a_1^2} + \frac{i_2 \cdot c_2^2}{a_2^2} = 13,74$$

$$\Pi_1 = \frac{10,54 \times 2,94 \times 0,0657 \times 2,11}{2 (0,55)^2 \times 13,74} \phi = 0,121 \phi \quad ; \quad \Pi_2 = 1,67 \phi$$

Verification:  $M = M_1 + M_2 + M_3 + N_1 (2c_1 + 2c_2) + N_2 (2c_2)$

$$M = 10,62 + 3,91 + 0,04 + 5,95 \times (4,22 + 2,08) + 76,50 \times 2,08 = 211,17 \text{ tm}$$

$$M_T = 213,94 \text{ tm} \rightarrow \text{l'erreur est de } 1,3\%$$

Voile 5:

$H_0 = 221,3 \text{ t}$

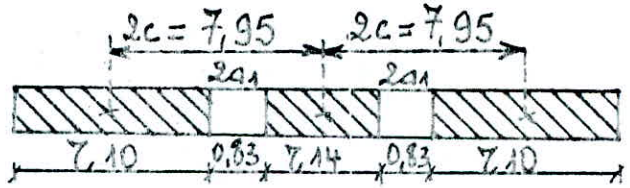
$\alpha = 23,32$

$I_1 = 5,96 = I_3 \rightarrow \Sigma I_i = 17,99 \text{ m}^4$

$I_2 = 6,07$

$i_1 = i_2 = i = 0,012 \text{ m}^4 ; a_1 = a_2 = a = 0,41 \text{ m}$

$c_1 = c_2 = c = 3,97 \text{ m}$



no	$\psi$	$\Psi$	$\phi$	$\lambda = \frac{(1-\Psi)(2+\Psi)}{3}$	$A-\Psi$	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$J_1$	$N_1$	$J_2$	$N_2$	$N_3$
T	1	0	0,16	0	0	0	0	0	6,55	6,55	6,55	0	-6,55
9	0,9	0,002	0,23	0,010	0,008	+17,24	+17,56	+17,24	9,42	15,97	9,42	0	-15,97
8	0,8	0,050	0,38	0,037	-0,013	-28,02	-28,54	-28,02	15,57	31,54	15,57	0	-31,54
7	0,7	0,090	0,50	0,081	-0,009	-19,40	-19,76	-19,40	20,48	52,02	20,48	0	-52,02
6	0,6	0,160	0,64	0,138	-0,022	-47,42	-48,29	-47,42	26,22	78,24	26,22	0	-78,24
5	0,5	0,230	0,75	0,208	-0,022	-47,42	-48,29	-47,42	30,73	108,97	30,73	0	-108,97
4	0,4	0,300	0,83	0,278	-0,022	-25,86	-26,34	-25,86	34,01	142,98	34,01	0	-142,98
3	0,3	0,370	0,86	0,375	0,005	10,78	10,98	10,78	35,23	178,21	35,23	0	-178,21
2	0,2	0,460	0,84	0,469	0,009	19,40	19,76	19,40	34,41	212,62	34,41	0	-212,62
1	0,1	0,550	0,65	0,567	0,017	36,64	37,32	36,64	26,63	239,25	26,63	0	-239,25
RDC	0,0	0,580	0,10	0,667	0,087	187,50	190,98	187,50	4,09	243,34	4,09	0	-243,34

$M_1 = M_2 = \frac{5,96}{17,99} \times 221,3 \times 29,4 \times (A-\Psi) = 2155,48 (A-\Psi)$

$M_2 = \frac{6,07}{17,99} \times 221,3 \times 29,4 \times (A-\Psi) = 2195,26 (A-\Psi)$

$J_1 = J_2 = H_0 \frac{c \phi}{2(c^2+c)} = \frac{H_0 \cdot l \cdot c \cdot \phi}{4c^2} = \frac{221,3 \times 2,94 \phi}{4 \times 3,97} = 40,97 \phi$

Verification:

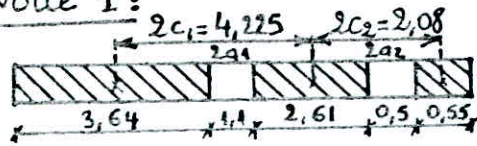
$M = 187,50 \times 2 + 190,98 + 243,34 \times 15,9 = 4435,13 \text{ t.m.}$

$M_T = 4496,64 \text{ t.m.}$

L'erreur est de  $= \frac{4496,64 - 4435,13}{4496,64} = 1,4 \%$



Voile 1':



$H_0 = 17,28 \text{ t}$  ;  $\alpha = 150,7$

$I_1 = 0,8047$  }  $\rightarrow \sum I_i = 1,103 \text{ m}^4$

$I_2 = 0,296$

$I_3 = 0,0028$

$I = 8,614 \text{ m}^4$

$i_1 = 0,0657 \text{ m}^3$  ;  $c_1 = 2,11 \text{ m}$  ;  $a_1 = 0,55 \text{ m}$

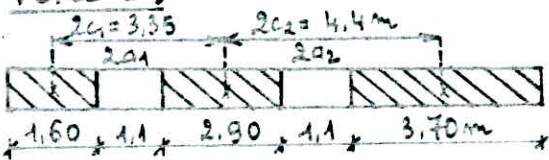
$i_2 = 0,173 \text{ m}^3$  ;  $c_2 = 1,05 \text{ m}$  ;  $a_2 = 0,25 \text{ m}$

$M = 346,24 \text{ t.m}$  ;  $M_T = 351,18 \text{ t.m}$

L'erreur est de  $\approx 1,4\%$

no	$\varphi$	$\Psi$	$\phi$	$A = \frac{(1-\varphi)^2(2+\varphi)}{3}$	$A - \Psi$	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$J_1$	$N_1$	$J_2$	$N_2$	$N_3$
T	1	0	0,16	0	0	0	0	0	0,25	0,25	3,41	3,16	-3,41
9	0,9	0,002	0,23	0,010	0,008	+2,96	+1,09	+0,01	0,35	0,60	4,89	7,70	-8,30
8	0,8	0,050	0,38	0,037	-0,013	-4,81	-1,77	-0,02	0,58	1,18	8,09	15,21	-16,39
7	0,7	0,090	0,50	0,081	-0,009	-3,33	-1,23	-0,01	0,77	1,95	10,64	25,08	-27,03
6	0,6	0,160	0,64	0,138	-0,022	-8,15	-3,00	-0,03	0,98	2,93	13,62	37,72	-40,65
5	0,5	0,230	0,75	0,208	-0,022	-8,15	-3,00	-0,03	1,16	4,09	15,96	52,52	-56,64
4	0,4	0,300	0,83	0,288	-0,012	-4,44	-1,64	-0,02	1,28	5,37	17,67	68,91	-74,28
3	0,3	0,370	0,86	0,375	0,005	1,85	0,68	0,006	1,32	6,69	18,31	85,90	-92,59
2	0,2	0,460	0,90	0,469	0,009	3,33	1,23	0,01	1,38	8,07	19,16	103,68	-111,75
1	0,1	0,550	0,80	0,567	0,017	6,29	2,32	0,02	1,23	9,30	17,03	119,48	-128,78
RDC	0,0	0,620	0,30	0,667	0,047	17,40	6,14	0,06	0,46	9,76	6,38	125,40	-135,16

Voile 4:



$H_0 = 32,53 \text{ t}$  ;  $\alpha = 85,24$

$I_1 = 0,068$  }  $\rightarrow \sum I_i = 1,318 \text{ m}^4$

$I_2 = 0,406$

$I_3 = 0,844$

$a_1 = a_2 = 0,55 \text{ m}$  ;  $c_1 = 1,675 \text{ m}$

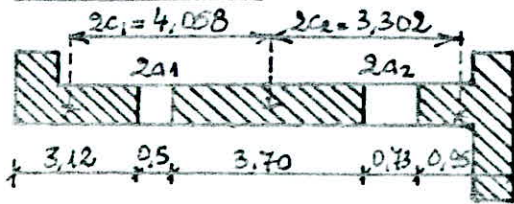
$c_2 = 2,2 \text{ m}$  ;  $i_1 = i_2 = 0,0657 \text{ m}^4$

$M = 671,31 \text{ t.m}$  ;  $M_T = 660,91 \text{ t.m}$

L'erreur est de  $\approx 1,5\%$

no	$\varphi$	$\Psi$	$\phi$	$A = \frac{(1-\varphi)^2(2+\varphi)}{3}$	$A - \Psi$	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$J_1$	$N_1$	$J_2$	$N_2$	$N_3$
T	1	0	0,16	0	0	0	0	0	1,68	1,68	2,20	0,52	-2,20
9	0,9	0,002	0,23	0,010	0,008	0,39	+2,36	+4,90	2,41	4,09	3,16	1,27	-5,36
8	0,8	0,050	0,38	0,037	-0,013	-0,64	-3,83	-7,96	3,98	8,07	5,23	2,52	-10,59
7	0,7	0,090	0,50	0,081	-0,009	-0,44	-2,65	-5,51	5,24	13,31	6,88	4,16	-17,47
6	0,6	0,160	0,64	0,138	-0,022	-1,08	-6,48	-13,47	6,70	20,01	8,80	6,26	-26,27
5	0,5	0,230	0,75	0,208	-0,022	-1,08	-6,48	-13,47	7,86	27,87	10,32	8,72	-36,59
4	0,4	0,300	0,83	0,288	-0,012	-0,59	-3,53	-7,35	8,69	36,56	11,42	11,45	-49,01
3	0,3	0,370	0,86	0,375	0,005	+0,25	1,47	3,06	9,01	45,57	11,83	14,27	-59,84
2	0,2	0,460	0,90	0,469	0,009	0,44	2,65	5,51	9,43	55	12,38	17,22	-72,22
1	0,1	0,550	0,80	0,567	0,017	0,84	5,01	10,41	8,38	63,38	11,01	19,85	-83,23
RDC	0,0	0,600	0,30	0,667	0,067	3,31	19,74	41,03	3,14	66,52	4,13	20,84	-87,36

### Voiles 7 et 7''



$$H_0 = 150,77 \text{ t} ; \alpha = 243,68$$

$$\left. \begin{array}{l} I_1 = 0,641 \\ I_2 = 0,844 \\ I_3 = 0,033 \end{array} \right\} \rightarrow \sum I_i = 1,518 \text{ m}^4$$

$$I = 18,34 \text{ m}^4$$

$$a_1 = 0,25 \text{ m} ; c_1 = 2,023 \text{ m} ; i_1 = 0,185 \text{ m}^2$$

$$a_2 = 0,363 \text{ m} ; c_2 = 1,651 \text{ m} ; i_2 = 0,012$$

$$M = 3023,00 \text{ t.m}$$

$$M_T = 3063,21 \text{ t.m}$$

d'erreur est de 1,3%

### Voiles 7' et 10 :

[mêmes caractéristiques géométriques que 7 et 7'']

$$H_0 = 157,89 \text{ t}$$

$$\text{Verif: } M = 3163,16 \text{ t.m}$$

$$M_T = 3207,89 \text{ t.m}$$

d'erreur est de 1,4%

niv	$\varphi$	$\Psi$	$\phi$	$A = \frac{(1-\varphi)^2(2+\varphi)}{3}$	$A - \Psi$	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$\Pi_1$	$N_1$	$\Pi_2$	$N_2$	$N_3$
T	1	0	0,16	0	0	0	0	0	17,24	17,24	0,29	-16,95	-0,29
9	0,9	0,002	0,23	0,010	0,008	14,96	19,72	0,77	24,78	42,02	0,42	-41,31	-0,71
8	0,8	0,050	0,38	0,037	-0,013	-24,32	-32,05	-1,25	40,94	82,96	0,69	-81,56	-1,4
7	0,7	0,090	0,50	0,081	-0,009	-16,83	-22,19	-0,86	53,87	136,93	0,91	-134,52	-2,31
6	0,6	0,160	0,64	0,138	-0,022	-41,16	-54,24	-2,11	68,95	205,79	1,17	-202,31	-3,48
5	0,5	0,230	0,75	0,208	-0,022	-41,16	-54,24	-2,11	80,80	286,60	1,37	-281,75	-4,85
4	0,4	0,300	0,83	0,288	-0,012	-22,45	-29,58	1,15	89,43	376,03	1,52	-369,66	-6,37
3	0,3	0,370	0,86	0,375	0,005	9,35	12,32	0,48	92,66	468,69	1,57	-460,75	-7,94
2	0,2	0,460	0,90	0,469	0,009	16,83	22,19	0,86	96,97	565,66	1,64	-556,08	-9,58
1	0,1	0,550	0,80	0,567	0,017	31,80	41,91	1,63	86,19	651,86	1,46	-640,82	-11,04
RDC	0,0	0,620	0,30	0,667	0,047	87,93	115,88	4,52	32,32	684,18	0,55	-672,59	-11,59

niv	$\varphi$	$\Psi$	$\phi$	$A = \frac{(1-\varphi)^2(2+\varphi)}{3}$	$A - \Psi$	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$\Pi_1$	$N_1$	$\Pi_2$	$N_2$	$N_3$
T	1	0	0,16	0	0	0	0	0	18,03	18,03	0,31	-17,72	-0,31
9	0,9	0,002	0,23	0,010	0,008	15,67	20,65	0,80	25,92	43,95	0,14	-43,20	-0,75
8	0,8	0,050	0,38	0,037	-0,013	-25,47	-33,57	-1,31	42,83	86,78	0,73	-85,30	-1,48
7	0,7	0,090	0,50	0,081	-0,009	-17,63	-23,14	-0,90	56,35	143,14	0,96	-140,70	-2,14
6	0,6	0,160	0,64	0,138	-0,022	-43,10	-56,80	-2,21	72,13	215,28	1,24	-214,60	-3,68
5	0,5	0,230	0,75	0,208	-0,022	-43,10	-56,80	-2,21	84,53	299,81	1,45	-294,68	-5,13
4	0,4	0,300	0,83	0,288	-0,012	-23,51	-30,98	-1,21	93,55	393,36	1,61	-386,62	-6,74
3	0,3	0,370	0,86	0,375	0,005	9,80	12,91	0,50	96,93	490,29	1,67	-481,77	-8,41
2	0,2	0,460	0,90	0,469	0,009	17,63	23,24	0,90	101,44	591,73	1,74	-581,58	-10,15
1	0,1	0,550	0,80	0,567	0,017	33,31	43,89	1,71	90,17	681,90	1,55	-670,20	-11,70
RDC	0	0,620	0,30	0,667	0,047	92,08	121,35	4,73	33,81	715,72	0,58	-703,42	-12,28

Voile avec trois files d'ouvertures:

Voile ⑥:

$$H_0 = 308,19 \text{ t}$$

$$I = 251,78 \text{ m}^4$$

$$I_1 = 5,96 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 6,07 \text{ m}^4$$

$$I_3 = 0,034 \text{ m}^4$$

$$I_4 = 5,72 \text{ m}^4$$

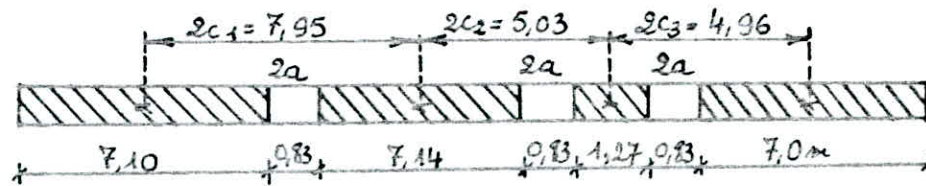
$$\sum I_i = 17,78 \text{ m}^4$$

$$a = 0,41 \text{ m}$$

$$i_1 = i_2 = i_3 = 0,012 \text{ m}$$

$$c_1 = 3,975; c_2 = 2,515$$

$$c_3 = 2,48 \text{ m}$$



niv	$\psi$	$\Psi$	$\phi$	$A = \frac{h \cdot \psi^2 (2 + \psi)}{3}$	$A - \Psi$	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$M_4$	$J_1$	$N_1$	$J_2$	$N_2$	$J_3$	$N_3$	$N_4$
T	1	0	0,16	0	0	0	0	0	0	10,49	10,49	6,45	-3,74	6,36	-0,09	-6,36
9	0,9	0,002	0,23	0,001	0,008	24,29	24,74	0,14	23,31	14,65	24,84	9,27	-9,12	9,14	-0,13	-15,5
8	0,8	0,050	0,38	0,037	-0,013	-39,47	-40,20	-0,22	-37,88	24,20	49,04	15,31	-18,01	15,10	-0,21	-30,6
7	0,7	0,090	0,50	0,081	-0,009	-27,33	-27,83	-0,15	-26,23	31,84	80,88	20,15	-29,7	19,86	-0,29	-50,46
6	0,6	0,160	0,64	0,138	-0,022	-66,80	-68,04	-0,38	-64,11	40,76	121,04	25,79	-44,67	25,43	-0,36	-75,89
5	0,5	0,230	0,75	0,208	-0,022	-66,80	-68,04	-0,38	-64,11	47,76	169,40	30,22	-62,21	29,80	-0,42	-105,69
4	0,4	0,300	0,83	0,288	-0,012	-36,44	-37,11	-0,21	-34,97	52,86	222,26	33,44	-81,63	33,0	-0,44	-138,69
3	0,3	0,370	0,86	0,375	0,005	15,18	15,46	0,08	14,57	54,77	277,03	34,65	-101,75	34,17	-0,48	-172,86
2	0,2	0,460	0,84	0,469	0,009	27,33	27,83	0,15	26,23	53,49	330,03	33,85	-121,39	33,38	-0,47	-206,24
1	0,1	0,550	0,65	0,567	0,017	51,62	52,57	0,29	49,54	41,39	371,91	26,19	-136,59	25,83	-0,36	-232,07
RDC	0,0	0,580	0,1	0,667	0,087	264,18	269,06	1,51	253,54	6,37	378,28	4,03	-138,93	3,97	-0,06	-236,04

$$M_1 = \frac{5,96 \times 308,19 \text{ t} \times 29,4}{17,784} (A - \Psi) = 3036,56 (A - \Psi) ; M_2 = 3092,61 (A - \Psi) ; M_3 = 17,32 (A - \Psi) ; M_4 = 2914,29 (A - \Psi).$$

$$J_1 = \frac{308,19 \times 2,94 \times 3,975}{2[(3,975)^2 + (2,515)^2 + (2,48)^2]} \phi = 63,69 \phi ; J_2 = 33,39 \phi ; J_3 = 32,93 \phi .$$

Vérification:  $M = 264,18 + 269,06 + 1,51 + 253,54 + 378,28 \times 17,94 - 138,93 \times 9,99 - 0,06 \times 4,96 = 6186,43 \text{ t.m.}$

$$M_f = 6262,08 \text{ t.m.}$$

d'erreur est de = 1,2 %.

**CHAPITRE : 8**

etude  
des  
deformations

## CALCUL DES DEFORMATIONS

Notre bâtiment est contreventé par voiles porteurs, nous devons vérifier que les déformations horizontales dues au séisme ne risquent pas de déstabiliser l'ouvrage.

Pour cela, on calcule les déplacements relatifs qui sont donnés par la formule suivante :

$$\delta_i = \frac{f_i - f_{i-1}}{h} \quad \text{avec : } h: \text{ hauteur d'étage}$$

$f_i, f_{i-1}$  : flèches aux niveaux  $i, i-1$ .

Le règlement R.P.A. 81 (art: 3-3-7-1) préconise que le déplacement calculé à partir des forces latérales doit être multiplié par  $\frac{1}{2B}$ , pour obtenir le déplacement relatif, on aura :

$$\delta_i = (f_i - f_{i-1}) \times \frac{1}{2B}$$

Ces déplacements relatifs latéraux doivent être inférieurs au déplacement admissible donné par la relation suivante :

$$\Delta = 0,0075 \cdot h \quad (\text{R.P.A. 81 art: 3-3-7-1})$$

$h$  : hauteur d'étage

dans notre cas :  $\Delta = 0,0075 \times 2,94 = 2,2 \times 10^{-2} \text{ m} = 22 \text{ mm}$ .

Pour l'étude des déformations, nous ferons d'abord l'étude du bâtiment se déformant dans son ensemble, puis nous étudierons la déformation de deux refends (un dans chaque direction), supposés isolés.

Ces voiles par leurs grandes rigidités sont pensés imposer leurs déformations aux autres voiles moins rigides.

### I - Déformation d'ensemble du bâtiment :

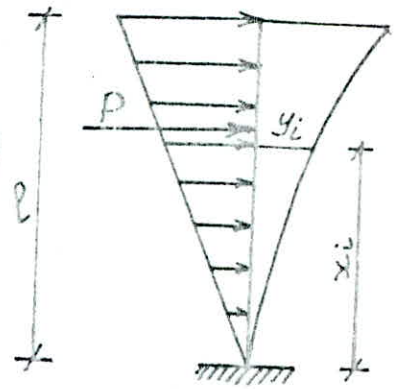
Pour le calcul des flèches, on considérera le bâtiment comme une console encastrée à une extrémité soumise à une charge triangulaire.

L'aide mémoire de R.D.M. nous donne:

$$y_i = -\frac{P x_i^2}{60EI} (20l^3 - 10l^2 x_i + x_i^3)$$

$x_i$ : abscisse du Niveau  $i$

$y_i$ : flèche du Niveau  $i$ .



Ⓐ Sens Longitudinal:

$P = 682,8t$  ,  $I_L = 82,92 m^4$

$E_i = 378 \times 10^4 t/m^2$  ,  $l = 29,4 m$ .

$y_i = -4,2 \times 10^{-11} x_i^2 (508243,68 - 8643,6x_i + x_i^3)$ .

$\delta_i = (f_i - f_{i-1}) \times \frac{1}{2B}$

Niveau	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)	$\delta_i \times 10^3$ (m)
T	29,40	0,01015	2,08
9	26,46	0,00876	2,06
8	23,52	0,00739	2,04
7	20,58	0,00603	1,92
6	17,64	0,00472	1,84
5	14,70	0,00349	1,68
4	11,76	0,00237	1,44
3	8,82	0,00141	1,12
2	5,88	0,00066	0,73
1	2,94	0,00017	0,25
RDC	0	0	0

Ⓑ Sens transversal:

$P = 625,9t$  ,  $I_T = 510,73 m^4$ ,

$E_i = 378 \times 10^4 t/m^2$  ,  $l = 29,4 m$ .

$y_i = -6,25 \times 10^{-12} x_i^2 (508243,7 - 8643,6x_i + x_i^3)$ .

$\delta_i = [y_i - y_{i-1}] \times \frac{1}{2B}$

Niveau	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)	$\delta_i \times 10^3$ (m)
T	29,40	0,00151	0,309
9	26,46	0,00130	0,307
8	23,52	0,00110	0,300
7	20,58	0,00089	0,285
6	17,64	0,00070	0,270
5	14,70	0,00052	0,255
4	11,76	0,00035	0,210
3	8,82	0,00021	0,165
2	5,88	0,00010	0,105
1	2,94	0,00003	0,045
R.D.C	0	0	0

Avec:  $B = 1/3 \rightarrow \frac{1}{2B} = 1,5$ .

$\delta_i = (y_i - y_{i-1}) \times 1,5$ .

Vérification de la stabilité:

On remarque que le  $\text{Max } \delta_i = 2,08 \text{ mm} < \Delta = 22 \text{ mm}$ .

## II - Déformations des voiles :

Pour le calcul de ces déformations, on applique la méthode du "Moment des pires" exposée dans le livre de M<sup>r</sup> FUENTES "Calcul pratique des ossatures en Béton Armé."

d'exposé de la méthode:

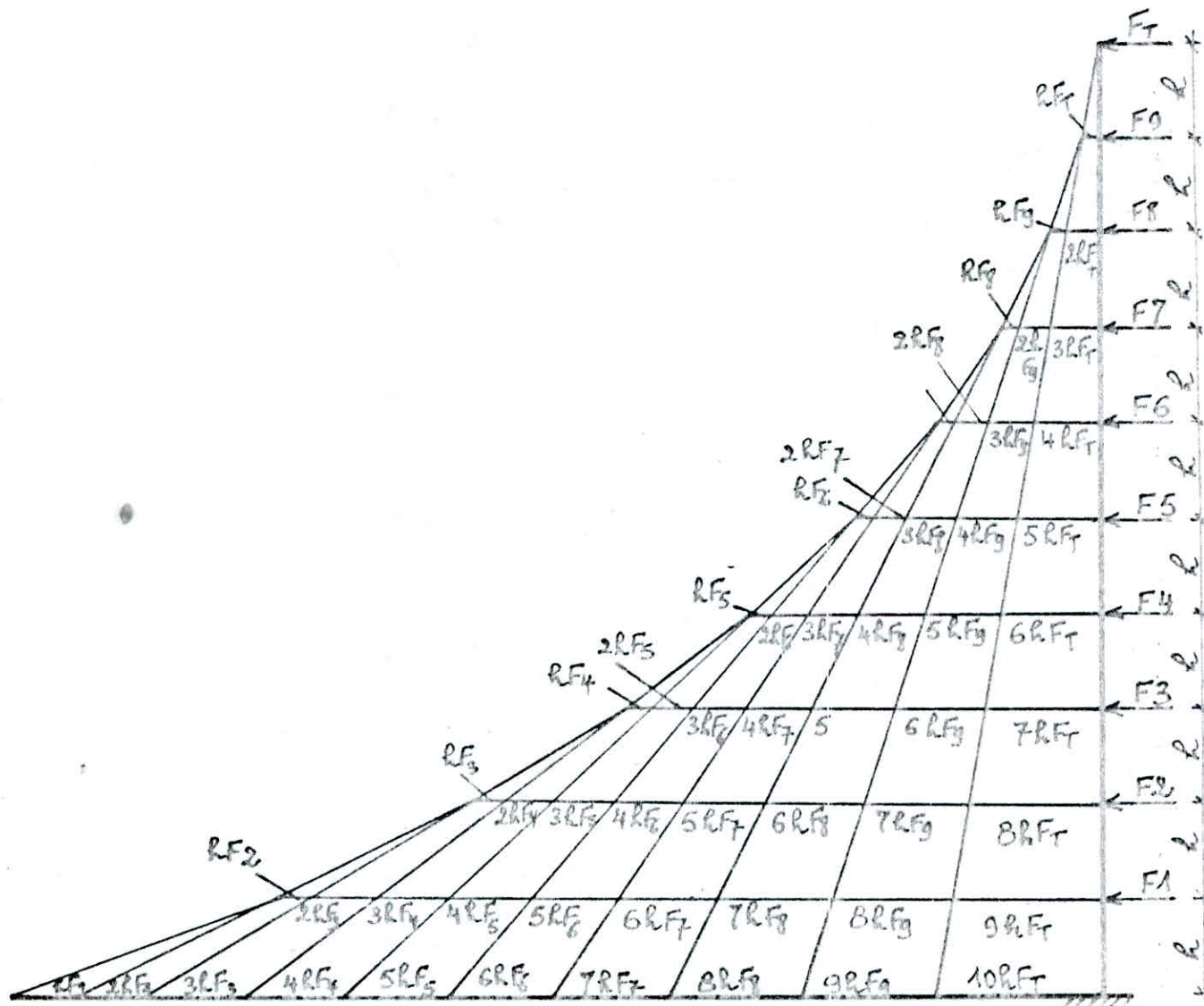
Soit un voile soumis à une série de forces horizontales  $R_1, \dots, R_6, R_T$ , dont le diagramme des moments est donné ci-après et soient  $f_1, f_2, \dots, f_T$  les flèches correspondantes respectivement aux niveaux 1, 2, ..., T.

Ces flèches sont calculées par la relation:  $f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$

La sommation sera étendue à toutes les pires du moment situées en dessous du niveau  $i$ .

$EI$  : étant la rigidité du voile considéré.

$d_i$  : distance du C.D.G. de l'axe considéré au niveau  $i$ .



### ① Sens Longitudinal:

Voile 7' et 10:

$I = 18,31 \text{ m}^4$  et  $E_i = 378 \times 10^4 \text{ t/m}^2$ .

$F_{RDC}$	$F_1$	$F_2$	$F_3$	$F_4$	$F_5$	$F_6$	$F_7$	$F_8$	$F_9$	$F_T$
0	3	5,9	8,84	11,81	14,78	17,73	20,68	23,64	26,58	24,93

On aura le tableau suivant :

$R_{F_T}$ 73,29										73,29
$2R_{F_T}$ 146,59	$R_{F_9}$ 78,14									224,73
$3R_{F_T}$ 219,87	$2R_{F_9}$ 156,29	$R_{F_8}$ 69,50								445,67
$4R_{F_T}$ 293,18	$3R_{F_9}$ 234,44	$2R_{F_8}$ 139,00	$R_{F_7}$ 60,80							727,42
$5R_{F_T}$ 366,47	$4R_{F_9}$ 312,59	$3R_{F_8}$ 208,50	$2R_{F_7}$ 121,60	$R_{F_6}$ 52,13						1061,28
$6R_{F_T}$ 439,76	$5R_{F_9}$ 390,73	$4R_{F_8}$ 278,01	$3R_{F_7}$ 182,40	$2R_{F_6}$ 104,25	$R_{F_5}$ 43,45					1438,60
$7R_{F_T}$ 513,06	$6R_{F_9}$ 468,87	$5R_{F_8}$ 347,51	$4R_{F_7}$ 243,20	$3R_{F_6}$ 156,38	$2R_{F_5}$ 86,91	$R_{F_4}$ 34,72				1850,65
$8R_{F_T}$ 586,35	$7R_{F_9}$ 547,02	$6R_{F_8}$ 417,01	$5R_{F_7}$ 304,00	$4R_{F_6}$ 208,50	$3R_{F_5}$ 130,36	$2R_{F_4}$ 69,44	$R_{F_3}$ 25,09			2288,67
$9R_{F_T}$ 659,65	$8R_{F_9}$ 625,16	$7R_{F_8}$ 486,51	$6R_{F_7}$ 364,80	$5R_{F_6}$ 260,63	$4R_{F_5}$ 173,81	$3R_{F_4}$ 104,16	$2R_{F_3}$ 51,98	$R_{F_2}$ 17,35		2744,05
$10R_{F_T}$ 732,94	$9R_{F_9}$ 703,31	$8R_{F_8}$ 556,01	$7R_{F_7}$ 425,60	$6R_{F_6}$ 312,76	$5R_{F_5}$ 217,27	$4R_{F_4}$ 138,98	$3R_{F_3}$ 77,97	$2R_{F_2}$ 34,69	$R_{F_1}$ 9,82	3208,25

### Exemple de Calcul:

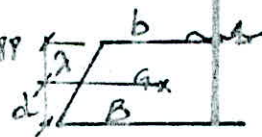
- la flèche du R.D.C étant nulle car on a un encastrement dans le sol. (le moment en dessous du niveau R.D.C étant nul).

- la flèche du Niveau 1:

d'axe du moment est un trapèze avec la grande base  $B = 3208,25 \text{ t.m}$  et  $b = 2744,05$

d'où la surface:  $S = (B+b) \times \frac{h}{2} = 8749,99$

la distance au C.D.G. du trapèze au



Niveau R.D.C est:  $d = \frac{2B+b}{3(B+b)} \times h = 1,51 \text{ m}$ .

d'où la distance du C.D.G. du trapèze au Niveau 1:

$\lambda = h - d = 2,94 - 1,51 = 1,43 \text{ m}$ .

la flèche du Niveau 1:  $f_1 = \frac{\sum S_i \lambda_i}{EI} = 1,81 \times 10^{-4} \text{ m}$ .

d'où le déplacement relatif  $\delta_1 = (f_1 - f_{RDC}) \times \frac{1}{20} = 2,71 \times 10^{-4} \text{ m}$ .

Le tableau suivant donne le autre résultats.

niv	$f_i \times 10^3 \text{ (m)}$	$\delta_i \times 10^3 \text{ (m)}$
T	11,2	2,34
9	9,64	2,31
8	8,10	2,27
7	6,59	2,18
6	5,14	2,04
5	3,78	1,85
4	2,56	1,56
3	1,52	1,22
2	0,705	0,786
1	0,181	0,271
RDC	0	0



Verification de la stabilité:

$$\text{Max } \delta_i = 2,34 \times 10^3 \text{ mm} = 2,34 \text{ mm} < \Delta = 22 \text{ mm}$$

② Sens transversal:

voile 6 :  $I = 247,08 \text{ m}^4$  et  $E_i = 378 \times 10^9 \text{ t/m}^2$ .

F <sub>RDC</sub>	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>	F <sub>4</sub>	F <sub>5</sub>	F <sub>6</sub>	F <sub>7</sub>	F <sub>8</sub>	F <sub>9</sub>	F <sub>T</sub>
0	5,85	11,50	17,26	23,05	28,85	34,61	40,37	46,14	51,90	48,66

On aura le tableau des Moments suivant:

2RF <sub>T</sub> 143,06											143,06
2RF <sub>T</sub> 216,12	2RF <sub>9</sub> 152,59										438,71
3RF <sub>T</sub> 429,18	2RF <sub>9</sub> 305,17	2RF <sub>8</sub> 135,65									870,00
4RF <sub>T</sub> 572,44	3RF <sub>9</sub> 457,76	2RF <sub>8</sub> 271,30	2RF <sub>7</sub> 118,69								1419,99
5RF <sub>T</sub> 715,30	4RF <sub>9</sub> 610,34	3RF <sub>8</sub> 406,95	2RF <sub>7</sub> 237,38	2RF <sub>6</sub> 101,75							2071,72
6RF <sub>T</sub> 858,36	5RF <sub>9</sub> 762,93	4RF <sub>8</sub> 542,61	3RF <sub>7</sub> 356,06	2RF <sub>6</sub> 203,51	2RF <sub>5</sub> 84,82						2808,29
7RF <sub>T</sub> 1001,42	6RF <sub>9</sub> 915,52	5RF <sub>8</sub> 678,26	4RF <sub>7</sub> 474,75	3RF <sub>6</sub> 305,26	2RF <sub>5</sub> 169,64	2RF <sub>4</sub> 67,77					3612,62
8RF <sub>T</sub> 1144,48	7RF <sub>9</sub> 1068,10	6RF <sub>8</sub> 813,91	5RF <sub>7</sub> 592,44	4RF <sub>6</sub> 407,01	3RF <sub>5</sub> 254,46	2RF <sub>4</sub> 135,53	RF <sub>3</sub> 50,74				4467,67
9RF <sub>T</sub> 1287,54	8RF <sub>9</sub> 1220,69	7RF <sub>8</sub> 949,56	6RF <sub>7</sub> 712,13	5RF <sub>6</sub> 508,77	4RF <sub>5</sub> 339,28	3RF <sub>4</sub> 203,30	2RF <sub>3</sub> 101,49	RF <sub>2</sub> 33,81			5356,57
10RF <sub>T</sub> 1430,60	9RF <sub>9</sub> 1373,27	8RF <sub>8</sub> 1085,21	7RF <sub>7</sub> 830,81	6RF <sub>6</sub> 610,52	5RF <sub>5</sub> 424,09	4RF <sub>4</sub> 271,07	3RF <sub>3</sub> 152,23	2RF <sub>2</sub> 67,62	RF <sub>1</sub> 17,20		6262,62

ce tableau suivant nous donne les flèches et les déplacements relatifs pour chaque niveau.

niv	$f_i \times 10^3 \text{ (m)}$	$\delta_i \times 10^3 \text{ (m)}$
T	1,620	0,350
9	1,400	0,340
8	1,172	0,330
7	0,954	0,315
6	0,744	0,296
5	0,547	0,266
4	0,370	0,227
3	0,219	0,176
2	0,102	0,114
1	0,026	0,039
RDC	0	0

Verification de la stabilité:

$$\text{Max } \delta_i = \delta_T = 0,35 \text{ mm} < \Delta = 22 \text{ mm}$$

d'où la stabilité de notre structure est vérifiée.



**CHAPITRE : 9**

les  
combinaisons

# COMBINAISONS

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés par les Combinaisons de charge donné par les règlements RPA 81 art 3-3-2:

$$G + P + E \dots (1) \quad G: \text{charge permanente.}$$

$$0,8G \pm E \dots (2) \quad P: \text{Surcharge d'Exploitation}$$

E: Effets du Séisme.

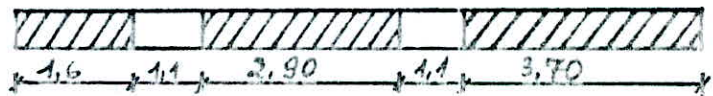
La Combinaison (1) nous donne un effort Normal important.

La Combinaison (2) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produit à cause des effets de l'accélération verticale.

La valeur  $\pm E$  tient compte de la réversibilité des charges sismiques.

Sur les tableaux suivant on a mit les valeurs des efforts agissants sur les voiles et les valeurs des Combinaisons (1) et (2).

Voile 4 :  $V_1 = \frac{215}{10,4} \cdot V = 0,21V$   
 $V_2 = 0,38V$  ,  $V_3 = 0,44V$ .



Voile 4	Charges	T	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	
Trumeau 1.	N	G	3,11	8,78	14,45	20,12	25,78	31,45	37,12	42,79	48,46	54,13	59,80
		P	0,39	1,08	1,70	2,25	2,73	3,14	3,48	3,82	4,17	4,51	4,85
		E	1,68	4,09	8,07	13,31	20,01	27,87	36,56	45,57	55,0	63,38	66,52
		G+P+E	5,18	13,95	24,22	35,68	48,52	62,46	77,16	92,18	107,63	122,02	134,17
		0,8G+E	4,17	11,11	19,63	29,41	40,63	53,03	66,26	79,80	93,77	106,68	114,36
		0,8G-E	0,81	2,93	3,49	2,79	0,61	-2,71	-6,86	-11,34	-16,23	-20,08	-18,68
	M(km)	M d'ga S <sub>H</sub>	0	0,39	-0,64	-0,44	-1,08	-1,08	-0,59	+0,25	0,44	0,84	3,31
Trumeau 2.	N	G	5,79	16,33	26,88	37,43	47,97	58,52	69,06	79,61	90,16	100,70	111,25
		P	0,73	2,01	3,16	4,18	5,07	5,84	6,48	7,11	7,75	8,39	9,03
		E	0,52	1,27	2,52	4,16	6,26	8,72	11,45	14,27	17,22	19,85	20,84
		G+P+E	7,04	19,61	32,56	45,77	59,3	73,08	86,99	101,0	115,13	128,94	141,12
		0,8G+E	5,15	14,33	24,02	34,10	44,64	55,54	66,70	77,96	89,35	100,41	109,84
		0,8G-E	4,11	11,79	18,98	25,78	32,12	38,10	43,80	49,42	54,91	60,71	68,16
	M	M d'ga S <sub>H</sub>	0	2,36	-3,83	-2,65	-6,48	-6,48	-3,53	1,47	2,65	5,01	19,74
Trumeau 3.	N	G	6,15	17,35	28,56	39,77	50,97	62,18	73,38	84,59	95,79	107,00	118,20
		P	0,78	2,13	3,35	4,44	5,39	6,20	6,88	7,56	8,24	8,92	9,59
		E	-2,20	-5,36	-10,59	-17,47	-26,27	-36,59	-48,01	-59,84	-72,22	-83,23	-87,36
		G+P+E	4,73	14,12	24,32	36,74	50,09	64,79	80,25	96,31	112,81	129,69	140,43
		0,8G+E	2,73	8,52	15,26	24,35	34,51	45,15	56,69	68,83	81,41	93,37	97,2
		0,8G-E	7,12	19,24	33,44	49,29	67,05	86,33	106,71	127,51	148,85	168,83	184,92
	M	M d'ga S <sub>H</sub>	0	4,90	-7,96	-5,51	-13,47	-13,47	-7,35	3,06	5,51	10,41	41,03

Voile 5:



Voile 5		Charges (t)	T	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C.
Trumeau 1	N (t)	G	18,84	44,33	69,11	94,16	118,94	143,98	168,76	193,80	218,58	243,62	268,40
		P	2,10	5,53	8,62	11,36	13,76	15,82	17,54	19,25	20,97	22,68	24,40
		E	6,55	15,97	31,54	52,02	78,24	108,97	142,98	178,21	212,62	239,25	243,34
		G+P+E	27,49	65,83	109,27	157,54	210,94	268,77	329,28	391,26	452,17	505,55	536,14
		0,8G+E	21,62	51,43	86,83	127,35	173,39	224,15	277,99	333,25	387,48	434,15	458,06
		0,8G-E	8,52	19,49	23,75	23,31	16,91	6,21	-7,97	-23,17	-37,76	-44,35	-28,62
	M (t.m)	Mdû à S <sub>m</sub>	0	17,24	-28,02	-19,40	-47,42	-47,42	-25,86	10,78	19,40	36,64	187,52
Trumeau 2	N	G	19,98	47,02	73,30	99,86	126,14	152,20	180,01	205,53	231,11	258,37	284,65
		P	2,22	5,86	9,14	12,05	14,60	16,78	18,60	20,42	22,24	24,05	25,87
		E	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		G+P+E	22,2	52,88	82,44	111,91	140,74	169,48	198,61	225,95	254,05	282,42	310,52
		0,8G+E	15,98	37,62	58,64	79,89	100,91	122,16	144,01	164,42	185,45	206,70	227,72
		0,8G-E	15,98	37,62	58,64	79,89	100,91	122,16	144,01	164,42	185,45	206,70	227,72
M	Mdû à S <sub>m</sub>	0	17,56	-28,54	-19,54	-48,29	-48,29	-26,34	10,98	19,76	37,32	100,98	
Trumeau 3	N	G	18,84	44,33	69,11	94,16	118,94	143,98	168,76	193,80	218,58	243,62	268,40
		P	2,10	5,53	8,62	11,36	13,76	15,82	17,54	19,25	20,97	22,68	24,40
		E	-6,55	-15,97	-31,54	-52,02	-78,24	-108,97	-142,98	-178,21	-212,62	-239,25	-243,34
		G+P+E	14,39	33,89	46,19	53,50	54,46	50,93	43,32	34,84	26,93	27,05	49,46
		0,8G+E	8,52	19,49	23,75	23,31	16,91	6,21	-7,97	-23,17	-37,76	-44,35	-28,62
		0,8G-E	21,62	51,43	86,83	127,35	173,40	224,15	277,99	333,25	387,48	434,15	458,06
	M	Mdû à S <sub>m</sub>	0	17,24	-28,02	-19,40	-47,42	-47,42	-25,86	10,78	19,40	36,64	187,52

Voile 9: ce voile étant plein, alors E=0



Voile 9		Charges	T	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C.
Trumeau	N (t)	G	8,84	29,12	49,4	69,68	89,96	110,24	130,52	150,8	171,08	191,36	211,64
		P	1,27	3,5	5,51	7,29	8,85	10,19	11,30	12,41	13,52	14,63	15,74
		G+P	10,11	32,62	54,91	76,97	98,81	120,43	141,82	163,21	184,6	205,99	227,38
		0,8G	7,07	23,30	39,52	55,74	71,97	88,19	104,42	120,64	136,86	153,09	169,31
	M (t.m)	Mdû à S <sub>m</sub>	0	21,96	67,35	133,56	218,0	318,05	431,12	554,60	685,87	822,29	961,14

Voile 6:

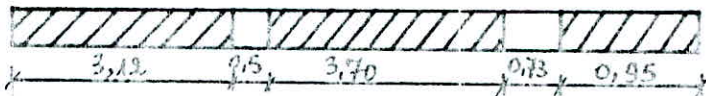
$$V_1 = \frac{e_1}{l} v = \frac{7,515}{25} v = 0,3006V$$

$$V_2 = 0,3188V, V_3 = 0,084V, V_4 = 0,2966V.$$



Voile 6	Charges (e)	T	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C.	
Trumeau 1	N (e)	G	17,16	43,25	67,68	92,34	116,77	141,44	165,87	190,53	214,96	239,63	264,05
		P	2,03	5,39	8,42	11,11	13,46	15,48	17,16	18,84	20,52	22,20	23,88
		E	10,19	24,84	49,04	80,88	121,64	169,4	222,26	277,03	330,52	374,91	378,28
		G+P+E	30,38	73,48	125,14	184,33	254,87	326,32	405,29	486,40	566	633,74	666,21
		0,8G+E	24,72	59,44	103,18	154,75	215,06	282,55	354,96	429,45	502,49	563,61	589,52
		0,8G-E	4,34	9,76	5,10	-7,01	-28,22	-56,25	-89,56	-124,61	-158,55	-180,21	-167,04
	M (E.m)	M du S <sub>m</sub>	0	24,29	-33,47	-27,33	-66,80	-66,80	-36,44	15,18	27,33	51,62	264,18
Trumeau 2	N	G	19,26	45,87	71,77	97,93	123,84	150,00	175,91	202,07	227,97	254,13	280,04
		P	2,15	5,72	8,93	11,78	14,28	16,41	18,20	19,98	21,76	23,55	25,33
		E	-3,74	-9,12	-18,01	-29,7	-44,67	-62,21	-84,63	-101,75	-121,39	-136,59	-138,93
		G+P+E	17,67	42,47	62,69	80,01	93,45	104,2	112,48	120,30	128,34	141,09	166,44
		0,8G+E	11,67	27,58	39,41	48,64	54,40	57,79	59,10	59,91	60,99	66,71	85,10
		0,8G-E	19,15	45,82	75,43	108,04	143,74	182,21	222,36	263,41	303,77	339,89	362,96
	M	M du à S <sub>m</sub>	0	24,74	-40,20	-27,83	-68,04	-68,04	-37,11	15,46	27,83	52,57	269,06
Trumeau 3	N	G	5,07	12,08	18,91	25,80	32,63	39,52	46,35	53,24	60,07	66,96	73,79
		P	0,57	1,51	2,35	3,10	3,76	4,33	4,80	5,26	5,73	6,20	6,67
		E	-0,09	-0,13	-0,21	-0,29	-0,36	-0,42	-0,44	-0,48	-0,47	-0,36	-0,06
		G+P+E	5,55	13,46	21,05	28,61	36,03	43,43	50,71	58,02	65,33	73,52	80,4
		0,8G+E	3,97	9,53	14,92	20,35	25,74	31,20	36,64	42,11	47,59	53,93	58,97
		0,8G-E	4,15	9,79	15,34	20,93	26,46	32,04	37,52	43,07	48,53	53,21	59,09
	M	M du à S <sub>m</sub>	0	0,14	-0,22	-0,15	-0,38	-0,38	-0,21	0,08	0,15	0,29	1,51
Trumeau 4	N	G	17,92	42,67	66,78	91,11	115,22	139,56	163,66	188,0	212,10	236,44	260,54
		P	2,00	5,32	8,31	10,96	13,28	15,27	16,93	18,59	20,25	21,91	23,56
		E	-6,36	-15,5	-30,6	-50,46	-75,89	-105,69	-138,69	-172,86	-206,24	-232,07	-236,04
		G+P+E	13,56	32,49	44,49	51,61	52,61	49,14	41,90	33,73	26,11	26,28	48,06
		0,8G+E	7,98	18,64	22,82	22,43	16,29	5,96	-7,76	-22,46	-36,56	-42,92	-27,61
		0,8G-E	20,70	49,64	84,02	123,35	168,07	217,34	269,62	323,26	375,92	421,22	444,47
	M	M du à S <sub>m</sub>	0	23,31	-37,78	-26,23	-64,11	-64,11	-34,97	14,57	26,23	49,54	253,54

Voile 10:



Voile 10	Charges	T	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	
Trumeau 1	N (E)	G	4,22	13,42	22,62	31,81	41,01	50,21	59,40	68,60	77,80	87,00	96,19
		P	0,59	1,62	2,54	3,37	4,09	4,70	5,22	5,73	6,24	6,75	7,27
		E	18,03	43,95	86,78	143,14	215,28	299,81	393,36	490,29	591,73	684,90	715,72
		G+P+E	22,84	58,99	111,94	177,22	260,38	354,72	457,98	564,62	675,77	795,65	819,18
		0,8G+E	21,41	54,69	104,78	168,59	248,09	339,98	440,78	545,17	653,97	751,5	792,67
		0,8G-E	-14,65	-33,21	-68,68	-117,69	-180,47	-259,64	-345,84	-435,41	-529,49	-612,3	-638,77
M (E <sub>max</sub> )	Md <sub>0</sub> à S <sub>4</sub>	0	15,67	-25,17	-17,63	-43,10	-43,10	-23,51	9,80	17,63	33,21	93,08	
Trumeau 2	N	G	5,41	17,18	28,96	40,73	52,51	64,28	76,06	87,83	99,61	111,38	123,16
		P	0,75	2,07	3,25	4,31	5,23	6,02	6,68	7,33	7,99	8,65	9,31
		E	-17,72	-43,20	-85,30	-140,70	-211,60	-294,68	-386,62	-481,87	-581,58	-670,20	-703,42
		G+P+E	-11,56	-23,95	-53,09	-95,66	-153,86	-224,38	-303,88	-386,72	-473,98	-550,17	-570,95
		0,8G+E	-13,30	-29,46	-62,13	-108,12	-169,59	-243,26	-325,77	-411,62	-504,89	-581,10	-604,19
		0,8G-E	22,05	56,94	108,47	173,28	253,61	346,10	447,47	552,14	661,27	759,30	801,95
M	Md <sub>0</sub> à S <sub>4</sub>	0	20,65	-33,57	-23,24	-56,80	-56,80	-30,98	12,91	23,24	43,89	121,35	
Trumeau 3	N	G	1,65	5,24	8,82	12,41	16,00	19,59	23,18	26,77	30,36	33,94	37,53
		P	0,23	0,63	0,99	1,31	1,59	1,83	2,03	2,23	2,44	2,64	2,84
		E	-0,31	-0,75	-1,48	-2,44	-3,68	-5,13	-6,74	-8,41	-10,16	-11,70	-12,78
		G+P+E	1,57	5,12	8,33	11,28	13,91	16,29	18,47	20,59	22,65	24,77	27,09
		0,8G+E	1,01	3,44	5,58	7,49	9,12	10,54	11,80	13,01	14,14	15,25	17,14
		0,8G-E	1,63	4,94	8,54	12,37	16,48	20,80	25,28	29,83	34,44	38,85	42,30
M	Md <sub>0</sub> à S <sub>4</sub>	0	0,80	-1,31	-0,90	-2,21	-2,21	-1,21	0,50	0,90	1,71	4,73	

Voile 3:



Voile 3	Charges	T	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	
Trumeau 1	N (E)	G	6,34	17,21	28,08	38,95	49,82	60,69	71,56	82,43	93,30	104,17	115,04
		P	0,99	2,71	4,36	5,65	6,85	7,89	8,75	9,61	10,47	11,34	12,20
		E	1,42	3,46	6,83	11,27	16,95	23,60	30,96	38,59	46,04	51,81	52,7
		G+P+E	8,75	23,38	39,17	55,87	81,31	92,18	111,27	130,63	149,81	167,32	179,04
		0,8G+E	6,49	17,23	29,29	42,43	56,46	72,15	88,21	104,53	120,68	135,15	144,73
		0,8G-E	3,65	10,31	15,63	19,89	26,26	34,95	44,29	54,35	64,60	71,53	79,33
M (E <sub>max</sub> )	Md <sub>0</sub> à S <sub>4</sub>	0	0,90	0,11	0,53	0,82	1,40	2,19	3,15	3,97	4,90	6,67	
Trumeau 2	N	G	18,09	49,09	80,09	111,09	142,09	173,09	204,09	235,09	266,09	297,09	328,09
		P	2,81	7,74	12,16	16,10	19,55	22,50	24,96	27,12	29,37	32,33	34,79
		E	-1,42	-3,46	-6,83	-11,27	-16,95	-23,60	-30,96	-38,59	-46,04	-51,81	-52,7
		G+P+E	19,48	53,37	85,42	115,92	144,69	171,99	198,09	223,92	249,92	277,61	310,18
		0,8G+E	13,05	35,31	57,21	77,60	96,72	114,87	132,31	149,48	166,73	175,86	209,77
		0,8G-E	15,89	42,73	70,90	100,14	130,62	162,07	194,23	226,66	258,91	289,47	315,17
M	Md <sub>0</sub> à S <sub>4</sub>	0	7,01	3,89	19,69	29,82	49,07	77,11	110,60	139,68	172,14	230,25	



**CHAPITRE : 10**

ferraillage

des

elements

## FERRAILLAGE DES VOILES.

On ferraillera nos voiles sous les sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre, car elles sont plus prépondérantes que celles du 1<sup>er</sup> genre. Les voiles seront calculées en flexion composée.

On divisera la hauteur de nos voiles en 3 niveaux:

- Niveau I: RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage
- Niveau II: 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage
- Niveau III: 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage.

A partir des combinaisons données par le RPA 81, on prendra:

$N_{min}$ ,  $N_{max}$  et  $M_{max}$  pour chaque niveau.

On calculera le ferrailage sous ( $N_{min}$ ,  $M_{max}$ ) car cette combinaison nous donne une section soit partiellement ou totalement tendue, c'est à dire une section d'armature maximale (les aciers reprennent la totalité de l'effort de traction).

Puis on fera la vérification sous la combinaison ( $N_{max}$ ,  $M_{max}$ ).

### Préscriptions relatives au ferrailage des voiles:

Un mur est considéré armé, donc répondant aux conditions minimales de non fragilité si son ferrailage respecte les prescriptions suivantes:

#### 1 - ferrailage vertical:

le pourcentage d'armature doit être égal à:

$$\tilde{\omega}_{re} \% = \frac{0,45}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \left( \frac{3\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b} - 1 \right)$$

Avec:  $\sigma'_b$ : la contrainte maximale de compression.

$\bar{\sigma}'_b$ : la contrainte admissible de compression.

$$\theta_1 = \begin{cases} 1 & \text{Pour un mur intermédiaire} \\ 1,4 & \text{" " " de rive.} \end{cases}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{0,2 l}{e}$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}}$$



## des pourcentages Minimums:

des pourcentages Minimums sont définis par les diverses réglementations applicables et en particulier les RPA 83 :

- La valeur de  $\tilde{\omega}_s$  % ne doit pas être inférieure à 0,2% (Selon le livre de M<sup>r</sup>M. Dixie).
- Ce pourcentage est poussé à 0,5% pour les parties tendues. (RPA 81 art 4.3.3.3).

## 2- Ferrailage horizontal :

Selon le RPA 81 art 4-3-3-1: des armatures horizontales résistant à l'effort tranchant doivent être calculées par la formule suivante:

$$\tilde{\omega}_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \times 100 \quad \text{avec} \quad \tau = 1,4 \frac{T}{b \cdot z}$$

T: effort tranchant de Calcul.

### des pourcentages Minimums sont:

pour  $\tau_b \leq 0,025 \sigma'_{28}$   $\rightarrow \tilde{\omega}_t = 0,15\%$  } dans chaque  
et pour  $0,025 \sigma'_{28} < \tau_b \leq 0,12 \sigma'_{28}$   $\rightarrow \tilde{\omega}_t = 0,25\%$  } direction.  
(RPA 81 art: 4-3-3-2).

de long des joints de reprise de coulage: la section d'acier horizontale sera majorée par:  $A_{vj} = 1,1 \frac{T}{\sigma_{en}}$  Avec  $T = 1,4T$

Cette section doit être répartie sur toute la longueur du voile.

Cette quantité sert comme acier de couture pour les armatures verticales, sur la longueur de recouvrement de ces derniers (art: 4-3-3-12).

## 3- Ferrailage transversal :

des deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré. des barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

(art: 4-3-3-5).

## 4- Dispositions à prendre pour le ferrailage:

- d'espacement des barres horizontales et verticales est:

$$S = \text{min} \left\{ \begin{array}{l} 1,5 E = 1,5 \times 20 = 30 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (\text{art: 4-3-3-4}).$$

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur le  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile (art: 4-3-3-7).
- le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\text{des barres}} \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm} \quad (\text{art: 4-3-3-6}).$$

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Les barres horizontales doivent être munies de Crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10 \phi$ .

$\phi_{(\text{mm})}$	8	10	12
$10\phi_{(\text{mm})}$	80	100	120

Dans le cas où il existe des jalons de rigidité, les barres horizontales doivent être ancrées sans Crochets si les dimensions des jalons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- des barres verticales du dernier niveau doivent être munies de Crochets à la partie supérieure. Pour les autres niveaux la jonction est faite par recouvrement (art: 4-3-3-10).
- des longueurs de recouvrement doivent être égales à:

-  $50 \phi$  : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe est possible.

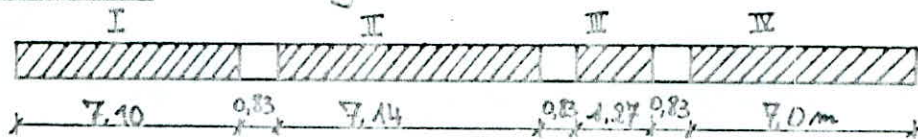
$\phi_{(\text{mm})}$	12	14	16	20
$50\phi_{(\text{mm})}$	600	700	800	1000

-  $20 \phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toute les combinaisons.

$\phi_{(\text{mm})}$	12	14	16	20
$20\phi_{(\text{mm})}$	240	280	320	400

- des barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des Cadres horizontaux pour former un poteau incorporé à l'extrémité du voile ayant une largeur égale au maximum l'épaisseur du voile.

Exemple de Calcul: Ferrailage du voile S:



TRUMEAU I:

Niveau (RDC, 1 et 2):  $\begin{cases} N_{min} = -180,21t ; N_{max} = 666,21t \\ M = 264,18t.m. \end{cases}$

On ferraille cette section sous  $(N_{min}, M)$  et on vérifie sous les sollicitations  $(N_{max}, M)$ .

o ferrailage de la section:

$\begin{cases} N_{min} = -180,21t. \\ M = 264,18t.m. \end{cases}$

on calcule l'excentricité  $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{264,18}{180,21} = 1,466m$ .

Notre effort est de traction alors il faut comparer  $e_0$  avec  $e_1 = \frac{h_t}{2}$ .

$e_1 = \frac{7,10}{2} = 3,55m$

On remarque que  $e_0 < e_1$  d'où notre section est entièrement tendue (S.E.T.)

Calcul des armatures:

On prendra  $d_1 = d_2 = 8cm$ .

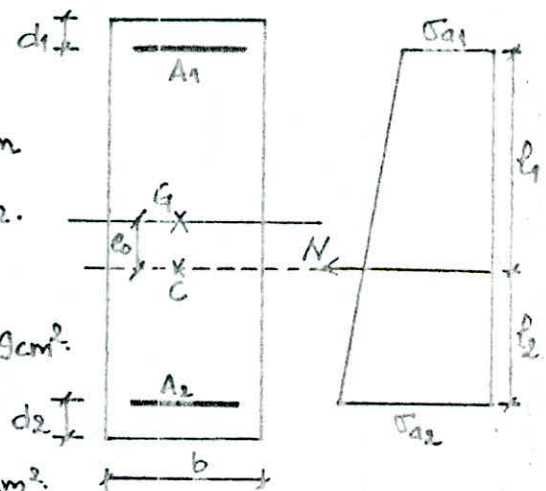
$l_1 = \frac{h_t}{2} + e_0 - d = 355 + 146,6 - 8 = 493,6cm$

$l_2 = \frac{h_t}{2} - e_0 - d = 355 - 146,6 - 8 = 200,4cm$

$Z = l_1 + l_2 = 694cm$

$A_1 = \frac{N \cdot l_2}{Z \cdot \sigma_{Fe}} = \frac{-180,21 \times 10^3 \times 200,4}{694 \times 4200} = 12,39cm^2$

$A_2 = \frac{N \cdot l_1}{Z \cdot \sigma_{Fe}} = \frac{180,21 \times 10^3 \times 493,6}{694 \times 4200} = 30,52cm^2$



Le séisme peut agir des deux côtés de la structure, alors il sera plus judicieux de prendre un ferrailage symétrique.

$A_1 = A_2 = 30,52cm^2$  d'où  $A = 2A_2 = 61,04cm^2$ .

Calcul des armatures minimales:

$A_{min} = \frac{0,5}{100} b R_t = \frac{0,5}{100} \times 20 \times 710 = 71cm^2$

On remarque que  $A_{min} > 2A_2$

alors, le ferrailage se fera par  $A_{min}$  pour le nœud I.

On aura:  $A_1 = A_2 = \frac{71}{2} = 35,5 \text{ cm}^2$ .

Choix de la Section:

On prendra pour le poteau incorporé  $6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$ .

et pour la zone courante  $24T12 = 27,12 \text{ cm}^2$ .

$$A_1 = A_2 = (9,24 + 27,12) \text{ cm}^2 = 36,36 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 2 \times 36,36 = 72,72 \text{ cm}^2$$

Verification des Contraintes:

$$\sigma_{a1} = \frac{N \cdot e_2}{Z \cdot A_1} = \frac{180,21 \times 10^3 \times 203,4}{700 \times 36,36} = 1440,15 < \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{a2} = \frac{N \cdot e_1}{Z \cdot A_2} = \frac{180,21 \times 10^3 \times 496,6}{700 \times 36,36} = 3516,12 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

La section d'armature étant déterminée, il faut vérifier notre section sous les efforts  $\left\{ \begin{array}{l} N_{max} = 666,21 \text{ t} \\ M = 264,18 \text{ t.m.} \end{array} \right.$

On calcule d'abord l'excentricité  $e_0 = \frac{M}{N_{max}} = \frac{264,18}{666,21} = 0,396 \text{ m} = 40 \text{ cm}$ .

d'effort  $N_{max}$  est de compression, alors il faut comparer  $e_0$  avec  $e_1 = \frac{h_t}{6}$

$$e_1 = \frac{710}{6} = 1,183 \text{ m} \approx 118 \text{ cm}$$

$e_0 < e_1$  d'où notre section est entièrement comprimée

Verifications des Contraintes:

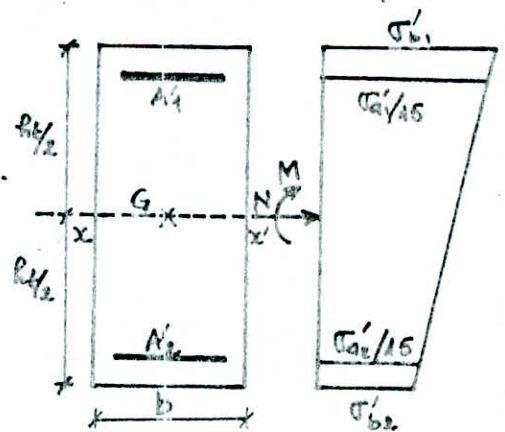
$$A'_1 = A'_2 = 36,36 \text{ cm}^2, A' = 72,72 \text{ cm}^2$$

Calcul du moment d'inertie de la section  $I_{xx}$ .

$$I_{xx}' = \frac{b h_t^3}{12} + 2 \cdot n \cdot A' \left( \frac{h_t}{2} - d' \right)^2$$

$$I_{xx}' = \frac{20 \times 710^3}{12} + 72,72 \times 15 \times (355 - 8)^2$$

$$I_{xx}' = 727860470,5 \text{ cm}^4$$



des Contraintes extrêmes du béton:

$$\sigma'_{b1} = \frac{N'}{B' + 15A} + \frac{M \cdot e}{I_{xx}'} = \frac{666,21 \times 10^3}{710 \times 20 + 15 \times 72,72} + \frac{264,18 \times 10^5 \times 355}{727860470,5} = 43,57 + 12,88$$

$$\sigma'_{b1} = 56,45 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,5 \times 1,5 = 206 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = 30,69 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

### Vérifications des Contraintes des aciers:

$$\sigma'_{a1,2} = m \left[ \frac{N'}{B' + 15A'} \pm \frac{M_6}{I_{xz}} \left( \frac{h'_t}{2} - d' \right) \right]$$

$$\sigma'_{a1} = 15 (43,57 + 12,66) = 843,45 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_{a2} = 15 (43,57 - 12,66) = 463,65 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en}.$$

### Ferraillage horizontale:

la distribution de l'effort tranchant sur les trumeaux, se fait selon leurs inerties.

$$T_9 = \frac{I_1}{\sum I_i} T_T = \frac{5,965 \times 308,19}{17,782} = 103,38 \text{ t.}$$

On calcule la contrainte de cisaillement  $\tau_b$ :

$$\tau_b = \frac{1,4 \times T \times B}{b \times T \times h} = \frac{1,4 \times 8 \times 103,38 \times 10^3}{20 \times 7 \times 702} = 11,78 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\omega}_c \% = \frac{\tau - \bar{\tau}}{\sigma_{en}} \times 100 = \frac{11,78 - 8}{4200} \times 100 = 0,09 \%$$

$$0,12 \sigma'_{2,9} = 0,12 \times 275 = 33 \text{ kg/cm}^2.$$

$$0,025 \sigma'_{2,9} = 0,025 \times 275 = 6,87 \text{ kg/cm}^2.$$

On remarque que:

$$0,025 \sigma'_{2,9} < \tau_b \leq 0,12 \sigma'_{2,9}$$

alors le pourcentage minimum est de 0,25%.

le ferraillage horizontale se fait par Amin:

$$A_c = \frac{0,25}{100} \times 100 \times 20 = 5 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on choisit la section d'acier par ml.}$$

$$\text{On prend } A_c = 8T10 = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

4T10 par nappe, avec un espacement  $b = 25 \text{ cm}$ .

Sur la longueur de recouvrement des barres verticales, on doit ajouter à notre section horizontale, une section d'armature due à la reprise de coulage qui sera répartie sur toute la longueur du trumeau:

$$A_{vj}/\text{ml} = 1,1 \frac{T}{\sigma_{en} \cdot l} = \frac{1,1 \times 1,4 \times 103,38 \times 10^3}{4200 \times 7,10} = 5,34 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Pour ce trumeau, la longueur de recouvrement est:  $50 \phi = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$

Sur cette distance, on doit calculer  $A_c$  et  $A_{vj}$ :

$$A_c = 0,7 \times 5 = 3,5 \text{ cm}^2, \quad A_{vj} = 0,7 \times 5,34 = 3,74$$

$$A_{cT} = A_c + A_{vj} = 3,5 + 3,74 = 7,24 \text{ cm}^2$$

Sur cette distance, On prend  $10T10 = 7,85 \text{ cm}^2$ .

pour une nappe on aura  $5T10$  et l'espacement sera  $t_1 = 11 \text{ cm}$ .

### Les armatures transversales:

Pour le poteau incorporé, on prendra 1 cadre T8 + 1 étrier T8.

On disposera de 4 épingle T8 par  $\text{m}^2$  pour maintenir les deux nappes d'armatures.

### Niveau II et III:

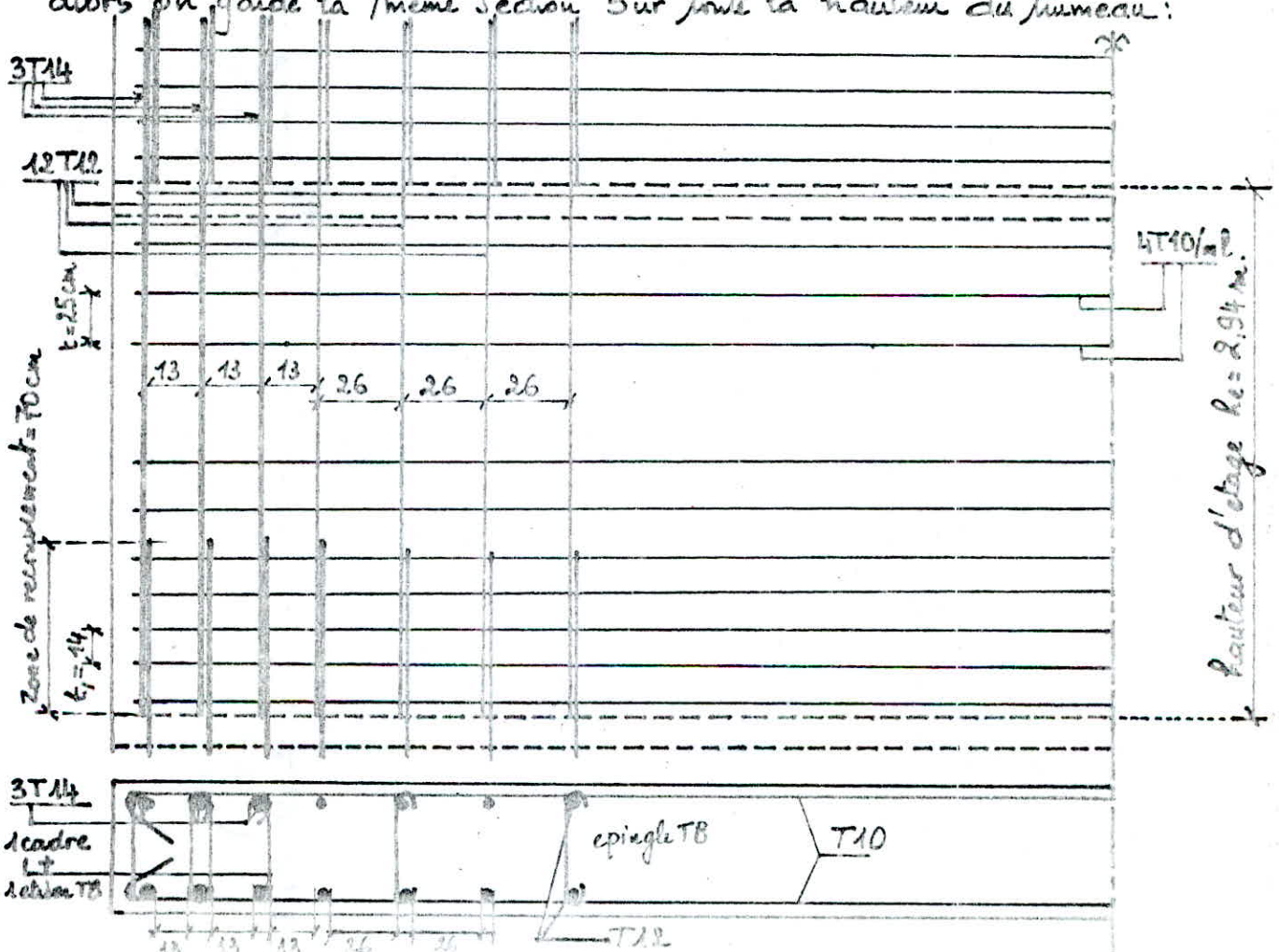
Armature verticale:  $A_{min} = 71 \text{ cm}^2$

" horizontale: zone courante:  $A_c = 5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

joint de reprise de coulage:  $A_{cT} = 7,24 \text{ cm}^2$  pour  $l = 70 \text{ cm}$ .

Armature transversale: 1 Cadre T8 + 1 étrier T8 + 4 épingle T8.

Pour le trumeau, tous le ferrailage se fait avec les armatures minimales, alors on garde la même section sur toute la hauteur du trumeau:



TRUMEAU II:

Niveau I (RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup>):  $\left\{ \begin{array}{l} N_{min} = 60,99t, N_{max} = 362,96t \\ M = 269,06t.m \end{array} \right.$

de ferrailage de cette section se fera sous  $\left\{ \begin{array}{l} N_{min} = 60,99t \\ M = 269,06 t.m. \end{array} \right.$

$$e_0 = \frac{M}{N_{min}} = \frac{269,06}{60,99} = 4,41m$$

$$e_1 = \frac{R_t}{6} = \frac{7,14}{6} = 1,19m$$

$e_0 > e_1$  donc la section est partiellement comprimée.

Calcul des Contraintes admissibles (2<sup>eme</sup> genre):

$$\delta = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \left( 1 + \frac{4,41}{3 \times 1,19} \right) = 0,67 \\ 0,6 \end{array} \right. \text{ d'ou } \delta = 0,6$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times (0,833 \times 0,6 \times 270 \times 1,019) = 206,3 \text{ kg/cm}^2.$$

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

Excentricité additionnelle:

On Calcule:  $\lambda = \frac{l_e}{i}$  avec  $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{R^2}{12}} = \frac{R}{2\sqrt{3}} = \frac{7,14}{2\sqrt{3}} = 2,06m$

$$\lambda = \frac{2l_0}{i} \quad \lambda = 2 \text{ Console encastree dans le sol.}$$

d'ou  $\lambda = \frac{2 \times 29,4}{2,06} = 28,54 < 35$  de calcul se fait en flexion composée sans tenir compte de l'excentricité additionnelle.

Calcul des armatures verticales:

$$R_t = 714 \text{ cm} \quad b = 20 \text{ cm.}$$

On prend  $d = d' = 8 \text{ cm}$  d'ou  $R = 706 \text{ cm.}$

position de l'axe neutre

$$y = \bar{\alpha} R = \frac{206,15 \times 15}{206,3 \times 15 + 4200} \times 706 = 0,424 \times 706$$

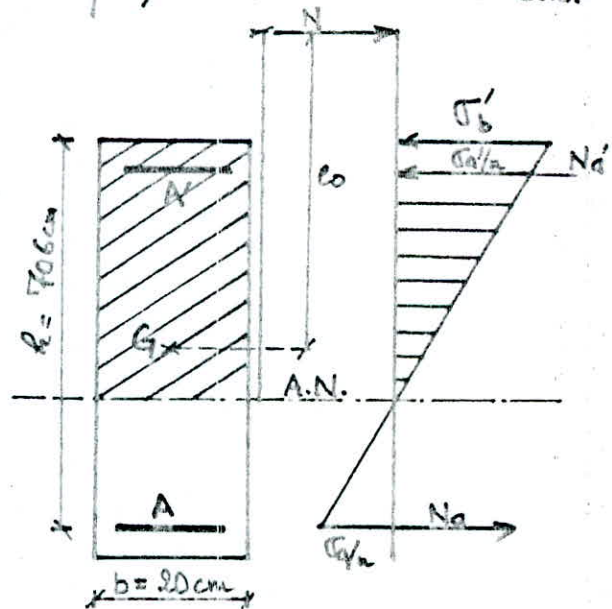
$$y = 299,34 \text{ cm.}$$

$$\bar{\gamma} = \left( 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 0,859$$

$$K = \frac{1}{2} \times 206,3 \times 0,424 \times 0,859 = 37,57.$$

le moment résistant du beton est:

$$M_{rb} = K b R^2 = 37,57 \times 20 \times (706)^2 \times 10^{-5} = 3745,2 \text{ t.m.}$$



Calcul du moment fictif : On ramène le Moment sollicitant de la section sur les armatures tendues.

$$M_b = N \left( e_0 + \frac{h_k}{2} - d \right) = 60,99 \times 10^3 \times (441 + 357 - 8) = 48182,100 \text{ kg.cm.}$$

$$M_b = 481,82 \text{ t.m}$$

On remarque que :  $M_{rb} > M_b$  d'où  $A' = 0$

Calcul des armatures tendues:

Section fictive:  $A = \frac{M_{rb}}{\sigma_s \cdot z} = \frac{481,82 \times 10^5}{4200 \times 0,859 \times 706} = 18,89 \text{ cm}^2$

la section réelle sera:  $A = A - \frac{N}{\sigma_{ten}} = 18,89 - \frac{60,99 \times 10^3}{4200} = 4,37 \text{ cm}^2$

la section d'acier minimale imposée par les règlements RPA B1 pour la partie

tendue est :  $A_{min} = \frac{0,5}{100} b (h_k - y) = \frac{0,5}{100} \times 20 \times (714 - 299,34)$

$$A_{min} = 41,47 \text{ cm}^2 > A = 4,37 \text{ cm}^2$$

de Seisme peut agir des deux côtés de la Structure alors on prendra un ferrailage Symétrique :

$$A = A' = 41,47 \text{ cm}^2$$

Choir de La Section:

On prendra pour le poteau incorporé : 6 T14 = 9,24 cm<sup>2</sup>

et pour la zone Courante : 30 T12 = 33,93 cm<sup>2</sup>

$$A = A' = 9,24 + 33,93 = 43,17 \text{ cm}^2$$

$$A_T = A + A' = 2 \times 43,17 = 86,34 \text{ cm}^2$$

Vérification des Contraintes:

$$e_0 = 441 \text{ cm}, \quad \frac{h_k}{2} = 357 \text{ cm}$$

$$c = 441 - 357 = 84 \text{ cm.}$$

détermination de la vrai position de l'axe neutre:

$$y_2^3 + p y_2 + q = 0$$

Avec:  $p = -3c^2 - \frac{6nA'}{b}(c-d) + \frac{6nA}{b}(R-c)$

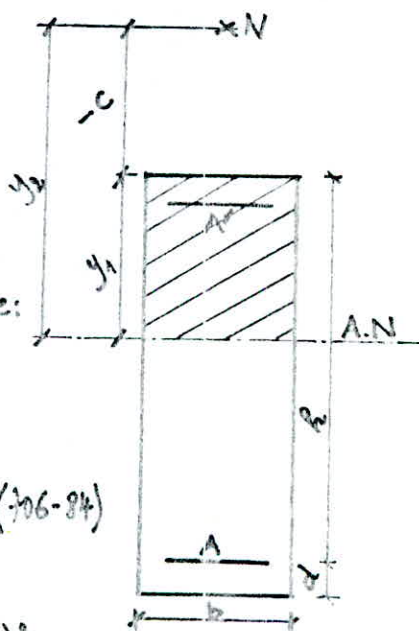
$$p = -3(84)^2 - \frac{6 \times 15 \times 43,17}{20}(84-8) + \frac{6 \times 15 \times 43,17}{20}(706-84)$$

$$p = 84900,69$$

$$q = -2c^3 - \frac{6nA'}{b}(c-d)^2 - \frac{6nA}{b}(R-c)^2$$

$$q = -2(84)^3 - \frac{6 \times 15 \times 43,17}{20}(84-8)^2 - \frac{6 \times 15 \times 43,17}{20}(706-84)^2$$

$$q = -77465502,9$$





d'équation devient:  $y_2^3 + 84900,7y_2 - 77465502,9 = 0$

la solution est:  $y_2 = 360,52 \text{ cm}$

la position de l'axe neutre:  $y_1 = y_2 - c = 360,52 - 84 = 276,52 \text{ cm}$ .

le moment d'inertie de la section est:

$$I = \frac{b y_2^3}{3} + m A' (y_1 - d')^2 + m A (R - y_1)^2$$

$$I = \frac{20 \times (276,52)^3}{3} + 15 \times 43,17 (276,52 - 8)^2 + 15 \times 43,17 (706 - 276,52)^2$$

$$I = 302\,552\,236,1 \text{ cm}^4$$

On pose  $K = \frac{N' y_2}{I} = \frac{60,99 \times 10^3 \times 360,52}{302\,552\,236,1} = 0,073 \text{ kg/cm}^2$ .

On aura:  $\sigma'_b = K y_1 = 0,073 \times 276,52 = 20,19 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206,3 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\sigma'_a = m K (y_1 - d') = 15 \times 0,073 \times (276,52 - 8) = 294,03 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{ten}}$$

$$\sigma_a = m K (R - y_1) = 15 \times 0,073 \times (706 - 276,52) = 470,29 < \sigma_{\text{ten}}$$

Avec  $\bar{\sigma}'_a = m \bar{\sigma}'_b \left( \frac{y_1 - d'}{y_1} \right) = 15 \times 206,3 \times \left( \frac{276,52 - 8}{276,52} \right) = 3004,97 \text{ kg/cm}^2$

La section d'armature étant déterminée, il faut vérifier notre section sous

les efforts:  $\begin{cases} N_{\text{max}} = 362,96 \text{ t.} \\ M = 269,06 \text{ t.m} \end{cases}$

excentricité  $e_0 = \frac{M}{N_{\text{max}}} = \frac{269,06}{362,96} = 0,74 \text{ m} < e_1 = \frac{7,14}{6} = 1,19 \text{ m}$

d'où la section est entièrement comprimée. (S.E.C)

Vérifications des Contraintes:

Moment d'inertie / G:  $I = \frac{20 \times 714^3}{12} + 2 \times 15 \times 43,17 (357 - 8)^2 = 764\,401\,715,1 \text{ cm}^4$

Les Contraintes extrêmes du béton:

$$\sigma'_{b1} = \frac{362,96 \times 10^3}{714 \times 20 + 15 \times 86,34} + \frac{269,06 \times 10^5}{764\,401\,715,1} \times 357 = 23,30 + 12,57 = 35,87 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_{b2} = 23,30 - 12,57 = 10,73 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

des Contraintes extrêmes des aciers:

$$\sigma'_{a1} = 15 \times \left[ \frac{362,96 \times 10^3}{714 \times 20 + 15 \times 86,34} + \frac{269,06 \times 10^5 \times 349}{764\,401\,715,1} \right] = 15 \times [23,30 + 12,28] = 533,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{a1} = 533,8 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{ten}}$$

$$\sigma'_{a2} = 15 \times [23,30 - 12,28] = 165,3 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{ten}}$$

### Ferraillage horizontale:

$$T_2 = \frac{I_2}{\sum I_i} T_T = \frac{6,066}{17,78} \times 308,19 = 105,13 \text{ t.}$$

$$\text{la Contrainte de Cisaillement } \tau_b: \tau_b = \frac{1,4 \times 105,13 \times 10^3 \times 8}{20 \times 7 \times 706} = 11,91 \text{ kg/cm}^2.$$

On remarque que:

$$0,025 \sigma'_{c3} = 6,87. < \tau_b = 11,91 \leq 0,12 \sigma'_{c3} = 33 \text{ kg/cm}^2.$$

alors, on prendra le pourcentage:  $\omega_s \% = 0,25\%$

$$\text{de ferraillage horizontale } S_{ma}: A_c = \frac{0,25}{100} \times 100 \times 20 = 5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{On prend: } A_c = 8T10 = 6,28 \text{ kg/cm}^2$$

4T10 par nappe, avec un espacement  $e = 25 \text{ cm}$

Pour la reprise de Coulage, on doit considérer la section suivante:

$$A_{vj}/\text{ml} = \frac{1,1 \times 1,4 \times 105,13 \times 10^3}{4.200 \times 7,14} = 5,40 \text{ cm}^2$$

la longueur de recouvrement est:  $50 \phi = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$ .

Sur cette distance, la section d'acier horizontale à considérer est la somme de la section  $A_c$  et  $A_{vj}$ .

$$A_c = 5 \times 0,7 = 3,5 \text{ cm}^2, \quad A_{vj} = 0,7 \times 5,40 = 3,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{cT} = A_c + A_{vj} = 3,5 + 3,78 = 7,28 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend } 10T10 = 7,85 \text{ cm}^2$$

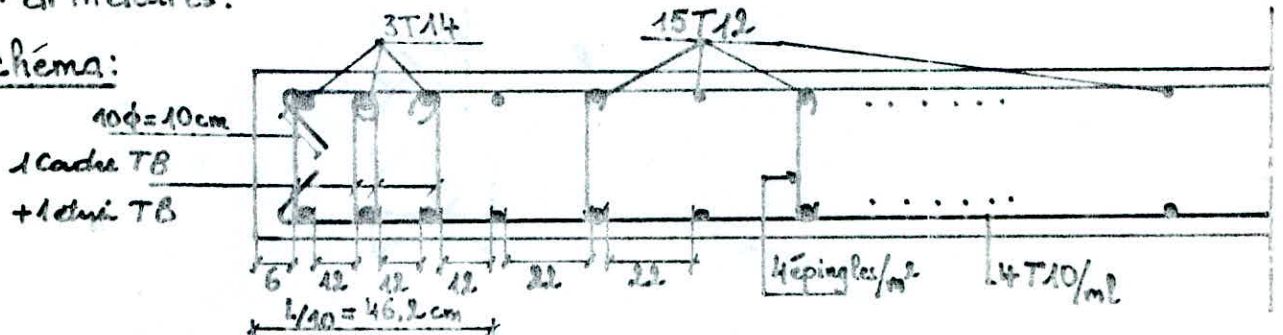
pour une nappe, on aura 5T10 avec un espacement de  $e_s = 14 \text{ cm}$ .

### des armatures transversales:

Pour le poteau incorporé, on prendra 1 cadre TB + 1 étrier TB.

On disposera de 4 épingles TB par  $\text{m}^2$  pour maintenir les deux nappes d'armatures.

Schéma:

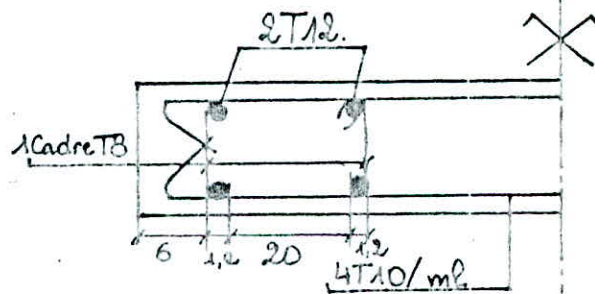


On garde cette section sur toute la hauteur du poteau, car au niveau I on a ferrailé avec  $A_{min}$ .

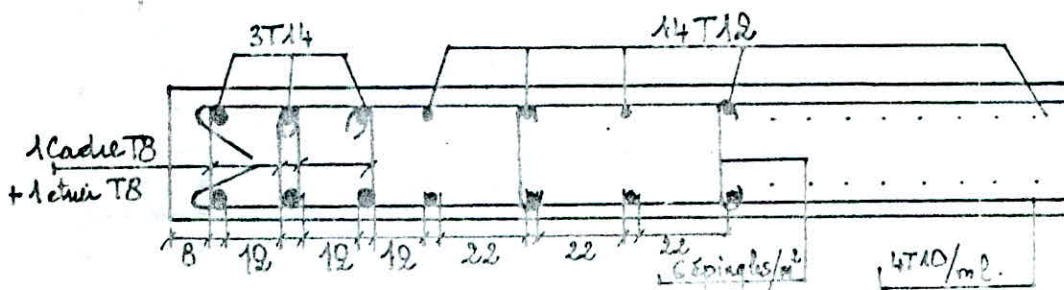
Pour les Trumeaux III et IV, les résultats sont reportés sur le Tableau suivant.

Voile 6	Trumeau III			Trumeau IV			
	Niveau I.	Niv II	Niv III	Niv I	Niv II	Niv III.	
N <sub>min</sub> (t)	47,59	31,20	9,53	-42,92	-22,46	16,29	
N <sub>max</sub> (t)	80,4	58,02	36,03	444,47	323,26	168,07	
M (t.m)	1,51	-0,38	-0,38	253,54	64,11	64,11	
e <sub>0</sub> (N <sub>min</sub> , M) (m)	0,032	0,012	0,040	5,91	2,85	3,93	
e <sub>1</sub> (m)	0,128	0,128	0,128	3,75	3,75	1,25	
Nature de la sollicitation	S.E.C.	S.E.C.	S.E.C.	S.P.C.	S.E.T.	S.P.C.	
Armatures Verticales	Max(A <sub>1</sub> , A <sub>2</sub> ) (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	4,75	0	
	A <sub>1</sub> =A <sub>2</sub> = $\frac{A_{min}}{2}$ (cm <sup>2</sup> )	3,08	3,08	3,08	31,4	31,4	
	Potelet (cm <sup>2</sup> )	4T12	4T12	4T12	6T14	6T14	6T14
	Zone Courante	-	-	-	28T12 31,66	28T12 31,66	28T12 31,66
Horizontales	Zone de recouvrement	ℓ = 60cm 3T10, t=20	ℓ = 60cm 3T10, t=20	ℓ = 60cm 3T10, t=20	ℓ = 70cm 5T10, t=14	ℓ = 70cm 5T10, t=14	
	Zone Courante	4T10/ml t=25cm	4T10/ml t=25cm	4T10/ml t=25cm	4T10/ml t=25cm	4T10/ml t=25cm	
Armatures transversales	1 Cadre TB +4 epingles/m	1 Cadre TB +4 epingles/m	1 Cadre TB +4 epingles/m	1 Cadre + letines TB + 6 ep/m <sup>2</sup>	1 Cadre + letines TB + 6 ep/m <sup>2</sup>	1 Cadre + letines TB + 6 ep/m <sup>2</sup>	
e <sub>0</sub> (N <sub>max</sub> , M)	0,02	0,0065	0,01	0,57	0,20	0,38	
Nature de la sollicitation	S.E.C.	S.E.C.	S.E.C.	S.E.C.	S.E.C.	S.E.C.	
Verifications	σ <sub>b1</sub> ' (kg/cm <sup>2</sup> )	50,81	-	-	39,49	24,43	-
	σ <sub>b2</sub> ' (")	45,15	-	-	17,49	17,01	-
	σ <sub>a1</sub> ' (")	762,21	-	-	592,3	366,5	-
	σ <sub>a2</sub> ' (")	677,25	-	-	262,4	255,1	-

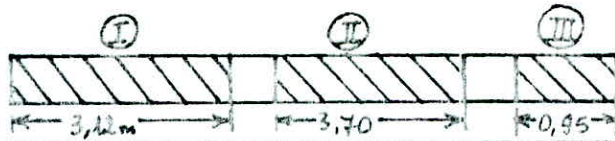
Trumeau III: Niveau I.



Trumeau IV: Niveau I.



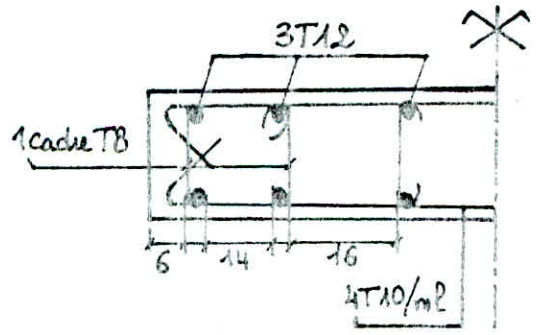
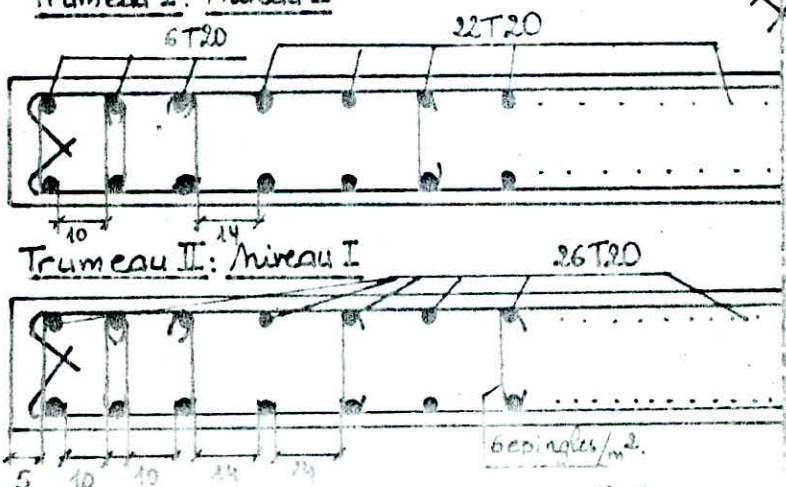
Voile 10:



Voile 10	Trumeau I			Trumeau II			Trumeau III			
	niveau I	niv II	niv III	niv I	niv II	niv III	niv I	niv II	niv III	
N <sub>min</sub> (t)	-638,77	-435,41	-182,47	-604,99	-441,62	-169,59	14,14	10,54	3,44	
N <sub>max</sub> (t)	819,18	564,62	260,38	801,95	552,14	253,61	42,30	29,83	16,48	
M (t.m)	92,08	-43,10	-43,10	121,35	-56,8	-56,8	4,73	-2,21	-2,21	
e <sub>0</sub> (N <sub>min</sub> , M) (m)	0,14	0,10	0,24	0,20	0,14	0,33	0,33	0,21	0,64	
e <sub>2</sub> (m)	1,56	1,56	1,56	1,85	1,85	1,85	0,16	0,16	0,16	
Nature de la sollicitation	S.E.T.	S.E.T.	S.E.T.	S.E.T.	S.E.T.	S.E.T.	S.P.C.	S.P.C.	S.P.C.	
Armatures Verticales	max(A <sub>v1</sub> , A <sub>v2</sub> ) <sup>(cm<sup>2</sup>)</sup>	83,44	52,55	25,18	81,66	52,88	23,95	0	0	0
	A <sub>v1</sub> = A <sub>v2</sub> = A <sub>min</sub>	15,6	15,6	15,6	18,5	18,5	18,5	5	5	5
	Potelet	6T20	6T20	6T14	6T20	6T16	6T14	4T12	4T12	4T12
	Sect <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	18,84	18,84	9,24	18,84	12,06	9,23	4,52	4,52	4,52
Zone Courante	22T20	22T14	22T12	20T20	20T16	20T12	2T12	2T12	2T12	
	69,1	32,86	24,88	62,80	40,20	22,62	2,26	2,26	2,26	
Armatures Horizontales	Zone Courante	4T10/ml e=25cm	4T10/ml e=25cm	4T10/ml e=25	4T10/ml e=25	4T10/ml e=25	4T10/ml e=25	4T10/ml e=25	4T10/ml e=25	
	Zone de recouvrement	e=1m 6T10 e=12cm	e=1m 8T10 e=12	e=1m 8T10 e=12	e=1m 8T10 e=12	e=1m 8T10 e=12	e=0,7m 6T10 e=10cm	6T10 e=0,6m e=20	6T10 e=0,6m e=20	6T10 e=0,6m e=20
Armatures Transversales	Acad <sub>ca</sub> + Acad <sub>ca</sub> + 6ep/m <sup>2</sup>	Ac + Ae + 6ep/m <sup>2</sup> TB	Ac + Ae + 6ep/m <sup>2</sup> TB	Ac + Ae + 6ep/m <sup>2</sup> TB	Ac + Ae + 6ep/m <sup>2</sup> TB	Ac + Ae + 6ep/m <sup>2</sup> TB	Acad <sub>ca</sub> + 4ep/m <sup>2</sup> TB	Ac + 4ep TB	Ac + 4ep TB	
	Verifications	σ <sub>a1</sub>	3278,5	4069,6	2247,6	3225,2	3626,7	σ <sub>a</sub> = 205,1	197,2	95,2
	σ <sub>a2</sub>	3985,2	4192,4	3100,3	4122,2	4187,9	σ <sub>a</sub> = 310	250,3	193,2	
							σ <sub>b</sub> = 25,2	15,8	12,70	
e <sub>0</sub> (N <sub>max</sub> , M) (m)	0,11	0,08	0,16	0,25	0,10	0,22	0,11	0,07	0,13	
Nature de la sollicitation	S.E.C.	S.E.C.	S.E.C.	S.E.C.	S.E.C.	S.E.C.	S.E.C.	S.E.C.	S.E.C.	
Verifications	σ <sub>p1</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	105,52	73,6	44,8	95,35	69,44	39,54	27,67	23,01	21,7
	σ <sub>p2</sub> (v)	79,01	70,8	32,36	67,49	53,7	21,15	12,51	9,2	8,1
	σ <sub>a1</sub> (v)	1582,8	1104,1	674,50	1430,25	1044,6	593	415,1	345,15	325,5
	σ <sub>a2</sub> (v)	1185,0	1061,7	485,4	1012,35	805,5	317,25	187,6	138,3	121,5

Trumeau I: Niveau I

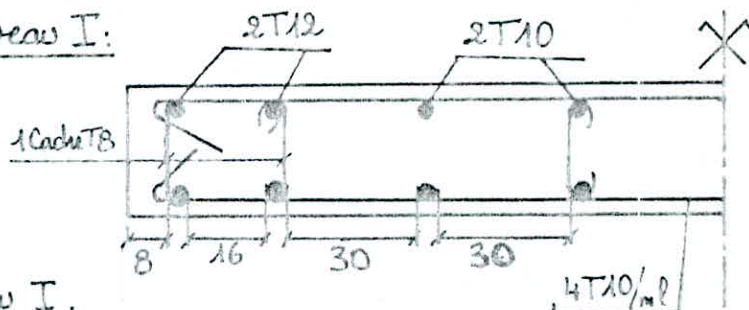
Trumeau III: Niveau I



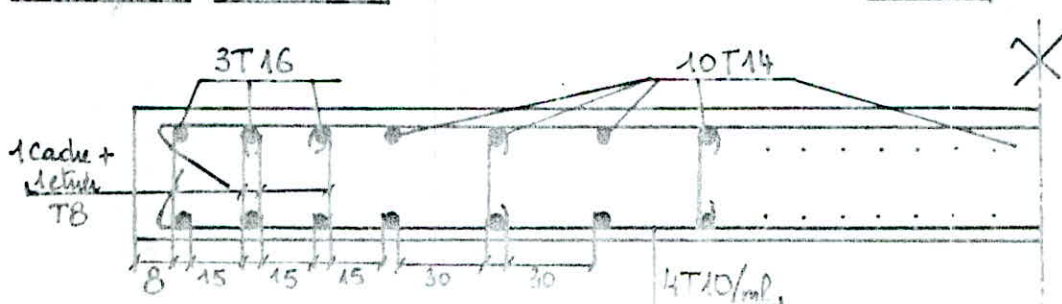
Voile 3:

Voile 3	Trumeau I			Trumeau II			
	Niveau I	Niveau II	Niveau III	Niveau I	Niveau II	Niveau III	
N <sub>min</sub> (t)	28,60	24,95	10,31	166,83	114,87	35,81	
N <sub>max</sub> (t)	179,94	130,63	81,31	315,17	226,66	130,62	
M (t.m)	6,67	3,15	0,82	234,45	110,60	28,82	
e <sub>0</sub> (N <sub>min</sub> , M) (m)	0,233	0,126	0,08	1,40	0,96	0,80	
e <sub>1</sub> (m)	0,366	0,366	0,366	1,20	1,20	1,20	
Nature de la sollicitation	S.E.C.	S.E.C.	S.E.C.	S.P.C	S.E.C.	S.E.C.	
Armatures Verticales	Max(A <sub>1</sub> , A <sub>2</sub> ) (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0	0	
	A <sub>1</sub> =A <sub>2</sub> = $\frac{A_{min}}{2}$ (cm <sup>2</sup> )	4,4	4,4	4,4	41,8	14,4	
	Potelet	4T12	4T12	4T12	6T16	6T12	6T12
	Section cm <sup>2</sup>	4,52	4,52	4,52	12,06	6,78	6,78
Armatures Horizontales	Zone Courante	4T10	4T10	4T10	20T14	20T12	20T12
		3,14	4,52	3,14	30,78	22,62	22,62
Zone de recouvrement	l=60cm	l=60cm	l=60cm	l=80cm	l=80cm	l=80cm	
	3T10 t=20	3T10 t=20	3T10 t=20	4T10 t=20	4T10 t=20	4T10 t=20	
Zone Courante	4T10/ml	4T10/ml	4T10/ml	4T10/ml	4T10/ml	4T10/ml	
	t=25cm	t=25	t=25	t=25	t=25	t=25	
Armatures transversales.	1 cache + 4epingle/m <sup>2</sup>	1c+4ep/m <sup>2</sup>	1c+4ep/m <sup>2</sup>	1 cache + 1ctive + 6ep/m <sup>2</sup> T8	1c + 1e + 6ep/m <sup>2</sup> T8	1c + 1e + 6ep/m <sup>2</sup> T8	
e <sub>0</sub> (N <sub>max</sub> , M)	0,04	0,02	0,01	0,74	0,49	0,22	
Nature de la sollicitation	S.E.C.	S.E.C.	S.E.C.	S.E.C	S.E.C.	S.E.C.	
Verifications	$\sigma'_{b1}$ kg/cm <sup>2</sup>	42,51	-	-	30,9	-	
	$\sigma'_{b2}$ "	35,21	-	-	9,3	-	
	$\sigma'_{a1}$ "	637,6	-	-	463,4	-	
	$\sigma'_{a2}$ "	528,15	-	-	139,35	-	

Trumeau I: Niveau I:



Trumeau II: Niveau I:



### Voile périphérique:

Conformément aux exigences du RPA, on prévoit un voile périphérique qui ceinture le bâtiment et assure un bon chaînage.

Ce voile sera continu entre le niveau des fondations et le plancher bas du R.D.C. et son ferrailage sera forfaitaire.

Ces caractéristiques sont: épaisseur:  $e = 25 \text{ cm}$ .

hauteur:  $h = 1,50 \text{ m}$ .

Ferrailage du voile: On fera le calcul pour un mètre linéaire.

• Armatures verticales:  $A_v \geq \frac{0,2}{100} \times 25 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$ .

On prendra:  $A = 5 \text{ T}12 = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{face}$ .

$e = 20 \text{ cm}$ .

La longueur de recouvrement est:  $l_d \geq 50\phi = 60 \text{ cm}$

• Armatures horizontales:  $A_h = \frac{A_v}{2} = 2,5 \text{ cm}^2$ .

On prendra  $A_h = 4 \text{ T}10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{face}$ .

$e = 25 \text{ cm}$ .

La longueur de recouvrement:  $l_d = 50 \times 10^{\text{mm}} = 50 \text{ cm}$

• Armatures transversales: On prendra 4 épingles T6 par  $\text{m}^2$ .

### Mûr de Soubassement:

Caractéristiques: épaisseur:  $e = 25 \text{ cm}$

ferrailage: On gardera le ferrailage au R.D.C.

# FERRAILLAGE DES LINTEAUX

## Introduction:

Le linteau sera calculé comme une poutre encastée à ses deux extrémités. Il sera soumis à l'action d'un moment flechissant  $M$  et un effort tranchant  $T$ , alors le calcul se fera en flexion simple.

Chaque linteau sera ferrillé sous:

- son poids propre.
- de poids du plancher qui lui revient.
- la surcharge d'exploitation sur le plancher.
- Effort dû au séisme.

## Contraintes admissibles:

- la contrainte de cisaillement:

$$\tau = 0,12 \sigma_{28} = 0,12 \times 275 = 33 \text{ kg/cm}^2.$$

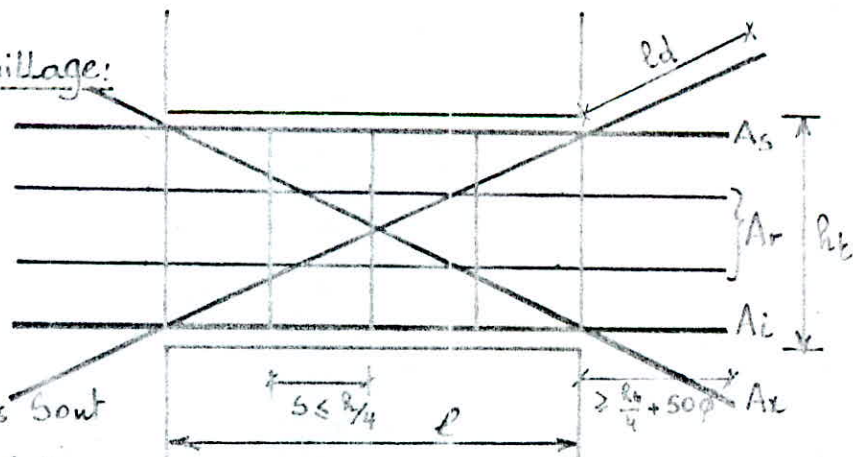
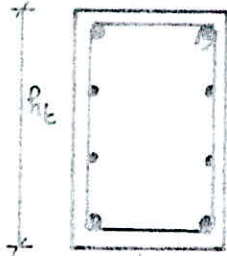
- la contrainte de flexion:

$$\sigma_b = 0,75 \sigma_{28} = 206 \text{ kg/cm}^2.$$

- la contrainte de traction des armatures:

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

## Prescriptions relatives au ferrillage:



des conditions d'armatures minimales sont données par:

$$A_i \geq 0,0015 b \cdot h_t.$$

$$A_s \geq 0,0015 b \cdot h_t.$$

$$A_r \geq 0,0025 b \cdot s.$$

la longueur d'ancrage doit être supérieure à  $\frac{h_t}{4} + 50 \phi$ .

- si  $\tau_b \geq 0,065 \sigma_{28}$  on doit ajouter des armatures d'angle, disposées comme sur le schéma.

Avec:  $l_d \geq 100 \phi$  et  $A_x \geq 0,0015 b \cdot h_t$ .

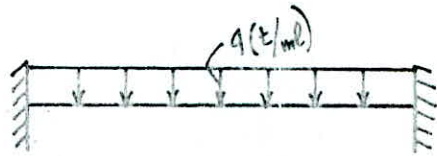
### Schéma statique:

Les Moments Maximum Seront:

• En travée:  $M_T = q \frac{l^2}{24}$

• A l'encastrement:  $M_e = -q \cdot \frac{l^2}{12}$

d'effort tranchant Maximum est:  $T = q \cdot \frac{l}{2}$ .



### Exemple de Calcul: Linteau du voile 3:

On considère le linteau du 3<sup>ème</sup> étage, qui a l'effort dû au séisme maximum.

$$I = T = 7,63t.$$

Ce linteau a les dimensions suivantes:  $h_f = 90cm$ ,  $b = 20cm$ .

• Son poids propre est:  $q_1 = 2,5 \times 0,9 \times 1 = 2,25t.m.$

• de poids propre du plancher lui rattachant:  $q_2 = 0,536 \times 4,20 = 2,25t/ml.$

• de surcharge d'exploitation sur le plancher:  $q_p = 0,175 \times 4,20 = 0,735t/ml.$

Ces forces engendrent les efforts suivants:

$$G : \begin{cases} T = (q_1 + q_2) \frac{l}{2} = 4,5 \times \frac{1}{2} = 2,25t \\ M = (q_1 + q_2) \frac{l^2}{12} = 4,5 \times \frac{1^2}{12} = 0,375t.m. \end{cases}$$

$$P : \begin{cases} T = 0,735 \times \frac{1}{2} = 0,367t \\ M = 0,735 \times \frac{1^2}{12} = 0,061t.m. \end{cases}$$

$$E : \begin{cases} \bar{T} = 1,4T = 1,4 \times 7,63 = 10,68t \\ M = 10,68 \times \frac{1}{2} = 5,341t.m. \end{cases}$$

Combinaisons:  $G + P + E.$

$$T : 2,25 + 0,367 + 10,68 = 13,30t.$$

$$M : 0,375 + 0,061 + 5,341 = 5,78t.m.$$

### Armatures Longitudinales:

• Recherche de la position de l'axe neutre:  $\bar{\alpha} = \frac{m \bar{\sigma}_b'}{m \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = 0,424$

on prend:  $d = d' = 8cm \Rightarrow y = \bar{\alpha} h = 0,424 \times 82 = 34,8cm.$

$$\bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,859 \quad \text{d'où } K = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\gamma} \bar{\sigma}_b' = 37,56.$$

• Calcul du moment résistant du béton:  $M_{rb} = K b h^2 = 37,56 \times 20 \times (82)^2 = 50,51t.m.$

On remarque que:  $M_{rb} > M_{fe}$  d'où  $A' = 0$



• Calcul des armatures tendues:

$$A = \frac{M}{\gamma_s \cdot h \cdot \sigma_{en}} = \frac{5,78 \times 10^5}{0,859 \times 82 \times 4200} = 1,95 \text{ cm}^2$$

On prend  $A = A' = 1,95 \text{ cm}^2$ .

• Armatures minimales:

$$A_s = A_i \geq 0,0015 b \cdot h_f = 0,0015 \times 20 \times 90 = 2,7 \text{ cm}^2$$

• On prend  $A_s = A_i = 3,08 \text{ cm}^2$ .

### Verifications des Contraintes:

• Recherche de la vraie position de l'axe neutre:

$$y = -\frac{15}{20} (2 \times 3,08) + \sqrt{\left[\frac{15}{20} (2 \times 3,08)\right]^2 + \frac{30}{20} (3,08 \times 82 + 3,08 \times 8)} = 16,3 \text{ cm}$$

• Calcul du moment d'inertie de la section:

$$I = \frac{20 \times 16,3^3}{3} + 15 \times 3,08 \times (82 - 16,3)^2 + 15 \times 3,08 \times (16,3 - 8)^2 = 231476,2 \text{ cm}^4$$

$$\text{On pose: } k = \frac{M}{I} = \frac{5,78 \times 10^5}{231476,2} = 2,50$$

$$\text{On aura: } \sigma'_b = k y = 2,50 \times 16,3 = 40,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = k (h - y) = 15 \times 2,50 \times (82 - 16,3) = 2463,75 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

### des armatures de répartition

$$A_r \geq 0,002 b \cdot h_f = 0,002 \times 20 \times 90 = 3,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prendra } 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{la longueur d'ancrage est: } l_d \geq \frac{h_f}{4} + 50 \phi = \frac{90}{4} + 50 \times 1,2 = 82,5 \text{ cm}$$

$$\text{pour les armatures longitudinales: } l_d \geq \frac{90}{4} + 50 \times 1,2 = 92,5$$

$$\text{On choisira } \boxed{l_d = 95 \text{ cm}}$$

### des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{A} = \frac{1,4 \times T}{Z \cdot \bar{\sigma}_{at}} = \frac{1,4 \times 7,63 \times 10^3}{0,875 \times 82 \times 4200} = 0,035$$

d'espacement des Cadres est limité selon le RPA 81:

$$s \leq \frac{h_f}{4} = \frac{90}{4} = 22,5 \text{ cm, on prendra } s = 20 \text{ cm}$$

$$\text{d'ou: } A_t = 0,035 \times 20 = 0,7 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1 \text{ Cadre } T8 = 1 \text{ cm}^2$$

Verification à l'effort tranchant:

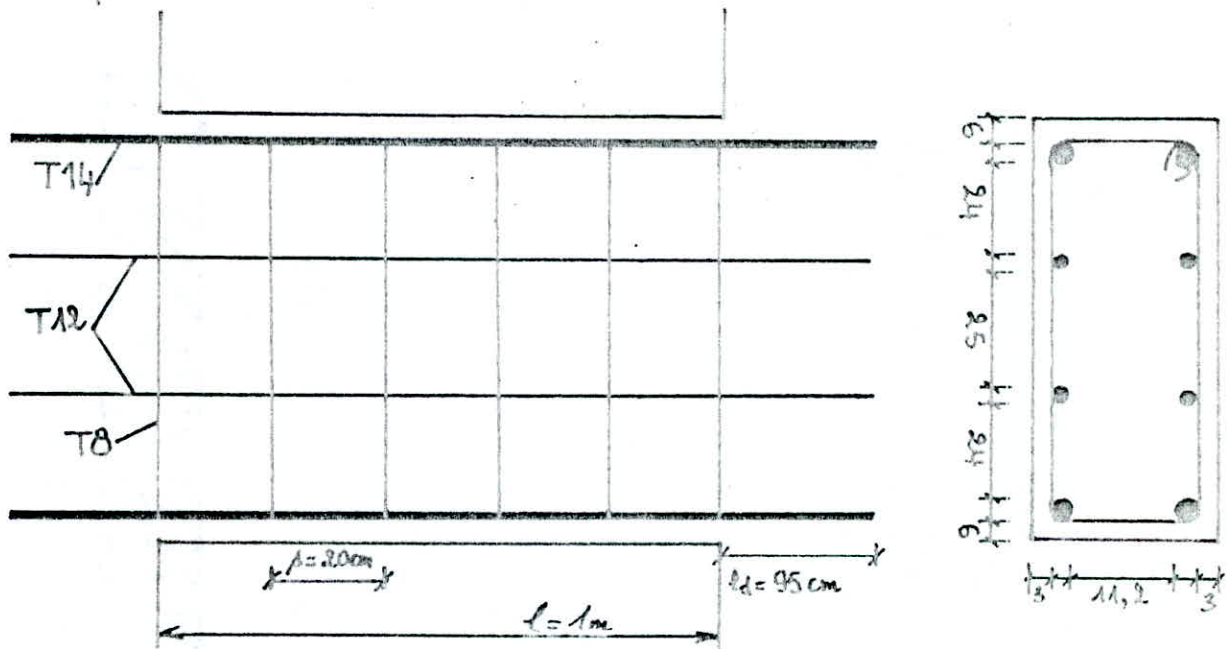
$$\tau_b = \frac{1,4 T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \times 7,63 \times 10^3}{20 \times 0,875 \times 82} = 7,44 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 33 \text{ kg/cm}^2.$$

Armatures Supplémentaire dans les angles:

$$\tau_e = 7,44 \text{ kg/cm}^2 < 0,06 \sigma_{28} = 16,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Dans ce cas, les armatures aux angles ne sont pas nécessaires.

Croquis:



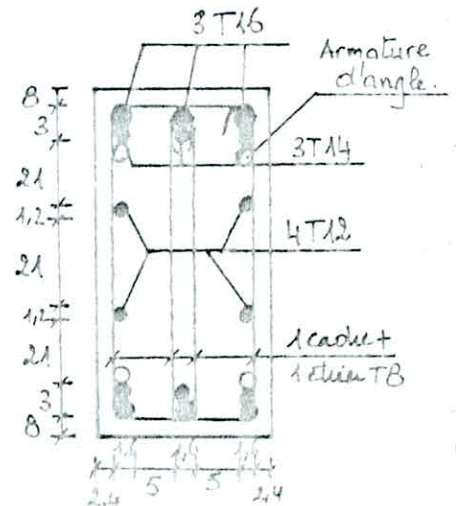
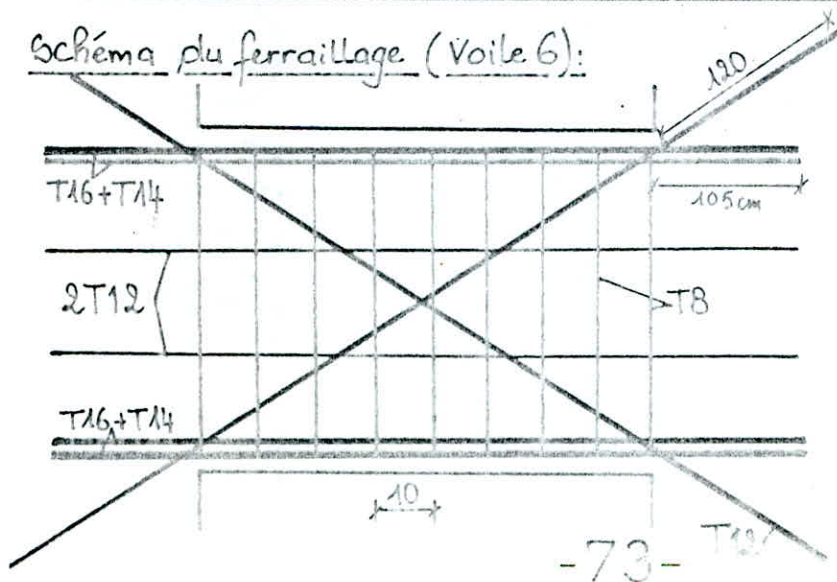
Remarque:

Dans le cas où  $\tau_b > \bar{\tau}_b$ , on doit fretter la section de façon à ce que l'effort peut être repris totalement par les armatures.

Cela revient à réduire l'espacement des armatures transversales à l'encastement et ajouter les armatures supplémentaires dans les angles.

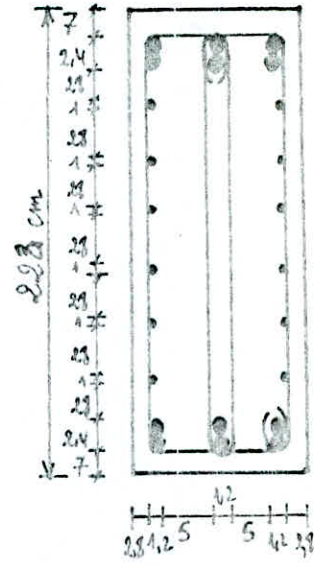
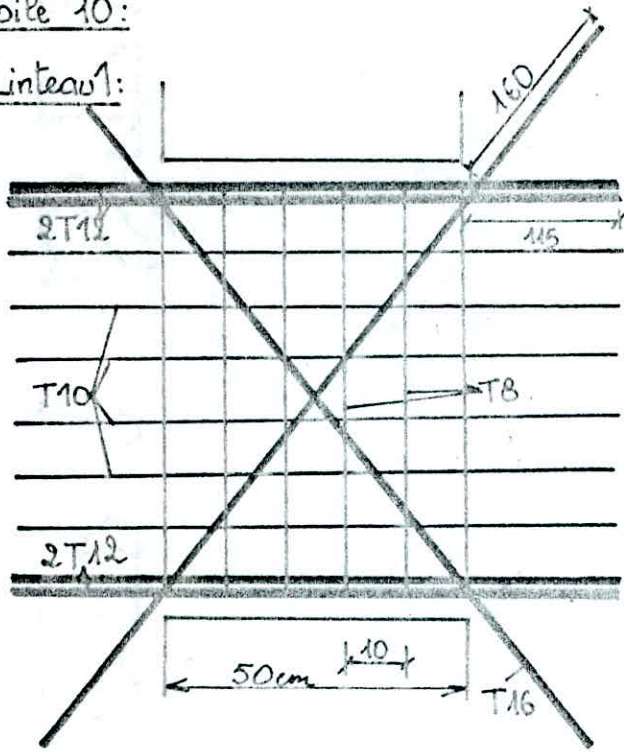
Voile	10	6	
Linteau	1	2	1
b (cm)	20	20	20
$h_t$ (cm)	223	90	90
$l$ (cm)	50	73	83
JT (t)	96,97	1,64	54,77
$\bar{T}$ (due au séisme)	135,76	2,30	76,68
$M_E = \bar{T} \cdot \frac{p}{2}$ (t.m)	33,94	0,84	31,82
$T_T = T_G + T_P + T_S$ (t)	136,9	3,97	78,03
$M_T = M_G + M_P + M_E^{(b)}$	34,03	1,04	32,01
$A'$ (cm <sup>2</sup> )	0	0	0
A (cm <sup>2</sup> )	4,39	0,35	10,82
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6,69	2,70	2,70
Choix de la Section	6T12	2T14	3T16 + 3T14
$A_s = A_i$ (cm <sup>2</sup> )	6,78	3,08	10,65
$l_d$ (cm)	115 cm	85 cm	105
$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	8,6	3,6	3,6
Choix de la Section	12T10	6T10	4T12
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	1 Cadre + 1 tige T8 = 2,01	1 Cadre T8 = 0,50	1 Cadre + 1 tige T8 = 2,01
t (cm)	10	20	10
$\tau_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	34,80	1,6	48,65
$A_x$ (cm <sup>2</sup> )	6,69	-	2,7
Choix de la Section	4T16 = 8,04	-	4T12
L (cm)	160	-	120

Schéma du ferrailage (Voile 6):

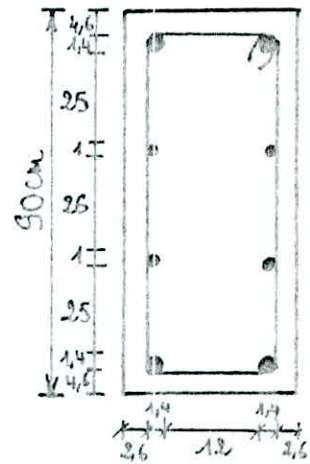
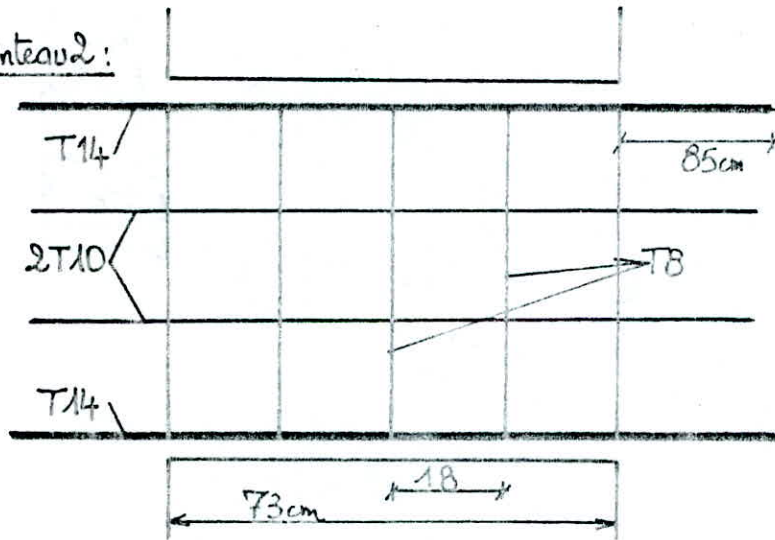


Voile 10:

Linéau 1:



Linéau 2:



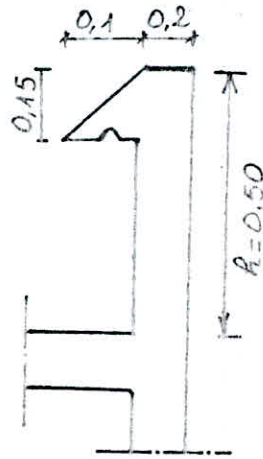
### Calcul de l'acrotère:

l'acrotère sera calculé comme une console encastree a sa base au planct terrasse. Elle sera soumise a son poids propre et a l'application de la main courante de valeur  $P = 100 \text{ kg}$ .

Dimensions: epaisseur :  $e = 20 \text{ cm}$ .

Largeur :  $b = 100 \text{ cm}$ . (on prendra 1 ml)

hauteur :  $h = 50 \text{ cm}$ .



### Effort dans l'acrotère:

• Poids propre:  $q_{acr} = 0,5 \times 0,2 \times 2,5 + \frac{0,15 \times 0,1}{2} \times 2,5 = 0,269 \text{ t/ml}$ .

• Surchage:  $S = 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg}$ .

le schéma statique est le suivant:



les efforts a l'encastrement seront:

$$N = G = 269 \text{ kg}$$

$$M = S \cdot h = 120 \times 50 = 6000 \text{ kg.cm}$$

$$T = S = 120 \text{ kg}$$

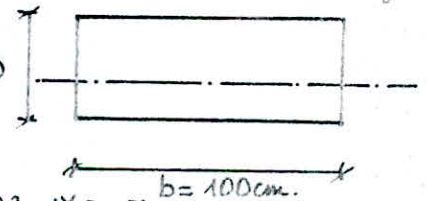
### Ferraillage de la section:

le ferraillage de la section se fera en flexion composée sous:  $\begin{cases} M = 6000 \text{ kg.cm} \\ N = 269 \text{ kg} \end{cases}$

On prendra:  $d = d' = 2,5 \text{ cm}$ .

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6000}{269} = 22,3 \text{ cm} > e_1 = \frac{h}{6} = \frac{50}{6} = 8,33 \text{ cm} \quad e = 20$$

donc la section est partiellement comprimée.



Position de l'axe neutre:  $x = \frac{15 \times 137}{15 \times 137 + 2800} \times 17,5 = 0,423 \times 17,5 = 7,4 \text{ cm}$ .

Moment résistant du béton:  $M_{rb} = \frac{1}{2} \sigma_b \bar{\alpha} \bar{\gamma} b h^2 = K b h^2 = 24,89 \times 100 \times (17,5)^2 = 7,62 \times 10^5 \text{ kg.cm}$

Moment fictif:  $M_b = N(e_0 + \frac{h}{2} - d) = 269(22,3 + 10 - 2,5) = 8016,2 \text{ kg.cm}$

On remarque que:  $M_{rb} > M_b$  d'où  $A' = 0$ .

Calcul des armatures tendues:  $A = \frac{8016,2}{17,5 \times 0,86 \times 2800} - \frac{269}{2800} = \frac{3,33}{17,5} - 0,096 = 0,094 \text{ cm}^2$

"N'étant très faible, on prendra le ferraillage minimum.

### Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 b \cdot h \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 100 \times 17,5 \times \frac{5,9}{4200} = 1,70 \text{ cm}^2$$

On prendra  $A = 7 \text{ T6} = 1,97 \text{ cm}^2$ ,  $t = 14 \text{ cm}$

Pour les armatures de répartition, on prendra:  $A_r = \frac{A}{4} = 0,42 \text{ cm}^2$ .

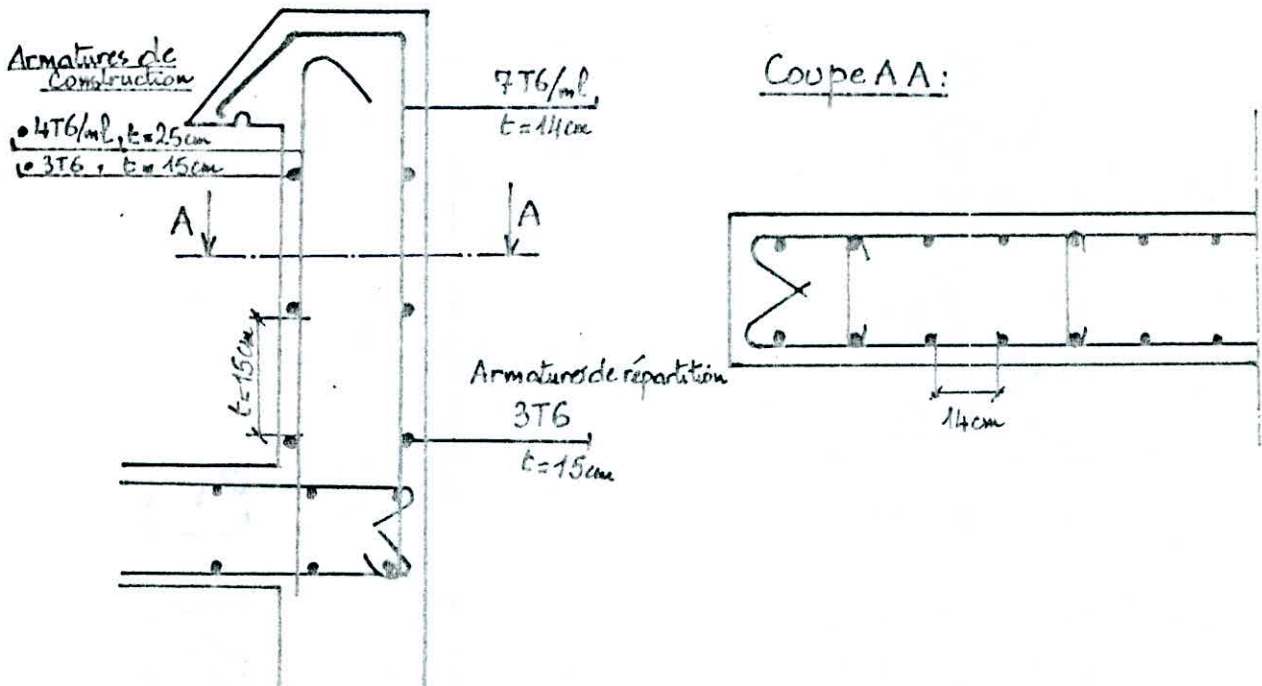
$$A_r = 3T6 = 0,84 \text{ cm}^2.$$

Pour la partie comprimée, on prendra des armatures de construction.

$$A' = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$A'_r = 3T6 = 0,84 \text{ cm}^2.$$

de schéma du ferrailage est le suivant:



Vérification à la fissuration:

$K = 10^6$  fissuration préjudiciable,  $\eta = 1,6$  (H.A).

$$\tilde{\omega}_f = \frac{1,97}{2 \times 2,5 \times 100} = 0,0039 \rightarrow \sigma_1 = \frac{10^6 \times 1,6 \times 0,0039}{6 \times 1,039} = 1000,6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{10^6 \times 1,6 \times 5,9}{6}} = 3010,4 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{cm} = 2800 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3010,4 \end{cases} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifiée).}$$

Vérification à l'effort tranchant:

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{Z}$$

$$A \cdot \bar{\sigma}_a = 1,97 \times 2800 = 5516 \text{ kg.}$$

$$T + \frac{M}{Z} = 120 + \frac{6000 \times 8}{7 \times 17,5} = 511,84 \text{ kg}$$

} On a bien  $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{Z}$ .

Cette condition est bien vérifiée.

Vérification au Séisme: (RPA 81, art 3.3.9):

Il faut vérifier que  $F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p < 100 \text{ kg}$ .

$$\left. \begin{array}{l} ZI = 0,6 \text{ (Zone II, groupe d'usage 2)} \\ C_p = 0,3 \end{array} \right\} F_p = 0,6 \times 0,3 \times 269 = 48,4 \text{ kg} < 100 \text{ kg} \text{ (Vérifiée).}$$

# CALCUL DES ESCALIERS.

## Introduction:

L'escalier de notre bâtiment est en béton armé à volées préfabriquées, alors que les paliers seront coulés sur place, ainsi que la volée du rez de chaussée. Les paliers s'encastrent dans les refends transversaux appelés murs d'échiffres, tandis que la volée repose simplement sur les deux paliers.

## Caractéristiques:

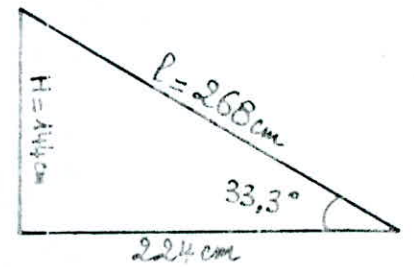
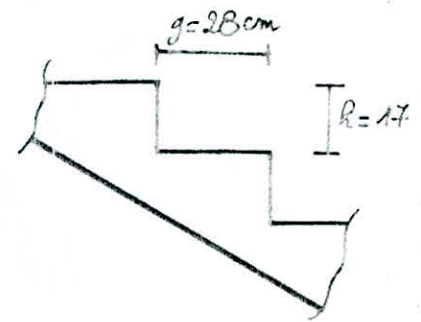
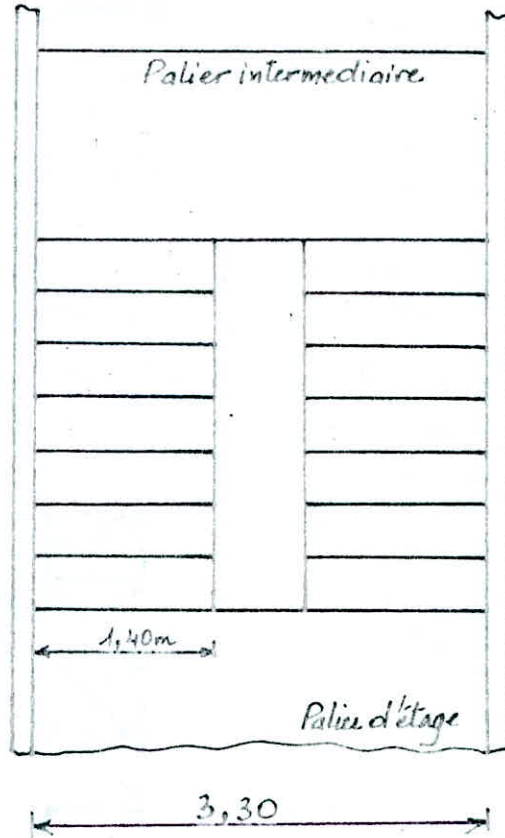
• Largeur des marches:

$$g = 28 \text{ cm}$$

• hauteur de la Contre-Marche:  $h = 18$

• Nombre de marche:

$$n = 8$$



Ces dimensions doivent vérifier la relation de "BLONDEL"

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

$$g + 2h = 28 + 2 \times 18 = 64 \text{ cm} \quad (\text{Vérifié}).$$

## Calcul de la poutre préfabriquée:

La poutre sera calculée en flexion simple pour les charges normales  $G + 1,2 P$ .

1- épaisseur de la poutre: dans le cas de la dalle portant sur 2 côtés,

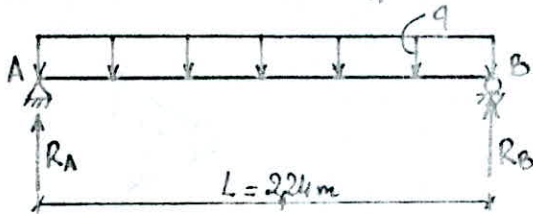
l'épaisseur à considérer est comprise entre:  $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$

$$\Rightarrow \frac{268}{30} = 8,93 \text{ cm} \leq e \leq \frac{268}{20} = 13,4 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } \boxed{e = 12 \text{ cm}}$$

## 2. Charges et Surcharges:

- Poids propre de la paillasse :  $\frac{2500 \times 0,12 \times 1,40}{\cos 33,3} = 502,51 \text{ kg/ml}$
  - " " " des marches :  $\frac{2200 \times 0,18}{2} \times 1,40 = 277,2 \text{ kg/ml}$ .
  - " " " du revêtement :  $2200 \times 0,05 \times 1,4 = 154 \text{ kg/ml}$
  - " " " du garde Corps :  $100 \text{ kg/ml}$ .
- $$G = 1033,7 \text{ kg/ml}$$
- Surcharge :  $P = 250 \times 1,4 \times 1,2 = 420 \text{ kg/ml}$ .
- On aura :  $q = G + 1,2P = 1453,7 \text{ kg/ml}$ .

## 3. Détermination des efforts:



$$T_a = R_A = R_B = q \cdot \frac{L}{2} = 1453,7 \times \frac{2,24}{2} = 1628,1 \text{ kg}$$

$$M_t = q \frac{L^2}{8} = 1453,7 \times \frac{2,24^2}{8} = 911,8 \text{ kg.m}$$

## Ferraillage de la Section:

Le ferraillage de la section se fera sous  $M$  en travée, et on fera la vérification de l'effort tranchant à l'appui.

$$M = 911,8 \text{ kg.m}$$

$$h = 12 - 2,5 = 9,5 \text{ cm}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{m \bar{\sigma}'_b}{m \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a} = \frac{15 \times 137}{15 \times 137 + 2800} = 0,423, \bar{\gamma} = 0,859$$

$$K = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\gamma} \bar{\sigma}'_b = 24,89$$

de Moment résistant du béton :  $M_{rb} = K b h^2 = 24,89 \times 140 \times (9,5)^2 = 3,14 \times 10^5 \text{ kg.cm}$

On remarque que :  $M_{rb} = 3,14 \times 10^5 \text{ kg.cm} > M_{fe} = 0,912 \times 10^5 \text{ kg.cm} \rightarrow A' = 0$

$$\text{Armature tendue : } A = \frac{M_{fe}}{\bar{\gamma} h \bar{\sigma}'_a} = \frac{0,912 \times 10^5}{0,86 \times 9,5 \times 2800} = 3,99 \text{ cm}^2$$

$$A = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2 \text{ avec } t = 26 \text{ cm}$$

des armatures de répartition sont prises forfaitairement :

$$\frac{1}{4} \cdot A_{\text{long}} \leq A_r \leq \frac{1}{2} \cdot A_{\text{long}}$$

$$\text{On prend } A_r = \frac{2,85}{2} = 1,42 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}, t = 25 \text{ cm}$$

Pour  $A'$  on prendra des armatures de construction :  $A' = 6T6 = 1,69 \text{ cm}^2$

dans l'autre sens, on prendra :  $A'_r = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}, t = 25 \text{ cm}$



### Calcul des béquets:

• Armatures Longitudinales: 7T10/ml,  $t = 14\text{cm}$ .

• Armatures de répartition: 3T6,  $t = 8\text{cm}$

Armature de Construction

• Long: 6T6  
 $t = 25$

• Répartition 4T6/ml  
 $t = 25$

Armatures Longitudinales  
6T10  
 $t = 26\text{cm}$

Armatures de répartition  
4T8/ml  
 $t = 25\text{cm}$

$t = 25\text{cm}$

### Calcul de la poutre Moyée supportant les volées (Poutre Palier):

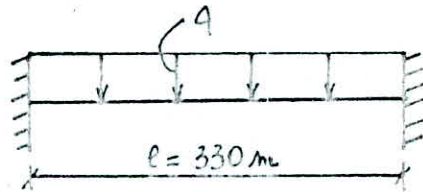
On a  $h = 16\text{cm}$  (épaisseur de la dalle)

On prend  $b = 40\text{cm}$

de schéma statique est le suivant:

avec  $M_{\text{appui}} = -q \frac{l^2}{12}$

$M_{\text{travée}} = q \frac{l^2}{24}$



Charge de la volée transmise au palier:

$$q_1 = \frac{\text{Poids de la volée}}{l} = \frac{(G + 1,2P) 2,68}{3,30} = \frac{1,45 \times 2,68}{3,30} = 1,18 \text{ t/ml}$$

Poids propre de la poutre palier:

$$q_2 = 2,5 \times 0,16 \times 0,40 = 0,16 \text{ t/ml}$$

La charge  $q$  revenant à la poutre  $q = q_1 + q_2$

$$q = 1,18 + 0,16 = 1,34 \text{ t/ml}$$

d'où on a:  $M_a = - \frac{1,34 \times 3,3^2}{12} = -1,22 \text{ t.m}$

$$M_t = \frac{1,34 \times 3,3^2}{24} = 0,6 \text{ t.m}$$

### Ferraillage de la section:

On prend  $d = d' = 2,5\text{cm} \Rightarrow h_1 = 13,5\text{cm}$

$$M_{rb} = Kb h^2 = 24,89 \times 40 \times (13,5)^2 = 1,81 \times 10^5 \text{ kg.cm} = 1,81 \text{ t.m} > M_a, M_t \rightarrow A' = 0$$

## Vérification des Contraintes

Recherche de la vraie position de l'axe neutre:

$$x = -\frac{15}{140} (4,71 + 1,69) + \sqrt{\left[ \frac{15}{140} (4,71 + 1,69) \right]^2 + \frac{30}{140} (4,71 \times 9,5 + 1,69 \times 2,5)} = 2,62 \text{ cm.}$$

$$\text{Moment d'inertie: } I = \frac{140 \times (2,62)^3}{3} + 15 \times 4,61 (9,5 - 2,62)^2 + 15 \times 1,69 (2,62 - 2,5)^2$$
$$I = 4112,83 \text{ cm}^4.$$

$$\text{On Calcule: } K = \frac{M}{I} = \frac{0,912 \times 10^5}{4112,8} = 22,17$$

$$\text{on aura } \sigma'_b = Kx = 22,17 \times 2,62 = 58,09 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = K(R-x) = 15 \times 22,17 (9,5 - 2,62) = 2287,94 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a.$$

## Vérification à la fissuration:

$$k = 1,5 \times 10^6 ; \eta = 1,6 ; \phi = 10 \text{ mm.}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{4,71}{2 \times 140 \times 5} = 0,0034$$

$$\text{De la: } \sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 1,5 \times 10^6 \times \frac{1,6}{10} \times \frac{0,0034}{1,034} = 789,2 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot k \cdot \sigma_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{10}} = 2856 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2. \right.$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) = 2856 \text{ kg/cm}^2. \end{array} \right\}$$

## Vérification à l'effort tranchant:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad \text{avec } T_{\max} = 1628,1 \text{ kg.}$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,8 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_b = \frac{1628,1 \times 8}{140 \times 7 \times 9,5} = 1,40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\tau}_b \text{ d'où les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

## Condition de non-fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 140 \times 9,5 \times \frac{5,9}{4200} = 1,29 \text{ cm}^2 < A = 4,71 \text{ cm}^2.$$

(Vérifiée)

## Vérification de la flèche:

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad \text{avec } E = 7000 \sqrt{1,2 \times 5,9} = 7000 \sqrt{1,2 \times 275} = 127161,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 140 \times \frac{12^3}{12} = 20160 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 1453,7 \times (268)^4 \times 10^2}{384 \times 20160 \times 127161,3} = 0,38 \text{ cm.}$$

$$\text{La flèche admissible est donné par: } f_a = \frac{l}{300} = \frac{268}{300} = 0,89 \text{ cm} > f$$

(Vérifiée)

### Calcul des béquets:

l'épaisseur des béquets des paillasses et des paliers sont données par les recommandations techniques du C.T.C:

$$a \geq 7 \text{ cm}$$

$$e \geq 7 \text{ cm pour les paliers}$$

$$e \geq 8 \text{ cm " " paillasses.}$$

$$l \geq \begin{cases} a+2 \\ e \end{cases}$$

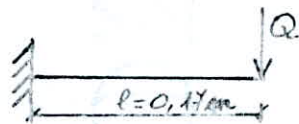
On prendra :  $a = 15 \text{ cm}$  ,  $e = 8 \text{ cm}$  ,  $l = 15 + 2 = 17 \text{ cm}$

Chaque béquet de la paillasse et de la poutre palier doit être calculé pour une charge linéaire :  $Q = \gamma_q \cdot l \cdot q$ .

$\gamma_q = 1,4$  Coefficient de Comportement

$$Q = 1,4 \times 2,24 \times 1453,7 = 4558,8 \text{ kg.}$$

On suppose que la charge  $Q$  est appliquée à l'extrémité du béquet pour avoir l'effet le plus défavorable.



$$M = Q \cdot l = 0,46 \times 0,17 = 0,77 \text{ t.m.}$$

### Détermination des armatures:

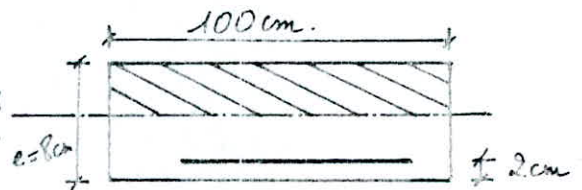
On fera le calcul pour 1 mètre linéaire:  $M_{ll} \uparrow$

$$M_{rb} = 24,89 \times 100 \times (6)^2 = 0,90 \text{ t.m} > M_{ll} \rightarrow A = 0$$

$$A = \frac{0,77 \times 10^5}{0,86 \times 6 \times 2800} = 5,34 \text{ cm}^2$$

l'espacement :  $t \leq 2e = 2 \times 8 = 16 \text{ cm.}$

On prend  $A = 7 T 10 = 5,49 \text{ cm}^2$  et  $t = 14 \text{ cm.}$



### Armature de répartition:

$$A_t \geq 0,5 \text{ cm}^2 \text{ (C.T.C.).}$$

$$\text{On prend } A_t = 3 T 6 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

### Vérification au Cisaillement:

la charge à considérer est  $Q = \gamma'_q \cdot q \cdot l$  avec  $\gamma'_q = 1$

$$Q = 1 \times 1453,7 \times 2,24 = 3,26 \text{ t, } Q \text{ étant une charge linéaire.}$$

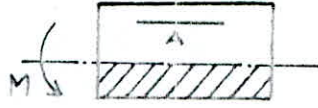
$$T = Q \cdot 1 \text{ m} = 3,26 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{3,26 \times 10^3 \times 8}{7 \times 6 \times 100} = 6,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M_a = 1,22 \text{ t.m.}$$

$$A = \frac{1,22 \times 10^5}{0,86 \times 13,5 \times 2800} = 3,75 \text{ cm}^2.$$

On prend  $A = 5 \text{ T}10 = 3,92 \text{ cm}^2.$



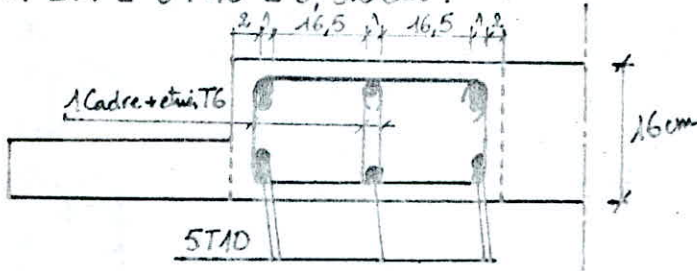
$$M_t = 0,66 \text{ t.m.}$$

$$A = \frac{0,6 \times 10^5}{0,86 \times 13,5 \times 2800} = 1,84 \text{ cm}^2.$$



On prendra un ferrailage symétrique:

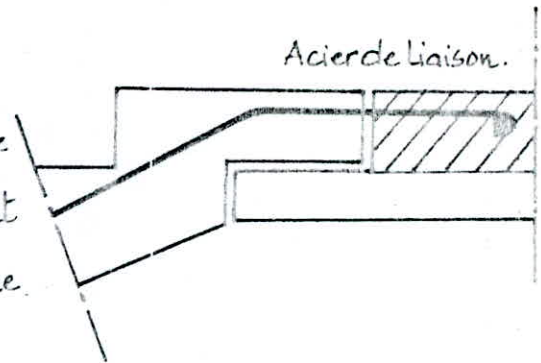
$$A = A' = 5 \text{ T}10 = 3,92 \text{ cm}^2.$$



Liaison entre la paillasse et le palier:

Afin d'éviter tout effondrement en cas de séisme et aussi pour reprendre les efforts d'arrachement de la paillasse sur les paliers, on prévoit une liaison par des armatures longitudinales.

Pour cela une bande de palier ne sera coulée qu'après avoir posé la paillasse avec les aciers de liaison.



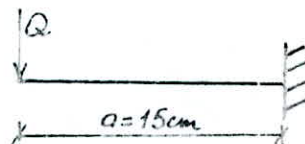
Calcul des aciers de liaison:

On calcule les aciers sous la charge de la volée (poids).

$$\text{Le poids de la paillasse : } P = q \times 2,68 = 2,68 \times 1,45 = 3,89 \text{ t.}$$

On aura le schéma statique suivant:

$$M = Q \cdot a = 3,69 \times 0,15 = 0,55 \text{ t.m.}$$



Les armatures doivent reprendre tout l'effort d'ou:

$$A = \frac{M}{\gamma_k \sigma_a} = \frac{0,55 \times 10^5}{0,86 \times 6 \times 2800} = 3,81 \text{ cm}^2. \text{ On prend } A = 3 \text{ T}12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$

On prend 3T12 par paillasse pour reprendre les efforts d'arrachement et assurer une bonne liaison entre le palier et la paillasse.

## Etude des paliers:

Le palier intermédiaire sera calculé comme une dalle encastrée sur les deux côtés et libre sur les deux autres.

Elle sera soumise à :

- Son poids propre
- Surcharge majorée
- La réaction que transmet la volée au palier

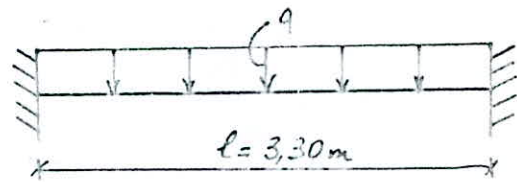
Poids propre:  $q_p = 2,6 \times 0,16 \times 2,5 = 1,04 \text{ t/ml}$ .

Surcharge:  $P = 1,2 \times 2,6 \times 0,250 = 0,78 \text{ t/ml}$ .

Réaction:  $q_{volée} = 1,18 \text{ t/ml}$ .

On aura  $q = q_p + P + q_{volée} = 1,04 + 0,78 + 1,18 = 3 \text{ t/ml}$ .

Le schéma statique est le suivant:



$$M_a = -q \frac{l^2}{12} = -\frac{3 \times 3,3^2}{12} = -2,72 \text{ t.m}$$

$$M_t = q \frac{l^2}{24} = \frac{3 \times 3,3^2}{24} = 1,36 \text{ t.m}$$

Détermination du ferrailage: Le calcul se fera pour 1 mètre linéaire.

① En travée:  $M_{rb} = 24,89 \times 100 \times (13,5)^2 = 4,54 \text{ t.m} \Rightarrow A = 0$

$$A = \frac{1,36 \times 10^5}{0,86 \times 13,5 \times 2800} = 4,18 \text{ cm}^2$$



On prend  $A = 6 \text{ T}10 = 4,71 \text{ cm}^2$ ,  $t = 16 \text{ cm}$ .

pour les armatures de répartition, on a:  $A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,18}{4} = 1,04 \text{ cm}^2$ .

$A_r = 4 \text{ T}6 = 1,13 \text{ cm}^2$ ,  $t = 25 \text{ cm}$ .

② Sur appui:  $A = \frac{2,72 \times 10^5}{0,86 \times 13,5 \times 2800} = 8,36 \text{ cm}^2$

On prend  $A = 11 \text{ T}10 = 8,63 \text{ cm}^2$ ,  $t = 9 \text{ cm}$

Pour les armatures de répartition, on aura:  $A_r = \frac{8,36}{4} = 2,09 \text{ cm}^2$

On prend  $A_r = 5 \text{ T}6 = 2,51 \text{ cm}^2$ ,  $t = 20 \text{ cm}$ .

Vérification à la fissuration:

$$\tilde{\omega} = \frac{A}{2bd} = \frac{8,63}{100 \times 5} = 0,017 \Rightarrow \sigma_1 = 1,5 \times 10^6 \times \frac{1,6}{10} \times \frac{0,017}{1,17} = 3487,2 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifié.)}$$

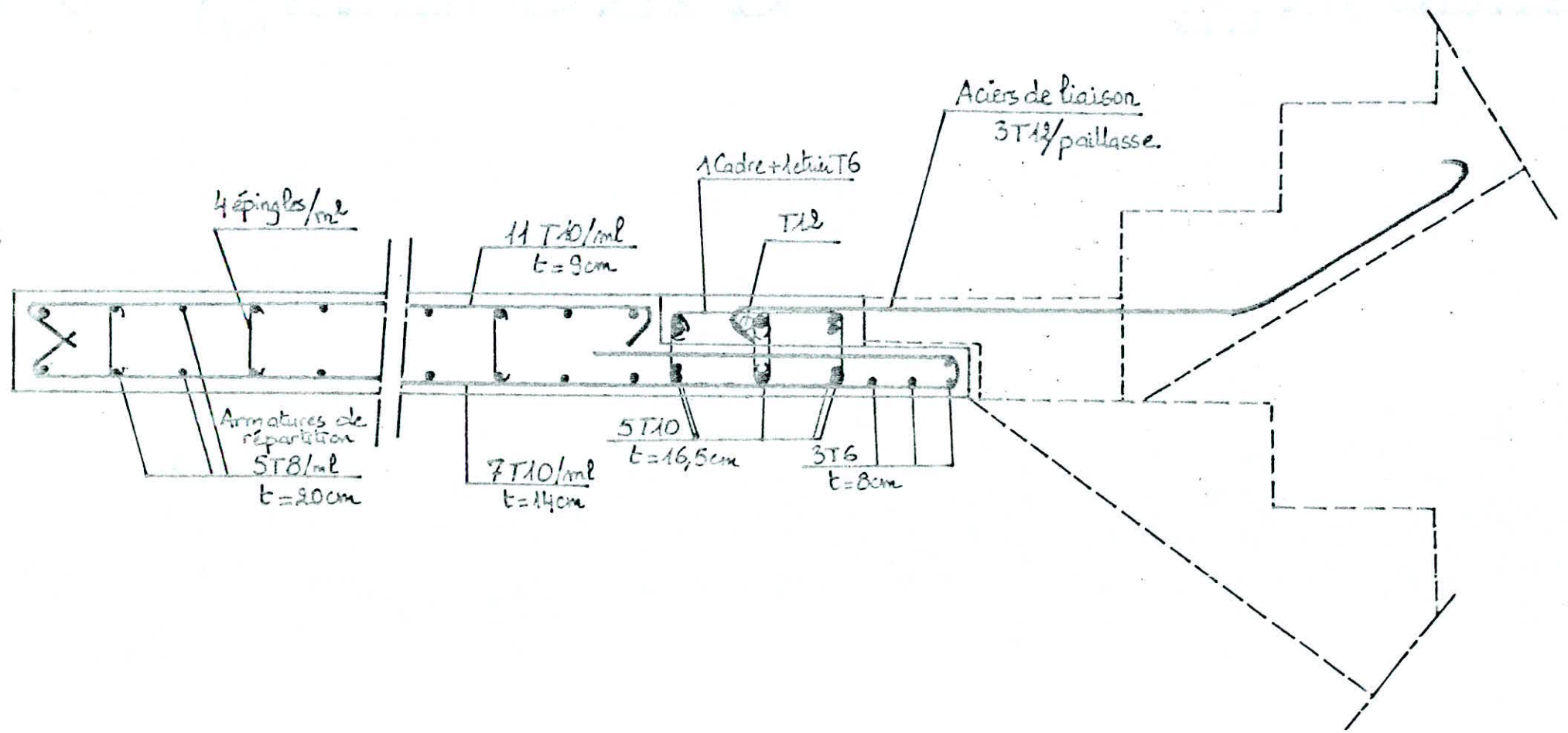
Vérification au cisaillement:

$$T_{\max} = q \frac{l}{2} = 3 \times \frac{3,3}{2} = 4,95 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \cdot 3} = \frac{4,95 \times 10^3}{100 \times 0,875 \times 13,5} = 4,19 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifié.)}$$

# Ferraillage du palier et la jonction solée-palier

-34-



4 épingles/ml

Armatures de répartition  
ST8/ml  
t=20cm

11 T10/ml  
t=9cm

1 Cadre + 2 tiges T6

T12

3 T10/ml  
t=14cm

5 T10  
t=16,5cm

3 T6  
t=8cm

Aciers de liaison  
3 T12/paillasse

# CALCUL DES PLANCHERS

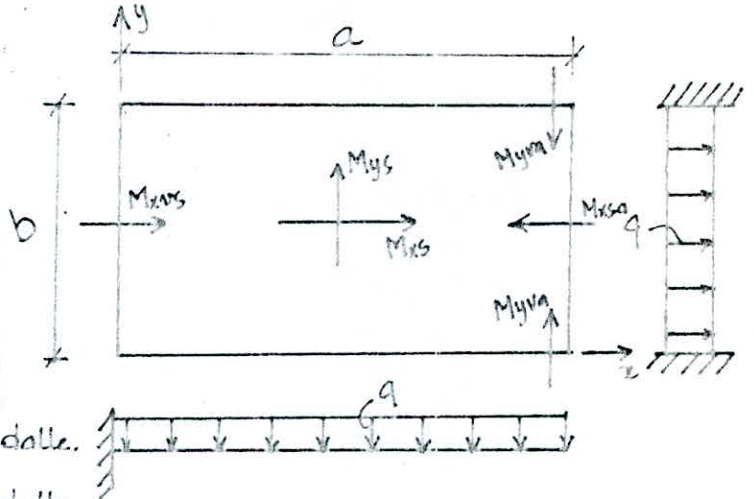
Les panneaux de dalle seront calculés comme des dalles encastées sur trois côtés et libres sur le quatrième.

Pour le calcul des efforts, on utilisera les tables de Bares.

## Etapes de Calcul:

- Le Coefficient de Poisson  $\mu$  est pris égal à:  $\mu = 0,15$  (B.A.).

- On détermine le Coefficient  $\gamma = a/b$  et en se référant aux tables de BARES on détermine



- $w_s$ : Coef. de flèche au milieu de la dalle.
  - $w_{bs}$ : " " " " bord de la dalle.
  - $m_{xs}$ : Coef. de Moment dans la direction X, au milieu de la dalle.
  - $m_{ys}$ : " " " " " " Y, " " " "
  - $m_{yas}$ : " " " " " " Y, au bord libre
- $M_{xsa} = -\mu M_{yas}$ .

## Panneau N° I:

$$\left. \begin{array}{l} a = 8,20 \text{ m} \\ b = 4,20 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow \gamma = \frac{8,2}{4,2} = 1,95$$

	$\gamma$	$w_s$	$w_{bs}$	$m_{xs}$	$m_{xys}$	$m_{ys}$	$m_{yas}$	$m_{yva}$	$m_{yvb}$
Panneau I	1,95	0,0021	0,0026	0,0024	-0,0148	0,0401	0,0450	-0,0821	-0,0845

## Calcul des fleches:

$$f_s = w_s \cdot q \cdot \frac{a^4}{Eh^3}$$

$$f_{bs} = w_{bs} \cdot q \cdot \frac{a^4}{Eh^3}$$

## Calcul des Moments:

$$M_{xs} = m_{xs} \cdot q \cdot a^2$$

$$M_{ys} = m_{ys} \cdot q \cdot b^2$$

$$M_{xsa} = m_{xsa} \cdot q \cdot a^2$$

$$M_{yva} = m_{yva} \cdot q \cdot b^2$$

### Détermination de la charge uniforme q:

- charge permanente:  $G = 0,536 \text{ t/m}^2$ .
  - surcharge d'exploitation:  $P = 0,175 \text{ t/m}^2$ .
- $$q = 0,746 \text{ t/m}^2$$

On fera le calcul pour 1mètre linéaire en profondeur:

$$q = 0,746 \times 1\text{m} = 0,746 \text{ t/ml}$$

Les résultats sont reportés sur le tableau suivant:

	a (m)	b (m)	f <sub>s</sub> (cm)	f <sub>bs</sub> (cm)	f <sub>ta</sub> (cm)	f <sub>ts</sub> (cm)	M <sub>xS</sub> (t.m)	M <sub>xBS</sub> (t.m)	M <sub>yS</sub> (t.m)	M <sub>yBS</sub> (t.m)
Panneau I	8,2	4,2	0,14	0,17	0,84	1,64	0,12	0,74	0,53	1,11

### Ferrailage:

Sens x:  $A_x^t = \frac{0,53 \times 10^5 \times 8}{14 \times 7 \times 2800} = 1,54 \text{ cm}^2 \rightarrow A_x^t = 6T6 = 1,69 \text{ cm}^2, t = 16 \text{ cm}$   
 $A_x^a = 3,24 \text{ cm}^2 \rightarrow A_x^a = 7T6 = 3,51 \text{ cm}^2, t = 14 \text{ cm}$

Sens y:  $A_y^t = 0,34 \text{ cm}^2 \rightarrow A_y^t = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2, t = 25 \text{ cm}$   
 $A_y^a = 2,16 \text{ cm}^2 \rightarrow A_y^a = 6T8 = 3,01 \text{ cm}^2, t = 16 \text{ cm}$

### Condition de non fragilité:

La section doit vérifier la condition de non fragilité qui est donnée par la relation:  $A \geq 0,69 b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 0,69 \times 16 \times 100 \times \frac{5,9}{4200} = 1,55 \text{ cm}^2$  (Vérifiée)

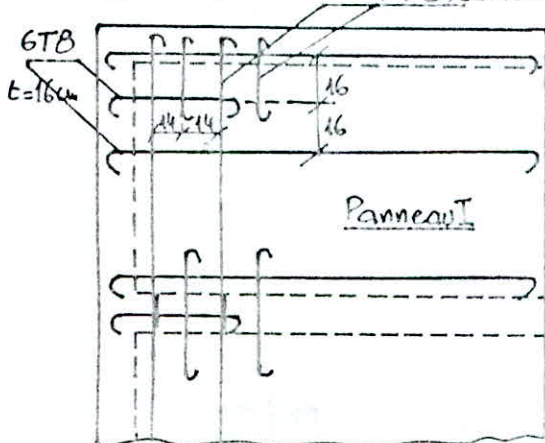
### Vérification à la fissuration:

$$K = 1,5 \times 10^6, \eta = 1,6, \bar{\omega}_p = \frac{1,13}{400} = 0,003$$

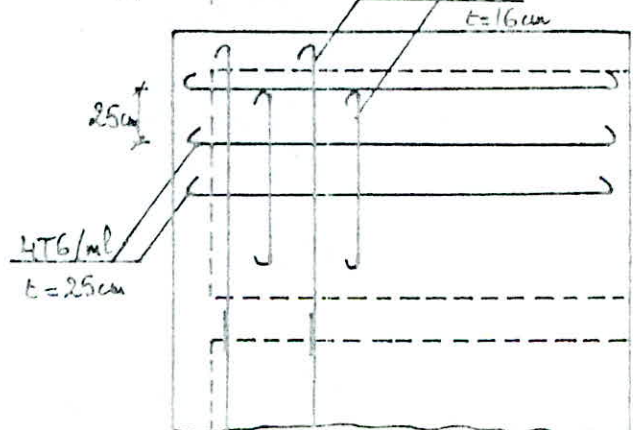
$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 1,6 \times 10^6 \times 5,9}{8}} = 3193 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ (Vérifiée)}$$

### Schéma du ferrailage:

nappe supérieure: 7T8, t=14cm



nappe inférieure: 6T6/ml





## Espacements :

Sens x :  $t = \min \left\{ \begin{array}{l} 3 h_f = 3 \times 16 = 48 \\ 32 \end{array} \right\} t = 32 \text{ cm}$

Sens y :  $t = \min \left\{ \begin{array}{l} 4 h_f = 4 \times 16 = 64 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right\} t = 45 \text{ cm}$

## Panneau N° VII

$a = 5,33 \text{ m}$   
 $b = 3 \text{ m}$  }  $\rightarrow \gamma = \frac{a}{b} = 1,78$  alors on utilise les tables de BARES.

	$\gamma$	$\omega_s$	$\omega_{bs}$	$m_{xs}$	$m_{xbs}$	$\Gamma_{mys}$	$\Gamma_{mys}$	$m_{ybs}$	$\Gamma_{mybs}$
Panneau VII	1,78	0,0033	0,0039	0,0035	-0,0189	0,0395	0,0449	-0,0807	-0,0845

	$a$ (m)	$b$ (m)	$f_s$ (cm)	$f_{bs}$ (cm)	$\bar{F}_a$ (cm)	$\bar{F}_{bs}$ (cm)	$M_{xs}$ (t.m)	$M_{xbs}$ (t.m)	$M_{ys}$ (t.m)	$M_{ybs}$ (t.m)
Panneau VII	5,33	3	0,04	0,045	0,6	1,07	0,074	-0,40	0,26	-0,57

## Ferraillage:

Sens x :  $A_x^t = \frac{0,26 \times 10^5 \times 8}{7 \times 14 \times 2800} = 0,76 \text{ cm}^2 \rightarrow A_x^t = 4T6 = 1,13, t = 25 \text{ cm}$   
 $A_x^a = 1,66 \text{ cm}^2 \rightarrow A_x^a = 6T6 = 1,69, t = 16 \text{ cm}$

Sens y :  $A_y^t = 0,22 \text{ cm}^2 \rightarrow A_y^t = 4T6 = 1,13, t = 25 \text{ cm}$   
 $A_y^a = 1,17 \text{ cm}^2 \rightarrow A_y^a = 6T6 = 1,69, t = 16 \text{ cm}$

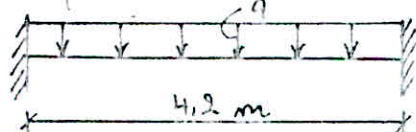
## Panneau N° IV:

$a = 10,20 \text{ m}$   
 $b = 4,2 \text{ m}$  }  $\rightarrow \gamma = \frac{a}{b} = 2,42 > 2$

dans ce cas, cette dalle travaille dans un seul sens.

de calcul de ce panneau, se fera comme une poutre encastée de deux côtés.

On prend  $b = 100 \text{ cm}$ .



$$M_a = -q \frac{\ell^2}{12} = -0,746 \times \frac{4,2^2}{12} = 1,1 \text{ t.m}$$

$$M_b = q \frac{\ell^2}{24} = 0,55 \text{ t.m}$$

Ferraillage:  $A_a = \frac{1,1 \times 10^5 \times 8}{7 \times 14 \times 2800} = 3,21 \text{ cm}^2 \rightarrow A_a = 7T8 = 3,51 \text{ cm}^2, t = 14 \text{ cm}$

$A_b = 1,61 \text{ cm}^2 \rightarrow A_b = 6T6 = 1,69, t = 16 \text{ cm}$

### Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,21}{4} = 0,8 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2, t = 25 \text{ cm.}$$

### Vérification de la flèche:

$$f = \frac{q P^4}{384 EI} = \frac{0,446 \times 4,2^4 \times 12 \times 10^3}{384 \times 126 \times 10^4 \times (0,16)^3} = 0,14 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{420}{500} = 0,84 \text{ cm (Véifié)}$$

### Panneau n° V:

Ce panneau est encasté de deux côtés seulement, alors on l'étudiera comme une poutre.

$$\left. \begin{array}{l} a = 12,74 \text{ m} \\ b = 3,3 \text{ m} \end{array} \right\} \text{ caroir. } P = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$q = G + 1,2P = 0,536 + 1,2 \times 0,250 = 0,836 \text{ t/m}^2.$$

$$M_a = -q \frac{l^2}{12} = -0,836 \times \frac{3,3^2}{12} = 0,76 \text{ t.m}$$

$$M_t = q \frac{l^2}{24} = 0,38 \text{ t.m.}$$

### Ferraillage:

$$A_a = \frac{0,76 \times 10^5 \times 8}{7 \times 14 \times 2800} = 2,22 \text{ cm}^2 \rightarrow A_a = 8T6 = 2,26, t = 12 \text{ cm.}$$

$$A_t = 1,11 \text{ cm}^2 \rightarrow A_t = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2, t = 24 \text{ cm.}$$

### Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,55 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2, t = 25 \text{ cm.}$$

### Vérification à la fissuration:

$$K = 1,5 \times 10^6, \eta = 1,6, \omega_f = \frac{1,13}{4000} = 0,003$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{6}} = 3886,9 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Véifié)}$$

### Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 b h \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} = 1,55 \text{ cm}^2 \text{ (Véifié)}$$

### Vérification au cisaillement:

$$T_{\max} = q \cdot \frac{l}{2} = 0,836 \times \frac{3,3}{2} = 1,38 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{1,38 \times 10^3 \times 8}{100 \times 7 \times 14} = 1,13 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2.$$

### Arrêt de barres:

- Supérieures :  $l = \max \left\{ \begin{array}{l} l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_a}{\sigma_b} \\ 0,2l \end{array} \right.$
- Inférieures : ds le Sens de la grande portée =  $l_y - 0,2l_x$   
" " " " " petite " =  $0,8l_x$ .

### Etude de la poutre Moyée:

Pour assurer la transmission de l'effort sismique du voile 10 au voile 7, on fait renforcer notre dalle par une poutre moyée de dimension:

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$R = 16 \text{ cm.}$$

Elle aura à transmettre l'effort Max du voile 10 :  $F_1 = 26,6 \text{ t}$

et l'effort sismique repris par le diaphragme.  $F_2 = \frac{63,24}{12,74} \times 0,20 = 1 \text{ t.}$

On aura  $F_E = 27,7 \text{ t.}$

Cette poutre est sollicitée en Compression Simple:

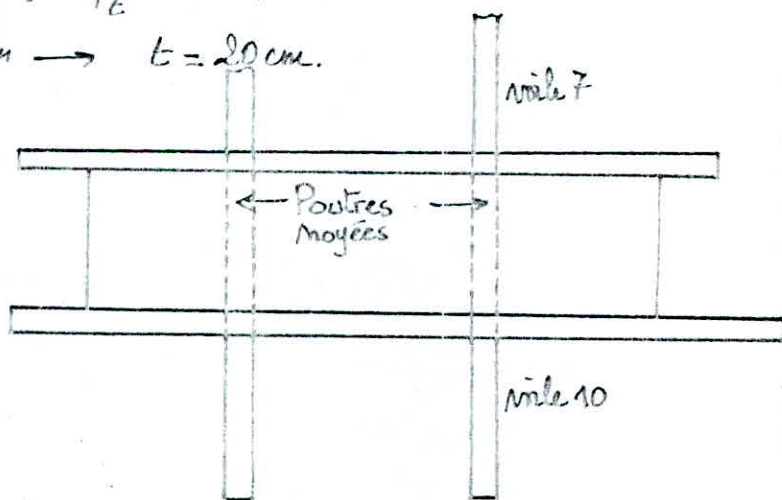
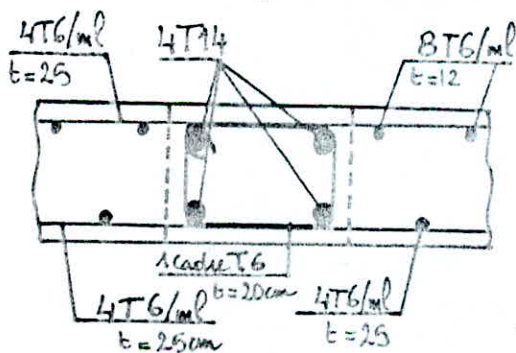
$$A = \frac{N' - B' \sigma_b}{\eta \sigma_b} = \frac{27,7 \times 10^3 - 16 \times 20 \times 68,5}{15 \times 68,5} = 5,62 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend } A' = 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2.$$

### Armatures transversales:

$$\phi_t \geq 0,3 \times 14 = 4,2 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm.}$$

$$t \leq 15 \phi_t = 15 \times 14 = 210 \text{ mm} \rightarrow t = 20 \text{ cm.}$$



### Condition de Non flambement:

Pour une section rectangulaire  $\frac{l_c}{R} \leq 14,4$

$$l_c = 0,5 l_0 = 0,5 \times 330 = 165 \text{ (encastrement des deux côtés).}$$

$$\frac{165}{16} = 10,31 < 14,4 \text{ (Vérifié).}$$

## Calcul des prédalles du plancher bas du R.D.C.

Vu l'impossibilité d'utiliser un Coffrage tunnel pour le plancher, on a adopté un Coffrage perdu composé de prédalles préfabriquées jointives.

Dans le calcul, on considérera la 2<sup>ème</sup> phase des prescriptions du C.C.B.A. 68 art 2.

2<sup>ème</sup> phase: prédalle soumise à son poids propre plus une surcharge constituée de béton frais coulé sur chantier et une charge forfaitaire de chantier qui vaut  $100 \text{ kg/m}^2$ .

Dimensionnement: Longueur =  $4,20 + 10 = 4,30 \text{ m}$ .

Largeur =  $0,70 \text{ m}$ , épaisseur =  $5 \text{ cm}$ .

Pour le système de levage des prédalles, on prévoit des crochets de levage.

Panneau IV: poids propre:  $q_1 = 0,05 \times 0,7 \times 2,5 = 0,0875 \text{ t/ml}$

Béton frais majoré (12cm):  $q_2 = 1,2 \times 0,12 \times 0,7 \times 2,5 = 0,252 \text{ t/ml}$

Surcharge de chantier:  $q_3 = 1,2 \times 0,7 \times 0,1 = 0,084$

$$q_t = 0,42 \text{ t/ml}$$

Le moment fléchissant est donné:  $M = q \frac{l^2}{8} = 0,42 \times \frac{4,3^2}{8} = 0,97 \text{ t.m}$ .

### Ferrailage:

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a} = \frac{0,97 \times 10^5 \times 8}{7 \times 3 \times 2800} = 13,20 \text{ cm}^2 \rightarrow A_1 = 9T14 = 13,85 \text{ cm}^2 \rightarrow t = 8 \text{ cm}$$

### Vérification à la non fragilité:

$$A_{\min} = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \times 5 \times 70 \times \frac{5,9}{4200} = 0,339 \text{ cm}^2 < A \text{ (Vérifiée)}$$

Vérification au cisaillement:  $\bar{\sigma}_b = \frac{T_{\max}}{b_0 z} = q \frac{l}{2 b_0 z} = \frac{0,42 \times 4,2 \times 8 \times 10^3}{2 \times 7 \times 3 \times 70} = 4,8 \text{ kg/cm}^2 < 6,8 \text{ kg/cm}^2$

### Ferrailage de la dalle du R.D.C. (épaisseur 12cm).

La dalle du rez de chaussée est encastée des 4 côtés, d'où on utilisera la méthode

du C.C.B.A. 68:  $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,20}{10,2} = 0,41$  abaque Poly. Belazonghi  $\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,1096 \\ \mu_y = 0,2511 \end{array} \right.$

d'où:  $M_x = \mu_x q l^2$  Avec:  $q = 0,12 \times 1 \times 2,5 + 1,2 \times 1 \times 0,175 = 0,51 \text{ t/ml}$ .

$$M_x = 0,1096 \times 0,51 \times (4,2)^2 = 0,99 \text{ t.m}, \quad M_y = \mu_y M_x = 0,25 \text{ t.m}$$

Moments aux appuis:  $\left\{ \begin{array}{l} M_x^a = 0,50 \text{ t.m} \\ M_y^a = 0,12 \text{ t.m} \end{array} \right.$  en travées:  $\left\{ \begin{array}{l} M_x^b = 0,84 \text{ t.m} \\ M_y^b = 0,21 \text{ t.m} \end{array} \right.$

### Ferrailage: Sens x x:

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\bar{\sigma}_a} = \frac{0,5 \times 10^5 \times 8}{7 \times 10 \times 2800} = 2,04 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2 \quad t = 20 \text{ cm}$$

$$A_x^b = \frac{0,84 \times 10^5 \times 8}{7 \times 10 \times 2800} = 3,24 \text{ cm}^2 \rightarrow 7T8 = 3,51, \quad t = 14 \text{ cm}$$

Sens y y:  $A_y^a = \frac{0,12 \times 10^5 \times 8}{7 \times 10 \times 2800} = 0,50 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T6 = 1,13, \quad t = 25 \text{ cm}$

$$A_y^b = \frac{0,21 \times 10^5 \times 8}{7 \times 10 \times 2800} = 0,86 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T6 = 1,13, \quad t = 25 \text{ cm}$$

**CHAPITRE :11**

etude  
des  
fondations

# CALCUL DES FONDATIONS

## SOL DE FONDATION:

Le Sol de fondation présente les caractéristiques suivantes:

- Poids volumique des terres:  $\gamma = 1,6 \text{ t/m}^3$ .
- Cohésion:  $c = 0,1 \text{ bars}$
- d'angle de frottement:  $\varphi = 30^\circ$  Tableau  $\rightarrow \begin{cases} N_q = 18,4 \\ N_c = 30,1 \\ N_\gamma = 21,8. \end{cases}$
- Terrain Meuble.

Le taux de travail admissible est donné par la formule de Terzaghi.

Pour une semelle continue on a:

$$q_{adm} = \frac{c N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma}{F}$$

Avec: F: Coefficient de Sécurité  $F = 3 + 4 \rightarrow F = 4$

$$\left. \begin{array}{l} D = 1,5 \text{ m} \\ B = 1,5 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$q_{adm} = \frac{0,1 \times 30,1 + 0,16 \times 1,5 \times 18,4 + 0,5 \times 0,16 \times 1,5 \times 21,8}{4} = 2,51 \text{ bars.}$$

On prendra:

- Un taux de travail admissible sous sollicitations du 1<sup>er</sup> genre = 1,5 bars.
- " " " " " " " " " " du 2<sup>ème</sup> genre =  $1,33 \times 1,5 = 2 \text{ bars.}$

## ETUDE DES FONDATIONS:

En tenant compte du poids de la structure et de la qualité du sol, on est obligé de porter notre choix sur un radier général qui sera ancré à une profondeur  $D = 1,5 \text{ m.}$

### 1 - Calcul du radier:

#### Surface minimale du radier:

Elle est donnée par la relation:  $\frac{N}{S_{min}} \leq \bar{\sigma}_s$ .

$$N = G + 1,2 P = 5690 + 1,2 \times 496 = 6285,2 \text{ t}$$

$$G = 5690 \text{ t}, P = 496, \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ bars} \approx 15 \text{ t/m}^2.$$

$$\rightarrow S_{min} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{6285,2}{15} = 419,01 \text{ m}^2.$$

La surface totale du radier y compris le débords de 0,5 m est:

$$S_t = 22,3 \times 9,40 + 5,20 \times 14,7 + 9,40 \times 22,3 + 2 \times 11,15 = 517,98 \text{ m}^2 > S_{min}$$

(Vérifié)

## 2° Calcul de la Contrainte réelle sous le radier:

$$\sigma_s = \frac{N}{S_t} = \frac{6285,2}{517,98} = 12,13 \text{ t/m}^2 = 1,21 \text{ kg/cm}^2$$

## 3° Predimensionnement du radier:

d'épaisseur du radier sera déterminé en fonction de la Contrainte de

Cisaillement:  $\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot Z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2$

On prendra le panneau le plus sollicité, c.à.d. le panneau n°: III

$$\begin{cases} l_x = 4,20 \text{ m} \\ l_y = 10,20 \text{ m} \end{cases} \quad T_{\max} = \max \begin{cases} T_x = \frac{q l_x l_y}{2l_x + l_y} = 27,94 \text{ t} \\ T_y = \frac{q l_x l_y}{3l_y} = 16,98 \text{ t} \end{cases}$$

$$\text{On aura: } Z \geq \frac{T_{\max}}{b \cdot \bar{\tau}_b} = \frac{27,94 \times 10^3}{6,8 \times 100} = 41,09 \text{ cm.}$$

On prend:  $h = 42 \text{ cm}$   $d = 3 \text{ cm}$  d'où  $h_t = 45 \text{ cm}$ .

d'exécution de ce radier, se fera sur un massif de gros béton dosé à  $150 \text{ kg/m}^3$  de ciment sur une épaisseur de  $5 \text{ cm}$ .

## 4° Vérification de la Contrainte du sol:

En tenant compte du poids du radier et le massif de gros béton:

• poids du radier:  $N_r = 517,98 \times 0,45 \times 2,5 = 582,7 \text{ t}$ .

• " du Massif:  $N_m = 517,98 \times 0,05 \times 2,5 = 64,75 \text{ t}$ .

① 1<sup>er</sup> genre:  $N = 5690 + 582,7 + 64,75 + 1,2 \times 496 = 6932,6 \text{ t}$ .

$$\sigma_s = \frac{6932,6}{517,98} = 13,38 \text{ t/m}^2 = 1,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

② 2<sup>ème</sup> genre: La Combinaison à prendre en compte pour  $N$  est:  $N = G + G_r + P$  et le moment de renversement  $M$ .

$$N = 5690 + 582,7 + 64,75 + 496 = 6833,4 \text{ t}$$

$$M_{L_r} = 12720 \text{ t.m}, \quad M_{L_{oy}} = 13876 \text{ t.m}$$

des Contraintes sont données par la relation:  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} x$

③ Sens Longitudinal:  $I_{yy} = 22392,06 \text{ m}^4$ ,  $x = 11,15 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{6833,4}{517,98} + \frac{13876}{22392} \times 11,15 = 13,19 + 6,91 = 20,10 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 = 20,10 \text{ t/m}^2 = 2,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 13,19 - 6,91 = 6,28 \text{ t/m}^2 = 0,63 \text{ kg/cm}^2.$$

la Contrainte Moyenne:  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 2,01 + 0,63}{4} = 1,66 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s$

(ii) Sens transversal:  $I_{xx} = 25600,25 \text{ m}^4, l_0 = 13 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{6833,4}{517,98} + \frac{12720}{25600,25} \times 13 = 13,19 + 6,46 = 19,65 \text{ t/m}^2 = 1,96 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 13,19 - 6,46 = 6,73 \text{ t/m}^2 = 0,67 \text{ kg/cm}^2.$$

On aura:  $\sigma_m = \frac{3 \times 1,96 + 0,67}{4} = 1,64 \text{ kg/cm}^2 < 2 \text{ bars.}$

### 5° Vérification au poinçonnement:

Nous ferons la vérification pour le voile le plus sollicité, c'est le voile n° 3.

La Condition de non poinçonnement est:

$$1,5 \frac{N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2.$$

N: effort Normal donné par Mètre Linéaire

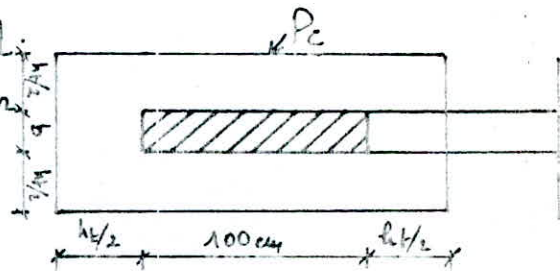
$$N = \frac{443,13 + 1,2 \times 46,99}{10,20} = 48,97 \text{ t/ml}$$

$P_c$ : périmètre du Contour Cisaille sur le plan Moyen de la dalle.

$$P_c = 2 \times [(100 + 45) + (25 + 45)] = 430 \text{ cm}$$

on aura:  $1,5 \frac{48,97 \times 10^3}{430 \times 45} = 3,80 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2.$

donc il n'y a pas de risque au poinçonnement.



### 6° Détermination de la sollicitation la plus défavorable:

la charge à prendre en compte pour le calcul du radier serait égale à la réaction du sol diminuée du poids du radier:

• Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre:  $q_1 (SP_1) = 1,21 \text{ kg/cm}^2.$

• Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre:  $q_i (SP_2) = \sigma_i - \frac{\text{Poids du radier}}{\text{Surface du radier}}$

- Sens longitudinal:  $q_1 (SP_2) = 2,01 - \frac{647,45 \times 10^3}{517,98} = 2,01 - 0,12 = 1,89 \text{ kg/cm}^2.$

- Sens transversal:  $q_1 (SP_2) = 1,96 - 0,12 = 1,84 \text{ kg/cm}^2.$



Pour savoir quelle charge doit on prendre, on doit comparer les rapports

$$\frac{(\bar{\sigma}_a)_{II}}{(\bar{\sigma}_a)_{I}} = \frac{\sigma_{en}}{\frac{2}{3}\sigma_{en}} = 1,5$$

et  $\frac{q(SP_2)}{q(SP_1)} = \frac{1,89}{1,21} = 1,56$

On remarque que:  $\frac{q(SP_2)}{q(SP_1)} > \frac{(\bar{\sigma}_a)_{II}}{(\bar{\sigma}_a)_{I}}$   
 Les sollicitations de 2<sup>eme</sup> genre sont plus défavorables que celle du 1<sup>er</sup> genre.

Dans nos calculs, on considèrera une charge uniformément répartie sur le radier avec une valeur  $q = 1,89 \text{ kg/cm}^2 = 18,9 \text{ t/m}^2$ .

### 7°/ Etude des panneaux de dalles:

Les panneaux de dalles sont sollicités par une charge uniformément répartie d'intensité  $q$ .

Pour la détermination des moments, on utilisera la méthode dite de C.C.B.A.

pour  $0,4 \leq \beta \leq 1 \rightarrow$  dalle encasturée des 4 côtés ( $\beta = \frac{l_x}{l_y}$ ).

Les moments:

Sens de la petite portée  $l_x$ :  $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

Sens de la grande portée  $l_y$ :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$ .

Espacements: Sens  $l_x$   $t = \min \begin{cases} 3 \cdot h_f = 120 \text{ cm} \\ 32 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow t = 32 \text{ cm}$ .

Sens  $l_y$   $t = \min \begin{cases} 4 \cdot h_f = 160 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow t = 45 \text{ cm}$ .

Longueur d'ancrage  $L_d$ :

	8 (mm)	10	12	14	16
barres droites = $40 \phi$ (mm)	320	400	480	560	640
crochets à $45^\circ = 17 \phi$ (mm)	136	170	204	238	272

Répartition des moments:

en travée:  $M_t = 0,85 M_{cal}$ .

sur l'appui:  $M_{appui} = 0,5 M_{cal}$ .

### Panneau de dalle n° III :

$$l_x = 4,20 \text{ m} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \rightarrow f = \frac{4,2}{10,2} = 0,41$$

$l_y = 10,20 \text{ m}$  dalle appuyée sur 4 cotés.

$$f = 0,41 \xrightarrow[\text{Bly. Belzaghi}]{\text{abaque}} \begin{cases} \mu_x = 0,1096 \\ \mu_y = 0,2511 \end{cases}$$

$$M_x = 0,1096 \times 18,9 \times (4,2)^2 = 36,35 \text{ t.m.}$$

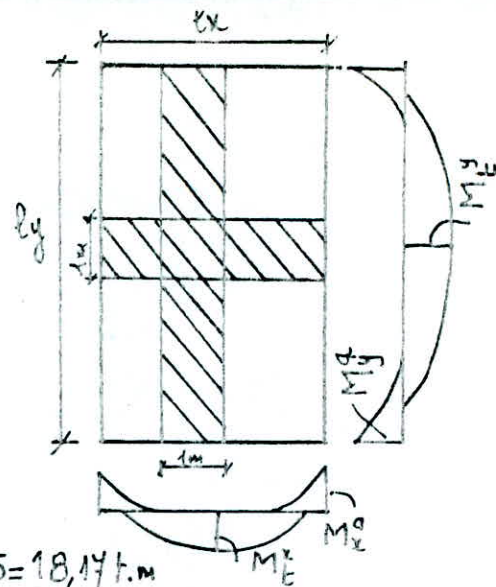
$$M_y = 0,2511 \times 36,35 = 9,13 \text{ t.m.}$$

$$\text{Moments aux appuis: } M_x^a = 0,5 \times 36,35 = 18,17 \text{ t.m.}$$

$$M_y^a = 0,5 \times 9,13 = 4,57 \text{ t.m.}$$

$$\text{Moments aux travées: } M_x^t = 0,85 \times 36,35 = 30,90 \text{ t.m.}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 9,13 = 7,76 \text{ t.m.}$$



### Ferraillage:

① En travée: Sens xx:  $A_x^t = \frac{M_x^t}{\sigma_b} = \frac{30,90 \times 10^5 \times 8}{7 \times 42 \times 4200} = 20,02 \text{ cm}^2$

$$A_x^t = 10 \text{ T16} = 20,10 \text{ cm}^2, \quad t = 10 \text{ cm.}$$

Sens yy:  $A_y^t = \frac{7,76 \times 10^5 \times 8}{7 \times 42 \times 4200} = 5,03 \text{ cm}^2$

$$A_y^t = 7 \text{ T10} = 5,49 \text{ cm}^2 \rightarrow t = 14 \text{ cm.}$$

② En appui: Sens xx:  $A_x^a = \frac{18,17 \times 10^5 \times 8}{7 \times 42 \times 4200} = 11,77 \text{ cm}^2$

$$A_x^a = 10 \text{ T14} = 15,39, \quad t = 10 \text{ cm}$$

Sens yy:  $A_y^a = \frac{4,57 \times 10^5 \times 8}{7 \times 42 \times 4200} = 2,96 \text{ cm}^2$

$$A_y^a = 7 \text{ T10} = 5,49 \text{ cm}^2, \quad t = 14 \text{ cm.}$$

### Vérification des Contraintes:

Sens lx: En travée:

$$\text{Position de l'axe neutre: } x = -\frac{15}{100} (15,39 + 20,10) + \sqrt{\left[ \frac{15}{100} (15,39 + 20,10) \right]^2 + \frac{30}{100} (20,10 \times 42 + 15,39 \times 8)}$$

$$x = 11,87 \text{ cm}$$

$$\text{Moment d'inertie: } I = \frac{100 \times 11,87^3}{3} + 15 \times 20,10 \times (42 - 11,87)^2 + 15 \times 15,39 \times (11,87 - 3)^2$$

$$I = 347617,6 \text{ cm}^4$$

On pose  $K = \frac{M}{I} = 8,89$ , on aura:  $\sigma_b' = 8,89 \times 11,87 = 105,52 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \times 137$

$$\sigma_a = 15 \times 8,89 \times (42 - 11,87) = 4017,3 < \sigma_{en.}$$

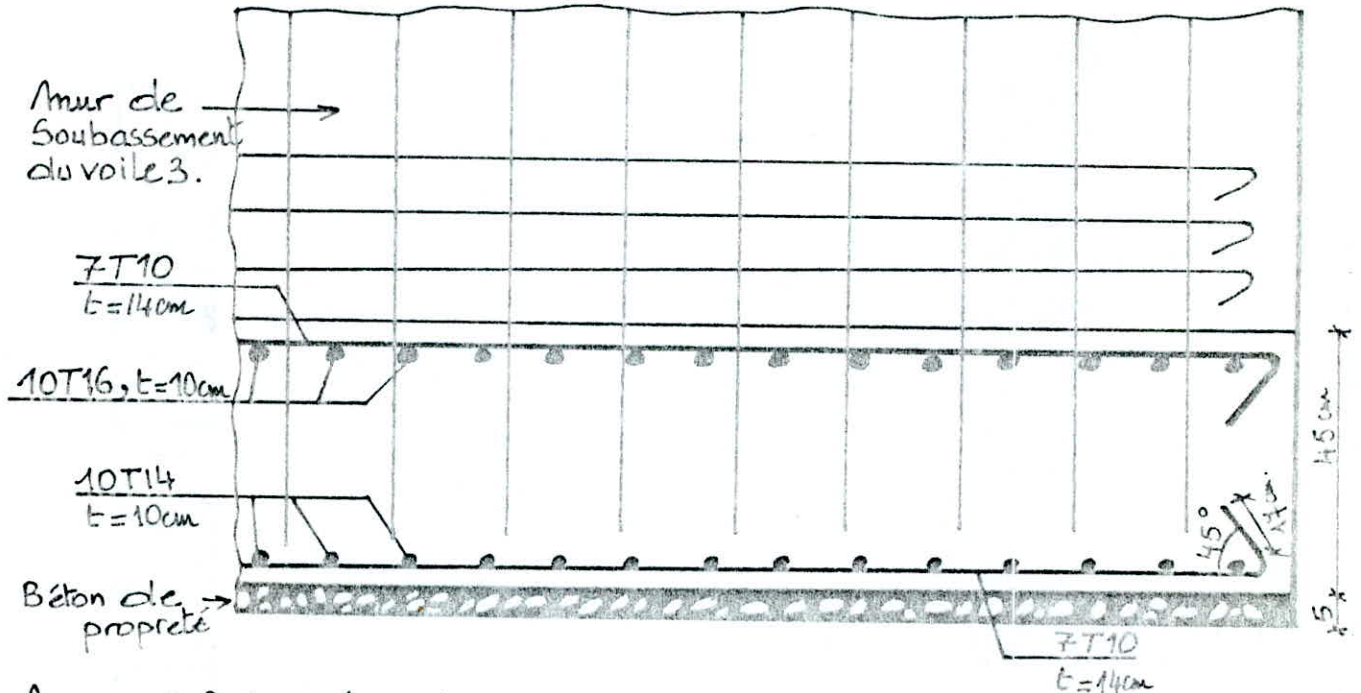
## Vérification à la fissuration

$$K = 1,5 \times 10^6, \quad \eta = 1,6, \quad \omega_f = \frac{20,10}{4 \times 100} = 0,05$$

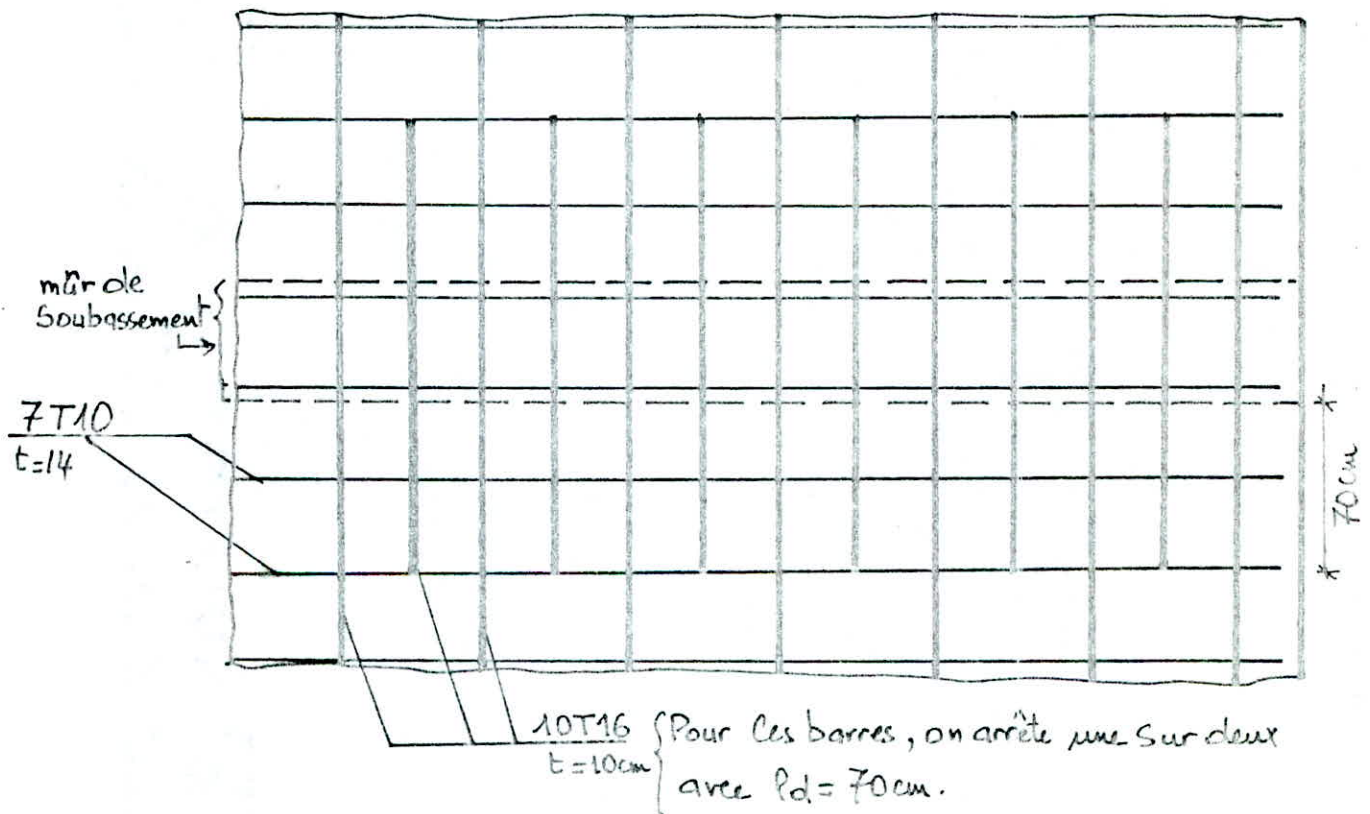
$$\sigma_1 = \frac{1,6 \times 1,5 \times 10^6}{16} \times \frac{0,05}{1,5} = 5000 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

## Schéma du ferrailage:

Sens 44: (Coupe A-A).



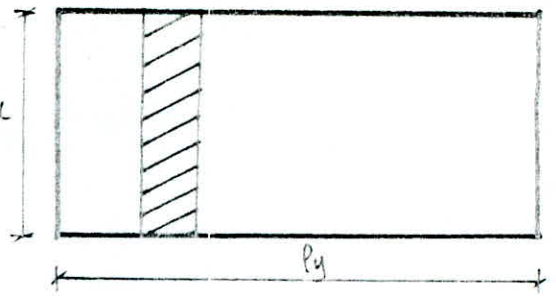
Mappe inférieure du radier: sur l'appui on arrête une barre sur deux (Pd=70 cm)



### Panneau de dalle n° V:

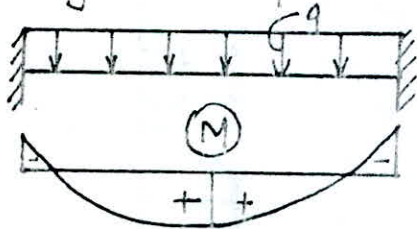
$$\left. \begin{array}{l} l_x = 3,30 \text{ m} \\ l_y = 23 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow \rho = \frac{3,3}{23} = 0,14$$

dalle encastree de deux cotes.



On calculera ce panneau comme etant sur poutre encastree de deux cotes.

La largeur de la poutre est pris = 1m = 100cm.



L'aide memoire de la RDM nous donne

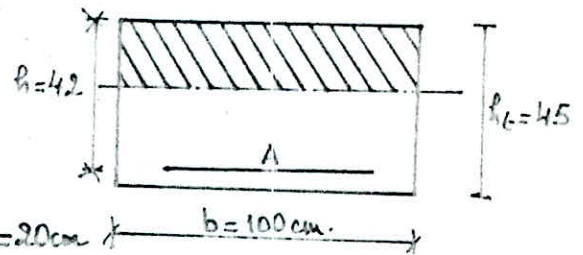
$$M_a^x = q \frac{l_x^2}{12} = 18,9 \times \frac{3,3^2}{12} = 17,06 \text{ t.m.}$$

$$M_t^x = q \frac{l_x^2}{24} = \frac{M_a^x}{2} = 8,53 \text{ t.m.}$$

### Ferrailage:

Travée:  $A_t^x = \frac{8,53 \times 10^5 \times 8}{7 \times 42 \times 4200} = 5,40 \text{ cm}^2$

$$A = 5 \text{ T}12 = 5,65, \quad t = 20 \text{ cm}$$



appui:  $A_a^x = 10,80 \text{ cm}^2, \quad A = 10 \text{ T}12 = 11,31 \text{ cm}^2, \quad t = 10 \text{ cm.}$

armatures de répartition:

$$A_r = \frac{10,8}{4} = 2,7 \text{ cm}^2, \quad A_r = 4 \text{ T}10 = 3,14 \text{ cm}^2, \quad t = 25 \text{ cm.}$$

### Vérification des Contraintes:

Sens xx: Sur l'appui

Position de l'axe neutre:  $x = 9,95 \text{ cm.}$

Moment d'inertie de la section:  $I = 211650,8 \text{ cm}^4$

On pose  $K = \frac{M}{I} = 8,06$ , on aura:  $\sigma_b' = 8,06 \times 9,95 = 80,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$

$$\sigma_a = 15 \times 8,06 \times (42 - 9,95) = 3074,8 < \bar{\sigma}_a$$

### Vérification à la fissuration:

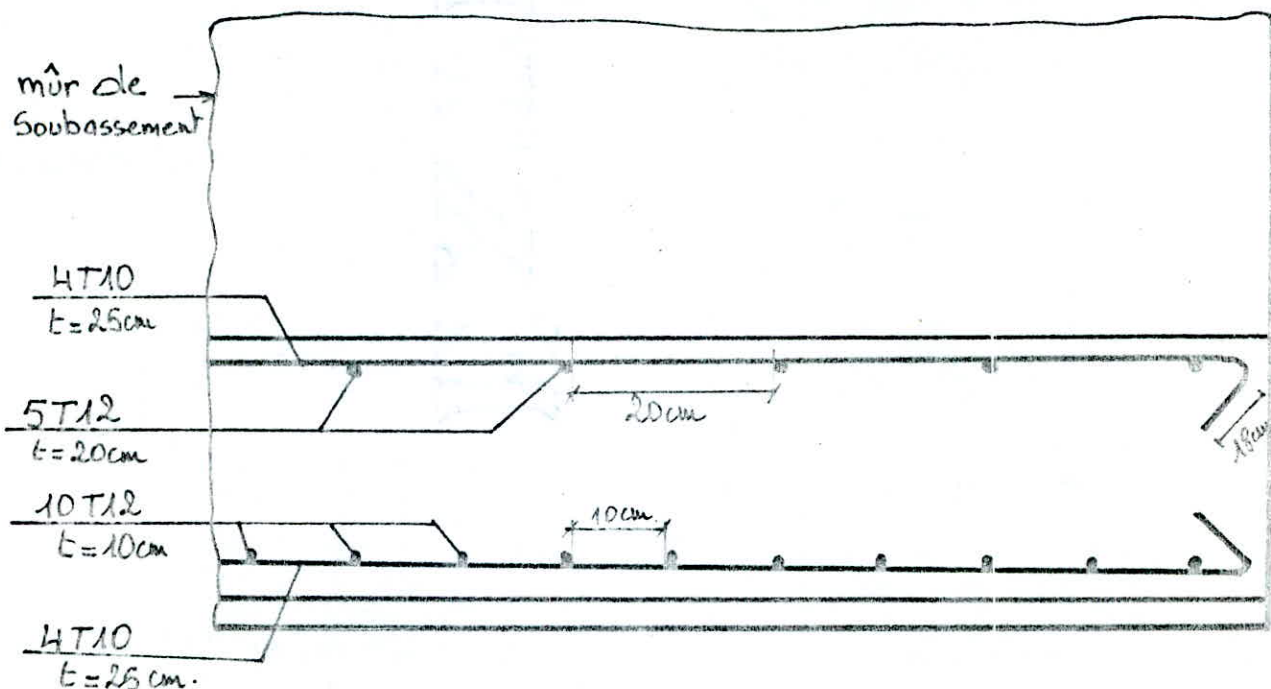
$$K = 1,5 \times 10^6, \quad \eta = 1,6 \text{ (H.A)}, \quad w_f = \frac{11,31}{400} = 0,03$$

$$\sigma_1 = \frac{1,6 \times 10^6 \times 1,5}{12} \times \frac{0,03}{1,3} = 4615,4 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_{cu} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

## Schéma du ferrailage:

Sens y-y:



## de stabilité générale de l'ouvrage:

Les efforts totaux sur l'ouvrage sont les suivants:

Sens longitudinal:  $N = 6833,4 \text{ t}$      $M = 13876 \text{ t.m.}$

Sens transversal:  $N = 6833,4 \text{ t}$      $M = 12720 \text{ t.m.}$

des positions de la résultante par rapport au centre de gravité sont:

$$e_x = 2,03 \text{ m}, \quad e_y = 1,86 \text{ m.}$$

On remarque que  $e_x$  et  $e_y < \frac{22,3}{3} = 7,43 \text{ m}$

La résultante des forces se trouve dans le tiers central.

La résultante au glissement est donnée par la relation:  $\tan \alpha = \frac{V}{N} = \frac{682,8}{6833,4} = 0,1$

La sécurité au glissement est vérifiée même pour un sol de faible cohésion.

## Renversement d'ensemble:

Moment total de renversement:  $13876 \text{ t.m.}$

Moment des forces stabilisantes:

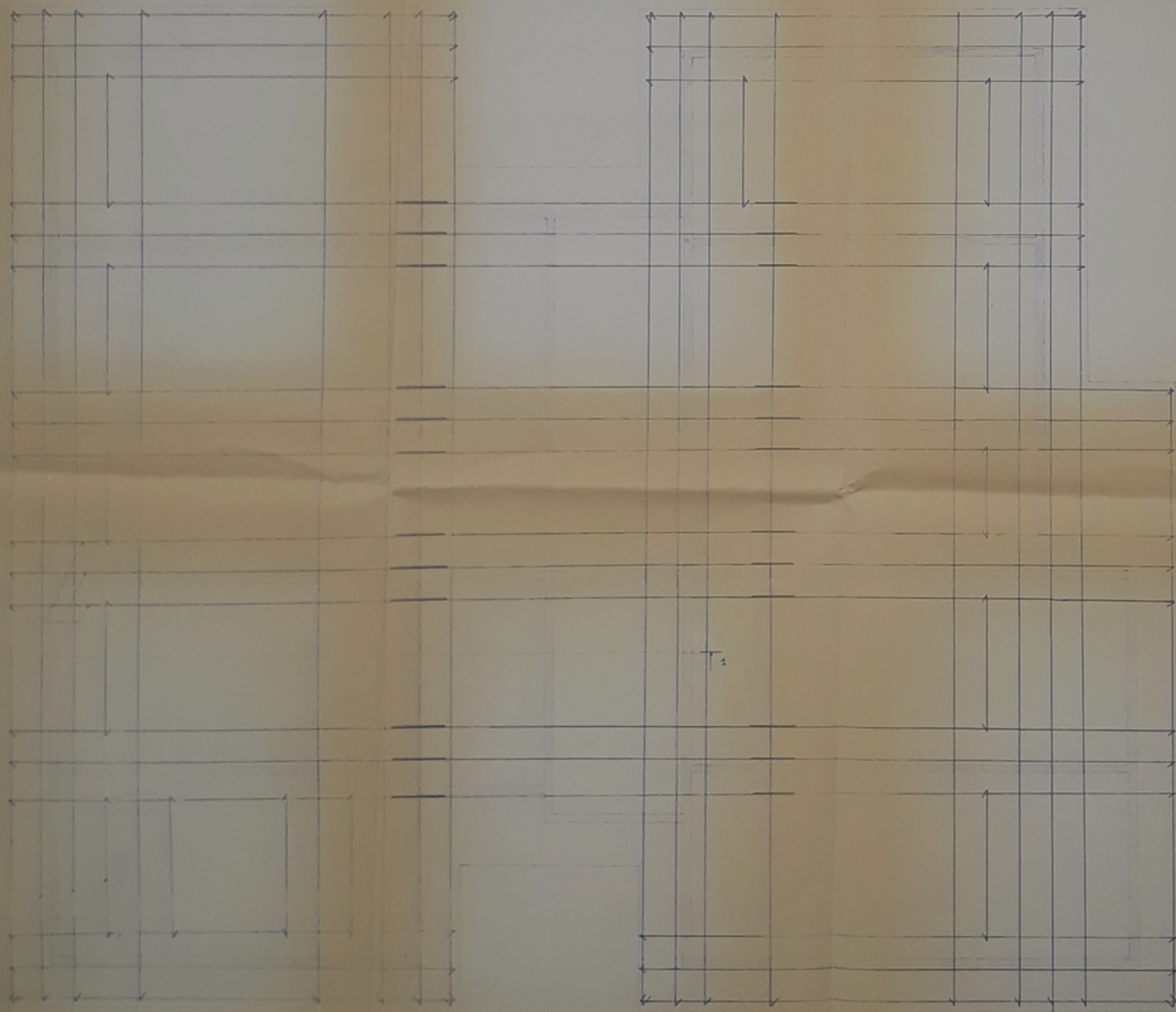
$$M = \left( \frac{22,3}{2} - 2,03 \right) \times 6833,4 = 9,12 \times 6833,4 = 62321 \text{ t.m.}$$

La sécurité au renversement est de  $= \frac{62321}{13876} = 4,49$ .

# BIBLIOGRAPHIE

1. CALCUL PRATIQUE DES TOURS EN BETON ARME  
(MARIUS DIVERS)
  2. CONTREVENTEMENT DES BATIMENTS  
(ALBIGES ET GOULET)
  3. COURS DE BETON ARME  
(BELAZOUGUI)
  4. CALCUL ET VERIFICATION DES OUVRAGES  
EN BETON ARME (P. CHARON)
  5. COURS DE BETON 1-2-3.
  6. REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN  
(R.P.A. 81)
  7. REGLES NEIGE ET VENTS (N.V. 68)
  8. REGLES C.C.B.A. 68
-

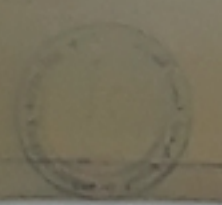
COUPE 1.1



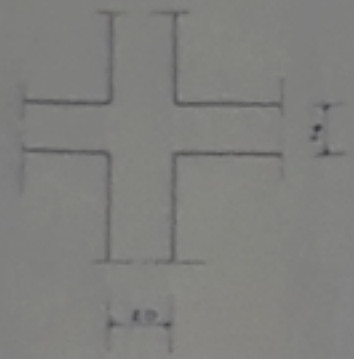
PB014 87  
-1-



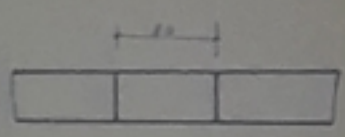
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
FERRAILLAGE DU RADIER VUE DE LA NAPPE SUPERIEURE	
DESSINE PAR: M. BOUCHELLAL MOHAMED M. LAIB DJAMEL-EDDINE	ECHELLE 1/50 - 1/25
ANNEE UNIVERSITAIRE 1986-1987 SEMESTRE 1	
PROJET DE FIN D'ETUDES	



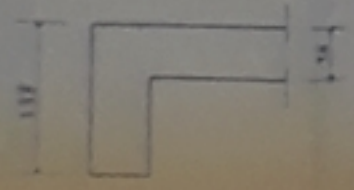
coupe 8-8



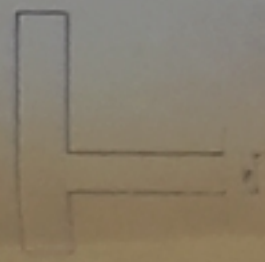
COUPE 9-9



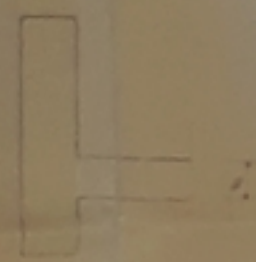
coupe 1-1



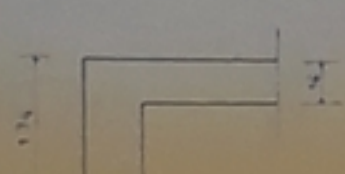
coupe 2-2



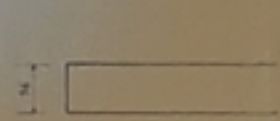
coupe 3-3



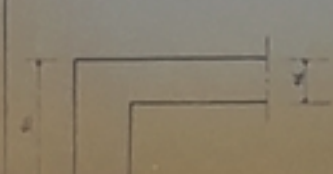
coupe 4-4



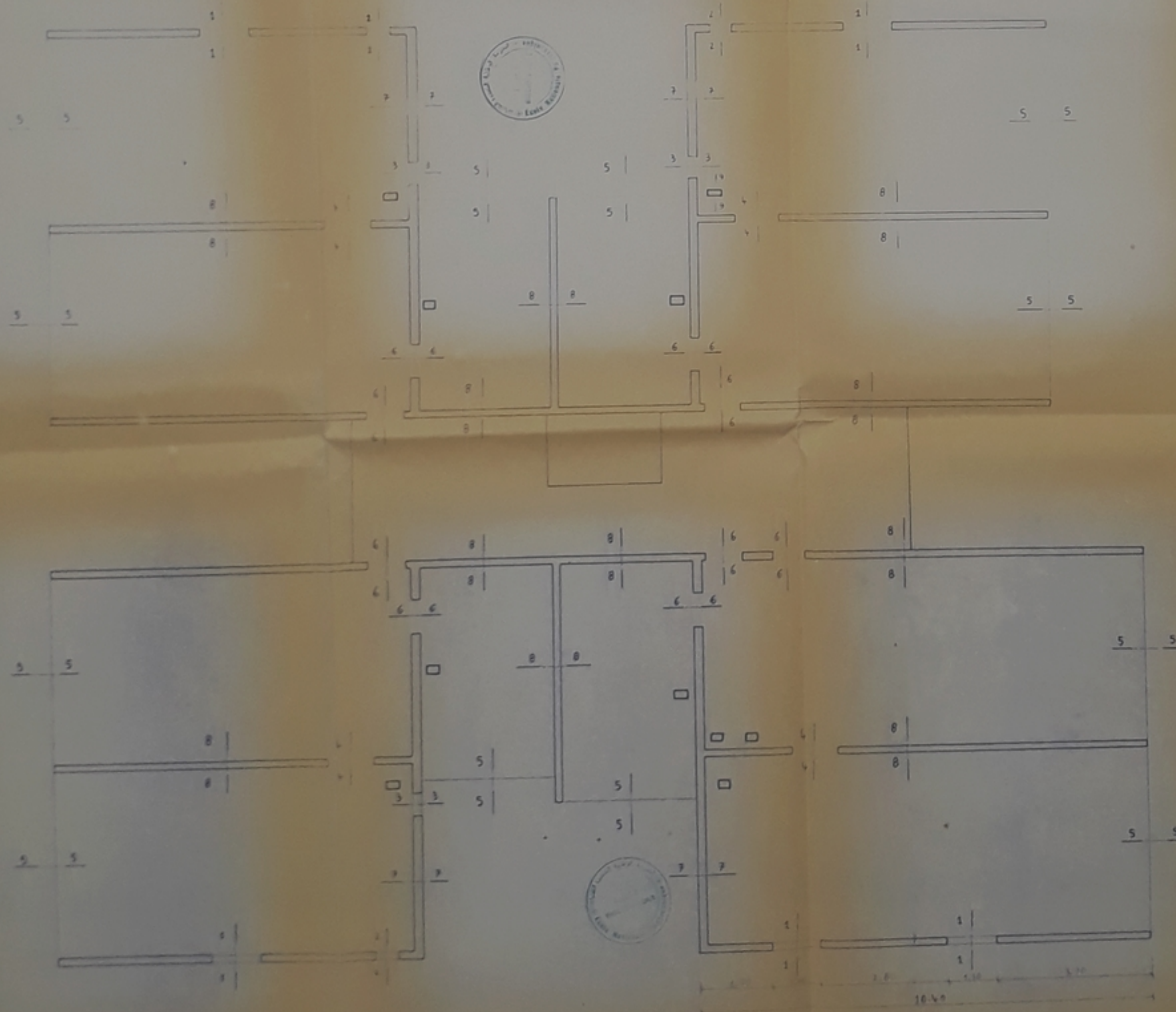
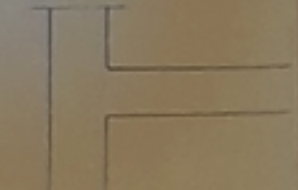
coupe 5-5



coupe 6-6



coupe 7-7



NOTA

ATTENTION A LA LECTURE DES DIMENSIONS

EXAMEN

PB01452

-2-

ECOLE NATIONALE  
POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT  
GENIE CIVIL

COFFRAGE

ETAGE COURANT

DESINE PAR  
M. BOUCHELLAL MOHAMED  
M. LAIB DJAMEL-EDDINE

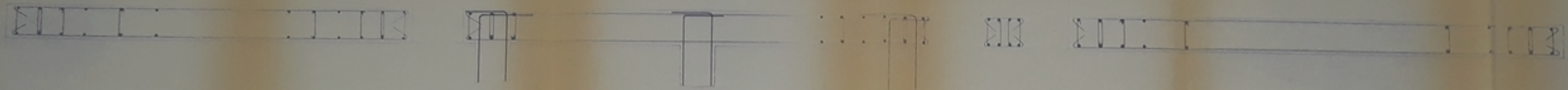
ECHELLE  
1/50 - 1/25

ANNEE UNIVERSITAIRE  
1986-1987 SEMESTRE I

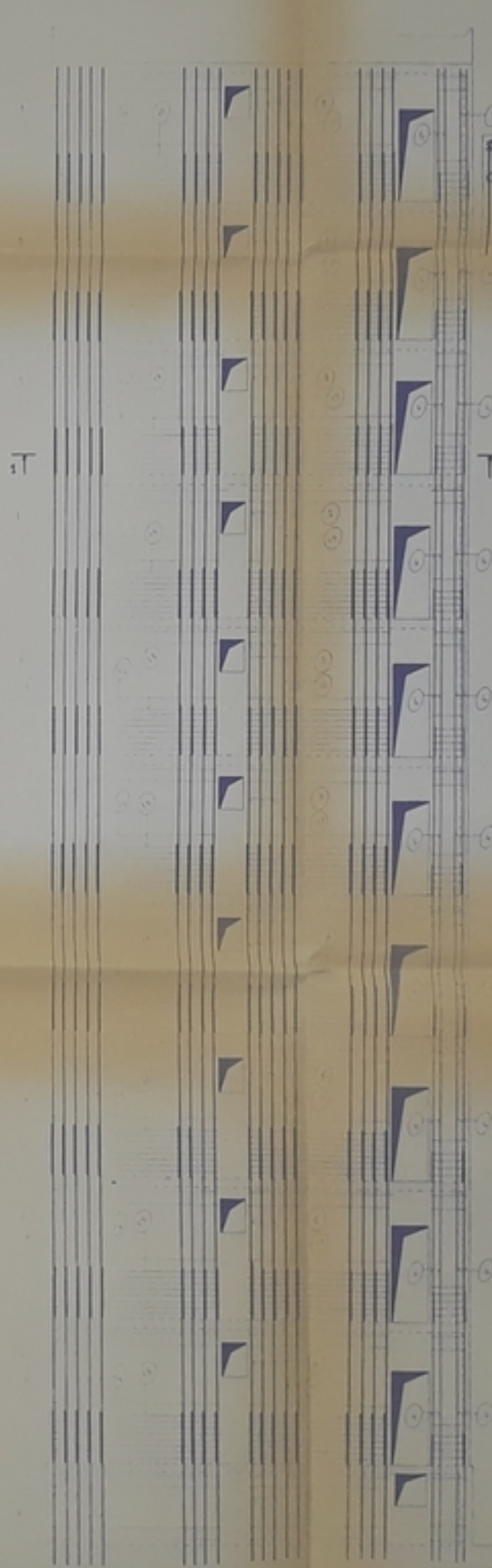
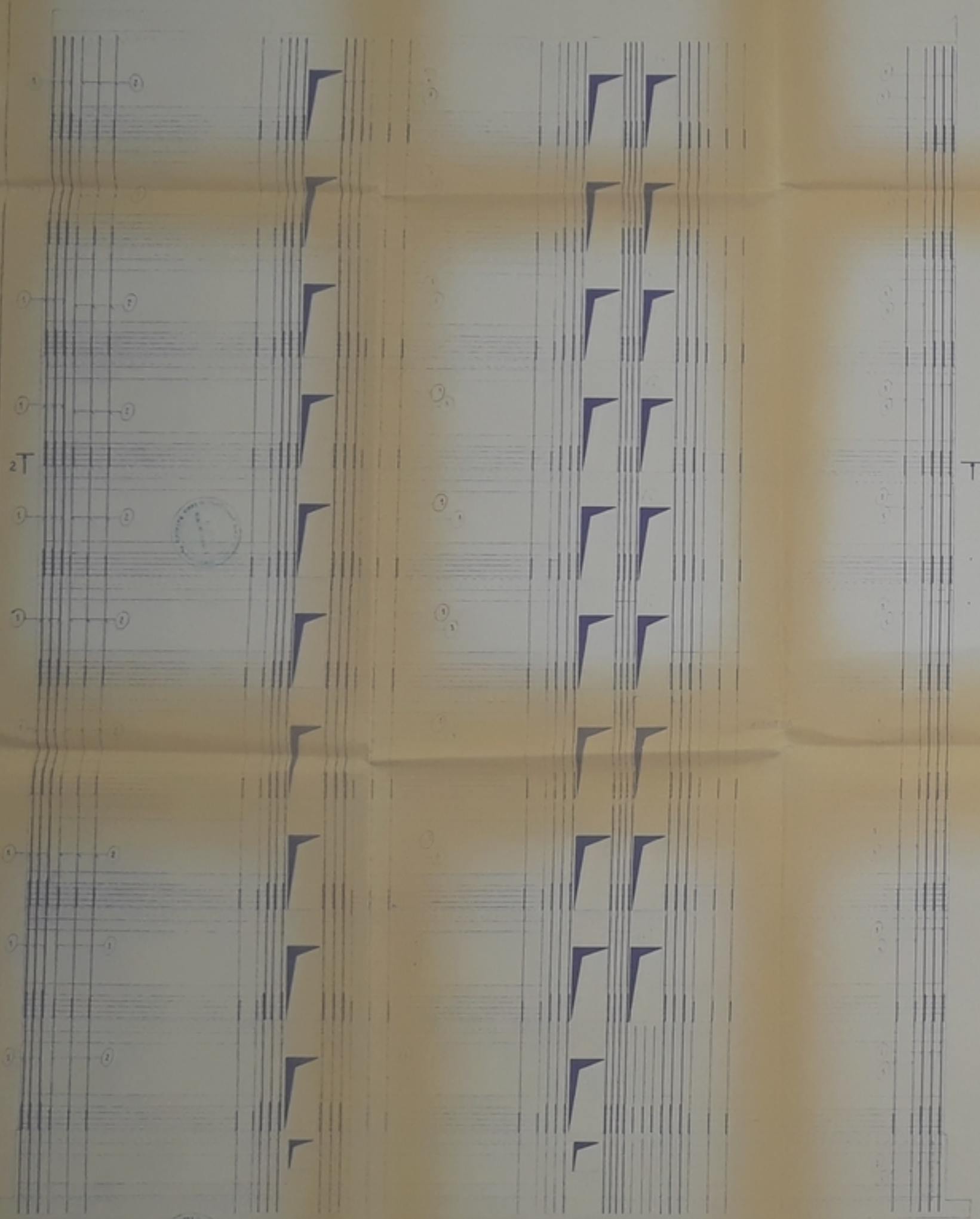
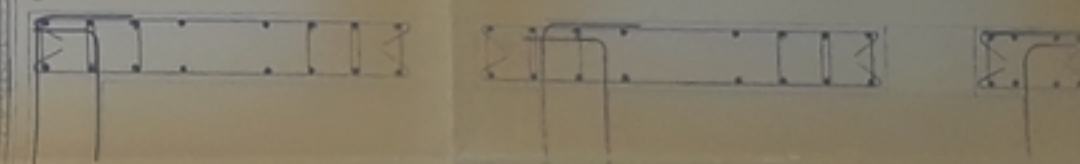
PROJET DE FIN D'ETUDE



COUPE 2.2



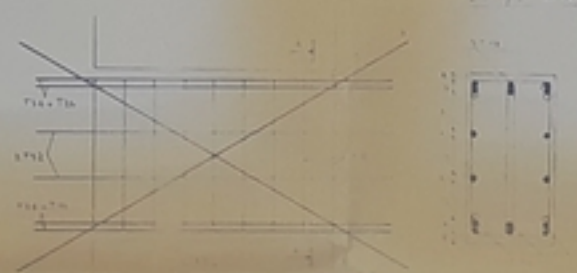
COUPE 1-1



NOMENCLATURE DES ACIERS

REFERENCE	T	Ø
1	14	
2	12	14
3	12	10
4	12	8
5	12	8
6	20	6
7	16	6
8	20	12
9	14	12
10	12	12
11	20	20
12	16	10
13	12	10
14	10	8
15	10	8

DETAIL A



ÉCOLE NATIONALE  
POLYTECHNIQUE  
DÉPARTEMENT  
GENIE CIVIL

FERRAILLAGE  
DES  
VOILES

DESSINÉ PAR  
M. BOUCHELLAL MOHAMED  
M. LAIB DJAMEL-EDDINE

ÉCHELLE  
1/50 - 1/25

ANNÉE UNIVERSITAIRE  
1986-1987 SEMESTRE 1

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

VOILE TRANSVERSAL N°10

VOILE TRANSVERSAL N°10

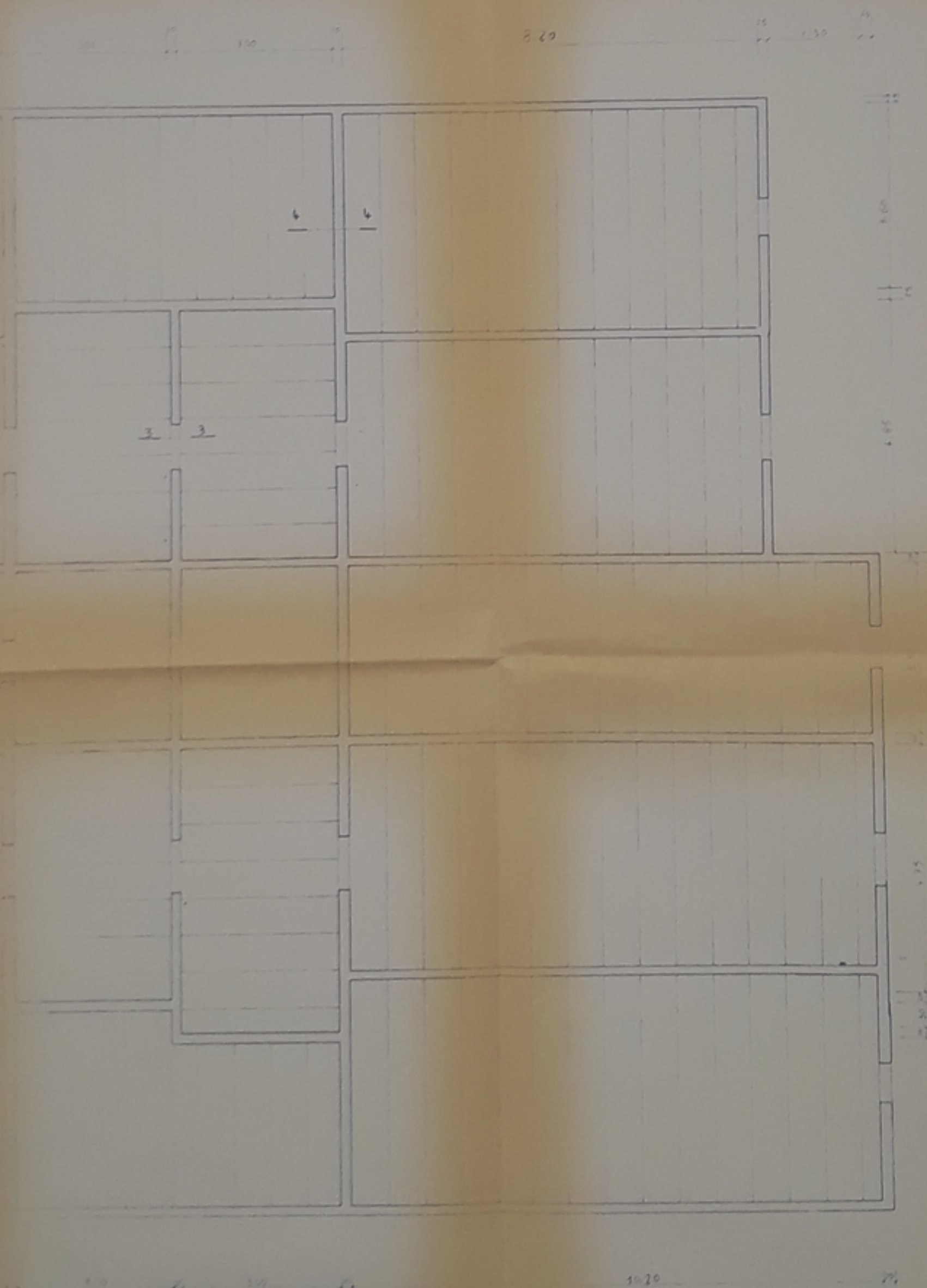
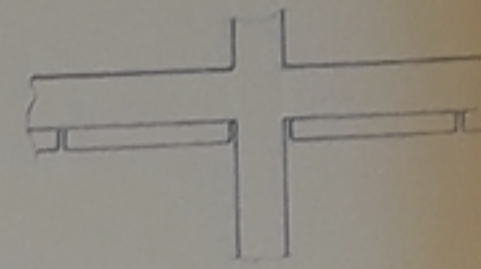
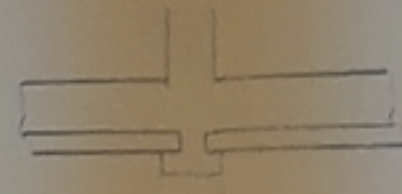
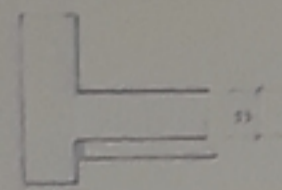
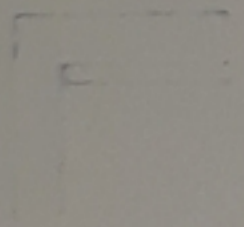
1601482  
-5-

COUPE 22

COUPE 33

COUPE 44

COUPE 11



PB01487

-4-

ECOLE NATIONALE  
POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT  
GENIE CIVIL

**COFFRAGE DU R.D.C**

DESSINE PAR  
M. BOUCHELLAL MOHAMED  
M. LAIB DJAMEL-EDDINE

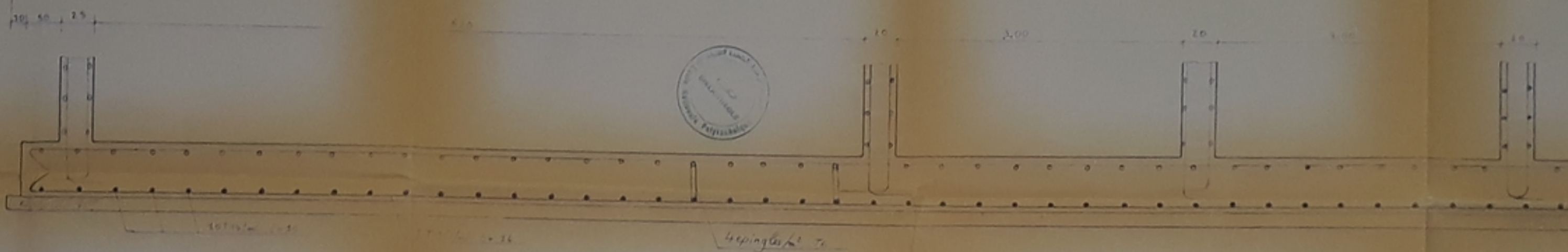
ECHELLE  
1/50 - 1/25

ANNEE UNIVERSITAIRE  
1986-1987 SEMESTRE:1

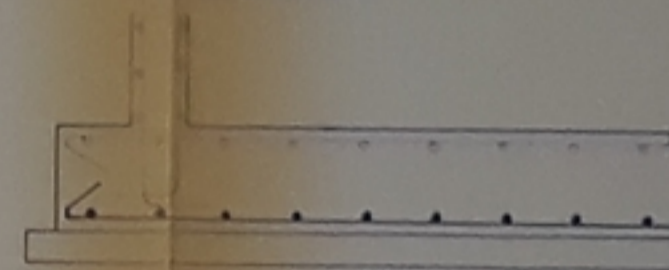
PROJET DE FIN D'ETUDES



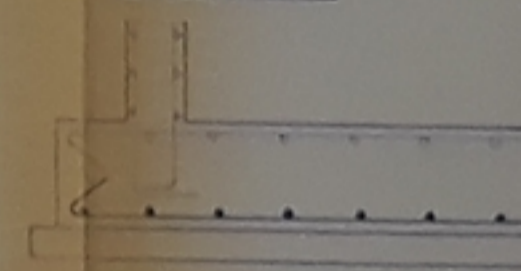
COUPE 1.1



COUPE 2.2

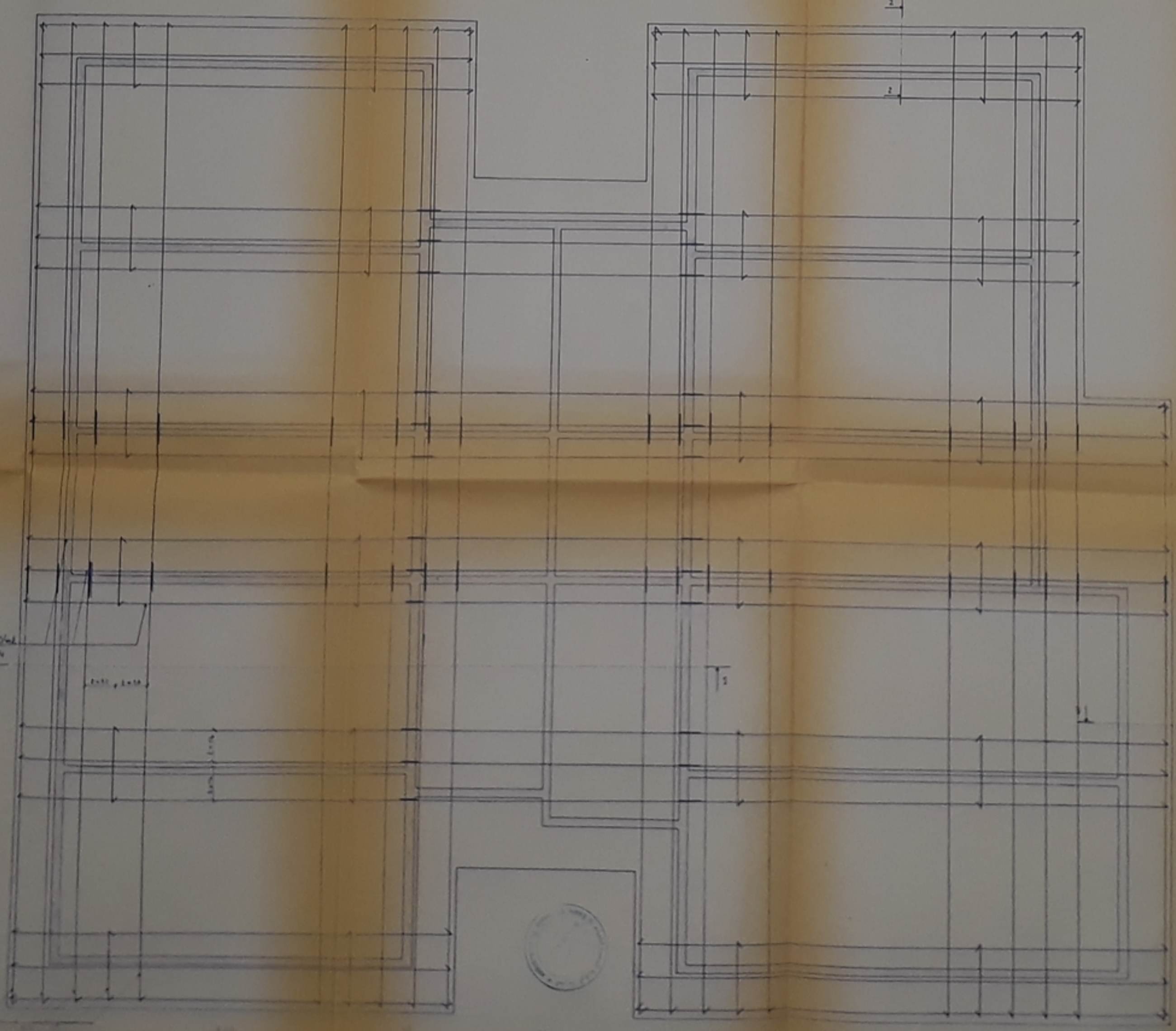


COUPE 3.3



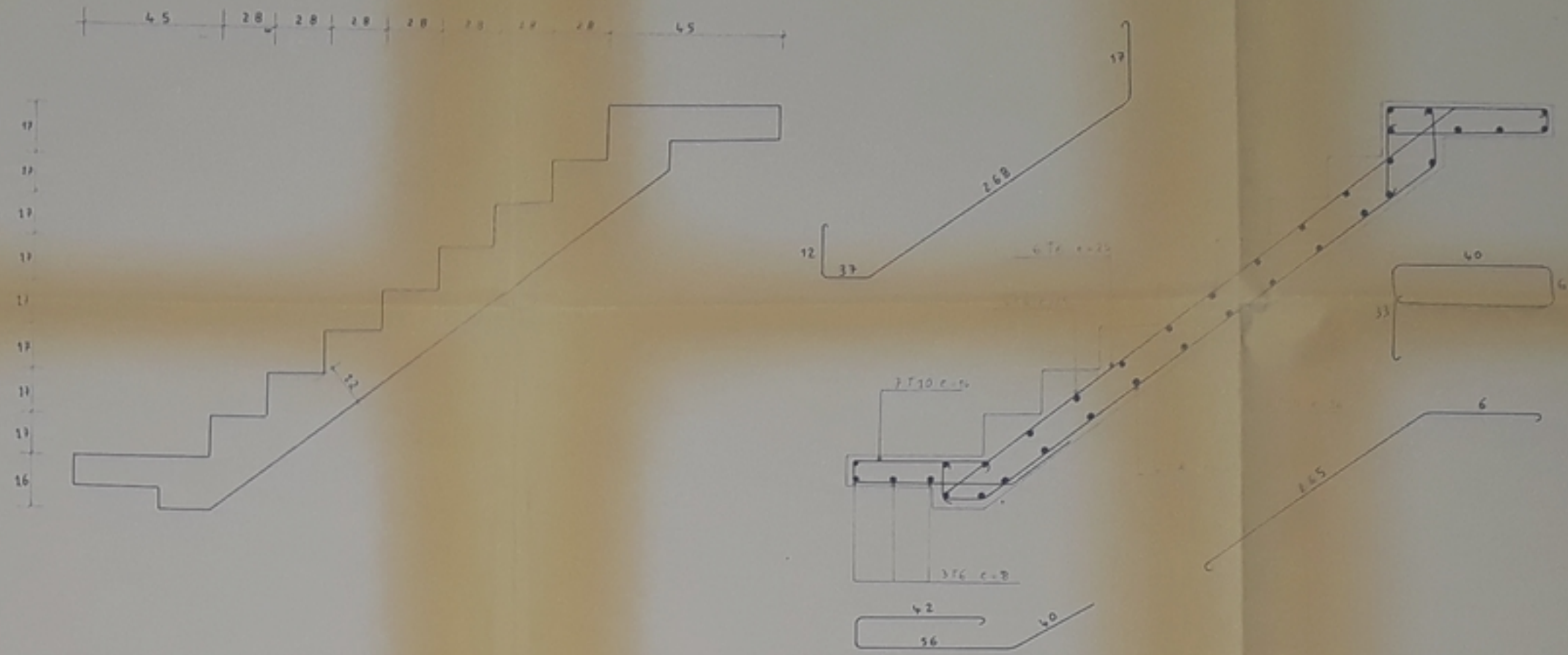
PB 01187  
- 5 -

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
FERRAILLAGE DU RADIER VUE DE LA NAPPE INFERIEURE	
DESSEINE PAR: M. BOUCHELLAL MOHAMED M. LAIB DJAMEL EDDINE	ECHELLE: 1/50 - 1/25
ANNEE UNIVERSITAIRE 1986-1987 SEMESTRE 1	
PROJET DE FIN D'ETUDES	

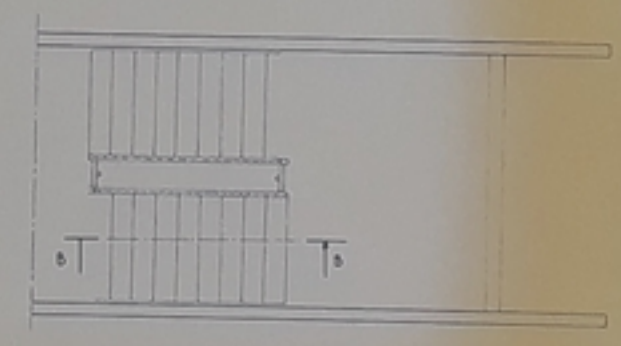




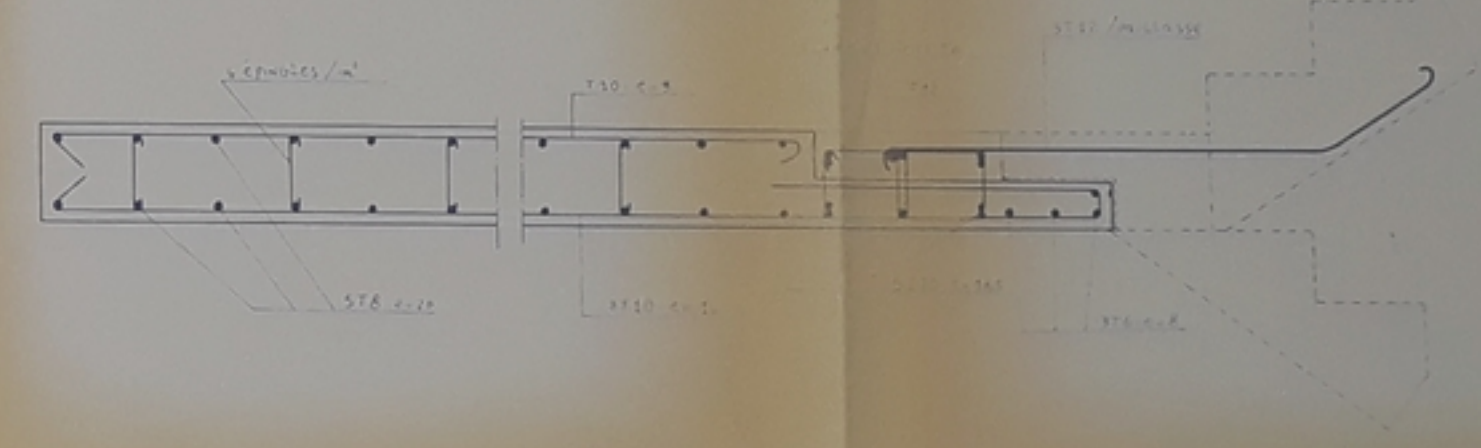
COUPE B-B



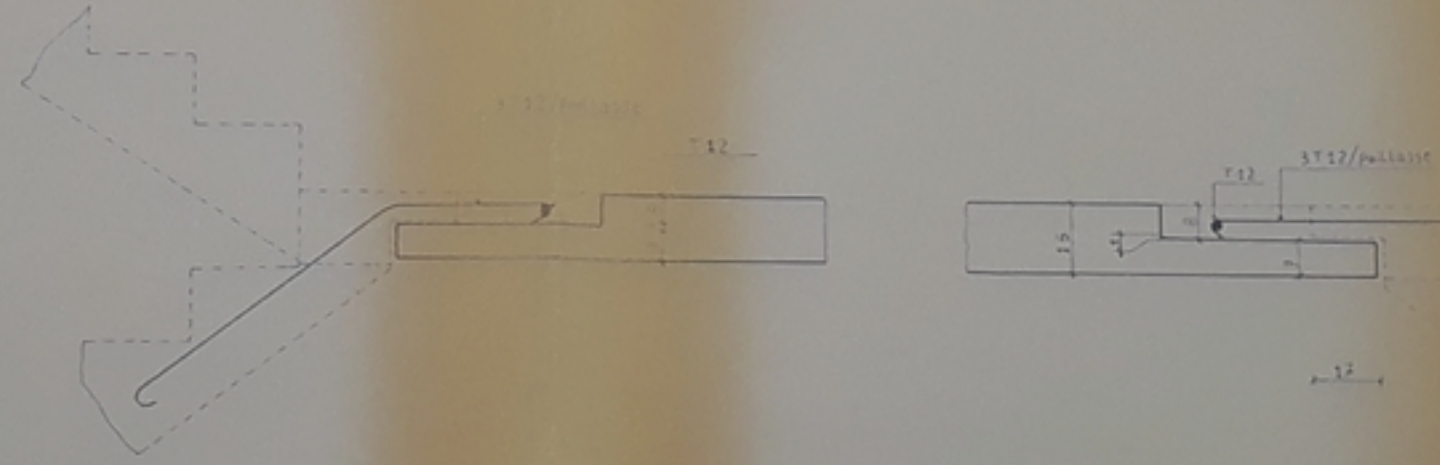
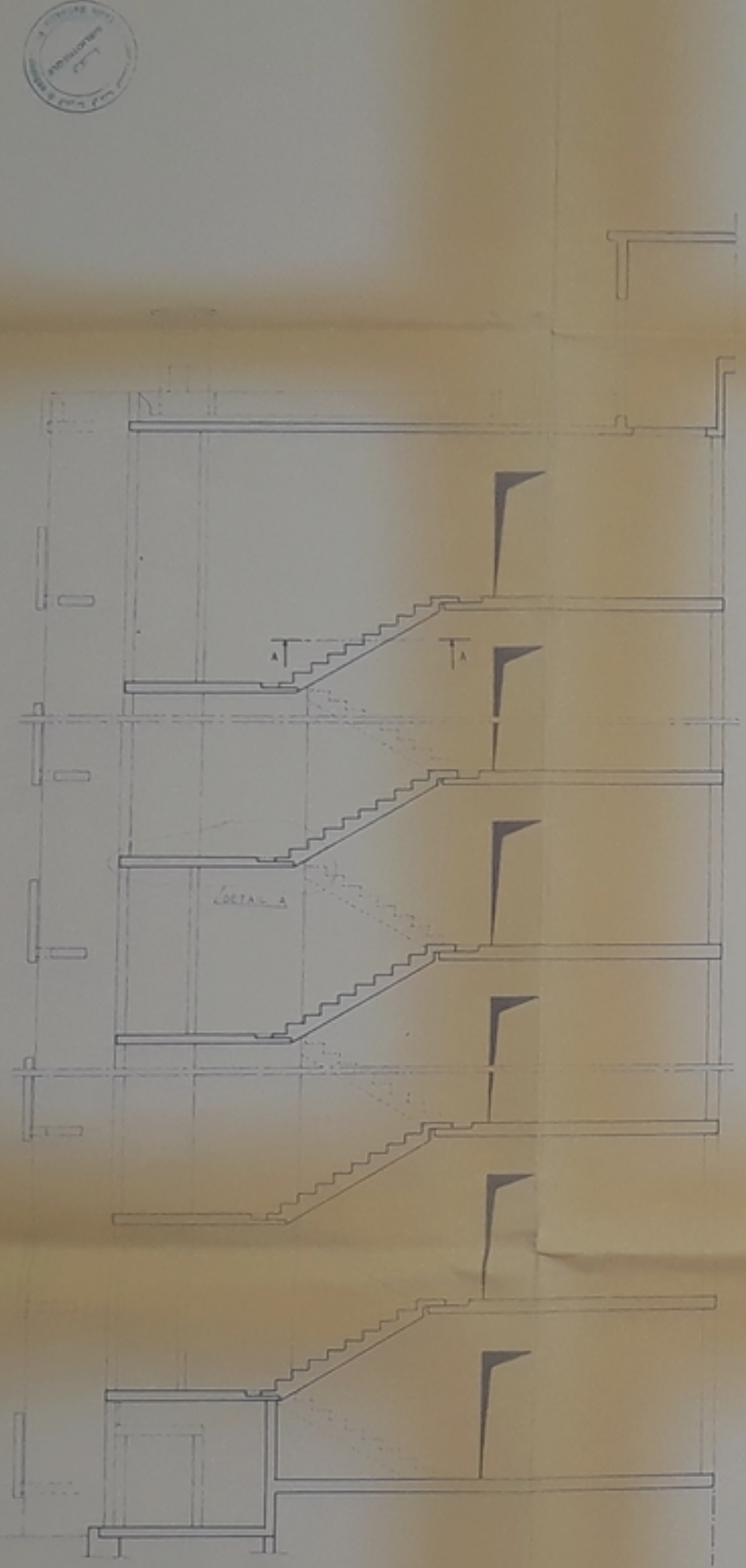
COUPE A-A



DETAIL A

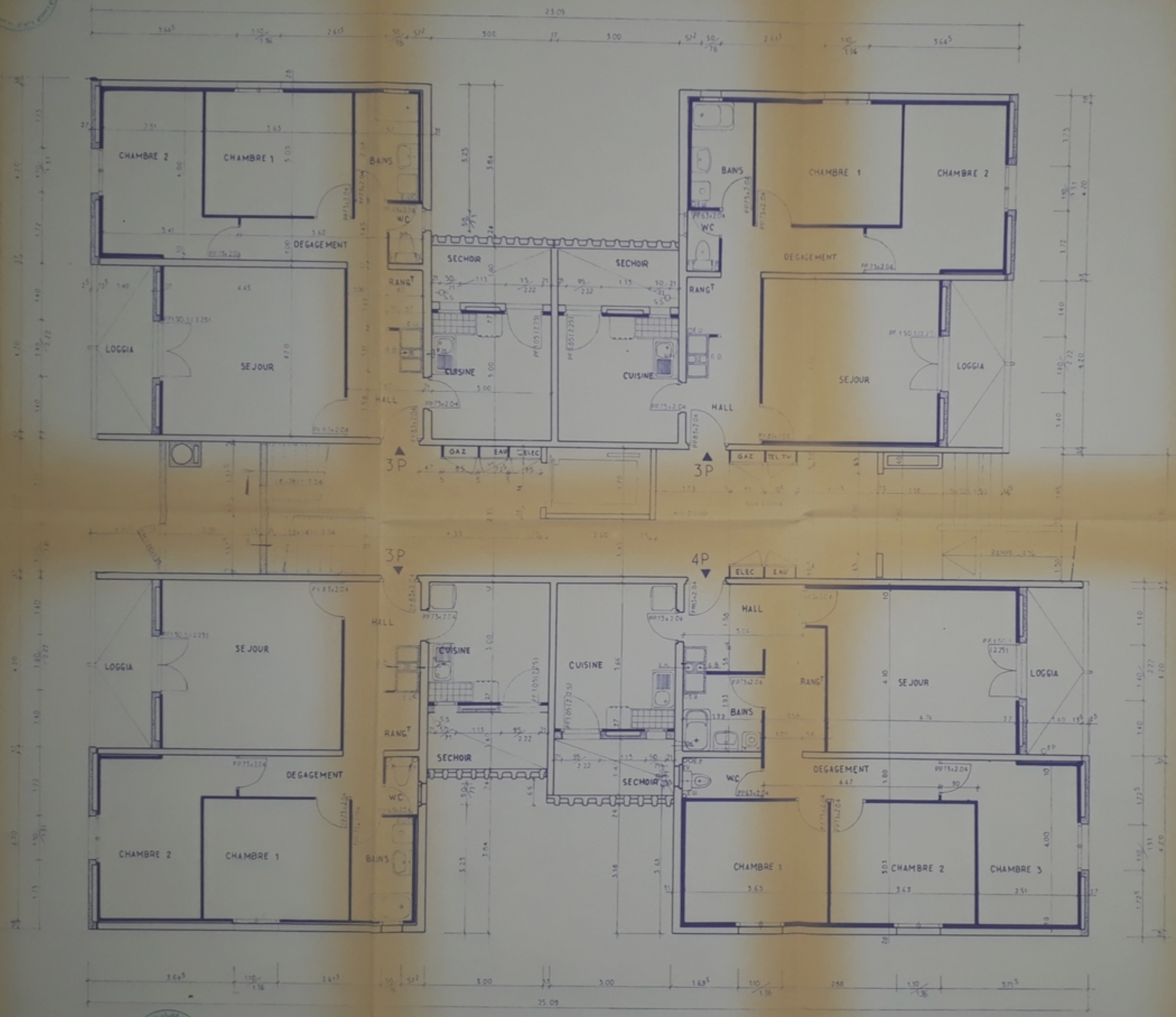


P801487  
-6-



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS.	
DESSINE PAR M. BOUCHELLAL MOHAMED M. LAIB DJAMEL-EDDINE	ECHELLE 1/50 - 1/25
ANNEE UNIVERSITAIRE 1986-1987 SEMESTRE 1	
PROJET DE FIN D'ETUDE	





Ind	Date	Objet	Dess	Verif	Appr
A	11.02.85	Sortie du plan			

Echelle: 1/50<sup>e</sup>

PROJETS TYPES  
LOGEMENTS SOCIAUX



TOUR R + 9  
REZ DE CHAUSSEE  
VUE EN PLAN

جنس سیدر  
برای تهیه نقشه معماری و سازه  
برای تهیه نقشه المکانیک و سازه  
برای تهیه نقشه برق و سازه  
برای تهیه نقشه مکانیک و سازه  
برای تهیه نقشه مکانیک و سازه  
برای تهیه نقشه مکانیک و سازه  
برای تهیه نقشه مکانیک و سازه

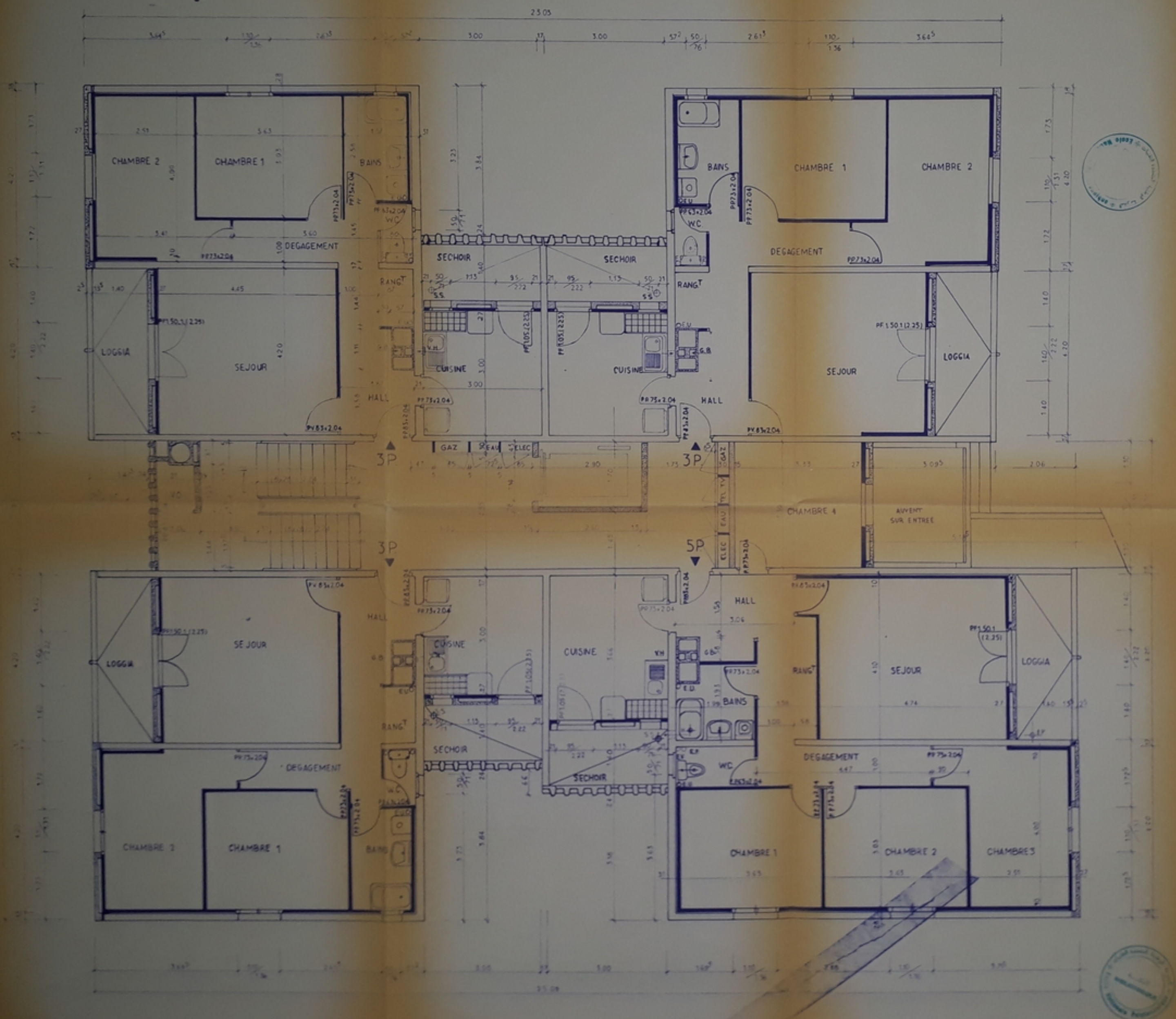
geni  
sider

geni sider  
شماره 001 - 800000000  
شماره 002 - 800000000  
شماره 003 - 800000000  
شماره 004 - 800000000  
شماره 005 - 800000000  
شماره 006 - 800000000  
شماره 007 - 800000000  
شماره 008 - 800000000  
شماره 009 - 800000000  
شماره 010 - 800000000

Aff N°: 84098 Dessin N°: S0090PLARD0024

PB01487  
-7-





A	11.02.85	Sortie du plan	A B
Ind	Date	Objet	Dess Verif Appr

PROJETS TYPES  
LOGEMENTS SOCIAUX

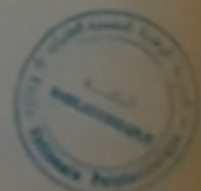


TOUR R+9  
ETAGE COURANT  
VUE EN PLAN

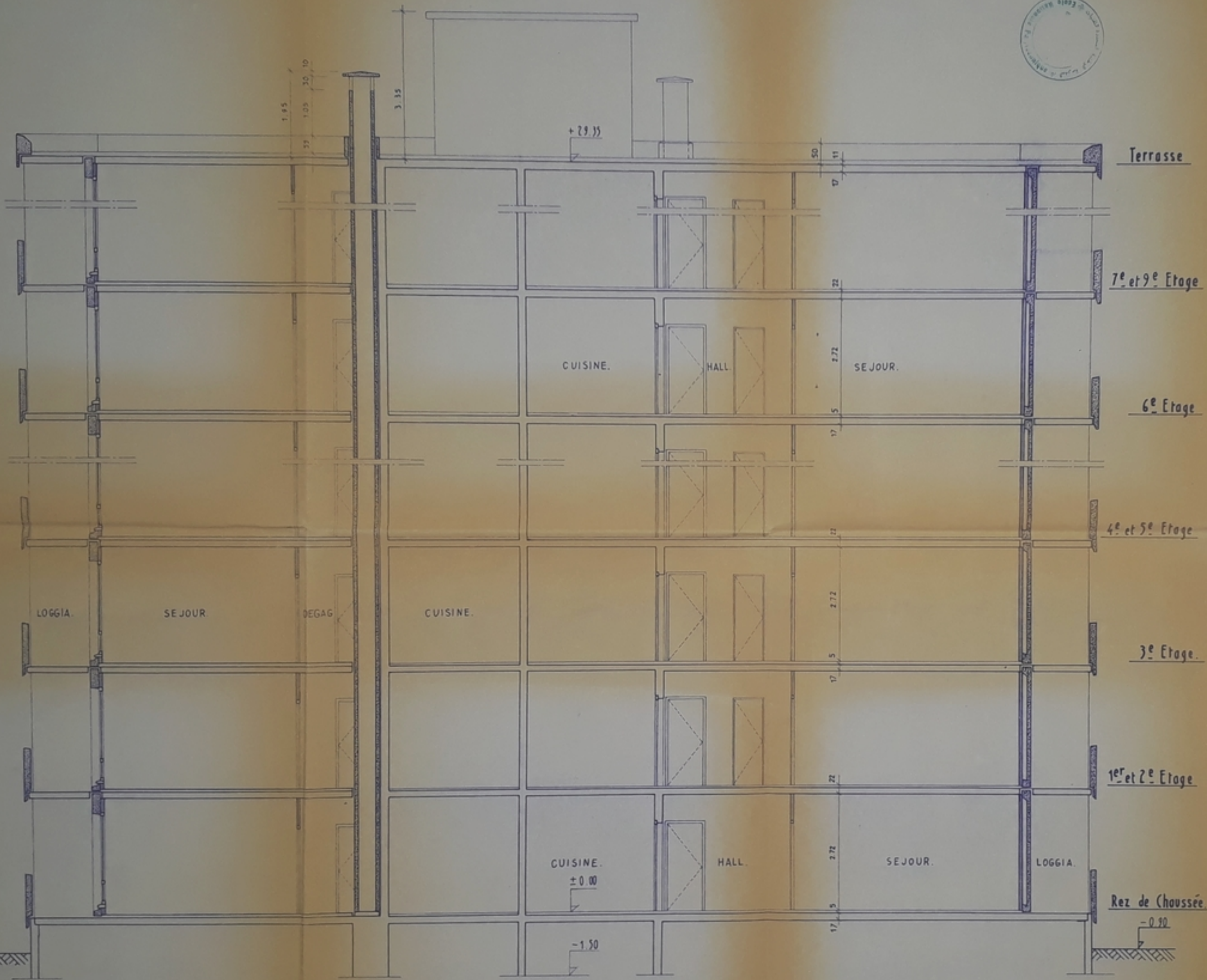
geni  
sider



PE01487  
-5-







A	16.02.85	Sortie du plan			
Ind.	Date	Objet	Dess.	Verif.	Assr.
Echelle: 1/50					

PROJETS TYPES  
LOGEMENTS SOCIAUX



TOUR R+9  
COUPE SUR LOGEMENTS

جنس سیدار  
مؤسسة الشركة الوطنية للمدينة والريف  
مؤسسة المدينة المدية لاصلاح المدينة والريف  
حي وشمس بروج غرب 16  
الحيات: 28012/28019  
البلد: 32100 الشرف  
برج 80 ب 405 ج

geni sider

geni sider  
Société Algérienne de Génie Civil  
S.A. 28012/28019  
R.P. 08  
Tél. 98 60 17 / 98 60 18  
Tél. 98 60 19  
S.C. Alger 98 6 400  
Capital social: 20000000 DA

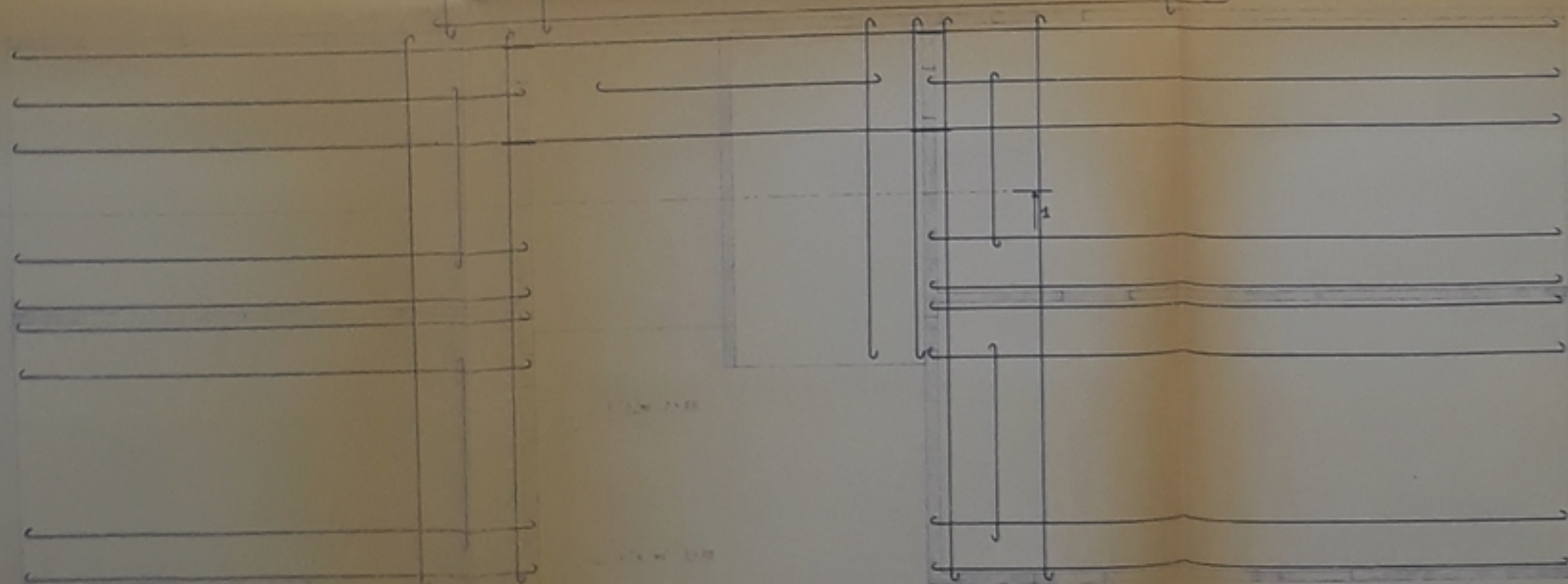
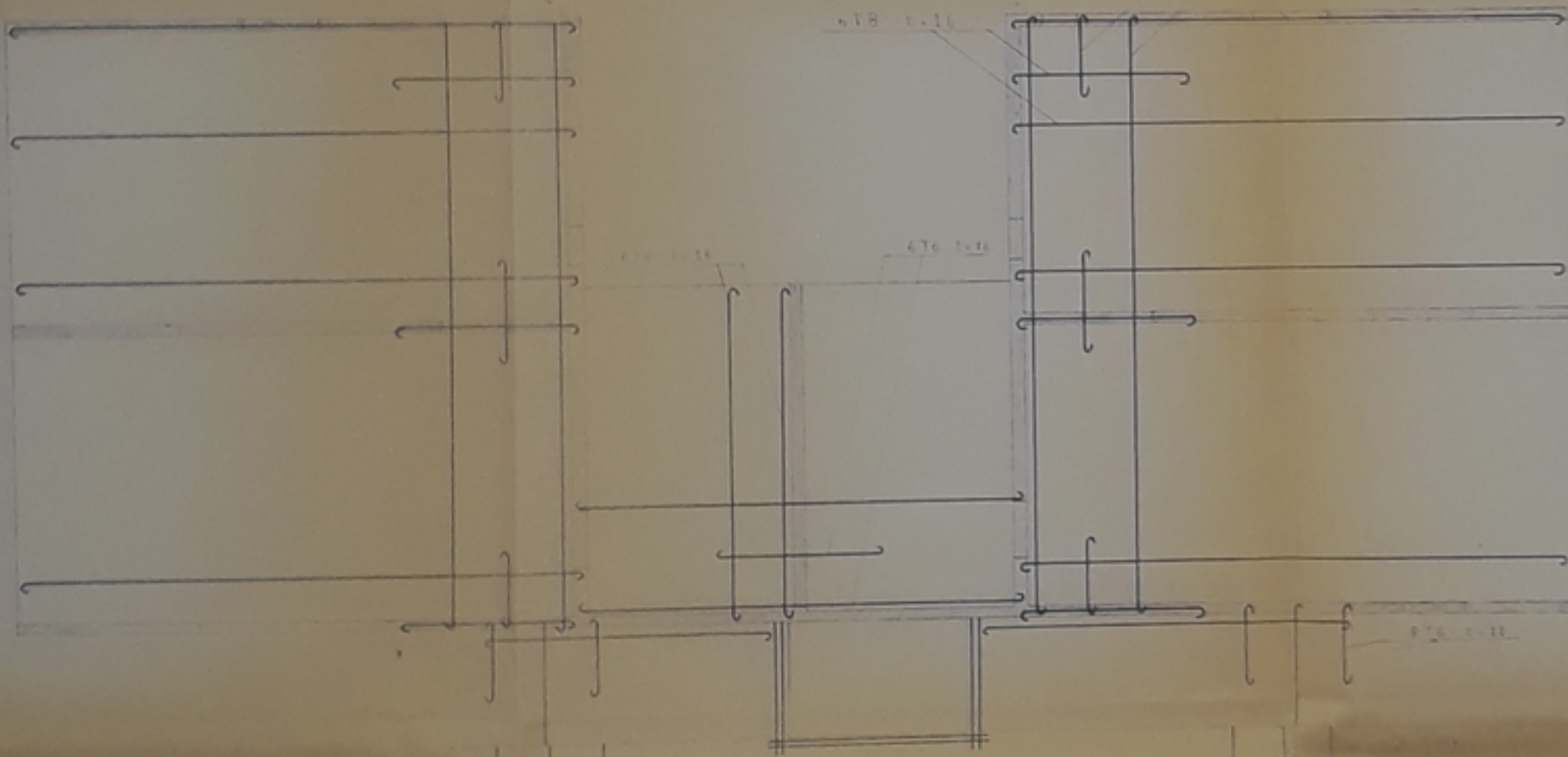
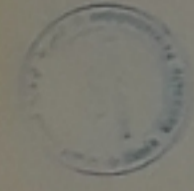
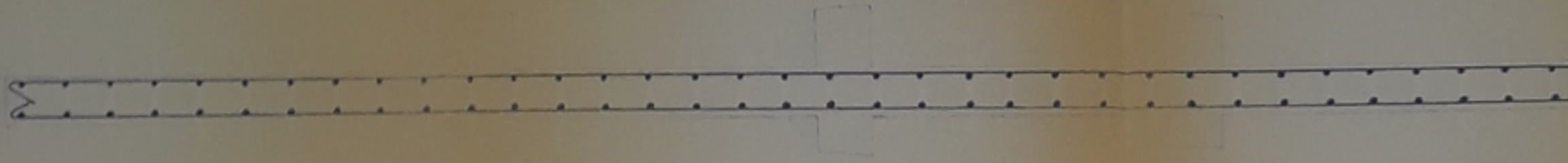
Aff N°	84098	Dessin N°	S0090PLAR00044
Format	A1	Nb pages	1

PS01487  
-10-





COUPE 1-1



ECOLE NATIONALE  
POLYTECHNIQUE  
DEPARTEMENT  
GENIE CIVIL

FERRAILLAGE DU PLANCHER  
DALLE  
DE L'ETAGE COURANT.

DESINE PAR  
M. BOUCHELLAL MOHAMED  
M. LAB DJAMEL-EDDINE

ECHELLE  
1/50 - 1/25

ANNEE UNIVERSITAIRE  
1996-1997 SEMESTRE I

PROJET DE FIN D'ETUDE



