

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

1/88

وزارة التعليم و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Lex

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CALCUL D'UNE TOUR (R + 12 + SS) EN PORTIQUES AUTOSTABLES

11 PLANCHES

Proposé par :

URTO

Etudié par :

ABBAS HACIBA

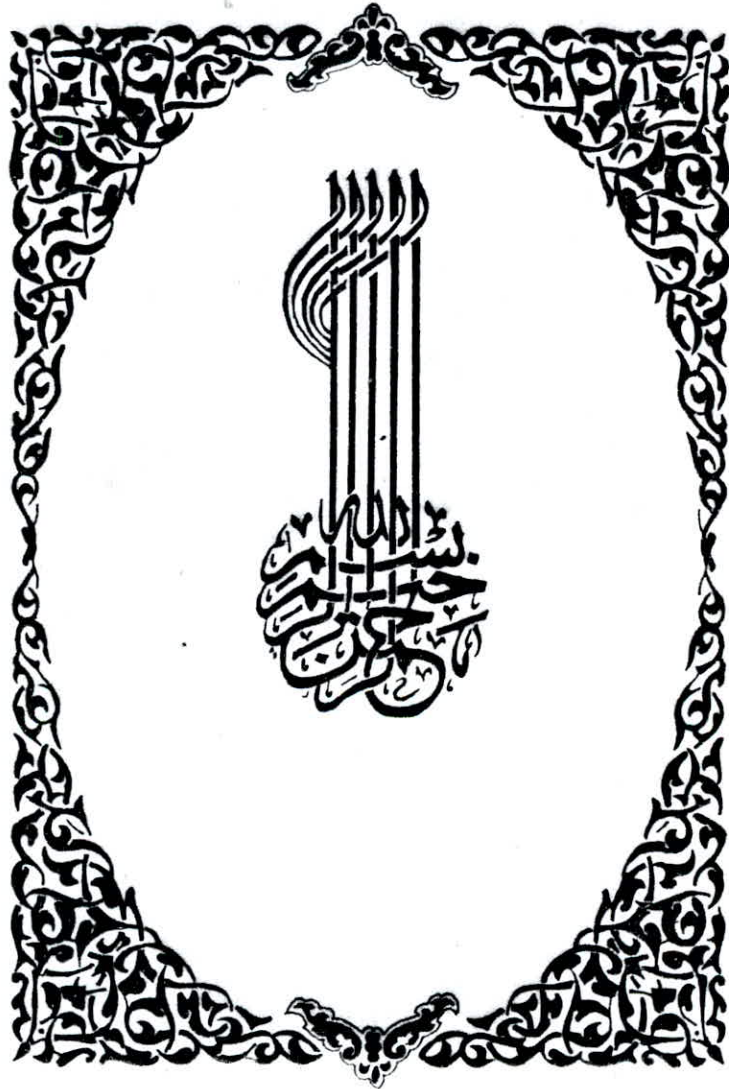
SALHI SAMIRA

Dirigé par :

Mr. HAMOUTENE

PROMOTION Janvier 1988

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique



- R E M E R C I E M E N T S -

Nous tenons à remercier :

Notre promoteur Monsieur HAMMOUTENE qui n'a ménagé aucun efforts pour nous venir en aide à tout moment.

- monsieur DEMIDEM pour tous les conseils qui nous a prodigués
- madame CHIKH pour son aide qui nous a été très précieuse
- tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.
- Monsieur HOUARA du CTC d'ALGER
- Monsieur Mustapha SALHI
- Tous les employés de l'URTO (TIZI-OUZOU) pour leur assistance
- En particulier Monsieur SALHI Yazid.

II) D I C A C E

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

A mes parents

A mes frères et soeurs

A mon mari

A toute ma famille

A ma belle-famille

A tous mes amis

Je dédie ce modeste travail

SAMIRA

A mes parents

A mes frères et soeurs

A mes amis

Je dédie ce modeste travail

HACIBA

- **S** O M M A I R E -

الدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE I : INTRODUCTION

- I-1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE
- I-2 : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES
- I-3 : CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX
ET CONTRAINTES ADMISSIBLES
- I-4 : PREDIMENSIONNEMENT

CHAPITRE II : CALCUL DES ELEMENTS

- II-1 : PLANCHER A CORPS CREUX
- II-2 : PLANCHER DALLE
- II-3 : ESCALIERS
- II-4 : POUTRE PALIERE
- II-5 : ACROTERE

CHAPITRE III : ETUDE AU SEISME

- III-1 : INTRODUCTION
- III-2 : ETUDE DE LA REPOSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE
- III-3 : CALCUL DES RIGIDITES
- III-4 : RESULTATS

CHAPITRE IV : CALCUL DES EFFORTS INTERNES

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES PORTIQUES

CHAPITRE VI : FONDATIONS

chapitre 1



Introduction

1.1 Présentation de l'ouvrage

**1.2 Caracteristiques mécaniques des matériaux et
contraintes admissibles**

1.3 Charges et surcharges

1.4 Prédimensionnement

I - 1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

- Le présent projet proposé par l'URTO consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment comportant douze (12) niveaux à usage d'habitation,
Le rez de chaussée est à usage commercial,
Le sous sol est un parking.
- Cet ouvrage sera implanté dans le Nouvelle Ville de TIZI-OUZOU qui fait partie de la zone de moyennesismicité (Zone II).
- Le contreventement de l'ouvrage sera assuré dans les deux sens par des portiques autostables.
- Dimensions : Hauteur totale : $H = 42,16$ m
Longueur totale: $L = 29,80$ m (sens longitudinal)
Largeur totale : $l = 26,90$ m (sens transversal)
Hauteur d'étages: $h = 3,06$ m étage courant
 $h = 4,845$ m RDC
 $h = 3,655$ m 1er étage
- Les planchers des étages courants seront constitués par des corps creux de 25 cm d'épaisseur.
- Les planchers des locaux à usage commercial seront constitués d'une dalle pleine en béton armé de 16 cm d'épaisseur
- Les escaliers seront en béton armé avec paillasse porteuse et palier intermédiaire (de repos). Ils seront coulés sur place.
- Maçonnerie :
Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison (briques creuses de 15 cm, vide d'air de 5 cm et briques creuses de 10 cm).
Les murs intérieurs seront en briques creuses de 10 cm.
Nous notons également la présence de murs vitrés au niveau des jardins de paliers.

- Revêtement :

Carrelage pour le sol

Plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds

Ciment pour les murs extérieurs

Céramique pour les salles d'eau.

I.2 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX ET CONTRAINTES
ADMISSIBLES

I. BETON :

Le béton utilisé est dosé à 350 Kg de CPA 325 par m³ et est peu contrôlé.

La grosseur du plus gros granulats utilisé est telle que $C_g < 25 \text{ mm}$
La résistance nominale à la compression à 28 j est : $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$

La résistance nominale à la traction à 28 j est .

$$\sigma_{28} = 7 + 0,06 \times \sigma'_{28} = 23,2 \text{ bars}$$

Le coefficient d'élasticité ou le module de déformation longitudinale du béton est donné par :

$E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_f}$ dans le cas de contrainte permanente ou de longue durée d'application.

$E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_f}$ dans le cas de contrainte d'une durée d'application inférieure à 24 Heures.

$\sigma'_f = 1,20 \sigma'_{28}$ Pour les bétons à base de ciment de la classe 325

$$E_v = 126000 \text{ bars}$$

$$E_i = 378000 \text{ bars}$$

1. CONTRAINTE DE COMPRESSION ADMISSIBLE

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

Les cinq facteurs tiennent compte des faits suivants :

α , de la classe du ciment utilisé;

β , de l'efficacité du contrôle exercé lors de la fabrication et de la mise en place

γ , du rapport entre l'épaisseur minimale de l'élément étudié et la grosseur du granulats utilisé

δ , de la distribution des contraintes dans la section

ϵ , de la nature de la sollicitation et de la forme de la section

$\alpha = 1$ Ciment de classe 325

$\beta = \frac{5}{6}$ béton peu contrôlé

$\gamma = 1$ hm > 4 Cg

$$\delta = \begin{cases} 0,30 \text{ Compression simple} \\ 0,60 \text{ Flexion simple et flexion composée avec un effort normal de traction} \\ 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) < 0,60 \text{ flexion composée avec un effort normal de compression} \end{cases}$$

e_0 : Excentricité de la force extérieure par rapport au centre de gravité de la section totale du béton seul.

e_1 : Rayon vecteur du noyau central de la section du béton seul situé dans le plan radial passant par le centre de pression

$\epsilon = 1$ compression simple

$0,5 \leq \epsilon \leq 1$ déterminé par $\frac{F_{b'}}{B'} \leq \bar{\sigma}'_{b_0}$ dans les autres cas.

Avec $F_{b'}$ = résultante des forces de compression

B' = section du béton comprimé

$\bar{\sigma}'_{b_0}$ = contrainte admissible en compression simple

2. CONTRAINTES DE TRACTION ADMISSIBLES (DE REFERENCE) :

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

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{28} \quad (\sigma'_{28} \text{ en bars})$$

RESISTANCES :

Dosage (Kg/m ³)	bars	σ'_{28} Kg/cm ²	bars	σ'_{28} Kg/cm ²
350	270	275	23,2	23,7

CONTRAINTES ADMISSIBLES :

BETONS PEU CONTROLES						
DOSAGE (Kg/m ³)	Compression simple		F.S ou F.C avec traction en section rectangulaire		Contrainte de référence	
	bars	$\bar{\sigma}'_b$ Kgf/cm ²	bars	$\bar{\sigma}'_b$ Kgf/cm ²	bars	$\bar{\sigma}_b$ Kgf/cm ²
350	67,5	68,5	135	137	5,8	5,9

II - ACIER :

Quelle que soit la nuance de l'acier utilisé, son coefficient d'élasticité (module d'élasticité ou module d'YOUNG) est donné par :
 $E_a = 2000000$ bars.

On utilisera :

- Aciers doux : ronds lisses (R.L) de nuance $F_e E 24$
 la limite d'élasticité nominale à la traction ou à la compression est : $\sigma_{en} = \sigma'_{en} = \begin{cases} 2350 \text{ bars} \\ 2400 \text{ Kgf/cm}^2 \end{cases}$

- Aciers à haute adhérence (H.A) de nuance $F_e E40$
 Les valeurs de σ_{en} et σ'_{en} sont données par :

$$\sigma_{en} = \sigma'_{en} = \begin{cases} 4120 \text{ bars} \\ 4200 \text{ Kgf/cm}^2 \end{cases} \text{ pour } \phi \leq 20$$

$$\sigma_{en} = \sigma'_{en} = \begin{cases} 3920 \text{ bars} \\ 4000 \text{ Kgf/cm}^2 \end{cases} \text{ pour } \phi > 20$$

- Treillis soudés : $\emptyset \leq 6 \text{ mm}$ $\sigma_{en} = \sigma'_{en} = \begin{cases} 5200 \text{ bars} \\ 5300 \text{ Kgf/cm}^2 \end{cases}$

$\emptyset > 6 \text{ mm}$ $\sigma_{en} = \sigma'_{en} = \begin{cases} 4410 \text{ bars} \\ 4500 \text{ Kgf/cm}^2 \end{cases}$

1. CONTRAINTE DE TRACTION ADMISSIBLE POUR LES ARMATURES LONGITUDINALES

C'est une fraction de la limite d'élasticité nominale

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

$$\rho_a = \frac{2}{3} \text{ pour les sollicitations du premier genre}$$

- Ronds lisses : F_e E24

$$\bar{\sigma}_a = \begin{cases} 1570 \text{ bars} \\ 1600 \text{ Kgf/cm}^2 \end{cases}$$

Dans les deux cas $\bar{\sigma}_a$ ne doit pas dépasser la plus grande des valeurs suivantes :

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\emptyset} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b}{\emptyset}}$$

$K = 1,5 \times 10^6$ fissuration peu nuisible

$\eta = 1$ (R.L)

$\eta = 1,6$ (H.A)

$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f}$ pourcentage de fissuration

A : Section totale des barres tendues

$B_f = 2 b_o d$

\emptyset (mm) diamètre de la plus grosse barre tendue.

2. CONTRAINTE DE COMPRESSION ADMISSIBLE POUR LES ARMATURES LONGITUDINALES

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma'_{en}$$

$\bar{\sigma}'_a$	R.L.		H.A	
	bars	Kgf/cm ²	bars	Kgf/cm ²
	1570	1600	2750	2800

I.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

1. CHARGES PERMANENTES :

a) Terrasse accessible :

- Carrelage (3 cm) 0,03 x 2000	60 Kg/m ²
- Etanchéité multicouches	12 Kg/m ²
- Béton de pente (1,5 %)	250 Kg/m ²
- Isolation thermique	5 Kg/m ²
- Dalle + hourdis (20 + 5)	300 Kg/m ²
- Enduit de plâtre (1,5 cm)	18 Kg/m ²
<hr/>	
G =	645 Kg/m ²

b) Terrasse inaccessible :

- Gravillon de protection (5cm) 0,05 x 1600	80 Kg/m ²
- Etanchéité multicouche	12 Kg/m ²
- Béton de pente (1,5%) 0,11 x 2200	250 Kg/m ²
- Isolation thermique (liège) (4cm) 0,04x125	5 Kg/m ²
- Dalle + hourdis (20 + 5)cm	300 Kg/m ²
- Enduit de plâtre (1,5 cm) 0,015x1200	18 Kg/m ²
<hr/>	
G =	665 Kg/m ²

c) Plancher habitation (à corps creux)

- Carrelage (2cm)	40 Kg/m ²
- Mortier de pose (2 cm)	40 Kg/m ²
- Sable (2cm)	36 Kg/m ²
- Dalle + Hourdis (20 + 5)	300 Kg/m ²
- Enduit de plâtre (1,5 cm)	18 Kg/m ²
- Cloison	75 Kg/m ²
<hr/>	
G =	509 Kg/m ²

d) Plancher commerce (dalle pleine)

- Carrelage	40 Kg/m ²
- Mortier de pose	40 Kg/m ²
- Sable	36 Kg/m ²
- Dalle (16 cm)	400 Kg/m ²
- Enduit de plâtre	18 Kg/m ²
- Cloison	75 Kg/m ²

$$G=609 \text{ Kg/m}^2$$

e) Remplissage : exécuté en double cloison

- Briques creuses de 15 cm (0,15x1400)	210 Kg/m ²
- Briques creuses de 10 cm (0,10x1400)	140 Kg/m ²
- Enduit extérieur (2cm de ciment:0,02x2000)	40 Kg/m ²
- Enduit intérieur (2cm de plâtre:0,02x1200)	24 Kg/m ²

$$G=414 \text{ Kg/m}^2$$

2. SURCHARGES :

Terrasse accessible	Q = 150 Kg/m ²
Terrasse inaccessible	Q = 100 Kg/m ²
Plancher habitation	Q = 175 Kg/m ²
Plancher commerce	Q = 400 Kg/m ²
Balcon	Q = 350 Kg/m ²
Escalier	Q = 250 Kg/m ²

I. 4. PREDIMENSIONNEMENT

1- PLANCHER A CORPS CREUX

Plus grande portée de poutre : $l = 4,75 \text{ m}$ graphe $\rightarrow (20 + 5) \text{ cm}$

2- PLANCHER DALLE :

Son épaisseur doit être telle que :

$$\frac{l}{40} \leq e \leq \frac{l}{30} \implies 11,87 \text{ cm} \leq e \leq 15,83$$

L'épaisseur de la dalle sera donc : $e = 16 \text{ cm}$

3- POUTRES : $b \times ht$

- D'après P.CHARON, les dimensions des poutres doivent vérifier :

$$1/15 \leq ht \leq 1/10$$

$$0,3 ht \leq b \leq 0,7 ht$$

l étant toujours la plus grande portée des poutres dans la structure

Dans les deux sens (longitudinal et transversal), $l = 4,75 \text{ m}$, d'où :

$$31,67 \leq ht \leq 47,5 \implies h = 45 \text{ cm}$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5 \implies b = 30 \text{ cm}$$

Pour une raison de sécurité, on prendra : $ht = 60 \text{ cm}$

$$b = 40 \text{ cm}$$

- Vérification des conditions exigées par les RPA :

. $b \geq 20 \text{ cm}$ en zones I et II vérifiée

. $h \geq 30 \text{ cm}$ vérifiée

. $\frac{h}{b} < 3$ vérifiée

. $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$ vérifiée

4- POTEAUX : $a \times b$

La section des poteaux à adopter doit pouvoir reprendre l'effort normal de compression agissant à la base.

Section initiale donnée au poteau : $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

La relation donnée par le complément aux règles parasismiques permettra de déterminer la section minimale à donner aux poteaux.

Cette relation étant :

$$A \geq \frac{KN}{\sigma'_{28}} \quad \text{avec} \quad K. \text{ coefficient dépendant de la zone} \\ (\text{zone II} \longrightarrow K = 4)$$

N. effort normal de compression à la base du poteau évalué par la descente de charge

σ'_{28} . résistance nominale du béton à la compression à 28 jours

Une descente de charge faite pour un poteau central et un poteau de rive (les plus sollicités) a permis d'évaluer l'effort normal à la base de ceux-ci.

a) Poteau central :

Surface du plancher lui revenant : $S_p = 21,61 \text{ m}^2$

Effort normal pondéré à la base : $N = 282 \times 10^3 \text{ Kg}$

$$A \geq \frac{4 \times 282 \times 10^3}{270} = 4148 \text{ cm}^2$$

On adopte une section carrée $A = 80 \times 80 \text{ cm}^2$

b) Poteau de rive :

Surface du plancher lui revenant : $S_p = 11,28 \text{ m}^2$

Surface du balcon lui revenant : $S_b = 5,70 \text{ m}^2$

Effort normal pondéré à la base : $N = 241 \times 10^3 \text{ Kg}$

$$A \geq \frac{4 \times 241 \times 10^3}{270} = 3569 \text{ cm}^2$$

On adopte aussi une section carrée $A = 80 \times 80 \text{ cm}^2$

Vu l'importance relative du nombre de niveaux, un changement de section sera effectué (voir planches).

Vérification des conditions exigées par les RPA :

.min (a,b) \geq 25 cm en zone II (vérifiée)

. $\frac{1}{3} \leq \frac{a}{b} \leq 3$; $\frac{a}{b} = 1$ (vérifiée)

.min (a, b) $>$ $h_e/20$, $h_e/20 = 306/20 = 15,3 <$ min (a,b) (vérifiée).

chapitre 2

Calcul Des Elements

2.1 Plancher à corps creux

2.2 Plancher dalle

2.3 Escalier

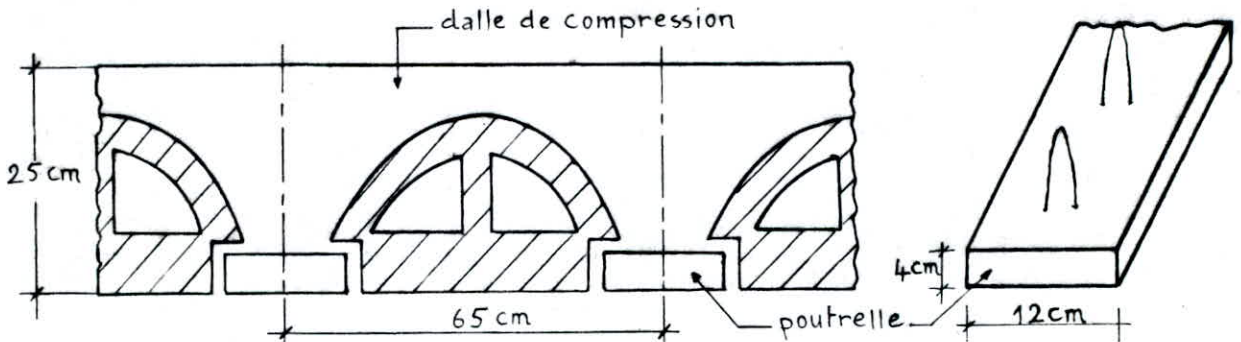
2.4 Poutre palière

2.5 Acrotère

II-1 PLANCHER A CORPS CREUX

Tous les planchers à usage d'habitation sont à corps creux (20 + 5)
Les poutrelles utilisées sont préfabriquées et possèdent des armatures en attente permettant leur adhérence au béton de la table de compression.

Elles seront disposées suivant le sens longitudinal du bâtiment et calculées sous les sollicitations du premier genre ($G + 1,2 Q$)



Chaque poutrelle sera considérée comme une poutre simplement appuyée avant le coulage du béton, et après le coulage et le durcissement de celui-ci, elle travaillera comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis. D'où les deux étapes de calcul:

1ere étape : avant le coulage

1. Charges et surcharges :

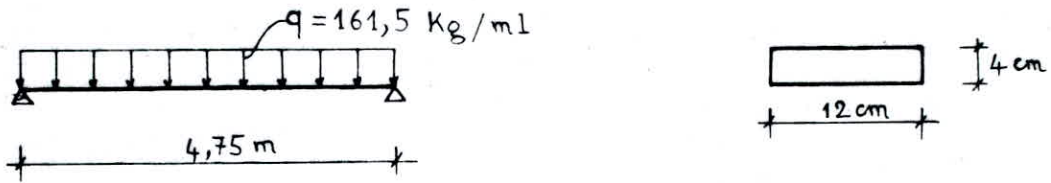
La poutrelle doit reprendre :

- son poids propre	$0,12 \times 0,04 \times 2500$	12 Kg/ml
- poids du corps creux	$0,65 \times 110$	71,5 Kg/ml
- surcharge pondérée due à la main d'oeuvre	$1,2 \times 100 \times 0,065$	78 Kg/ml

$$q = 161,5 \text{ Kg/ml}$$

charge totale appliquée : $q = 161,5 \text{ Kg/ml}$

2. Schéma statique



3. Sollicitations

Moment à mi-travée : $M_o = \frac{ql^2}{8} = \frac{161,5 \times 4,75^2}{8} = 455,48 \text{ Kg.m}$

effort tranchant à l'appui : $T = \frac{ql}{2} = \frac{161,5 \times 4,75}{2} = 383,56 \text{ Kg}$

4. Armatures longitudinales

$$\mu = \frac{15M_o}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 45548}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2} = 5,08 \longrightarrow K = 0,95; \varepsilon = 0,6865$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{0,95} = 2947 \gg \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \implies A' \neq 0$$

La faible hauteur de la poutrelle ne permet pas de placer les armatures de compression qui sont nécessaires.

Nous sommes donc amenés à prévoir des échafaudages qui aideront la poutrelle à supporter les charges avant le coulage.

2eme étape : après coulage

1. Charges et surcharges :

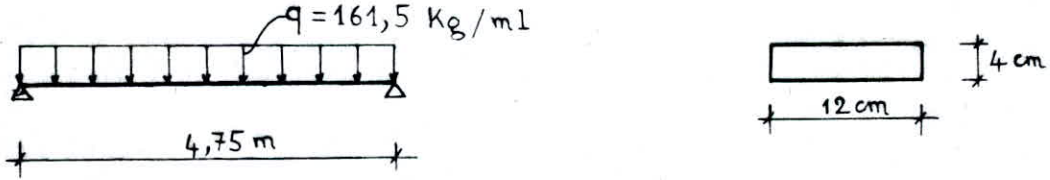
La poutrelle doit reprendre :

- poids propre du plancher	0,65 x 509	330,85 Kg/ml
- surcharge pondérée	1,2 x 0,65 x 100	78 Kg/ml

$$q = 408,85 \text{ Kg/ml}$$

charge totale appliquée : $q = 408,85 \text{ Kg/ml}$

2. Schéma statique



3. Sollicitations

Moment à mi-travée : $M_o = \frac{ql^2}{8} = \frac{161,5 \times 4,75^2}{8} = 455,48 \text{ Kg.m}$

effort tranchant à l'appui : $T = \frac{ql}{2} = \frac{161,5 \times 4,75}{2} = 383,56 \text{ Kg}$

4. Armatures longitudinales

$\mu = \frac{15M_o}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 45548}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2} = 5,08 \longrightarrow K = 0,95; \epsilon = 0,6865$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{0,95} = 2947 \gg \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \implies A' \neq 0$

La faible hauteur de la poutrelle ne permet pas de placer les armatures de compression qui sont nécessaires.

Nous sommes donc amenés à prévoir des échafaudages qui aideront la poutrelle à supporter les charges avant le coulage.

2eme étape : après coulage

1. Charges et surcharges :

La poutrelle doit reprendre :

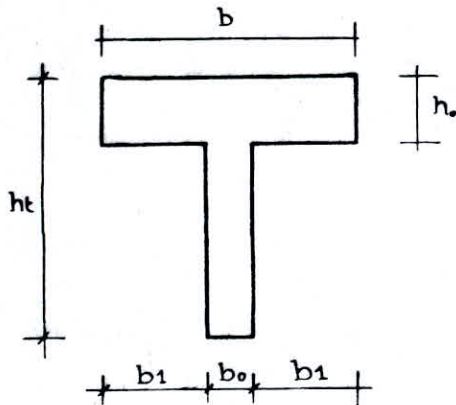
- poids propre du plancher	0,65 x 509	330,85 Kg/ml
- surcharge pondérée	1,2 x 0,65 x 100	78 Kg/ml

$q = 408,85 \text{ Kg/ml}$

charge totale appliquée : $q = 408,85 \text{ Kg/ml}$

2. Détermination de la largeur b de la table de compression :

La section à considérer est une section en T



$$b = b_0 + 2 b_1$$

b_1 doit vérifier les trois conditions suivantes (CCBA 68 art 233)

$$\cdot b_1 \leq \frac{l}{2}$$

$$\cdot b_1 \leq \frac{L}{10}$$

$$\cdot 6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0$$

avec l : distance entre deux nervures consécutives. $l = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$

L : portée libre de la poutre entre nus d'appui $L = 475 - 30 = 445 \text{ cm}$

h_0 : hauteur de la table de compression : $h_0 = 5 \text{ cm}$

Les trois (3) conditions se traduisent par :

$$\cdot b_1 \leq 26,5$$

$$\cdot b_1 \leq 44,5$$

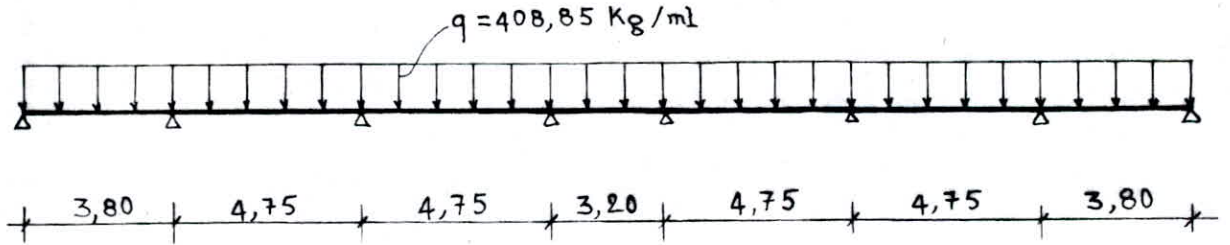
$$\cdot 30 \leq b_1 \leq 40$$

Nous prendrons $b_1 = 24 \text{ cm}$

d'où $b = 60 \text{ cm}$

3. Détermination des moments fléchissants et des efforts tranchants :

Schéma statique :



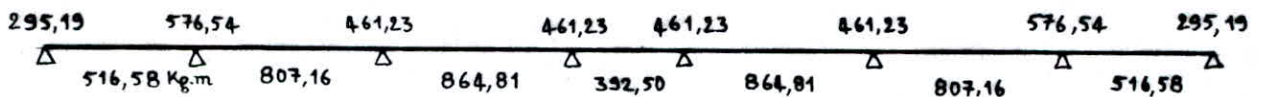
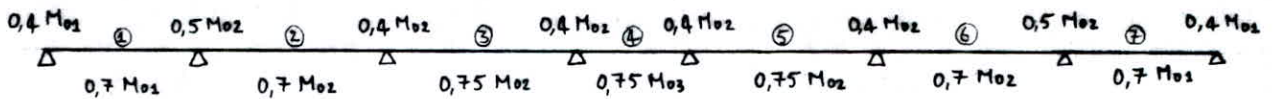
Le plancher étant à surcharge modérée, nous appliquerons la méthode forfaitaire.

Moments à mi-travée isostatique

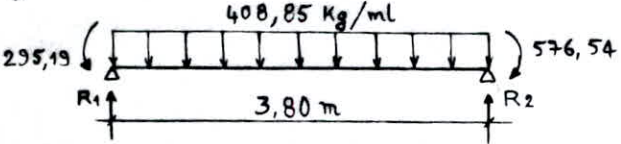
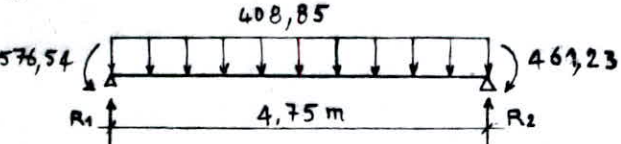
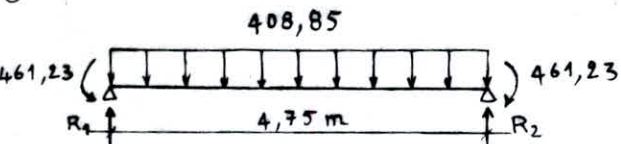
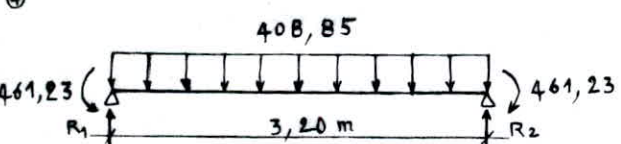
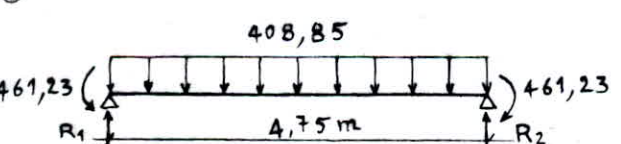
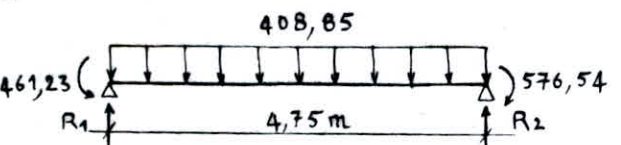
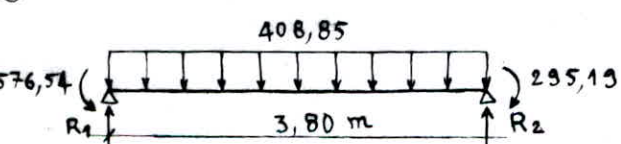
$$M_{01} (3,80) = 737,97 \text{ Kg.m}$$

$$M_{02} (4,75) = 1153,08 \text{ Kg.m}$$

$$M_{03} (3,20) = 523,33 \text{ Kg.m}$$

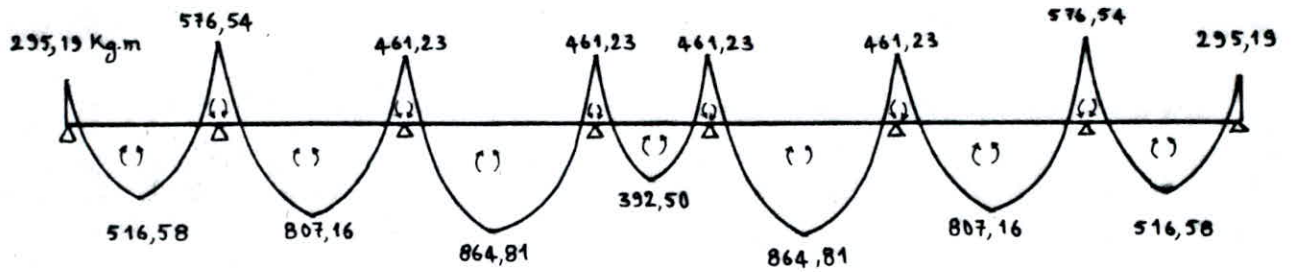


Calcul des réactions d'appuis

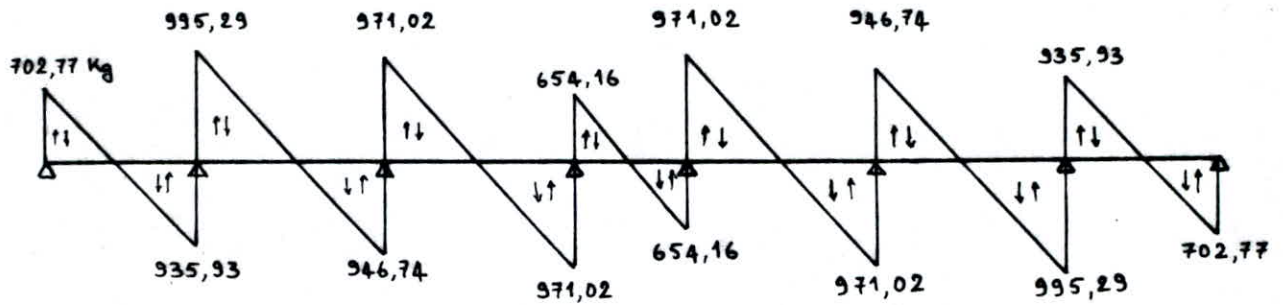
T R A V E E	R_1 (Kg)	R_2 (Kg)
<p>①</p>  <p>408,85 Kg/ml</p> <p>295,19 R_1 R_2 576,54</p> <p>3,80 m</p>	702,77	850,85 (+ 10 %) 935,93
<p>②</p>  <p>408,85</p> <p>576,54 R_1 R_2 461,23</p> <p>4,75 m</p>	995,29	946,74
<p>③</p>  <p>408,85</p> <p>461,23 R_1 R_2 461,23</p> <p>4,75 m</p>	971,02	971,02
<p>④</p>  <p>408,85</p> <p>461,23 R_1 R_2 461,23</p> <p>3,20 m</p>	654,16	654,16
<p>⑤</p>  <p>408,85</p> <p>461,23 R_1 R_2 461,23</p> <p>4,75 m</p>	971,02	971,02
<p>⑥</p>  <p>408,85</p> <p>461,23 R_1 R_2 576,54</p> <p>4,75 m</p>	946,74	995,29
<p>⑦</p>  <p>408,85</p> <p>576,54 R_1 R_2 295,19</p> <p>3,80 m</p>	850,85 (+ 10 %) 935,93	702,77

Les efforts tranchants sont calculés en faisant abstraction de la continuité, sauf pour les travées de rive où il sera tenu compte de la continuité en majorant les efforts tranchants correspondant aux travées indépendantes de 10 %

moments flechissants



efforts tranchants



4. Armatures longitudinales :

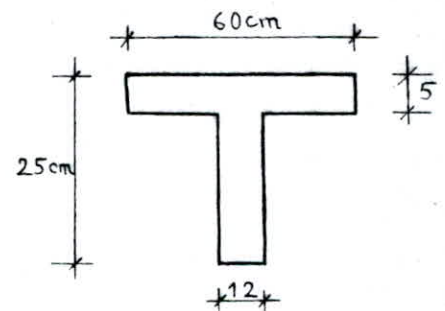
Le calcul se fera avec les moments maximums en travée et sur appui

- En travée : $M_t = 864,81 \text{ Kg.m}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_{ab} \cdot h^2} = \frac{15 \times 86481}{2800 \times 60 \times 23^2} = 0,0146$$

$\mu \rightarrow$

- $K = 78,3$
- $\alpha = 0,1608$
- $\xi = 0,9464$
- $\bar{\omega} = 0,1024$



Position de l'axe neutre

$$y_1 = \alpha \cdot h = 0,1608 \times 23 = 3,70 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm}$$

l'axe neutre tombe dans la table, Nous calculerons notre section comme une section rectangulaire de largeur b et de hauteur h_t.

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{78,3} = 35,76 < \bar{\sigma}'_b \implies A' = 0$$

$$A = \frac{\bar{\omega} \cdot bh}{100} = 0,1024 \times \frac{60 \times 23}{100} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 3 \text{ T } 10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

A l'appui : M_a = - 576,54 Kg.m

La table se trouve dans la zone tendue, donc elle n'intervient pas dans le calcul. Nous considérons donc la section rectangulaire de largeur b₀ et de hauteur h_t.

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 57654}{2800 \times 12 \times 23^2} = 0,0486 \quad \begin{array}{l} K = 39 \\ \alpha = 0,2780 \\ \varepsilon = 0,9073 \\ \bar{\omega} = 0,357 \end{array}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{39} = 71,79 \text{ Kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kgf/cm}^2 \implies A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{57654}{2800 \times 0,9073 \times 23} = 0,99 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 1 \text{ T } 12 = 1,13 \text{ cm}^2$$

5. Vérifications :

. Contraintes :

- En travée : $A = 3 \text{ T } 10 = 2,35 \text{ cm}^2$; $M = 864,81 \text{ Kg.m}$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 2,35}{60 \times 23} = 0,170 \longrightarrow K = 59,4$$

$$\epsilon = 0,9327$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{86481}{2,35 \cdot 0,9327 \cdot 23} = 1715,47 \text{ Kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1715,47}{59,4} = 28,88 \text{ Kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kgf/cm}^2$$

- A l'appui : $A = 1 \text{ T } 12 = 1,13 \text{ cm}^2$; $M = 576,54 \text{ Kg.m}$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b_o \cdot h} = \frac{100 \cdot 1,13}{12 \cdot 23} = 0,409 \longrightarrow K = 36$$

$$\epsilon = 0,9020$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{57654}{1,13 \cdot 0,9020 \cdot 23} = 2459,33 \text{ Kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2459,33}{36} = 68,31 \text{ Kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

. Condition de non fissuration :

$$K = 1,5 \cdot 10^6 ; \eta = 1,6 ; \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kgf/cm}^2$$

- En travée : $\emptyset = 10$ $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,35}{2 \cdot 2 \cdot 12} = 0,049$

$$\sigma_1 = 7892,6 \text{ Kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \longrightarrow \text{vérifiée.}$$

- A l'appui : $\emptyset = 12$; $\bar{\omega}_f = \frac{1,13}{2 \cdot 2 \cdot 60} = 0,0047$

$$\sigma_1 = 897,8 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2607,1 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) < \bar{\sigma}_a \text{ non vérifiée.}$$

Le ferrailage au niveau de l'appui sera repris avec :

$$\sigma_a = \min \left[\bar{\sigma}_a ; \max (\sigma_1, \sigma_2) \right] = 2607,1 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{57654}{2607,1 \cdot 0,9073 \cdot 23} = 1,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 1 \text{ T } 14 = 1,54 \text{ cm}^2 \longrightarrow \bar{\omega}_f = 0,0065$$

$$\sigma_1 = 1464,8 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2855,9 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\max (\sigma_1, \sigma_2) = 2855,9 \text{ Kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \text{ vérifiée.}$$

. Condition de non fragilité :

$$\text{- En travée : } A \geq 0,69 \text{ b.h.} \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 60 \cdot 23 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,35 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

$$\text{- A l'appui : } A \geq 0,69 \cdot 12 \cdot 23 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,54 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

. Condition aux appuis ;

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$$

$$T + \frac{M}{z} = 995,29 - \frac{57654}{\frac{7}{8} \cdot 23} = -1869,5 < 0 \implies \text{Les armatures}$$

inférieures au niveau de l'appui ne sont soumises à aucun effort de traction.

. Flèche :

$$\frac{h_t}{1} \gg \frac{1}{22,5} \longrightarrow \frac{h_t}{1} = \frac{25}{475} = 0,053 > \frac{1}{22,5} = 0,044. \text{ vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{1} \gg \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_o} \longrightarrow \frac{h_t}{1} = 0,053 > \frac{1}{15} \cdot \frac{864,81}{1153,08} = 0,050. \text{ vérifiée}$$

$$A \leq \frac{36 \cdot b \cdot h}{\sigma_{en}} \longrightarrow 2,35 < \frac{36 \cdot 60 \cdot 23}{4200} = 11,83. \text{ vérifiée}$$

donc la vérification de la flèche est inutile.

. Adhérence :

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

$$\tau_d = \frac{T \max}{n \cdot p \cdot z} = \frac{995,29 \cdot 8}{3 \cdot 6 \cdot 28 \cdot 7 \cdot 23} = 2,63 \text{ Kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

6. Armatures transversales :

. Contrainte de cisaillement maximale :

$$\tau_{b \max} = \frac{T}{b_o \cdot z} = \frac{995,29}{12 \cdot \frac{7}{8} \cdot 23} = 4,12 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 68,31 \text{ Kgf/cm}^2 \text{ donc : } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

$$\implies \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ Kgf/cm}^2$$

$\tau_{b \max} < \bar{\tau}_b \implies$ Les armatures transversales seront constituées par des **étriers** perpendiculaires à la ligne moyenne.

Nous prenons des barres en Fe E 24 de diamètre $\emptyset = 6 \text{ mm}$

$$A_t = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{at} = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\text{Espacement : } t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \cdot 7 \cdot 23 \cdot 1600}{8 \cdot 995,29} = 18 \text{ cm.}$$

Espacement admissible : $\bar{t} = \max \left[h \left(1 - \frac{0,3 \cdot \tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right); 0,2 h \right] \leq h$

$$\bar{t} = \max (18,18 ; 4,6) = 18 \leq 23 \text{ cm}$$

Nous adoptons un espacement $t = 12 \text{ cm}$

Cet espacement sera conservé tout le long de la poutrelle pour des raisons de préfabrication.

. Table de compression : (CCBA 68, art 58,2)

Vu la faible épaisseur de la table de compression (5cm), elle sera armée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

20 cm pour les fils porteurs (armatures perpendiculaires aux nervures)
ie 5 fils / ml.

33 cm pour les fils de répartition (armatures parallèles aux nervures)
ie 3 fils / ml.

Nous avons $50 < l_n < 80$; $l_n = 65 \text{ cm}$ étant l'écartement entre axes des nervures.

$$\text{donc } A \perp n \geq 0,02 l_n \frac{2160}{\bar{\sigma}_{en}} = \frac{43 \cdot l_n}{\bar{\sigma}_{en}} \text{ (tolérance de 5\% pour l'acier doux)}$$

$$A // n \geq \frac{A \perp n}{2}$$

$$A \perp n = \frac{43 \cdot 65}{2400} = 1,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A // n = \frac{1,16}{2} = 0,58 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{soit } A \perp n = 5 \text{ T } 6 / \text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A // n = 3 \text{ T } 6 / \text{ml} = 0,84 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

EN RESUME :

. La table de compression sera donc armée par un quadrillage de fils de diamètre $\emptyset = 6$ mm. Les fils perpendiculaires aux nervures seront espacés de 20 cm et les fils parallèles aux nervures seront espacés de 33 cm.

. Les poutrelles seront ferrillées.

longitudinalement :

- en travée par 3 T 10.

- sur appui par 1 T 14.

transversalement par des cadres $\emptyset 6$ espacés de 12 cm.

II-2 PLANCHER DALLE

Le plancher à usage commercial est une dalle pleine reposant sur les poutres.

Nous avons six types de panneaux de dimensions voisines mais nous nous limiterons au calcul du panneau dans les dimensions sont les plus grandes.

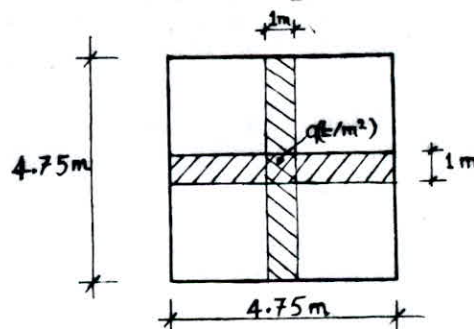
Ce calcul se fera sous les sollicitations du 1er genre ($G + 1,2 Q$)

Les dimensions du panneau :

$$l_x = 4,75 \text{ m}$$

$$l_y = 4,75 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0,4$$



Donc la dalle travaille dans les deux sens.

Les moments développés au centre du panneau dans la Direction des deux (2) bandes ont pour expression :

$$\text{Dans le sens de } l_x : M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$\text{Dans le sens de } l_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_x$$

Les valeurs de μ_x et μ_y sont données en fonction de ρ .

$$\rho = 1 \implies \mu_x = 0,0423$$

$$\mu_y = 1,000$$

1. Charge uniforme agissant sur le panneau :

$$q = 609 + 1,2 \times 400 = 1089 \text{ Kg/m}^2$$

$$q = 1,089 \text{ t/m}^2$$

2. Moments et efforts tranchants (le panneau étant supposé simplement appuyé sur son contour) :

$$M_{0x} = 0,0423 \cdot 1,089 \cdot 4,75^2 = 1,039 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = 1 \cdot 1,039 = 1,039 \text{ t.m}$$

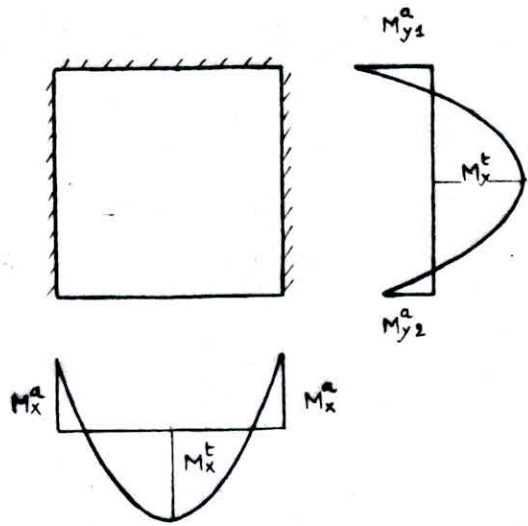
$$T_x = q \frac{l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = 1,724 \text{ t}$$

$$T_y = q \frac{l_x}{3} = 1,724 \text{ t}$$

Pour tenir compte de la continuité de la dalle sur les trois côtés, nous calculons les moments en travée et sur appuis dans les deux sens : (CCBA 68 art 57,2)

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_{0,x} = 0,779 \text{ t.m} \\ M_x^a = 0,5 M_{0,x} = 0,519 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_y^t = 0,85 M_{0,y} = 0,779 \text{ t.m} \\ M_{y1}^a = 0,5 M_{0,y} = 0,519 \text{ t.m} \\ M_{y2}^a = 0,3 M_{0,y} = 0,312 \text{ t.m} \end{cases}$$

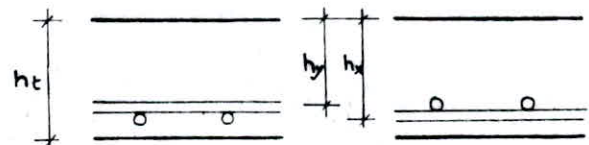


3. Ferraillage de la dalle :

La dalle ayant 16 cm d'épaisseur, le diamètre maximal des aciers à utiliser sera :

$$\phi \leq \frac{ht}{10} = \frac{160}{10} = 16 \text{ mm}$$

Nous utiliserons $\phi = 8 \text{ mm}$



Nous calculerons une bande de 1 m de largeur

La section sera rectangulaire de largeur \$b = 100 \text{ cm}\$ et de hauteur \$ht = 16 \text{ cm}\$

$$hx = ht - \left(\frac{\phi}{2} + d \right) = 16 - \left(\frac{0,8}{2} + 2 \right) = 13,6 \text{ cm}$$

$$hy = hx - \phi = 12,8 \text{ cm}$$

suivant \$I_x\$

- En travée : \$M_x^t = 0,779 \text{ t.m}\$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_x^t}{a \cdot b \cdot hx^2} = \frac{15 \cdot 0,779 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13,6^2} = 0,0226 \implies K = 61,1$$

$$\epsilon = 0,9343$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{61,1} = 45,83 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \implies A' = 0$$

$$A = \frac{M_x^t}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h_x} = \frac{0,779 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9343 \cdot 13,6} = 2,19 \text{ cm}^2$$

Soit 5 T 8 = 2,51 cm² / ml espacées de 20 cm.

- Sur appuis : $M_x^a = 0,519 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 M_x^a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_x^2} = \frac{15 \cdot 0,519 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13,6^2} = 0,0150 \implies K = 77$$

$$\epsilon = 0,9457$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{77} = 36,36 \text{ Kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \implies A' = 0$$

$$A = \frac{M_x^a}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h_x} = \frac{0,519 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9457 \cdot 13,6} = 1,44 \text{ cm}^2$$

Soit 6 T 6 = 1,69 cm² / ml espacées de 17 cm.

Suivant ly :

- en travée : $M_y^t = 0,779 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_y^t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_y^2} = \frac{15 \cdot 0,779 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 12,8^2} = 0,025 \implies K = 57,7$$

$$\epsilon = 0,9310$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{57,5} = 48,69 < \bar{\sigma}_b' \implies A' = 0$$

$$A = \frac{M_y^t}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h_y} = \frac{0,779 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9310 \cdot 12,8} = 2,33 \text{ cm}^2$$

Soit 5 T 8 = 2,51 cm² / ml espacées de 20 cm.

- Sur appui : $M_y^a = 0,519 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_y^a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_y^2} = \frac{15 \cdot 0,519 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 12,8^2} = 0,017 \implies K = 71,8$$

$$\epsilon = 0,9424$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{71,8} = 39 \text{ Kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \implies A' = 0$$

$$A = \frac{M_y^a}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h_y} = \frac{0,519 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9424 \cdot 12,8} = 1,54 \text{ cm}^2$$

Soit 6 T 6 = 1,69 cm² / ml espacées de 17 cm.

4. VERIFICATIONS :

. Contraintes :

$$\bar{w} = \frac{100A}{b.h} ; \sigma_a = \frac{M}{A.\epsilon.h} ; \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K}$$

		\bar{w}	ϵ	K	σ_a	σ'_b
suivant lx	En travée	0,185	0,9301	56,5	2453,55	43,43
	Sur appui	0,124	0,9415	70,5	2398,40	34,02
suivant ly	En travée	0,196	0,9285	55,1	2611,39	47,39
	Sur appui	0,132	0,9400	68,2	2552,36	37,42

Les contraintes sont donc vérifiées.

. Condition de non fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} ; \sigma_2 = 2,4 \left(\frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6$$

$$\eta = 1,6$$

$$\phi = 8 \text{ mm}$$

$$\sigma_2 = 3193 \text{ Kgf/cm}^2 > \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ Kgf/cm}^2 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

. Condition de non fragilité : (CCBA 68 art .52)

- suivant lx :

$$\frac{A_x}{bhx} \geq \frac{\psi}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{hx} \right)^2$$

$$A_x \geq \frac{0,54}{2} (2 - 1) \frac{5,9}{2800} \left(\frac{16}{13,6} \right)^2 \cdot 100 \cdot 13,6 = 1,07 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

- suivant l_y :

$$\frac{A_y}{bh_y} \geq \frac{\psi_4}{4} (1 + \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2$$

$$A_y \geq \frac{0,54}{4} (1 + 1) \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{16}{12,8} \right)^2 \cdot 100 \times 12,8 = 1,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{vérifié}$$

. Effort tranchant :

Contrainte de cisaillement maximale : $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z}$

$$T_x = T_y = 1,724 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{1,724 \cdot 10^3 \cdot 8}{100 \cdot 7 \cdot 12,8} = 1,54 \text{ Kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ Kgf/cm}^2$$

condition vérifiée

. Flèche : (CCBA 68 art. 61-22)

$$- \frac{ht}{lx} \geq \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_{ox}} \longrightarrow \frac{16}{475} = 0,03 = \frac{1}{20} \cdot \frac{0,779}{1,039} = 0,03$$

$$- \frac{A}{bh} < \frac{20}{\bar{\sigma}_{en}} \longrightarrow \frac{2,51}{100 \cdot 13,6} = 0,002 < \frac{20}{4200} = 0,005$$

Les deux conditions étant vérifiées, il est inutile de justifier la flèche.

EN RESUME :

Armatures suivant l_x :

- En travée 5 T 8 par ml espacées de 20 cm

- A l'appui 6 T 6 par ml espacées de 17 cm

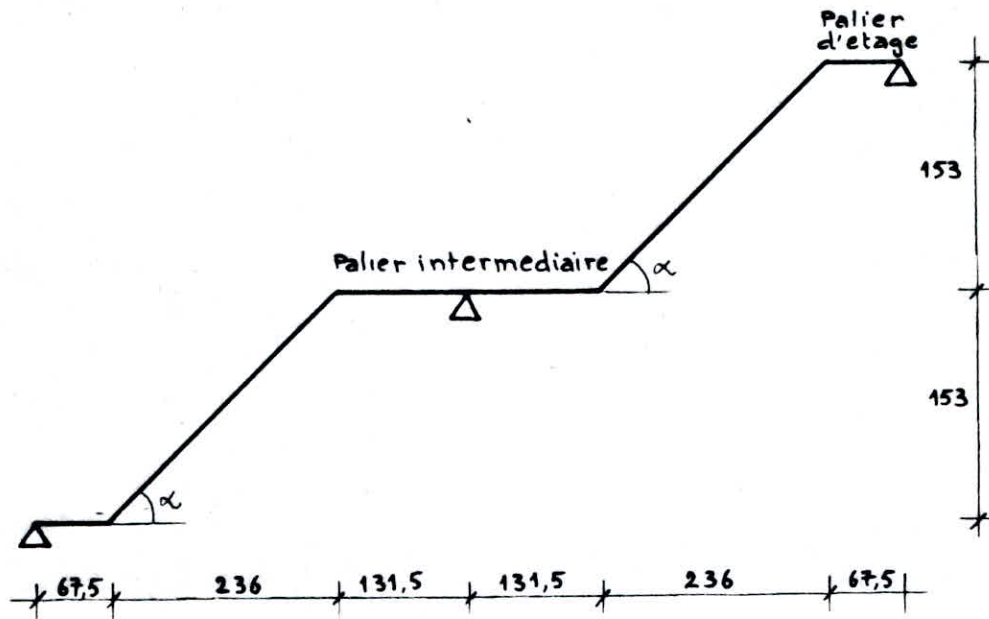
Armatures suivant l_y :

- En travée 5 T 8 par ml espacées de 20 cm

- A l'appui 6 T 6 par ml espacées de 17 cm

II - 3 ESCALIERS

1. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES



a) - Hauteur de la contre marche : h

- Largeur de la marche : g

La hauteur d'étage H = 306 cm correspond à 18 marches de hauteur

h = 17 cm et de largeur g = 29,5 cm

relation de BLONDEL : $0,59 \leq g + 2 h \leq 0,66$

$$0,59 \leq 0,295 + 2 \cdot 0,17 \leq 0,66$$

$$\implies 0,59 \leq 0,635 \leq 0,66$$

donc

h = 17 cm
g = 29,5 cm

b) Epaisseur de la paillasse : e

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20}$$

avec $l = 67,5 + \frac{236}{\cos \alpha} + 131,5$

$$\sin \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{29,5} = 0,576 \implies \alpha = 29,95^\circ$$

d'où $l = 471,37 \text{ cm}$

$$\frac{471,37}{30} \leq e \leq \frac{471,37}{20}$$

$$15,7 \leq e \leq 23,5 \implies \boxed{e = 17 \text{ cm}}$$

2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Elles seront évaluées pour un mètre d'en marchement et un mètre de projection horizontale.

a) Charges agissant sur la volée :

- . Charges : - poids propre de la pailleasse..... $2500 \times \frac{0,17}{\cos} = 490,50 \text{ Kg / ml}$
 - poids propre des marches..... $2200 \times \frac{0,17}{2} = 187 \text{ Kg / ml}$
 - poids de la chape de mortier.... $2200 \times 0,03 = 66 \text{ Kg / ml}$
 - poids du revêtement..... $2200 \times 0,02 = 44 \text{ Kg / m}$
- $G = 787,50 \text{ Kg/}$
- . Surcharges :..... $Q = 250 \text{ Kg / ml}$

$$q = G + 1,2 Q$$

$$q = 787,50 + 1,2 \times 250 = \underline{1087,5 \text{ Kg / ml}}$$

b) Charges agissant sur le palier :

- . Charges :- Poids propre de la pailleasse..... $2500 \times 0,18 = 425 \text{ Kg/ml}$
 - poids de la chape de mortier..... $2200 \times 0,03 = 66 \text{ Kg/ml}$
 - poids de revêtement $2200 \times 0,02 = 44 \text{ Kg/ml}$
- $G = 535 \text{ Kg/ml}$
- . Surcharges:..... $Q = 250 \text{ Kg/ml}$

$$q = G + 1,2 Q = 535 + 1,2 \times 250$$

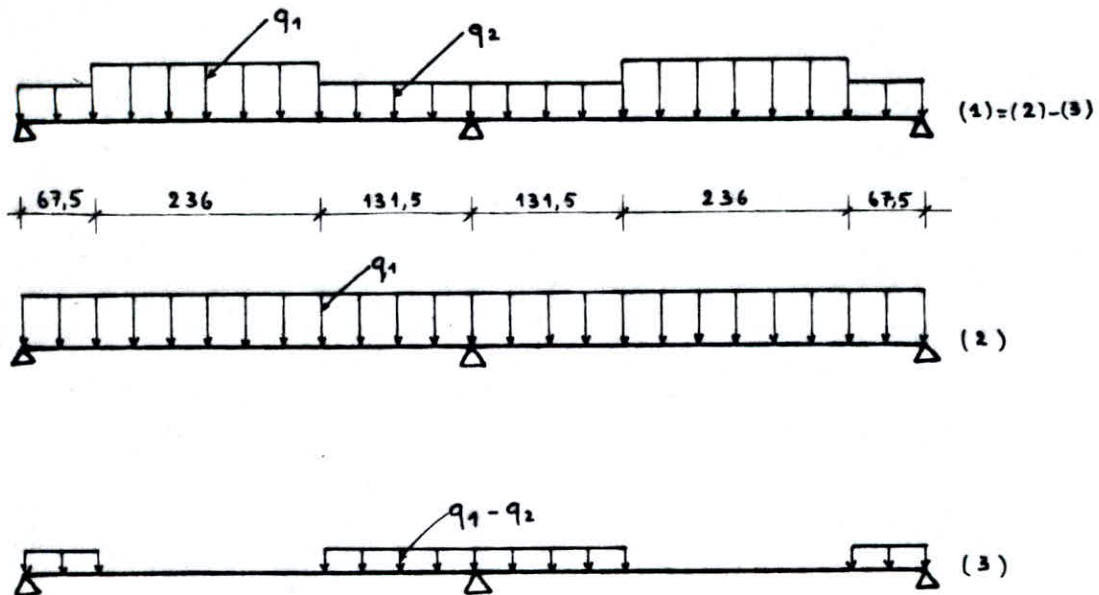
$$q = \underline{835 \text{ Kg / ml}}$$

d'où : sur la volée $q_1 = 1,09 \text{ t / ml}$

sur le palier $q_2 = 0,835 \text{ t / ml}$

3. SCHEMA DE CALCUL ET DETERMINATION DES EFFORTS INTERNES :

L'escalier à calculer est équivalent à un système hyperstatique à deux travées égales et symétriquement chargées.



Nous déterminerons les efforts internes (M, T) en appliquant l'équation des trois moments.

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2 M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -6 \left(\frac{W_i a_i}{l_i} + \frac{W_{i+1} b_{i+1}}{l_{i+1}} \right)$$

$$R_i = R_i + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

✳ Système (2) sous q_1

$$M_0 l_1 + 2 M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -6 \left(\frac{W_1 a_1}{l_1} + \frac{W_2 b_2}{l_2} \right)$$

$$M_0 = M_2 = 0$$

$$l_1 = l_2$$

$$a_1 = b_2 = \frac{l_1}{2} = \frac{l_2}{2}$$

$$W_1 = W_2 = \frac{2}{3} \cdot q_1 \cdot \frac{l_1^2}{8} \cdot l_1 = \frac{1}{12} q_1 l_1^3 = 7,48 \text{ t.m}^2$$

$$2 M_1 (2 l_1) = -6 \cdot 2 \cdot \frac{7,48}{l_1} \cdot \frac{l_1}{2}$$

$$4 M_1 - 1_1 = -6 \cdot 7,48 \implies M_1 = \frac{-6 \cdot 7,48}{4 \cdot 4,35}$$

$$\implies M_1 = -2,58 \text{ t.m} \quad \text{moment au droit de l'appui intermédiaire}$$

$$R_0 = R_0^o + \frac{M_1 - M_0}{l_1} = 2,37 + \frac{-2,58}{4,35} = 1,78 \text{ t}$$

$$R_0 = R_2 = 1,78 \text{ t}$$

$$R_1 = R_1^o + \frac{M_0 - M_1}{l_1} + \frac{M_2 - M_1}{l_2} = 2 \times 2,37 + \frac{2,58}{4,35} + \frac{2,58}{4,35}$$

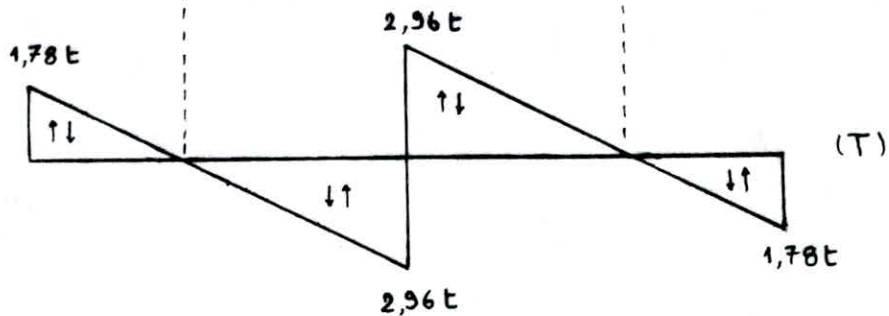
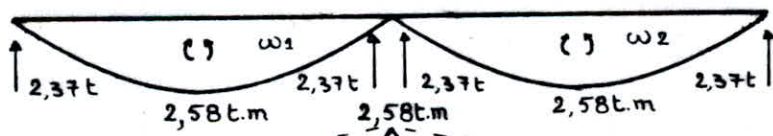
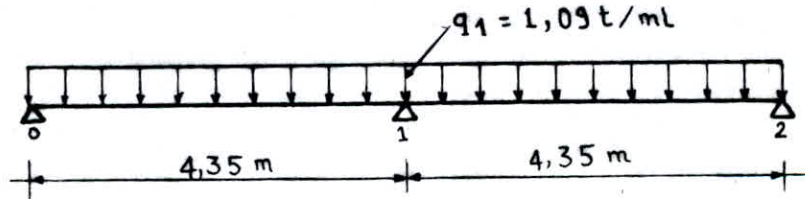
$$R_1 = 5,92 \text{ t}$$

$$T(x) = 1,78 - 1,09 x = 0 \implies x = 1,63 \text{ m}$$

$$M(x) = 1,78 x - \frac{1,09}{2} x^2$$

Le moment en $x = 1,63$ est maximal et vaut :

$$\underline{M_{t \text{ max}} = 1,45 \text{ t.m}}$$



* Système (3) sous $q_1 - q_2$

$$M_o l_1 + 2 M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -6 \left(\frac{W_1 a_1}{l_1} + \frac{W_2 b_2}{l_2} \right)$$

$$M_o = M_2 = 0$$

$$l_1 = l_2$$

$$W_1 = W_2 = 0,393 \text{ t.m}^2$$

$$a_1 = a_2 = 2,404 \text{ m}$$

$$b_1 = b_2 = 1,946 \text{ m}$$

$$2 M_1 (2 l_1) = -6 \left(\frac{0,393 \times 2,404}{4,35} + \frac{0,393 \times 1,946}{4,35} \right)$$

$$4 \times 4,35 \times M_1 = -2,358$$

$$\implies M_1 = -0,135 \text{ t.m}$$

$$R_o = R_o^o + \frac{M_1 - M_o}{l_1} = 0,209 + \frac{-0,135}{4,35} = 0,178 \text{ t}$$

$$R_o = R_2 = 0,178 \text{ t}$$

$$R_1 = R_1^o + \frac{M_o - M_1}{l_1} + \frac{M_2 - M_1}{l_2}$$

$$R_1 = 2 \times 0,209 + \frac{0,135}{4,35} + \frac{0,135}{4,35}$$

$$R_1 = 0,658 \text{ t}$$

$$M(x) \text{ max} \implies \frac{\partial M(x)}{\partial x} = T(x) = 0$$

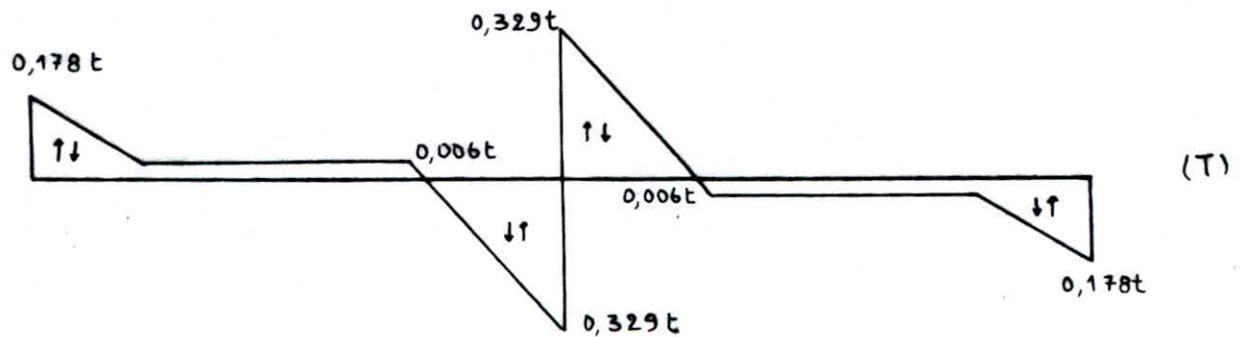
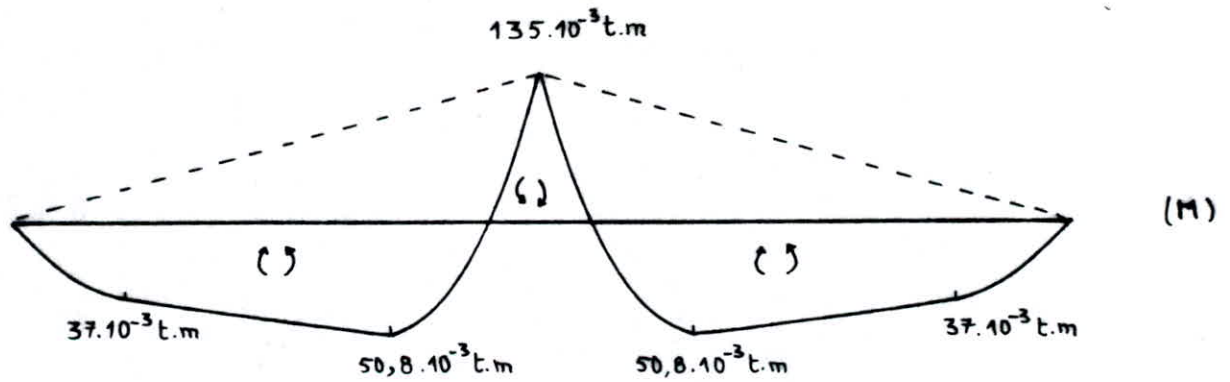
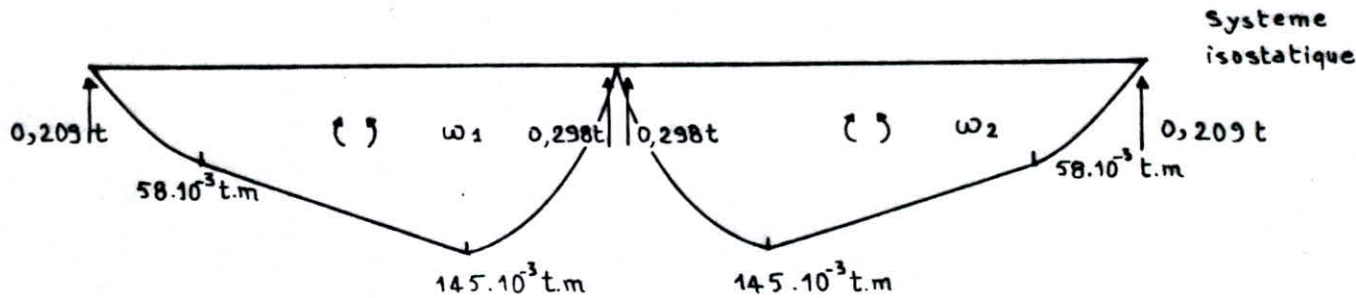
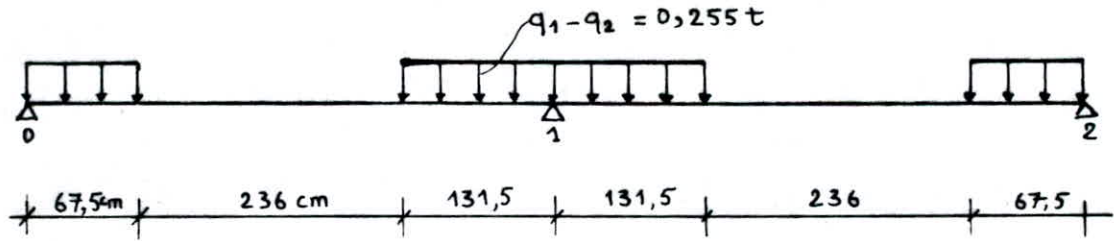
$$T(x) = 0,178 - 0,255 \times 0,675 - 0,255 (x - 3,035) = 0 \implies x = 3,058 \text{ m}$$

Le moment max en travée est donné pour $x = 3,058 \text{ m}$

$$M(x) = 0,178 x - 0,255 \times 0,675 \cdot \left(x - \frac{0,675}{2} \right) - 0,255 \frac{(x-3,035)^2}{2}$$

$$M(x) = -0,1275 x^2 + 0,78 x - 1,116$$

$$\underline{M_t \text{ max} = 76,9 \times 10^{-3} \text{ t.m}}$$



* Système (1) sous q_1 et q_2

. Moment sur appui : $M_a = M_1^{(2)} - M_1^{(3)} = (-2,58) - (-0,135)$

$M_a = -2,445 \text{ t.m}$ Palier de repos

. Moment max en travée : Il est obtenu en $x = 1,63 \text{ m}$ à partir de l'appui gauche et symétriquement.

$x = 1,63 \text{ m} \longrightarrow M_t^{(2)} = 1,45 \text{ t.m}$

$M_t^{(3)} = 0,07 \text{ t.m}$

$M_{tmax} = M_t^{(2)} - M_t^{(3)} = 1,45 - 0,07 = 1,38 \text{ t.m}$

$M_{tmax} = 1,38 \text{ t.m}$ volée

. L'effort tranchant maximum est obtenu à l'appui intermédiaire

$T_{max} = T^{(2)}_{max} - T^{(3)}_{max} = 5,92 - 0,658$

$T_{max} = 5,262 \text{ t}$

4. DETERMINATION DES ARMATURES :

. En travée : $M_t = 1,380 \text{ t. m}$

$\mu = \frac{15M_t}{a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 1,38 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 15^2}$

$\mu = 0,03 \longrightarrow K = 51,5$
 $\epsilon = 0,9248$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{51,5} = 54,37 \text{ Kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$ donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Armatures principales :

$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1,38 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9248 \times 15} = 3,55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Nous adopterons 6 T 12 /ml = 6,78 cm²/ml espacées de t = 17 cm

. Appui intermédiaire : $M_a = - 2,445 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 2,445 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 15^2} = 0,0582 \longrightarrow K = 34,9$$

$$\epsilon = 0,8998$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{34,9} = 80,23 \text{ Kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ donc pas d'armatures comprimées}$$

. Armatures principales :

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{2,445 \times 10^5}{2800 \times 0,8998 \times 15} = 6,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous adopterons 6 T 12 /ml = $6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$ espacées de $t = 17 \text{ cm}$

Sur appuis de rive nous tenons compte de 50 % du moment en travée compte tenu de l'encastrement partiel autrement dit 50 % des armatures tendues.

5. VERIFICATIONS :

. Contraintes :

- En travée :

$$\bar{w} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 15} = 0,301 \longrightarrow K = 43,0$$

$$\epsilon = 0,9138$$

$$\sigma_a = \frac{M_t}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1,38 \cdot 10^5}{4,52 \times 0,9138 \times 15} = 2227,4 \text{ Kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2227,4}{43} = 51,8 \text{ Kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

- Sur appui :

$$\bar{w} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 7,70}{100 \times 15} = 0,513 \longrightarrow K = 31,5$$

$$\epsilon = 0,8924$$

$$\sigma_a = \frac{M_a}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{2,445 \times 10^5}{7,70 \times 0,8924 \times 15} = 2372,1 \text{ Kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2372,1}{31,5} = 75,31 \text{ Kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,69 \cdot b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 15 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,45 \text{ cm}^2 < \min(A_a, A_t) \text{ vérifié}$$

. Condition de non fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{K \gamma}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left(\frac{K \gamma}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b \right)^{\frac{1}{2}}$$

- En travée : $\bar{w}_f = A/B_f = 6,78/400 = 0,017$; $\phi_{\max} = 12 \text{ mm}$

$$\sigma_1 = 2906 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifiée}$$

- Sur appui : $\bar{w}_f = A/B_f = 6,78 / 400 = 0,017$; $\phi_{\max} = 12 \text{ mm}$

$$\sigma_1 = 2906 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

. Condition aux appuis :

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$$

. Appui intermédiaire :

$$T = 5,262 \cdot 10^3 \text{ Kg}$$

$$M = - 2,445 \cdot 10^5 \text{ Kg.cm}$$

$$z = 7/8 h = 13,125 \text{ cm}$$

$$T + \frac{M}{z} = - 1,34 \cdot 10^4 < 0$$

Donc les armatures inférieures au niveau de l'appui intermédiaire ne sont soumises à aucun effort de traction.

. Appuis de rive :

$$T = 178 \text{ Kg}$$

$$M = - 0,5 \times 2,445 \cdot 10^5 \text{ Kg.cm}$$

$$z = 13,125 \text{ cm}$$

$$T + \frac{M}{z} = - 9,14 \cdot 10^4 < 0$$

De même pour les appuis de rive, les armatures inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

. Flèche :

$$\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \implies A \leq \frac{43.bh}{\sigma_{en}}$$

$$\frac{43.bh}{\sigma_{en}} = \frac{43.100.15}{4200} = 15,36$$

$$A = 6,78 \text{ cm}^2 < 15,36. \text{ vérifiée}$$

6 - ARMATURES TRANSVERSALES :

$$\text{Contrainte maximale de cisaillement : } \tau_b = \frac{T}{b.z}$$

$$T = 5,262.10^3 \text{ Kg}$$

$$z = \frac{7}{8} h, \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\tau_b = 4,01 \text{ Kg/cm}^2$$

La contrainte maximale de compression du béton dans la section d'appui est:

$$\sigma'_b = 75,31 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\text{donc } \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{bo}} \right) \cdot \bar{\sigma}'_{bo} = \left(4,5 - \frac{75,31}{67,5} \right) \cdot 5,9 = 19,97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 4,01 < \bar{\sigma}_b$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Nous utiliserons des cadres perpendiculaires à la ligne moyenne de diamètre $\phi_t \geq 0,3 \phi 1 \text{ max}$

$$\text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{leur espacement sera } t \leq \bar{t} = \max \left[h \left(1 - \frac{0,3\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right); 0,2 h \right]$$

$$t \leq 12 \text{ cm}$$

$$3 \text{ cadres} \implies A_t = 6 T 8 = 3,01 \text{ cm}^2$$

EN RESUME :

Armatures principales :

- en travée : 6 T 12 /ml, t = 17cm
- sur appui intermédiaire : 6 T 12 /ml, t = 17cm
- sur appui de rive : 6 T 10 /ml, t = 17 cm

Armatures transversales :

$$A_t = 6 T 8$$

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

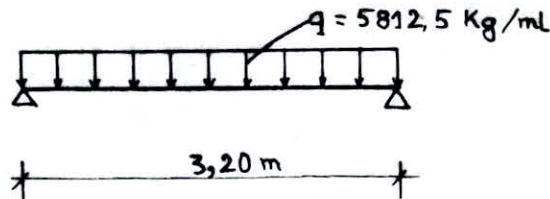
II-4 POUTRE PALIERE :

La poutre palière sert d'appui au palier intermédiaire.

Elle reprend :

- son poids propre $2500 \times 0,30 \times 0,40 \dots\dots\dots 300 \text{ Kg/ml}$
 - la réaction du palier $\dots\dots\dots 5262 \text{ Kg/ml}$
 - la charge et la surcharge du palier $835 \times 0,30 \dots\dots\dots 250,5 \text{ Kg/ml}$
-
- $q = 5812,5 \text{ Kg/ml}$

1. Schéma statique et évaluation des efforts internes :



Moment isostatique : $M_o = \frac{ql^2}{8} = 7440 \text{ Kg.m}$

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités nous avons :

- en travée : $M_t = 0,75 M_o = 5580 \text{ Kg.m}$
- sur appuis : $M_a = 0,40 M_o = 2976 \text{ Kg.m}$

L'effort tranchant est maximum à l'appui et vaut : $T_{max} = \frac{ql}{2}$
 $T_{max} = 9300 \text{ Kg.}$

2. Calcul des armatures longitudinales :

* En travée : $M_t = 5580 \text{ Kg.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 5580 \cdot 10^2}{2800 \cdot 30 \cdot 38^2} = 0,0690 \longrightarrow \begin{matrix} K = 31,4 \\ \epsilon = 0,8922 \end{matrix}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{31,4} = 89,17 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 5,88 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \text{ T } 16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

* sur appuis : $M_a = - 2976 \text{ Kg.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 2976 \cdot 10^2}{2800 \cdot 30 \cdot 38^2} = 0,0368 \longrightarrow K = 46,0$$

$$\varepsilon = 0,9180$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 60,87 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \implies A' = 0$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 3,05 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \text{ T } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

3. VERIFICATIONS :

. Contraintes :

- en travée : $A = 6,03 \text{ cm}^2$, $M_t = 5580 \text{ Kg.m}$

$$\bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 6,03}{30 \cdot 38} = 0,529 \longrightarrow K = 30,9$$

$$\varepsilon = 0,8911$$

$$\sigma_a = \frac{M_t}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{5580 \cdot 10^2}{6,16 \cdot 0,8911 \cdot 38} = 2678,13 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2678,13}{30,9} = 87,81 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

- Aux appuis : $A = 3,39 \text{ cm}^2$, $M_a = 2976 \text{ Kg.m}$

$$\bar{w} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3,39}{30 \cdot 38} = 0,297 \longrightarrow K = 43,3$$

$$\varepsilon = 0,9143$$

$$\sigma_a = \frac{M_a}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = 2247,77 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 55,78 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

. Conditions de non fissuration :

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \quad \gamma = 1,6$$

$$\sigma_1 = \frac{\gamma K}{\phi} \cdot \frac{\bar{w} f}{1 + 10 \bar{w} f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

$$\text{- En travée : } \sigma \text{ max} = 16, \quad \bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{6,03}{2 \times 2 \times 30} = 0,051$$

$$\sigma_1 = 5790 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{- Aux appuis : } \sigma \text{ max} = 12; \quad \bar{w}_f = \frac{3,39}{2 \times 2 \times 30} = 0,028$$

$$\sigma_1 = 4848,5 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \quad \text{vérifiée}$$

Il n'y a donc pas risque de fissuration.

. Condition de non fragilité :

$$A \text{ min} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 30 \times 38 \frac{5,9}{4200} = 1,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{- En travée : } A = 6,03 \text{ cm}^2 > A \text{ min}$$

$$\text{- Aux appuis : } A = 3,39 \text{ cm}^2 > A \text{ min}$$

. Flèche :

$$1) A \leq b h \cdot \frac{43}{\sigma_{en}}$$

$$b h \cdot \frac{43}{\sigma_{en}} = 30 \cdot 38 \cdot \frac{43}{4200} = 11,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{max} (A_t, A_a) = 6,16 \text{ cm}^2 < 11,67 \text{ cm}^2$$

$$2) \frac{ht}{1} \geq \frac{1}{16} = 0,06$$

$$\frac{ht}{1} = \frac{40}{320} = 0,125 > 0,06$$

$$3) \frac{ht}{1} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_o} = \frac{1}{10} \cdot \frac{5580}{7440} = 0,075$$

$$\frac{ht}{1} = 0,125 > 0,075$$

Les trois conditions étant vérifiées, il est inutile de justifier la flèche.

. Cisaillement.

Valeur maximale de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad \text{avec } T = 9300 \text{ Kg}; \quad b = 30 \text{ cm}; \quad z = \frac{7}{8} h = 33,25 \text{ cm}$$

$$\tau_b = 9,32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 55,78 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ Kg/cm}^2 \implies \bar{\tau}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

Nous utiliserons des cadres perpendiculaires à la ligne moyenne

4. Calcul des armatures transversales :

Nous utiliserons des cadres de diamètre $\phi_t \geq 0,3 \phi_1$

Un cadre de diamètre $\phi 8$ + un etrier $\phi 8$
 dont $A_t = 3 \phi 8 = 1,50 \text{ cm}^2$

L'espacement t de ces cadres doit être inférieur à

$$\bar{t} = \max \left[h \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right); 0,2 h \right] = \max [19,99; 7,6]$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}; \quad \bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en}; \quad \rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_b} = 0,82 > \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,82 \cdot 4200 = 3444 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{1,50 \cdot 33,25 \cdot 3444}{9300} = 13,91 \text{ cm}$$

Nous prendrons un espacement $t = 15 \text{ cm}$

En résumé :

Armatures longitudinales : en travée : 3 T 16

sur appui : 3 T 12 +

Armatures transversales : 3 $\phi 8$ espacées de $t = 15 \text{ cm}$.

II.5 ACROTÈRE

Un acrotère est assimilé à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse.

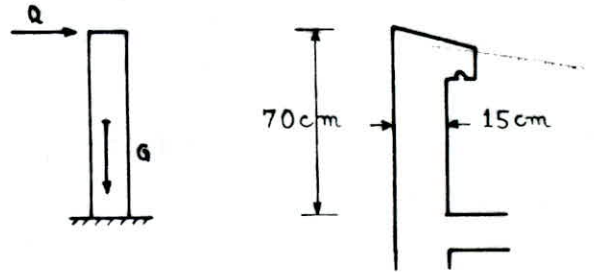
Cette console sera soumise à :

- Son poids propre
- Une surcharge Q à l'extrémité supérieure due à une main courante

Elle aura pour dimensions :

- Epaisseur : 0,15 m
- Hauteur : 0,70 m

On considèrera une section de calcul de $b \times h_t = 100 \times 15 \text{ cm}^2$



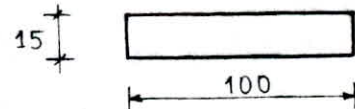
La section la plus dangereuse (encastrement) travaillera en flexion composée sous :

L'effort normal de compression : $N' = 0,15 \times 0,70 \times 2500 = 262,5 \text{ Kg/ml}$

le moment : $M = 1,2 \times 100 \times 0,70 = 84 \text{ Kg m /ml}$

- Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{84}{262,5} = 0,32 \text{ m} = 32 \text{ cm}$$



$$e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{15}{6} = 2,5 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \implies$ La section est partiellement comprimée

- Détermination des contraintes admissibles :

$$\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b0} = 2 \times 68,5 = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

- Méthode de calcul (P.CHARON)

Au lieu d'être calculée en flexion composée, la section partiellement comprimée sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif \mathcal{M} égal au moment de l'effort normal par rapport au centre de gravité des aciers tendus.

- Vérifications :

. Fissuration

$$\sigma_1 = K \frac{\gamma}{\emptyset} \times \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left(\frac{K \cdot \gamma}{\emptyset} \cdot \bar{\sigma}_b \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$K = 1,5 \times 10^6 \text{ (fissuration peu nuisible)}$$

$$\gamma = 1,6 \text{ (acier haute adhérence)}$$

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd} = \frac{1,41}{2 \times 100 \times 2} = 3,5 \times 10^{-3}$$

$$\emptyset = 6 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{6} \times \frac{3,5 \times 10^{-3}}{1 + 3,5 \times 10^{-2}} = 1352,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left(\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{6} \times 5,9 \right)^{\frac{1}{2}} = 3686,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1; \sigma_2) = 3686,9 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

Il n'y a donc pas risque de fissuration.

. Cisaillement

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T - \frac{M}{z}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 1,41 \times 2800 = 3948 \text{ Kg}$$

$$T - \frac{M}{z} = 120 - \frac{9844}{\frac{7}{8} \times 13} = -745 < 0 \implies \text{pas de cisaillement}$$

chapitre 3

Etude au Seisme

3.1 Introduction

3.2 Etude de la réponse dynamique de la structure

3.3 Calcul des rigidités

3.4 Résultats

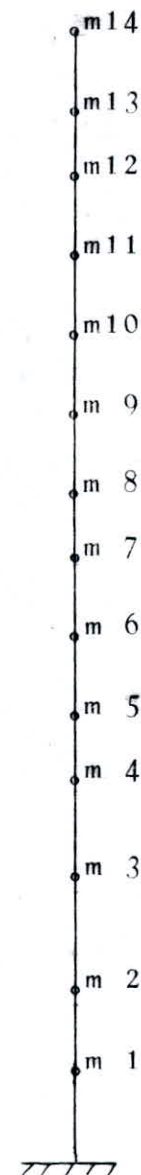
III-1 - INTRODUCTION :

Nous nous proposons dans cette partie d'évaluer la réponse dynamique de notre structure, et ce par la méthode donnée dans le règlement parasismique Algérien (RPA 81)

Modélisation de la structure

Nous avons choisi pour modèle dynamique la console fictive à charges concentrées et parfaitement encastree.

i	MASSE (t) M	hi (m)
1	1256,94	3,06
2	1077,15	4,845
3	763,55	3,655
4	747,45	3,06
5	724,73	3,06
6	670,22	3,06
7	670,22	3,06
8	670,22	3,06
9	651,63	3,06
10	633,04	3,06
11	653,49	3,06
12	474,16	3,06
13	492,86	3,06
14	307,78	3,06



III-II - ETUDE DE LA REPOSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

Etapes à suivre pour l'évaluation de la sollicitation sismique :

- 1°) Détermination des caractéristiques dynamiques de la structure (formes et périodes propres)
- 2°) Calcul du facteur de contribution de chaque mode
- 3°) Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen pour chaque mode
- 4°) Evaluation des forces sismiques de calcul pour chaque mode
- 5°) Evaluation de la sollicitation maximale résultante

1°) Détermination des caractéristiques dynamiques de la structure

Les formes et les périodes propres du système sont données par l'équation suivante :

$$M \ddot{v} + C \dot{v} + K v = P(t)$$

Qui est l'équation du mouvement d'un oscillateur pouvant se déformer par rapport à sa base qui reste fixe et auquel on a appliqué des forces extérieures variables dans le temps aux noeuds.

✓ M : Matrice masse

✓ C : Amortissement

✓ K : Matrice rigiditée *des noeuds*

✓ v : Vecteur des déplacements que subissent les noeuds de l'oscillateur

En l'absence de forces extérieures et en négligeant l'amortissement du système l'équation précédente devient :

$$M \ddot{v} + K v = 0$$

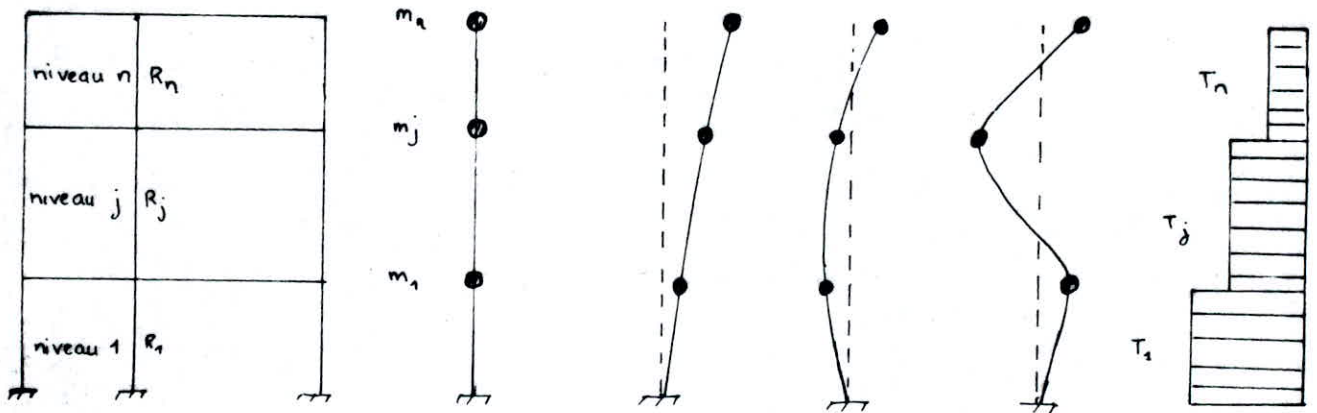
La résolution de cette équation fournit les valeurs des pulsations w_i relatives aux n modes de vibration.

✓ A chaque pulsation propre w_i correspond une forme propre ϕ_i tel que :

$$(K - w_i^2 M) \phi_i = 0$$

Méthode de calcul des caractéristiques dynamiques :

Nous avons choisi la méthode de HOLZER qui est une méthode itérative basée sur la rigidité relative de niveau et qui se prête très bien pour des bâtiments contreventés par portiques.



Par définition la rigidité de niveau j est donnée par

$$R_j = \frac{T_j}{x_j - x_{j-1}} \implies x_{j-1} = x_j - \frac{T_j}{R_j} \quad (1)$$

T_j est donné par :

$$T_j = \sum_{k=j}^n m_k \cdot w^2 \cdot x_k(t)$$

L'équation (1) devient :

$$x_{j-1} = x_j - \frac{w^2}{R_j} \sum_{k=j}^n m_k \cdot x_k(t) \quad (2)$$

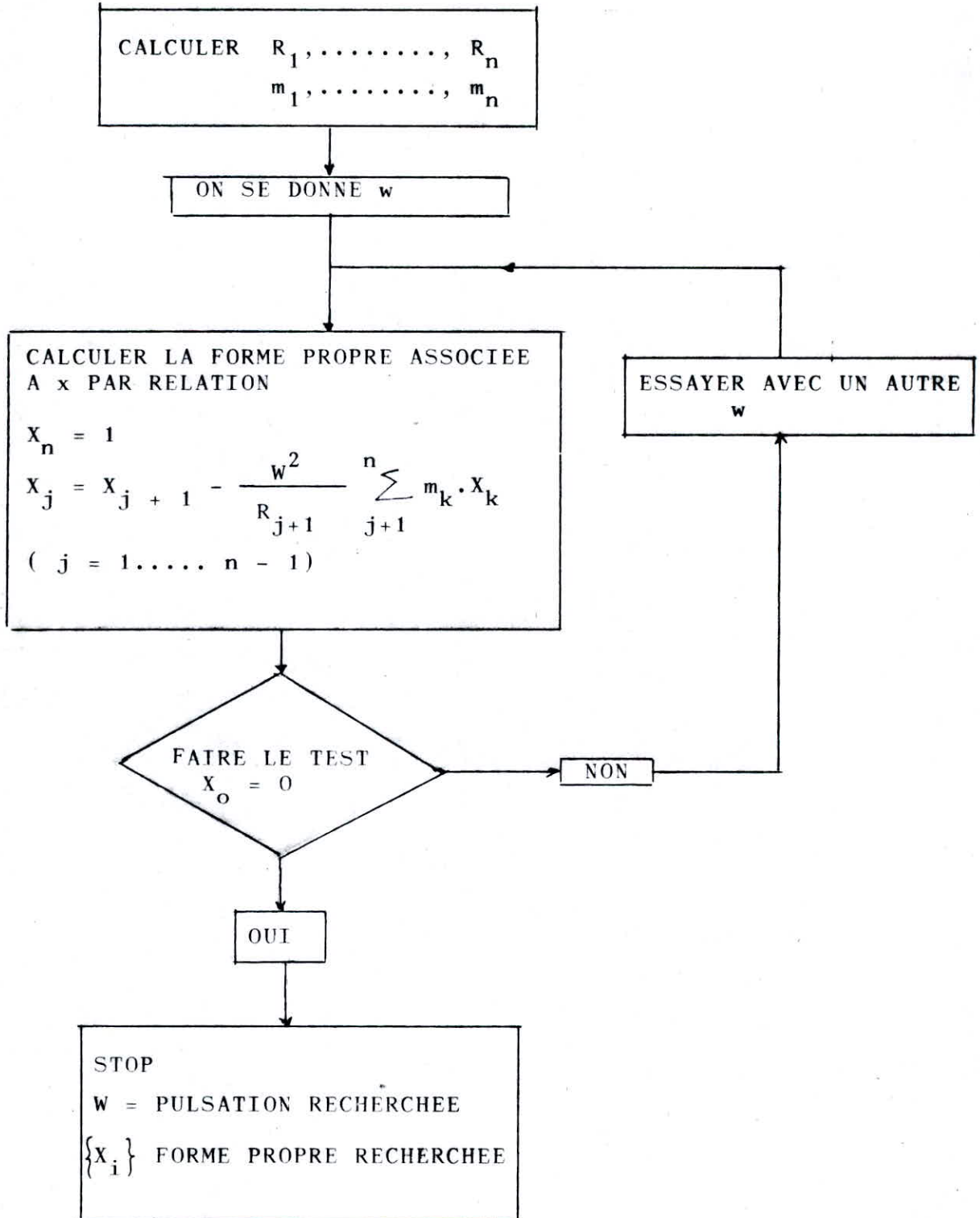
On a :

$$x_j(t) = X_j \sin(wt + \varphi)$$

En remplaçant dans (2) on a :

$$X_{j-1} = X_j - \frac{w^2}{R_j} \sum_{k=j}^n m_k \cdot X_k$$

ORGANIGRAMME



En second lieu nous avons calculé le mode fondamental d'après RAYLEIGH, cette méthode permet la détermination de la pulsation fondamentale d'un système oscillant ayant n degré de liberté. Elle est basée sur la loi de conservation de l'énergie qui s'écrit :

$E_{\text{tot}} = E_c(t) + E_p(t) = \text{cste}$ où $E_c(t)$ et $E_p(t)$ représentent respectivement l'énergie cinétique et l'énergie potentielle à un instant t.

Pour un système oscillant à n degré de liberté, les masses m_k auront des élongations $x_k(t)$ mesurées à partir de la position d'équilibre statique.

$$d'où E_c(t) = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n m_k \cdot x_k^2(t)$$

$$E_p(t) = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n m_k \cdot g \cdot x_k(t)$$

dans le cas du mode fondamental, les solutions sont des harmoniques simples :

$$x_k(t) = x_k \cdot \sin(\omega_1 t + \varphi_1) \text{ où } x_k - \text{amplitude}$$

$$\omega_1 - \text{pulsation fondamentale}$$

$$\varphi_1 - \text{déphasage du mode fondamental}$$

Pendant son mouvement, le système passe par deux positions extrêmes où $E_c = 0$ et $E_p = E_p^{\text{max}}$ et par la position d'équilibre statique où $E_c = E_c^{\text{max}}$ et $E_p = 0$

L'expression initiale de l'énergie totale devient :

$$E_p^{\text{max}} = E_c^{\text{max}}$$

Ce qui se traduit par :

$$\frac{1}{2} \sum_{k=1}^n Q_k x_k = \frac{1}{2} \omega_1^2 \sum_{k=1}^n m_k x_k^2$$

Vu que :- la déformée statique respecte les liaisons, exactement de la même manière que le système dynamique
 - la forme de la déformée statique peut-être considérée comme étant proportionnelle avec celle de la position extrême du mode fondamental de vibration, à la place des valeurs des amplitudes x_k pourront-être introduites les valeurs des déplacements statiques correspondant à l'action des charges $Q_k = g \cdot m_k$ dans la direction des degrés de

liberté dynamiques,

d'où l'expression de la pulsation fondamentale :

$$w_1^2 = g \frac{\sum_{k=1}^n m_k \cdot x_k}{\sum_{k=1}^n m_k \cdot x_k^2}$$

APPLICATION :

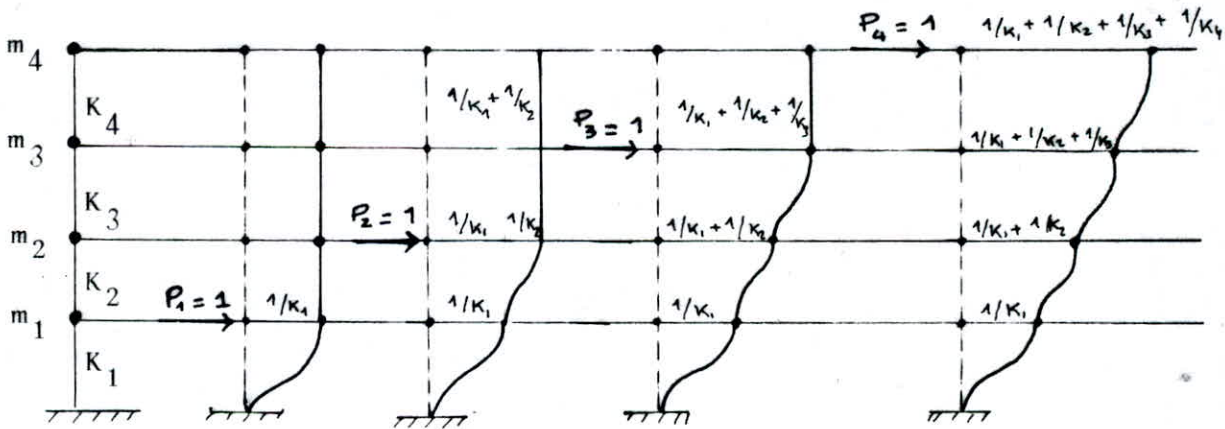
Notre système de calcul est une console à masses concentrées encastré à sa base et à inertie variable.

Pour la détermination de la pulsation fondamentale, nous avons établi un programme de calcul tenant compte des deux types de plancher.

La différence entre ces deux cas réside dans la détermination des déplacements statiques sous l'application des charges unitaires.

Nous formulons la matrice de souplesse pour les deux cas en utilisant l'exemple d'un système à 4 degrés de liberté.

1er CAS : plancher indéformable.



$$\Delta(i, j) = \begin{pmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13} & \delta_{14} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \delta_{23} & \delta_{24} \\ \delta_{31} & \delta_{32} & \delta_{33} & \delta_{34} \\ \delta_{41} & \delta_{42} & \delta_{43} & \delta_{44} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1/K_1 & 1/K_1 & 1/K_1 & 1/K_1 \\ 1/K_1 & 1/K_1 + 1/K_2 & 1/K_1 + 1/K_2 & 1/K_1 + 1/K_2 \\ 1/K_1 & 1/K_1 + 1/K_2 & 1/K_1 + 1/K_2 + 1/K_3 & 1/K_1 + 1/K_2 + 1/K_3 \\ 1/K_1 & 1/K_1 + 1/K_2 & 1/K_1 + 1/K_2 & \sum_{i=1}^4 1/K_i \end{pmatrix}$$

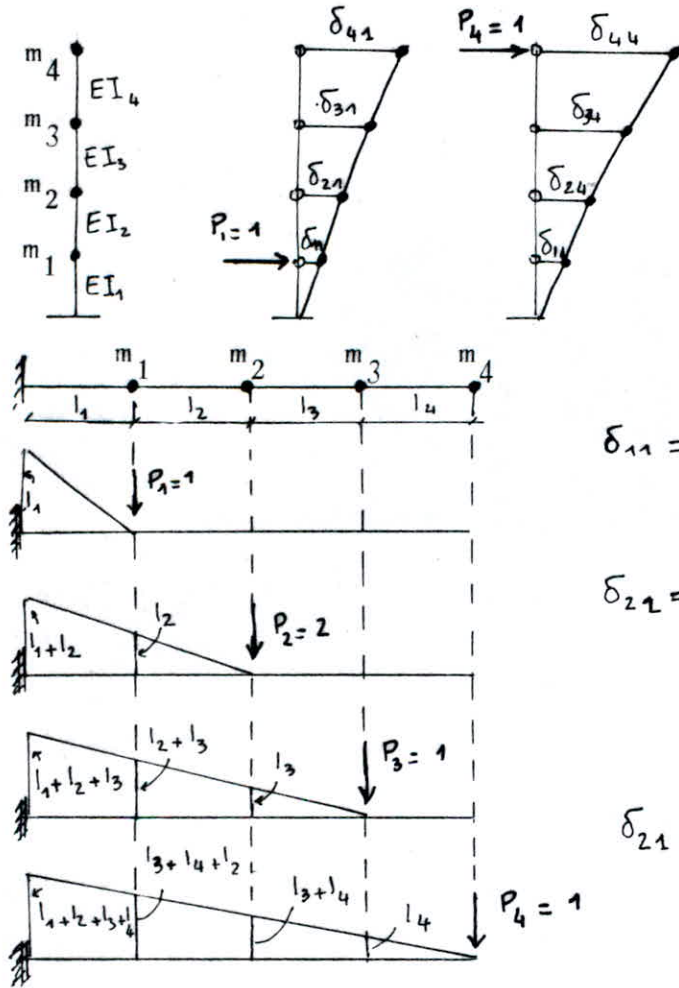
Nous remarquons que la matrice (i,j) est symétrique.

Ces éléments sont déterminés par la formule générale suivante :

$$\delta_{ij} = \sum_{p=1}^i \frac{1}{K_p} \quad K_p \text{ raideur de l'étage } p$$

$i < j$

2eme cas : Plancher déformable



$$\delta_{11} = \frac{1}{EI_1} \cdot \frac{1}{2} l_1 \cdot l_2$$

$$\delta_{22} = \frac{1}{EI_1} \left[l_1 \cdot l_2 \cdot \left(l_2 + \frac{1}{2} l_1 \right) + \frac{1}{2} l_1^2 \left(l_2 + \frac{2}{3} l_1 \right) \right] + \frac{1}{EI_2} \left(\frac{1}{2} l_2^2 \cdot \frac{2}{3} l_2 \right)$$

$$\delta_{21} = \delta_{12} = \frac{1}{EI_1} \left(\frac{1}{2} l_1^2 \cdot \left(l_2 + \frac{2}{3} l_1 \right) \right)$$

la formule générale est donnée par :

$$\delta_{ij} = \sum_{m=1}^i \left[\frac{l_m}{EI_m} \left(\frac{1}{3} l_m^2 + \frac{1}{2} l_m \left(\sum_{p=m+1}^j l_p + \sum_{k=m+1}^i l_k \right) \right) + \sum_{p=m+1}^j l_p \cdot \sum_{k=m+1}^i l_k \right]$$

III-3. CALCUL DES RIGIDITES

Nous allons calculer les rigidités dans le sens de "MUTO".

La méthode de MUTO est basée sur la rigidité relative de niveau d'un portique dont MUTO suggère comme valeur la rigidité avec poteaux parfaitement encastres multipliée par un coefficient "a" correcteur tenant compte de la flexibilité des poutres arrivant aux noeuds.

R^∞ : Rigidité relative de niveau d'un portique avec poteaux parfaitement encastres (poutres infiniment rigides)

R : Rigidité relative de niveau d'un portique corrigé au sens de "MUTO"

$$R = a R^\infty$$

Etapes de calcul :

* Calcul des raideurs des poteaux et des poutres

$$K_{pot} = \left(\frac{I}{h_e} \right) \quad I : \text{inertie de l'élément considéré (poteau ou poutre)}$$

$$K_{pout} = \left(\frac{I}{L} \right) \quad h_e : \text{Hauteur du poteau considéré}$$

$$L : \text{portée de la poutre considérée}$$

* CALCUL DES COEFFICIENTS \bar{K} RELATIFS AUX PORTIQUES TRANSVERSALES ET LONGITUDINALES ET "a"

			COEF. COR. "a"	FORMULE GENERALE
ETAGE COURANT			$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\frac{\sum K_i \text{ Poutre sup. et infér}}{2 K_p}$
1ER	ENCASTRE 		$a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\frac{\sum K_i \text{ poutre sup}}{K_p}$
	ARTICULE 		$a = \frac{0,5 \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\frac{\sum K_i \text{ poutre sup}}{K_p}$

1) Calcul des rigidites des poteaux suivant les deus sens :

a) étage courant

$$r = a \frac{12 EI}{h_e^3}$$

b) premier niveau

poteau encastré à la base $r = a \frac{12 EI}{h_e^3}$

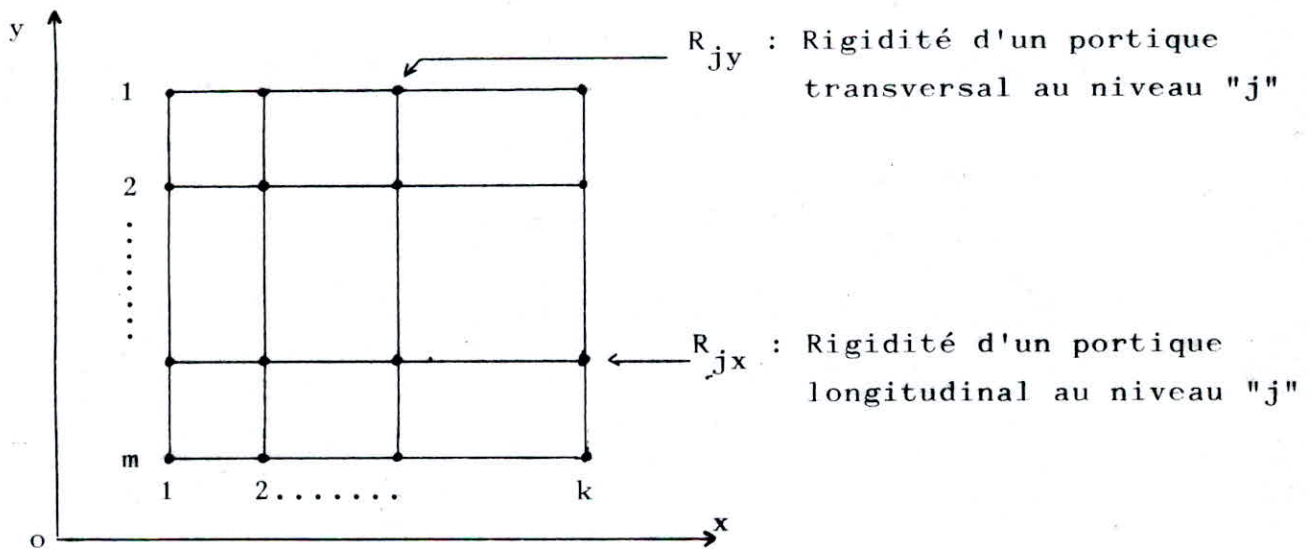
poteau articulé à la base $r = a \frac{3 EI}{h_e^3}$

avec : E = module de YOUNG longitudinal du béton armé

I = inertie de la section du poteau suivant le sens considéré

h_e = hauteur du poteau

2) Calcul des rigidités relatives de niveau des portiques transversaux et longitudinaux



Portique longitudinal

$$R_{jx} = \sum_{i=1}^k a_i \frac{12 EI_i}{h_j^3}$$

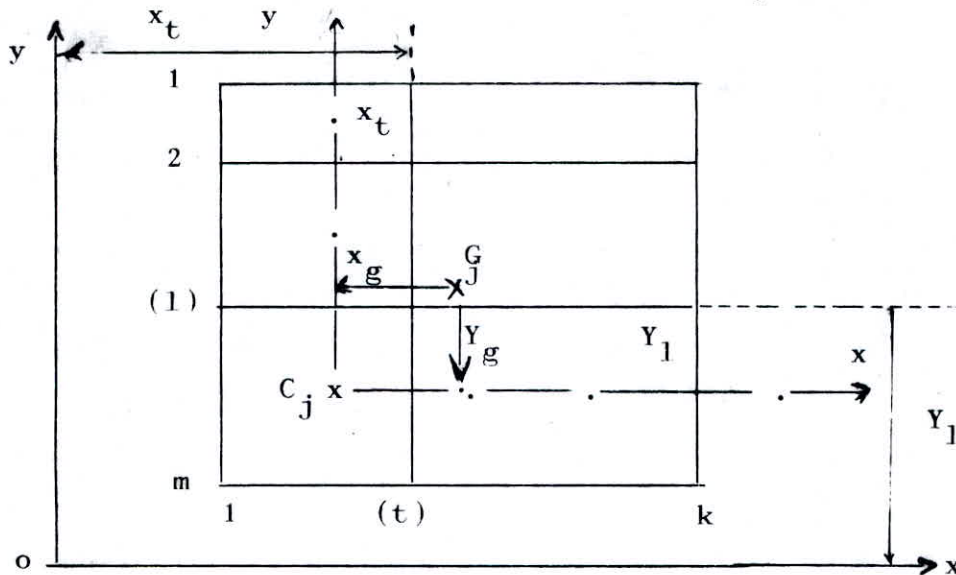
I_i = inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section du poteau "i" parallèle à l'axe "y"

Portique transversal

$$R_{jy} = \sum_{i=1}^m a_i \frac{12 EI_i}{h_j^3}$$

I_i = inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section du poteau "i" parallèle à l'axe "x"

* Détermination du centre de torsion (c_j) à étage (j)



1^{er} cas $T = 0,45 \Delta$

2^{es} cas $T = 0,1477 \Delta$

. C_j : centre de torsion à l'étage "j"

$C_j \begin{pmatrix} x_c \\ y_c \end{pmatrix}$ coordonnées de C_j par rapport à $(o x y)$

. G_j : centre de gravité du plancher "j"

. $G_j \begin{pmatrix} x_j \\ y_j \end{pmatrix}$ coordonnées de G_j par rapport au nouveau repère $(C_j; x; y)$

. 0 : point quelconque

. $ox; oy$ axes parallèles aux directions principales du bâtiment.

. x_t : distance d'un portique transversal à l'axe oy

. y_l : distance d'un portique longitudinal à l'axe ox

on a :

$$x_c = \frac{\sum_{t=1}^k R_{jt} \cdot x_t}{\sum_{t=1}^k R_{jt}} \quad ; \quad y_c = \frac{\sum_{l=1}^m R_{jl} \cdot y_l}{\sum_{l=1}^m R_{jl}}$$

Détermination de la rigidité à la torsion à l'étage "j" :

$$R_{j\theta} = \sum_{t=1}^k R_{jt} \cdot (X_t)^2 + \sum_{l=1}^m R_{jl} \cdot (Y_l)^2$$

$R_{j\theta}$ = rigidité à la torsion de l'étage "j"

X_t : distance d'un portique transversal à l'axe C_y

Y_l : distance d'un portique longitudinal à l'axe C_x

Répartition des efforts tranchants par étage aux différents portiques.

$$V_{jx}^1 = V_{jx} \frac{R_{j1}}{\sum_{l=1}^m R_{jl}} + V_{jx} Y_g \frac{R_{j1} Y_g}{R_{jo}}$$

V_{jx}^1 : effort tranchant de niveau "j" revenant au portique longitudinal "1"

V_{jx} : effort tranchant engendré par le seisme dans le sens x à l'étage "j"

$$V_{jy}^{(t)} = V_{jy} \frac{R_{jt}}{\sum_{t=1}^k R_{jt}} + V_{jy} X_g \frac{R_{jt}}{R_{jo}} X_t$$

$V_{jy}^{(t)}$: effort tranchant de niveau "j" revenant au portique transversal "t"

V_{jy} : effort tranchant engendré par la seisme dans le sens Y à l'étage "j".

X2) Facteur de contribution de chaque mode

Il est donné par

$$\gamma_i = \frac{\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki}}{\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki}^2}$$

où

m_k : masse de l'étage k.

ϕ_{ki} : forme propre du ieme mode au k eme étage

k : indice de l'étage

i : rang du mode

n : nombre total d'étages.

3) Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen pour chaque mode :

La valeur de D_i sera déterminée d'après le type de sol en fonction de la période T du bâtiment (RPA- art.3.3.1.2)

- sol meuble

$$D_i = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T}}$$

- solde ferme

$$D_i = 2 \sqrt{\frac{0,3}{T}}$$

4) Evaluation des forces sismiques de calcul pour chaque mode

Les forces sismiques sont données par la relation

$$F_{ik} = A \cdot B \cdot D_i \cdot Q \cdot m_k \cdot \gamma_i \cdot \phi_{ik}$$

\times A = coefficient d'accélération de zone

\times $A = 0,15$

\checkmark B = facteur de comportement de la structure

\times $B = 0,25$

D_i = Facteur d'amplification dynamique moyen

\times Q = facteur de qualité

$$\times Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \text{ (art. 3.3.1.4 RPA)}$$

γ $Q = 1,2$ (sens transversal)

\times $Q = 1,2$ (sens longitudinal)

γ m_k = poids de l'étage K

γ γ_i = facteur de contribution pour chaque mode

\times ϕ_{ik} = forme propre du i eme mode au k eme étage

\times 5) Evaluation de la sollicitation maximale résultante

La force sismique de calcul résultante à l'étage K est donnée par la moyenne quadratique :

$$F_k = \sqrt{\sum_i F_{ki}^2}$$

III-4- RESULTATS

-1- Coordonnées des centres de gravités par niveau

NIVEAU	X_g (m)	Y_g (m)
1, 2, 4, ... 14	14,9	13,45
3	14,63	13,45

-2- Coordonnées du centre de torsion par niveau

NIVEAU	1, 2	3	4...11	12, 13	14
X_c (m)	16,39	16,12	16,39	16,01	15,53
Y_c (m)	14,94	14,94	14,94	14,56	14,085

-3- Rigidités à la torsion de chaque niveau et rigidités d'étage dans le sens transversal et longitudinal t/m

NIVEAU	$R_{jx} \cdot 10^6$	$R_{jy} \cdot 10^6$	$R_{jz} \cdot 10^6$
1	182,698	1,00414	1,02598
2	23,0592	0,123328	0,133674
3	28,4489	0,156083	0,166851
4	34,8512	0,199217	0,211536
5	34,43053	0,197195	0,210363
6	23,7325	0,136012	0,144161
7	19,0067	0,109144	0,116176
8	19,0069	0,109145	0,116177
9	19,0069	0,109145	0,116177
10	13,953	0,079610	0,0835818
11	13,953	0,079610	0,0835818
12	8,59666	0,0639752	0,0652653
13	4,22336	0,0321019	0,0311317
14	2,07124	0,0214015	0,0213117

-4- Rigidités des portiques transversaux par étage (Kg/cm)

Niveau	1	2	3,..6	7	8
1	125518,0	125518,0	125518,0	125518,0	125518,0
2	15416,0	15416,0	15416,0	15416,0	15416,0
3	20052,3	20052,3	20052,3	20052,3	15716,9
4	20498,3	26707,2	26707,2	26707,2	18474,9
5	18475,1	26707,5	26707,5	26707,5	18475,1
6	12987,7	18339,4	18339,4	18339,4	12987,7
7	10292,1	14760,0	14760,0	14760,0	10292,1
8	10292,2	14760,2	14760,2	14760,2	10292,2
9	10292,2	10292,2	10292,2	10292,2	10292,2
10	7817,4	10662,5	10662,5	10662,5	7817,4
11	7817,4	10662,5	10662,5	10662,5	7817,4
12	0,0	10662,5	10662,5	10662,5	0,0
13	0,0	5350,31	5350,31	5350,31	0,0
14	0,0	0,0	5350,38	0,0	0,0

-5- Rigidités des portiques longitudinaux par étage $\frac{t}{m}$

Niveau	1	2..3	4	5..6	7
1	146569	146569	146569	146569	146569
2	19096,3	19096,3	19096,3	19096,3	19096,3
3	23301,7	24606,5	21820,9	24606,5	23301,7
4	27899,9	32928,7	24021,0	32928,7	27899,9
5	27900,2	32928,9	22846,4	32928,9	27900,2
6	19359,8	22445,5	15659,1	22445,5	19359,8
7	15474,2	18152,6	12617,2	18152,6	15474,2
8	15474,3	18152,8	12617,4	18152,8	15474,3
9	15474,3	18152,8	12617,4	18152,8	15474,3
10	11428,9	12908,6	9089,8	12908,6	11428,9
11	11428,9	12908,6	9089,8	12908,6	11428,9
12	8376,13	9855,82	9089,8	9855,82	8376,13
13	4159,09	4562,71	4562,71	4562,71	4159,09
14	2756,23	3159,85	3159,85	3159,85	2756,23

- RESULTATS DYNAMIQUE -- Sens transversal

MODE	PULSATION (rd/s)	PERIODE (s)	FACTEUR DE CONTRIBUTION
1	5,54527	1,13297	1,50403
2	13,351	0,470573	-0,878693
3	20,0935	0,31267	0,57441
4	27,9061	0,225135	-0,321395
5	35,7596	0,175691	0,248029
6	40,5123	0,15508	-0,162337
7	47,5	0,132266	4,92305 E-02
8	54,0659	0,116203	-1,53476 E-02
9	61,3551	0,102398	4,05576 E-03
10	66,4938	9,44846 E-02	-1,13345 E-03
11	74,088	8,47996 E-02	1,08368 E-04
12	79,7028	7,88259 E-02	-1,28134 E-05
13	94,6206	6,63982 E-02	1,73421 E-07
14	96,0925	6,53812 E-02	-9,39676 E-08

1ER MODE

2EME MODE

3EME MODE

N	VECTEUR PROPRE	FORCE (t)	VECTEUR PROPRE	FORCE (t)	VECTEUR PROPRE	FORCE (t)
1	7,9931 E-03	2,53635	-1,46897 E-02	2,72326	2,88674 E-02	3,49838
2	0,118035	32,0978	-0,206833	32,8592	0,282179	29,3052
3	0,202463	39,0267	-0,333032	37,5045	0,403462	29,702
4	0,266203	50,2313	-0,408995	45,088	0,435858	31,4103
5	0,327469	59,9136	-0,457909	48,9459	0,401676	28,0671
6	0,410885	69,5212	-0,48503	47,9454	0,265436	17;1523
7	0,507013	85,786	-0,465365	46,0014	2,96454 E-02	1,91566
8	0,59349	100,418	-0,394405	38,987	-0,213517	-13,7973
9	0,668669	110,0	-0,279972	26,9077	-0,403578	-25,3556
10	1,0754772	120,622	-8,19501 E-02	7,65141	-0,530364	-32,3706
11	0,822269	135,654	0,127769	-12,3147	-0,486348	-30,643
12	0,880224	105,365	0,365314	-25,5477	-0,230375	-10,5319
13	0,955418	118,877	0,741857	-53,9268	0,417561	19,8421
14	1,0	77,6998	1,0	-45,3943	1,0	29,6746

- Sens longitudinal

MODE	PULSATION (rd/s)	PERIODE (s)	FACTEUR DE CONTRIBUTION
1	5,72276	1,09783	1,51948
2	13,6061	0,461753	-0,906448
3	20,4022	0,307939	0,585697
4	28,4385	0,22092	-0,327467
5	36,1767	0,173666	0,241042
6	41,2765	0,152209	-0,146774
7	48,4381	0,129704	4,42823 E-02
8	55,2098	0,113796	-1,33199 E-02
9	62,7924	0,100054	3,29206 E-03
10	68,31	9,19725 E-02	-8,62482 E-04
11	76,3635	8,22729 E-02	8,20229 E-05
12	82,1763	7,64532 E-02	-1,02077 E-05
13	96,7457	6,49397 E-02	1,62729 E-07
14	98,4622	6,38077 E-02	-8,04785 E-08

1ER MODE2EME MODE3EME MODE

N	VECTEUR PROPRE	FORCE (t)	VECTEUR PROPRE	FORCE (t)	VECTEUR PROPRE	FORCE (t)
1	6,60151 E-03	2,1163	-1,6394 E-02	3,13522	3,02604 E-02	3,73926
2	0,112781	30,9835	-0,193173	31,6584	0,280928	29,7487
3	0,195445	38,0611	-0,311637	36,2037	0,406034	30,4787
4	0,258319	49,2444	-0,384182	43,6904	0,443524	32,5909
5	0,318515	58,8741	-0,431776	47,6103	0,415429	29,5985
6	0,40107	68,5576	-0,460906	46,9998	0,287239	18,9259
7	0,495875	84,7634	-0,447662	45,6494	5,89873 E-02	3,88663
8	0,581239	99,3553	-0,386448	39,4072	-0,18347	-12,0887
9	0,655538	108,948	-0,283823	28,1395	-0,381738	-24,4547
10	0,741947	119,79	-0,100074	9,63871	-0,533072	-33,1752
11	0,809811	134,971	9,77543 E-02	-9,71944	-0,515844	-33,1401
12	0,869963	105,207	-0,332921	-24,0178	-0,278139	-12,9654
13	0,952342	119,711	0,731743	-54,8717	0,397054	19,2385
14	1,0	78,498	1,0	-46,8281	1,0	30,2578

-FORCE RESULTANTE PAR NIVEAU NON CUMULEE ET CUMULEE (+)

NIVEAU	SENS TRANSVERSAL (+)		SENS LONGITUDINAL	
	Y non cumulé (+)	Y cumulé (+)	X non cumulé (+)	X cumulé (+)
1	135,569	1524,75	142,539	1519,34
2	75,6129	1389,18	73,107	1376,8
3	79,9462	1313,56	75,217	1303,7
4	99,0202	1233,62	95,5368	1228,48
5	95,7919	1134,6	94,5195	1132,94
6	90,9507	1038,81	90,3269	1038,42
7	101,533	947,855	100,793	948,098
8	112,617	846,322	111,939	847,305
9	119,127	733,705	118,685	735,365
10	127,202	614,578	126,827	616,68
11	142,697	497,376	142,476	489,853
12	112,403	344,679	112,653	347,377
13	134,829	232,276	135,857	234,725
14	97,4465	97,4465	98,8678	98,8678

REPARTITION DES EFFORTS CUMULES PAR PORTIQUE (†)

- Portiques transversaux par niveau

N	1	2	3	4	5	6	7	8
1	215,409	209,499	202,111	194,724	189,747	182,359	174,971	169,061
2	194,58	189,368	182,854	176,339	171,95	165,436	158,921	153,71
3	189,559	184,356	177,852	171,349	166,967	160,464	153,96	116,595
4	144,049	182,352	175,689	169,026	164,537	157,875	151,212	100,915
5	121,045	169,988	163,746	157,503	153,298	147,055	140,813	93,954
6	113,036	155,071	149,392	143,712	139,886	134,207	128,528	87,804
7	101,941	142,026	136,816	131,605	128,094	122,883	117,612	79,146
8	91,04	126,928	122,271	117,614	114,477	109,82	105,163	70,732
9	79,068	110,159	106,118	102,075	99,353	95,311	91,270	61,387
10	68,933	91,435	88,1	84,765	82,518	79,182	75,847	53,652
11	54,804	72,631	69,981	67,332	65,547	62,898	60,248	42,618
12	0,0	63,736	61,464	59,192	57,662	55,390	53,119	0,0
13	0,0	43,151	41,583	40,015	38,959	37,391	35,823	0,0
14	0,0	0,0	25,850	25,079	24,560	23,79	0,0	0,0

- Portiques longitudinaux par niveau (†)

N	1	2	3	4	5	6	7
1	245,05	236,393	228,465	220,536	212,608	204,68	196,023
2	224,063	215,921	208,464	201,008	193,551	186,095	177,952
3	207,397	210,97	203,606	174,026	188,878	181,514	164,274
4	184,688	209,727	202,173	141,972	187,064	179,509	145,106
5	171,021	194,139	187,08	124,9	172,962	165,903	134,037
6	158,368	176,657	170,289	114,359	157,553	151,185	124,403
7	143,428	161,848	155,98	104,338	144,245	138,378	112,498
8	128,065	144,511	139,272	93,162	128,794	123,555	100,448
9	111,024	125,282	120,74	80,765	111,656	107,114	87,082
10	95,243	103,549	99,864	67,726	92,494	88,809	75,066
11	75,53	82,117	79,195	53,709	73,35	70,428	59,529
12	49,664	56,354	54,445	48,454	50,629	48,721	39,636
13	34,728	36,775	35,564	34,352	33,140	31,929	27,898
14	13,763	15,33	14,919	14,508	14,098	13,687	11,547

REPARTITION DES EFFORTS NON CUMULES PAR PORTIQUE (t)

- Portiques transversaux par niveau

N	1	2	3	4	5	6	7	8
1	20,2088	19,6543	18,9613	18,2682	17,8013	17,1082	16,4151	15,8607
2	10,332	10,0553	9,70935	9,36344	9,1304	8,78449	8,43858	8,16185
3	10,9366	10,6364	10,2612	9,88598	9,63319	9,25796	8,88274	6,72699
4	11,2025	14,1812	13,663	13,1449	12,7958	12,2776	11,7595	7,84794
5	10,0986	14,1818	13,661	13,1402	12,7894	12,2686	11,7478	7,83838
6	9,83241	13,4888	12,9948	12,5008	12,168	11,6739	11,1799	7,63756
7	10,8375	15,0989	14,545	13,991	13,6178	13,0638	12,5098	8,41403
8	12,0359	16,7687	16,1535	15,5388	15,1238	14,5085	13,8933	9,34454
9	12,7613	17,7793	17,127	16,4747	16,0352	15,3829	14,7306	9,90769
10	14,1892	18,8046	18,1187	17,4327	16,9706	16,2847	15,5988	11,0341
11	15,94	21,1249	20,3543	19,5837	19,0646	18,294	17,5234	12,3956
12	0,0	20,5692	19,9325	19,1958	19,6995	17,9628	17,2261	0,0
13	0,0	24,9754	24,0679	23,1605	22,5492	21,6417	20,7343	0,0
14	0,0	0,0	25,8497	25,0794	24,5604	23,7901	0,0	0,0

- Portiques longitudinaux par niveau (t)

N	1	2	3	4	5	6	7
1	21,788	21,0183	20,3134	19,6084	18,9035	18,1986	17,4288
2	12,1958	11,7526	11,3467	10,9409	10,535	10,1291	9,68595
3	12,6226	12,8401	12,3919	10,5916	11,4955	11,0473	9,99806
4	14,8246	16,8344	16,228	11,3958	15,0152	14,4088	11,6474
5	14,439	16,3908	15,7948	10,5451	14,6029	14,0069	11,3164
6	13,8656	15,4668	14,9093	10,0125	13,7943	13,2367	10,8919
7	15,3639	17,337	16,7085	11,1766	15,4514	14,8229	12,0507
8	17,0411	19,2295	18,5324	12,3967	17,1382	16,441	13,3662
9	18,0262	20,3412	19,6038	13,1133	18,129	17,3915	14,1389
10	19,7128	21,4321	20,6693	14,0176	19,1438	18,3811	15,5367
11	22,1141	24,0429	23,1872	15,7252	21,4759	20,6202	17,4293
12	16,1958	18,3774	17,7552	15,8013	16,5107	15,8885	12,9256
13	20,1586	21,3469	20,6436	19,9402	19,2369	18,5336	16,194
14	13,7625	15,3295	14,9188	14,5082	14,0975	13,6869	11,5474

Il faut vérifier que :

$$\frac{1}{2B} \cdot \frac{V_j}{R_j} < \bar{\Delta} \quad \Delta_j = V_j/R_j$$

V_j : effort tranchant de niveau "j"

R_j : rigidité relative de niveau

$\bar{\Delta}$: déplacement relatif admissible donné par le RPA

ART.3.3.7.1

$$\bar{\Delta} = 0,0075 \times H$$

h : hauteur de l'étage

$$h = 3,06 \text{ m} \implies \bar{\Delta} = 0,0229 \text{ m}$$

$$h = 3,65 \text{ m} \implies \bar{\Delta} = 0,0273 \text{ m}$$

$$h = 4,84 \text{ m} \implies \bar{\Delta} = 0,0363 \text{ m}$$

Résultats :

NIVEAU	Sens transversal			Sens longitudinal	
	$\bar{\Delta}$ (m)	$2 \Delta_j$ (m)	VERIFICATION	$2 \Delta_j$ (m)	VERIFICATION
1	0,023	0,0034	Vérifié	0,0033	Vérifié
2	0,027	0,025	"	0,023	"
3	0,036	0,019	"	0,018	"
4	0,023	0,014	"	0,013	"
5	0,023	0,013	"	0,012	"
6	0,023	0,017	"	0,016	"
7	0,023	0,019	"	0,018	"
8	0,023	0,017	"	0,016	"
9	0,023	0,015	"	0,014	"
10	0,023	0,017	"	0,016	"
11	0,023	0,014	"	0,013	"
12	0,023	0,011	"	0,011	"
13	0,023	0,016	"	0,016	"
14	0,023	0,009	"	0,009	"

RENVERSEMENT:

Les efforts sismiques peuvent causer des effets de renversement auxquels la structure doit résister.

La stabilité de la structure vis-à-vis du renversement se traduit par :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} > 1,5$$

Moment résistant :

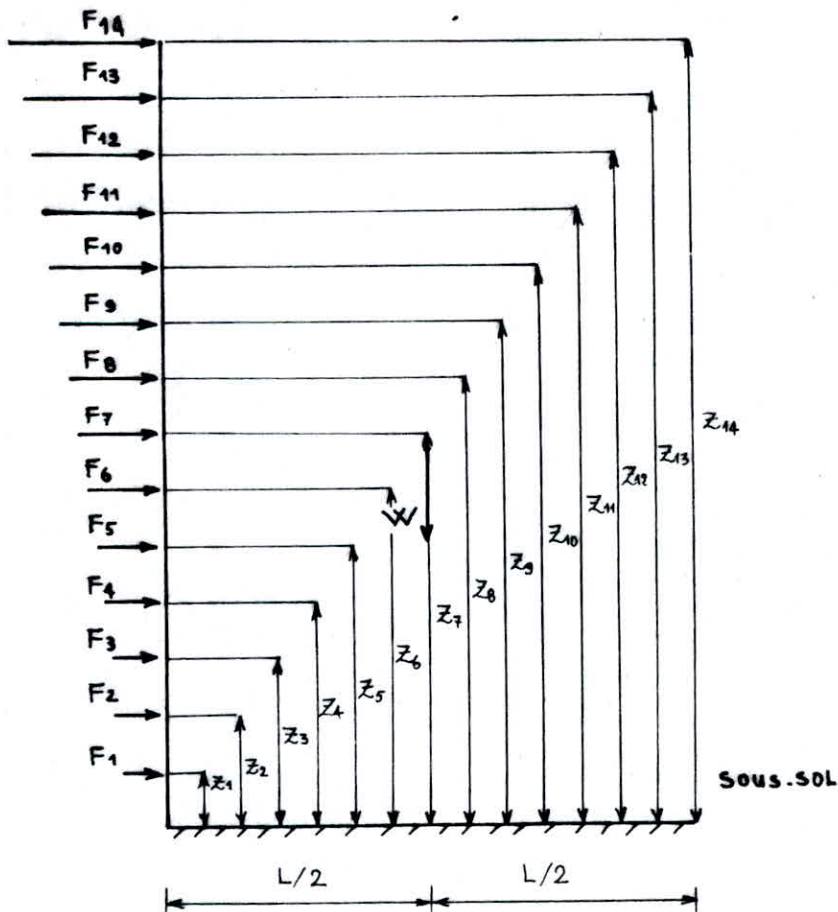
$$M_r = W \times \frac{L}{2}$$

L - longueur ou largeur de la structure
W - poids de la structure

Moment de renversement :

$$M = \sum_{i=1}^{14} F_i Z_i$$

F_i - efforts sismiques
 Z_i - bras de levier



Sens longitudinal :

$$L = 29,8 \text{ m}$$

$$W = 9793,44 \text{ t}$$

$$M_r = 145922,256 \text{ t.m}$$

$$M = 3970,27$$

$$\frac{M_r}{M} = 3,67 > 1,5$$

Sens transversal :

$$L = 26,9$$

$$W = 9793,44$$

$$M_r = 131721,768 \text{ t.m}$$

$$M = 39793,582$$

$$\frac{M_r}{M} = 3,31 > 1,5$$

Il n'y a donc aucun risque de renversement dans les deux sens

chapitre 4

Calcul Des Efforts Internes

IV-1- CALCUL DES EFFORTS INTERNES DANS LES POTEAUX

Nous avons utilisé le programme STRESS pour la détermination de nos efforts .

RESULTATS

1) Sens transversal

N	N° POTEAU	COMBINAISON	JOINT	N (t)	T (t)	M (tm)
1	poteau de rive	G+1, 2P	7	129,130	2,298	2,42
		G+1, 2P	14	-129,130	-2,298	4,620
		G+P+1, 2SI	7	360,332	32,331	122,970
		G+P+1, 2SI	14	-360,332	-32,331	-24,040
		G+P-1, 2SI	7	-115,560	-28,065	-118,480
		G+P-1, 2SI	14	+115,560	+28,065	32,600
		0,8 G+SI	7	269,218	26,211	101,710
		0,8 G+SI	14	-269,218	-26,211	-21,500
2	7	0,8 G-SI	7	-127,358	-24,119	-99,500
		0,8 G-SI	14	127,358	24,119	25,690
1	poteau central	G+1, 2P	2	217,133	0,182	0,140
		G+1, 2P	9	-217,133	-0,182	0,420
		G+P+1, 2SI	2	164,711	46,021	140,450
		G+P+1, 2SI	9	-164,711	-46,021	0,380
		G+P-1, 2SI	2	246,615	-45,688	-140,190
		G+P-1, 2SI	9	-246,615	+45,688	0,390
		0,8 G+SI	2	84,723	38,285	116,980
		0,8 G+SI	9	-84,723	-38,285	0,170
2	2	0,8 G-SI	2	152,776	-38,139	-116,880
		0,8 G-SI	9	-152,776	+38,139	-0,180
4	poteau de rive	G+1, 2P	22	95,33	-2,693	-4,100
		G+1, 2P	29	-95,33	+2,693	-4,140
		G+P+1, 2SI	22	+62,759	+16,517	21,360
		G+P+1, 2SI	29	+62,759	-16,517	29,180
		G+P-1, 2SI	22	-244,053	-21,646	-29,180
		G+P-1, 2SI	29	+244,053	+21,646	-37,060
		0,8 G+SI	22	-73,265	14,363	18,700
		0,8 G+SI	29	+73,265	-14,363	+25,260
5	22	0,8 G-SI	22	182,411	-17,439	-23,420
		0,8 G-SI	29	+182,411	+17,439	-29,940

N	N° POTEAU	COMBINAISON	JOINT	N(t)	T(t)	M (tm)
4 5 6	poteau central 23	G+I, 2P	23	155,793	-0,367	-0,470
		G+1, 2P	30	-155,793	+0,367	-0,650
		G+P+1, 2SI	23	120,028	39,347	58,210
		" "	30	-120,028	-39,347	62,200
		G+P-1, 2SI	23	176,935	-40,039	-59,090
		" "	30	-176,935	+40,039	-63,430
		0,8 G+SI	23	65,828	32,855	48,640
		" "	30	-65,828	-32,855	51,990
		0,8 G-SI	23	113,251	-33,270	449,110
		" "	30	-113,251	+33,270	-52,690
7 8	poteau de rive 43	G+1, 2P	43	67,954	- 2,705	-4,110
		" "	50	-67,954	+ 2,705	-4,160
		G+P+1, 2SI	43	-21,895	13,566	20,290
		" "	50	+21,895	-13,566	21,220
		G+P-1, 2SI	43	151,473	-18,714	-28,120
		" "	50	-151,473	+18,714	-29,140
		0,8 G+SI	43	-33,066	11,915	17,840
		" "	50	+33,066	-11,915	18,620
		0,8 G-SI	43	111,408	-14,985	-22,510
		" "	50	-111,408	+14,985	-23,350
7 8	poteau central 44	G+1, 2P	44	112,059	-0,353	- 0,490
		" "	51	+112,059	0,353	- 0,590
		G+P+1, 2SI	44	90,674	30,897	46,940
		" "	51	-90,674	-30,897	47,600
		G+P-1, 2SI	44	123,071	+31,570	-47,870
		" "	51	-123,071	+31,570	-48,730
		0,8 G+SI	44	51,254	25,826	39,230
		" "	51	-51,254	-25,826	39,800
		0,8 G-SI	44	78,251	-26,231	-39,790
		" "	51	-78,251	+26,231	-40,480

2

N°	POTEAU	COMBINAISON	JOINT	N (t)	T (t)	M (tm)
9 10	poteau de rive 64	G+1, 2P	64	40,568	-2,323	- 3,290
		G+1, 2 P	71	-40,568	+2,323	-3,820
		G+P+1, 2SI	64	1,592	10,467	15,900
		" "	71	-1,592	-10,467	16,130
		G+P-1, 2SI	64	74,868	-14,890	-22,160
		" "	71	-74,868	+14,890	-23,410
		0,8 G+SI	64	- 7,317	9,243	13,980
		" "	71	+ 7,317	- 9,243	14,300
9 10	poteau central 68	G+1, 2P	68	69,361	0,022	0,040
		" "	75	-69,361	-0,022	0,030
		G+P+1, 2SI	68	66,935	22,279	33,000
		" "	75	-66,935	-22,279	35,180
		G+P-1, 2SI	68	65,545	-22,237	-32,910
		" "	75	-65,545	+22,237	-35,130
		0,8 G+SI	68	41,088	18,560	27,490
		" "	75	-41,088	-18,560	29,310
10 11	poteau de rive 71	G+1, 2P	71	31,581	-2,660	- 4,110
		" "	78	-31,581	+2,660	- 4,030
		G+P+1, 2SI	71	5,899	7,046	9,210
		" "	78	- 5,899	-7,046	12,350
		G+P-1, 2SI	71	54,456	-12,112	-17,040
		" "	78	-54,456	+12,112	-20,020
		0,8 G+SI	71	- 1,704	6,466	8,590
		" "	78	1,704	- 6,466	11,190
10 11	poteau Central 73	G+1, 2 P	73	54,460	0,016	0,030
		" "	80	-54,460	-0,016	-0,016
		G+P+1, 2SI	73	51,714	19,086	28,310
		" "	80	-51,714	-19,086	30,100
		G+P-1, 2SI	73	52,412	-19,054	-28,250
		" "	80	-52,412	+19,054	-30,060

3



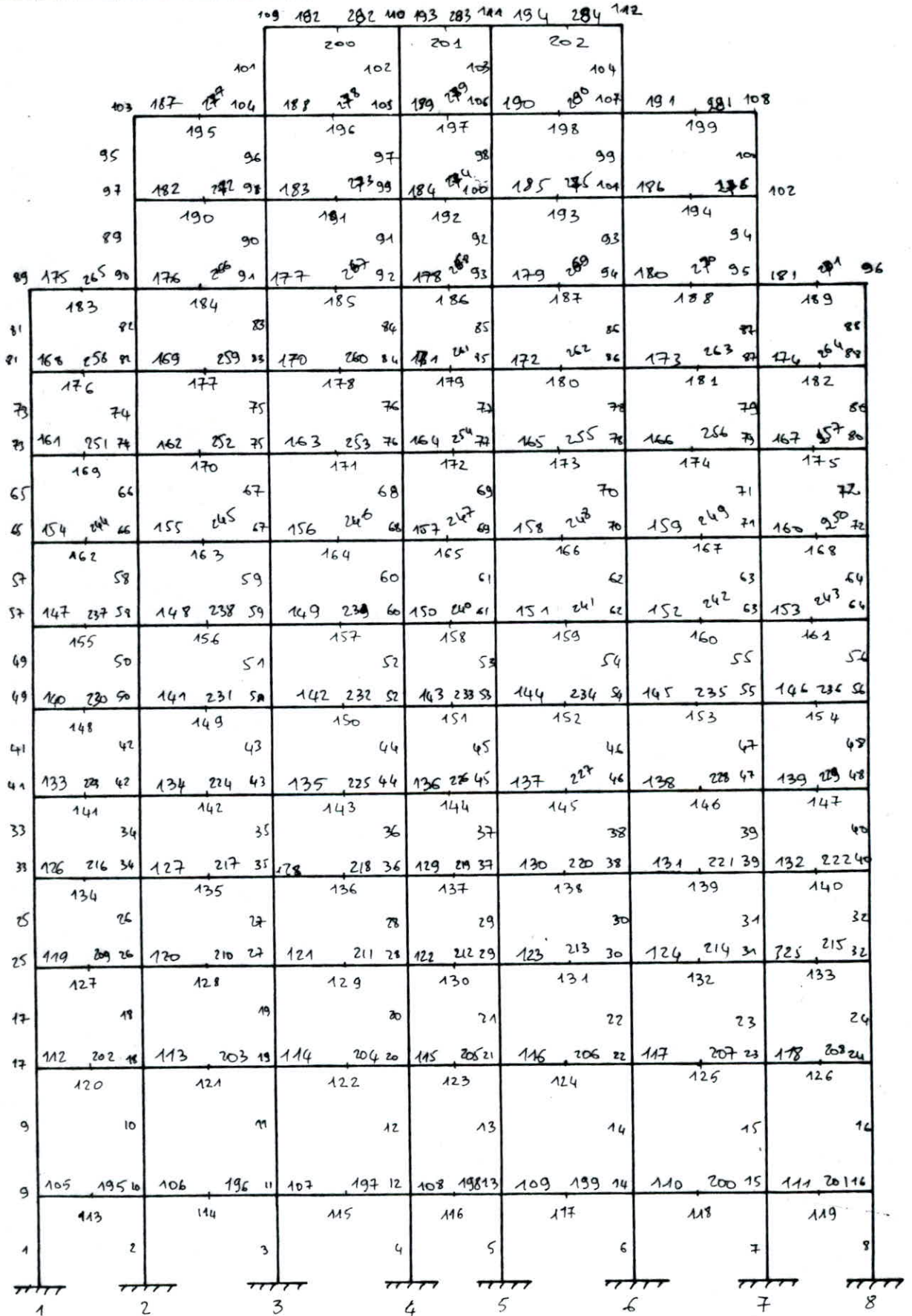
N	N°POTEAU	COMBINAISON	JOINT	N(t)	T(t)	M(tm)
	73	0,8 G+SI	73	31,770	15,902	23,580
	80	""	80	-31,770	-15,902	25,080
	73	0,8 G-SI	73	-32,352	15,881	-23,550
	80	""	80	-32,352	-15,881	-25,050
		G+1,2P	85	13,592	-1,698	-2,380
		""	92	-13,592	+1,698	-2,820
		G+P+1,2SI	85	6,485	5,084	7,670
		""	92	-6,485	-5,084	7,880
12	poteau de rive	G+P-1,2SI	85	19,628	-8,322	-12,200
13	85	""	92	-19,628	8,322	-13,260
14		0,8 G+SI	85	2,827	4,605	6,910
		0,8 G+SI	92	-2,827	-4,605	7,180
		0,8 G-SI	85	13,780	-6,566	-9,650
		0,8 G-SI	92	-13,780	6,566	-10,440
		G+1,2P	88	24,295	0,000	0,000
		""	95	-24,295	0,000	0,000
		G+P+1,2 SI	88	23,375	10,031	14,940
		""	95	+23,375	-10,031	15,750
12	poteau central	G+P-1,2 SI	88	23,355	-10,031	-14,940
13	88	""	95	-23,355	+10,031	-15,750
14		0,8 G+SI	88	14,979	8,359	12,450
		0,8 G+SI	95	-14,979	-8,359	13,130
		0,8 G-SI	88	14,961	-8,359	-12,450
		0,8 G-SI	95	-14,961	+8,359	-13,130

IV-II- CALCUL DES EFFORTS INTERNES DES POUTRES

Sens transversal :

N	N° POUTRE	COMBINAISON	JOINT	N(t)	T(t)	M(tm)
1	188	G+1, 2P	111	- 0,188	- 0,174	- 5,030
		"	14	0,188	12,453	- 9,970
		G+P+1, 2SI	111	3,909	-20,065	- 4,030
		"	14	- 3,909	31,441	-57,130
		G+P-1, 2SI	111	- 4,256	19,730	- 5,280
		"	14	4,256	- 8,353	38,630
		0,8 G+SI	111	4,004	-20,007	- 1,620
		"	14	- 4,004	25,498	-52,410
		0,8 G-SI	111	- 4,161	19,788	- 2,880
"	14	4,161	-14,297	43,350		
4	119	Idem	31	- 0,498	7,413	5,340
			126	0,498	0,017	2,700
			31	6,770	-17,225	-47,760
			126	- 6,770	24,293	2,610
			31	- 7,721	31,329	57,920
			126	7,721	-24,261	1,230
			31	6,954	-20,076	-49,810
			126	- 6,954	24,287	1,570
			31	- 7,536	28,478	55,860
126	7,536	-24,267	1,500			
9	148	Idem	66	0,903	7,414	5,350
			156	- 0,903	0,016	2,690
			66	11,550	- 7,896	-27,460
			156	-11,550	14,965	2,600
			66	- 9,831	22,004	37,640
			156	9,831	-14,935	2,530
			66	11,203	-10,748	-29,520
			156	-11,203	14,959	1,560
			66	-10,178	19,152	35,590
156	10,178	-14,941	1,490			

PORTIQUE LONGITUDINAL N° 2:



2)- Sens longitudinal

N	N°POTEAU	COMBINAISON	JOINT	N(t)	T(t)	M(tm)		
1	17	poteau de rive	G+1, 2P	17	71,236	-1,623	-2,900	
			" "	25	-71,236	+1,623	-3,030	
		2	17	G+P+1, 2SI	17	-115,982	22,063	42,980
				" "	25	+115,982	-22,063	37,550
		3	17	G+P-1, 2SI	17	251,597	-25,125	-48,420
				" "	25	-251,597	+25,125	-43,290
				0,8 G+SI	17	-112,626	18,806	36,610
				" "	25	112,626	-18,806	32,030
		0,8 G-SI	17	193,690	-20,517	+39,550		
		" "	25	-193,690	+20,517	-35,330		
1	21	poteau central	G+1, 2P	21	160,176	-0,672	-1,120	
			" "	29	-160,176	+0,672	-1,330	
		2	21	G+P+1, 2SI	21	226,779	37,928	71,030
				" "	29	-226,779	-37,928	67,410
		3	21	G+P-1, 2SI	21	78,546	-39,210	-73,170
				" "	29	-78,546	+39,210	-69,950
				0,8 G+SI	21	153,836	31,752	59,430
				" "	29	-153,836	-31,752	56,460
		0,8 G-SI	21	30,309	-32,530	-60,730		
		" "	29	-30,309	+32,530	-58,000		
4	25	poteau de rive	G+1, 2P	25	63,745	-2,212	-3,280	
			" "	33	-63,745	+2,212	-3,490	
		5	25	G+P+1, 2SI	25	-89,814	16,414	21,830
				" "	33	+89,814	-16,414	28,400
		6	25	G+P-1, 2SI	25	211,189	-20,621	-28,070
				" "	33	-211,189	+20,621	-35,030
				0,8 G+SI	25	-89,098	14,182	18,930
				" "	33	+89,098	-14,182	-24,470
		0,8 G-SI	25	161,738	-16,681	-22,660		
		" "	33	-161,738	+16,681	-28,390		

N	N° POTEAU	COMBINAISON	JOINT	N(t)	T(t)	M(t _m)
4 5 6	poteau central 29	G+1, 2P	29	146,939	- 1,107	- 1,760
		" "	37	-146,939	+ 1,107	- 1,630
		G+P+1, 2SI	29	196,548	36,627	54,010
		" "	37	-196,548	-36,627	58,060
		G+P-1, 2SI	29	83,608	-38,737	-57,360
		" "	37	-83,608	+38,737	-61,170
		0,8 G+SI	29	131,676	30,766	45,400
		" "	37	-131,676	-30,766	48,740
7	poteau central 53	G+1, 2P	53	107,121	- 1,088	- 1,670
		" "	61	-107,121	+ 1,088	- 1,650
		G+P+1, 2SI	53	122,961	27,475	41,500
		" "	61	-122,961	-27,475	42,570
		G+P-1, 2SI	53	81,469	-29,544	-44,680
		" "	61	-81,469	+29,544	-45,720
		0,8 G+SI	53	79,436	23,143	34,960
		" "	61	-79,436	-23,143	35,850
8	poteau central 63	G+1, 2P	63	70,433	2,216	3,330
		" "	71	-70,433	-2,216	3,450
		G+P+1, 2SI	63	74,485	25,808	38,010
		" "	71	-74,485	-25,808	40,960
		G+P-1, 2SI	63	59,781	-21,587	-31,680
		" "	71	-59,781	+21,587	-34,380
		0,8 G+SI	63	46,634	21,016	30,940
		" "	71	-46,634	-21,016	33,370
		0,8 G-SI	63	34,380	-18,480	-27,130
		" "	71	-34,380	+18,480	-29,420

N	N° POTEAU	COMBINAISON	JOINT	N(t)	T(t)	M(tm)
9 10	poteau de rive 73	G+1, 2P	73	16,026	- 1,907	- 2,810
		" "	81	-16,026	+ 1,907	- 3,030
		G+P+1, 2SI	73	- 4,532	8,322	12,450
		" "	81	+ 4,532	- 8,322	13,020
		G+P-1, 2SI	73	35,131	-11,949	-17,790
		" "	81	-35,131	11,949	-18,780
		0,8 G+SI	73	- 7,192	7,369	11,010
		" "	81	+ 7,912	- 7,369	11,540
		0,8 G-SI	73	25,860	- 9,524	-14,190
		" "	81	-25,860	9,524	-14,950
9 10	poteau central 78	G+1, 2P	78	70,018	0,340	0,500
		" "	86	-70,018	-0,340	0,540
		G+P+1, 2SI	78	71,062	18,304	26,850
		" "	86	-71,062	-18,304	29,160
		G+P-1, 2SI	78	62,647	-17,652	-25,900
		" "	86	-61,647	17,652	-28,110
		0,8 G+SI	78	44,336	15,186	22,280
		" "	86	-44,336	-15,186	24,190
		0,8 G-SI	78	37,323	-14,777	-21,680
		" "	86	-37,323	+14,777	-23,540
11 12	poteau de rive 81	G+1, 2P	81	8,242	- 0,032	- 3,930
		" "	89	-8,242	+ 0,032	- 5,340
		G+P+1, 2SI	81	0,533	5,196	6,450
		" "	89	-0,533	- 5,196	9,450
		G+P-1, 2SI	81	15,254	-10,982	-13,950
		" "	89	-15,254	10,982	-19,650
		0,8 G+SI	81	- 1,213	4,982	6,240
		" "	89	+ 1,213	- 4,982	9,000
		0,8 G-SI	81	11,054	- 8,499	-10,760
		" "	89	-11,054	+ 8,499	-15,250

N°	N°POTEAU	COMBINAISON	JOINT	N(t)	T(t)	M(tm)
11 12	poteau central 83	G+1, 2P	83	55,012	- 0,275	- 0,380
		" "	91	-55,012	+ 0,275	- 0,460
		G+P+1, 2SI	83	48,951	14,265	21,200
		" "	91	-48,951	-14,265	22,450
		G+P-1, 2SI	83	56,216	-14,795	-21,940
		" "	91	-56,216	+14,795	-23,330
		0,8 G+SI	83	29,324	11,936	17,740
		" "	91	-29,324	-11,936	18,790
		0,8 G-SI	83	35,378	-12,281	-18,220
" "	91	-35,378	+12,281	-19,360		
13 14	poteau de rive 95	G+1, 2 P	97	8,576	- 1,891	- 2,430
		" "	103	- 8,576	+ 1,891	- 3,360
		G+P+1, 2SI	97	3,863	4,883	7,551
		" "	103	- 3,863	- 4,883	7,790
		G+P-1, 2 SI	97	12,587	- 8,504	-11,790
		" "	103	-12,587	+ 8,504	-14,230
		0,8 G+SI	97	1,543	4,453	6,460
		" "	103	- 1,543	- 4,453	7,160
		0,8 G-SI	97	8,814	- 6,702	- 9,320
" "	103	- 8,814	+ 6,702	-11,190		
13 14	poteau central 96	G+1, 2 P	98	25,397	0,069	- 0,020
		" "	104	-25,397	- 0,069	0,230
		G+P+1, 2SI	98	20,252	8,564	12,690
		" "	104	-20,252	+ 8,564	13,520
		G+P-1, 2SI	98	28,583	- 8,423	-12,710
		" "	104	-28,583	+ 8,423	-13,060
		0,8 G+SI	98	12,144	7,139	10,590
		" "	104	-12,144	- 7,139	11,260
		0,8 G-S9	98	19,086	- 7,017	-10,580
" "	104	-19,086	7,017	-10,890		

Sens longitudinal.

N	N° POUTRE	COMBINAISON	JOINT	N(t)	T(t)	M(tm)
1	201	G+1, 2P	119	0,165	-0,282	-3,040
		" "	16	-0,165	19,695	-6,440
		G+P+1, 2SI	119	3,536	-26,387	-2,170
		" "	16	-3,536	35,108	-56,250
		G+P-1, 2SI	119	-3,263	25,834	-3,460
		" "	16	3,263	-17,113	44,260
		0,8 G+SI	119	3,395	-26,310	-0,710
		" "	16	-3,395	30,521	-53,140
2	205	" "	123	-0,600	0,159	-1,020
		" "	21	0,600	5,089	-2,920
		" "	123	6,392	-45,650	-0,990
		" "	21	-6,392	50,642	-76,050
		" "	123	-7,548	45,929	-0,970
		Idem	21	7,548	-40,937	70,470
		" "	123	6,597	-45,756	-0,630
		" "	21	-6,597	48,725	-74,643
3	122	" "	28	-1,068	5,162	2,950
		" "	130	1,068	0,086	1,110
		" "	28	5,529	-30,006	-53,060
		" "	130	-5,529	34,998	1,060
		Idem	28	-7,563	39,839	58,700
		" "	130	7,563	-34,847	1,040
		" "	28	5,934	-31,971	-54,160
		" "	130	-5,934	34,941	0,630
		" "	28	-7,158	37,873	57,610
		" "	130	7,158	-34,904	0,610

N	N° POUTRE	COMBINAISON	JOINT	N(t)	T(t)	M(tm)
4	126	G+1, 2P	33	- 0,390	7,939	7,160
		"	134	0,390	-1,707	2,000
		G+P+1, 2SI	33	13,409	-16,038	-39,270
		"	134	-13,409	21,966	3,160
		G+P-1, 2SI	33	-14,149	31,135	52,880
		"	134	14,149	-25,207	0,640
		0,8 G+SI	33	13,563	-19,108	-42,050
		"	134	-13,563	22,634	2,390
		0,8 G-SI	33	-13,995	28,066	50,100
"	134	13,995	-24,539	-0,130		
5	133373	Idem	41	0,495	8,092	7,450
			141	-0,495	-1,860	2,00
			41	18,900	-14,714	-37,380
			141	-18,900	20,642	3,800
			41	-17,960	30,106	51,550
			141	17,960	-24,178	0,020
			41	18,705	-17,839	-40,270
			141	-18,705	21,365	3,020
			41	-18,154	26,981	48,670
			141	18,154	-23,455	-0,760
6	145	Idem	54	- 0,232	7,354	4,980
			153	0,232	0,436	3,240
			54	3,632	-7,130	-28,820
			153	- 3,632	14,540	3,080
			54	- 4,075	21,118	38,280
			153	4,075	-13,708	3,080
			54	3,720	- 9,970	-30,750
			153	- 3,720	14,378	1,085
			54	- 3,987	18,277	36,340
			153	3,987	-13,869	1,830

chapitre 5

Ferraillage Des Portiques

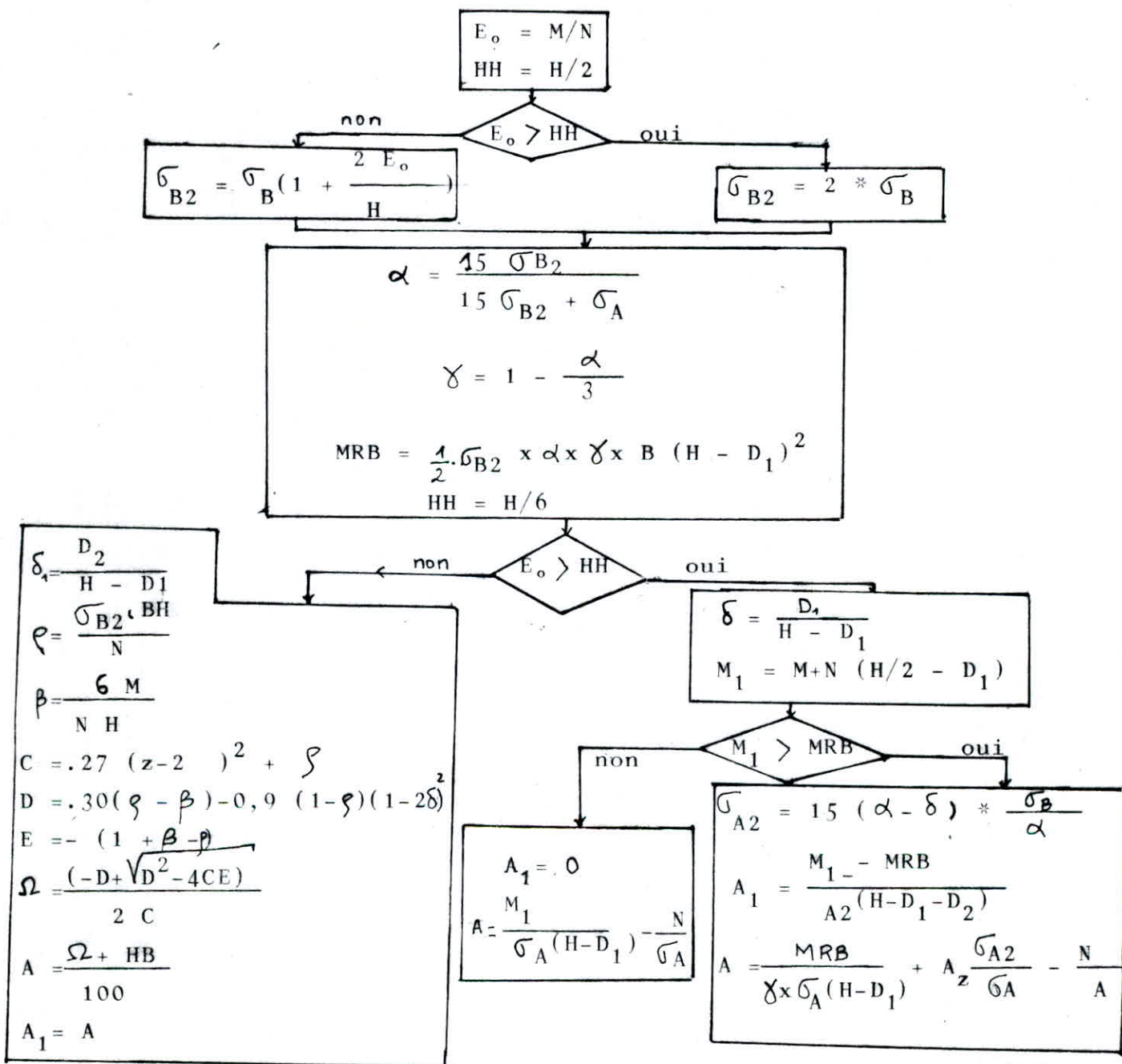
V-2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux seront calculés en flexion composé.

Notre programme calcul la section d'acier sous toutes les sollicitations données par le RPA.

Pour le ferrailage nous adopterons la section d'acier la plus défavorable.

ORGANIGRAMME DE CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES



V-1- FERRAILLAGE DES POUTRES

Conformément à l'article A.15 (CCBA 68), il ne sera pas tenu compte des efforts normaux dans les poutres, elles seront donc calculées en flexion simple.

Pour déterminer le ferrailage de ces poutres, nous devons considérer les sollicitations du 1er G + 1,2 Q, et la plus défavorable des sollicitations du 2e genre : G+Q+E et 0,8 G + E

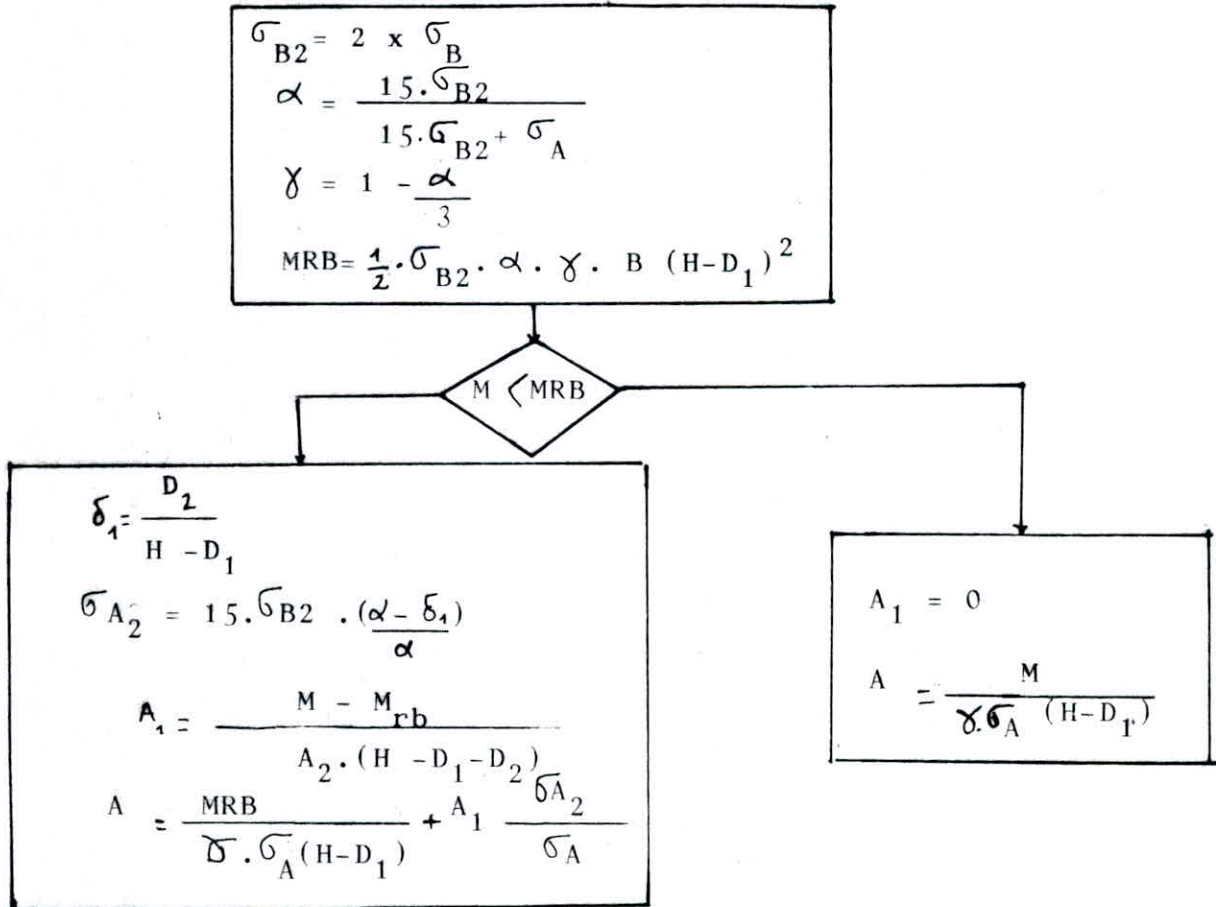
Donc : ferrailage sous (SP₁) si 1,5 SP₁ > SP₂
 " " (SP₂) si 1,5 SP₁ < SP₂

* Contraintes admissibles :

$$\begin{aligned} \sigma_{bo} (SP_2) &= 1,5 \overline{\sigma}_{bo}' (SP_1) = 1,5 \times 68,5 = 102,75 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_b (SP_2) &= 1,5 \overline{\sigma}_b (SP_1) = 1,5 \times 137 = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_a (SP_2) &= 1,5 \overline{\sigma}_a (SP_1) = 1,5 \times 2800 = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

* Armatures longitudinales :

Le procédé de calcul des armatures longitudinales est donné par l'organigramme qui suit :



1) SENS TRANSVERSAL:

cm²

N	N°POTEAU	COMBINAISON	JOINT	ACIER TENDU	ACIER COMPRIME
1 2 3	rive 2	G+1, 2P	2	0,000	0,000
		" "	9	0,000	0,000
		G+P+1, 2SI	2	32,360	11,689
		" "	9	0,000	0,000
		G+P+1, 2SI	2	22,526	26,196
		" "	9	0,000	0,000
		0,8G+SI	2	33,248	0,000
		" "	9	0,000	0,000
		0,8G-SI	2	26,053	0,000
" "	9	0,000	0,000		
1 2 3	central 7	G+1, 2P	7	0,000	0,000
		" "	14	" "	" "
		G-1, 2P	7	2,313	51,391
		" "	14	0,000	0,000
		G+P+1, 2SI	7	30,533	" "
		" "	14	0,000	" "
		GP-1, 2SI	7	7,014	15,617
		" "	14	0,000	0,000
		0,8G+SI	7	22,462	" "
" "	14	0,000	0,000		
4 5 6	rive 22	Idem	22	0,000	0,000
			29	" "	" "
			22	7,489	" "
			29	7,489	" "
			22	0,000	52,078
			29	" "	" "
			22	4,461	0,000
			29	" "	" "
			22	0,000	27,127
29	" "	" "			

N	N° POTEAU	COMBINAISON	JOINT	ACIER TENDU	ACIER COMPRIME
11	central 73	G+1, 2P	73	0,000	0,000
		""	80	""	""
		G+P-1, 2SI	73	15,923	21,758
		""	80	""	""
		G+P-1, 2SI	73	15,812	21,851
		""	80	""	""
		0,8G+SI	73	14,782	11,832
		""	80	""	""
		0,8G-1, 2SI	73	14,691	11,913
""	73	""	""		
13	rive 85	idem	85	2,000	0,000
			92	""	""
			85	7,328	0,896
			92	""	""
			85	11,101	13,647
			92	""	""
			85	7,047	0,000
			92	""	""
			85	9,000	7,192
92	""	""			
13	central 88	idem	88	0,000	0,000
			95	""	""
			88	13,125	19,035
			95	""	""
			88	13,128	19,030
			95	""	""
			88	11,525	12,386
			95	""	""
			88	11,528	12,382
95	""	""			

N	N°POTEAU	COMBINAISON	JOINT	ACIER TENDU	ACIER COMPRIME
12	central 83	G+1,2P	83	0,000	0,000
		""	93	""	""
		G+P+1,2SI	83	10,895	12,175
		""	93	""	""
		G+P-1,2SI	83	10,646	14,672
		""	93	""	""
		0,8G+SI	83	10,668	3,918
		""	93	""	""
		0,8G-SI	83	10,347	6,805
""	93	""	""		
14	central 97		97	3,697	0,000
			103	""	""
			97	7,551	0,154
			103	""	""
			97	12,902	13,876
			103	""	""
			97	7,174	0,000
			103	""	""
			97	10,355	7,475
	103	""	""		
14	rive 98		98	00,000	0,000
			104	""	""
			98	11,285	14,261
			104	""	""
			98	9,837	15,250
			104	""	""
			98	10,008	8,335
			104	""	""
			98	8,814	9,184
	104	""	""		

- Sens longitudinal

	ACIER TENDU	ACIER COMPRIME
Poteau N° 73 JOINT 73-74	0,726	0,000
	0,726	0,000
	9,253	0,000
	9,253	0,000
	9,970	5,071
	9,970	5,071
	7,849	0,000
	7,849	0,000
	8,337	0,000
Poteau n° 78 JOINT n° 78-80	0,000	0,000
	0,000	0,000
	12,961	24,531
	12,961	24,531
	13,228	21,603
	13,228	21,603
	12,663	13,303
	12,663	13,303
	13,042	11,129
Poteau n° 81 JOINT 81-89	4,632	0,000
	4,632	0,000
	7,021	0,000
	7,021	0,000
	12,945	0,000
	12,945	2,110
	12,945	2,110
	6,609	0,000
	6,609	0,000
	10,201	0,000
	10,201	0,000

	ACIER TENDU	ACIER COMPRIME
Poteau n° 17 ; JOINT 17-25	0,000	0,000
	0,000	0,000
	8,450	1,012
	5,876	0,000
	0,000	53,021
	0,000	54,019
	5,777	0,000
	3,475	0,000
	0,000	29,693
	0,000	30,697
Poteau n° 21 JOINT 21-29	0,000	0,000
	0,000	0,000
	7,628	40,780
	5,994	38,828
	26,218	14,790
	24,798	12,581
	11,197	19,310
	9,887	17,272
	26,298	0,000
	24,970	0,000
Poteau n° 25 ; JOINT 25-33	0,000	0,000
	0,000	0,000
	4,221	0,000
	4,221	0,000
	0,000	38,394
	0,000	38,394
	2,290	0,000
	2,290	0,000
	0,000	18,431
	0,000	18,431

Nous avons ferrailé les poteaux comme suit :

Poteaux périphériques	(80 x 80)	⇒	32 T 25
"	centraux	(80 x 80)	⇒ 26 T 25
Poteaux périphériques	(75 x 75)	⇒	26 T 25
"	centraux	(75 x 75)	⇒ 20 T 25
Poteaux périphériques	(70 x 70)	⇒	20 T 25
"	centraux	(70 x 70)	⇒ 16 T 25
Poteaux périphériques	(60 x 60)	⇒	16 T 20
"	centraux	(60 x 60)	⇒ 20 T 20
Poteaux périphériques	(50 x 50)	⇒	16 T 16
"	centraux	(50 x 50)	⇒ 16 T 16
Poteaux périphériques	(40 x 40)	⇒	12 T 16
"	centraux	(40 x 40)	⇒ 12 T 16

Exemple : soit le poteau central le plus sollicité

- Sens transversal

$$A = 33,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7 \text{ T } 25 = 34,36 \text{ cm}^2$$

- Sens longitudinal

$$A = 38,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 \text{ T } 25 = 39,27 \text{ cm}^2$$

$$A \text{ TOTAL} = 26 \text{ T } 25 \Rightarrow A = 127,66 \text{ cm}^2$$

$$B = 80 \times 80 = 6400 \text{ cm}^2$$

$$w = 127,66/6400 = 1,99 \% < 2,5 \% \quad \text{verifié}$$

- Calcul des armatures transversales

soit s l'espacement

sens transversal

$$T \text{ max} = 46,02 \text{ t.}$$

sens longitudinal

$$T \text{ max} = 44,08 \text{ t.}$$

Les armatures transversales sont données par la formule :

$$A_t = \frac{1,25 \times T.s}{h \sigma_{en}}$$

$$AN : s = 12 \text{ cm}$$

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

$$\sigma_{en} = 2200 \text{ Kg/cm}^2$$

- Sens transversal

$$A_t = \frac{1,25 \times 44080 \times 12}{80 \times 2200} = 3,8 \text{ cm}^2$$

- Sens longitudinal

$$A_t = \frac{1,25 \times 46020 \times 12}{80 \times 2200} = 4 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons comme armatures transversales un cadre $\emptyset 8$ + 3 cadres $\emptyset 8$

Sens transversal

	ACIER TENDU	ACIER COMPRIME
poutre 188 joint 111.14	7,746	0,000
	15,119	12,437
	4,138	0,000
	56,959	89,737
	5,421	0,000
	38,606	55,829
	1,663	0,000
	52,277	81,086
	2,957	0,000
	43,289	64,480
poutre 119 joint 31-126	3,895	0,000
	1,970	0,000
	23,227	0,000
	1,269	0,000
	28,168	0,000
	1,230	0,000
	24,224	0,000
	0,764	0,000
	27,166	0,000
0,729	0,000	
poutre 148 joint 66.156	4,733	0,000
	2,380	0,000
	16,196	0,000
	1,533	0,000
	22,200	0,000
	1,492	0,000
	17,411	0,000
	0,920	0,000
	20,991	0,000
0,879	0,000	

	ACIER TENDU	ACIER COMPRIME
poutre 201 Joint 119-16	4,682	0,000
	9,866	2,732
	2,228	0,000
	56,086	88,124
	3,552	0,000
	44,192	66,148
	0,729	0,000
	53,140	82,680
	2,053	0,000
	47,138	71,592
poutre 205 Joint 123-21	1,571	0,000
	4,497	0,000
	1,016	0,000
	75,729	124,414
	0,996	0,000
	70,194	114,187
	0,647	0,000
	74,643	122,416
	0,637	0,000
	71,275	116,185
poutre 122 Joint 28-130	2,152	0,000
	0,810	0,000
	25,805	0,000
	0,516	0,000
	28,547	0,000
	0,506	0,000
	26,340	0,000
	0,306	0,000
	28,017	0,000
	0,297	0,000

	ACIER TENDU	ACIER COMPRIME
poutre 126 Joint 33-134	5,223	0,000
	1,459	0,000
	19,098	0,000
	1,537	0,000
	25,717	0,000
	0,311	0,000
	20,450	0,000
	1,162	0,000
	24,365	0,000
	0,063	0,000
poutre 133 Joint 41-141	5,435	0,000
	1,459	0,000
	18,179	0,000
	1,848	0,000
	25,070	0,000
	0,010	0,000
	19,584	0,000
	1,469	0,000
	23,670	0,000
	0,370	0,000
poutre 145 Joint 54-153	4,406	0,000
	2,866	0,000
	16,998	0,000
	1,817	0,000
	22,578	0,000
	1,817	0,000
	18,136	0,000
	1,085	0,000
	21,433	0,000
	1,079	0,000

DETERMINATION DES ARMATURES LONGITUDINALES

NIVEAU	TRAVEE	APPUI	ESPACEMENT DES A_t
1	4T16 "	4T25 "	7 x 12 + 15 cst
4	4T14 "	4T25 "	7 x 12 + 15 cst
9	4T14 "	4T20 "	7 x 12 + 15 cst

DETERMINATION DES ARMATURES TRANSVERSALES

NIVEAU TRAVEE APPUI ESPACEMENT DES A_t

Vérifications:

A) Armes

1. Pourcentage d'armatures longitudinales:

$$\omega = \frac{A_{tot}}{B}, \quad A_{tot} = 32 T25 = 257,28 \text{ cm}^2$$

$$B = 80 \times 80 \text{ cm}^2$$

$$1\% < \omega = 4\% \neq 4\%$$

2. Contraintes:

G + P + SI est le cas le plus défavorable

$$M = 122,975 \text{ m}$$

$$N = 360,332 \text{ t}$$

$$e = \frac{M}{N} = 34,13 \text{ cm} > \frac{R_e}{6} = 13,33 \text{ cm}$$

La section étant partiellement comprimée, les contraintes seront ainsi calculées:

$$\rho = \frac{c}{R} = \frac{5,87}{75} = 0,078$$

$$\delta = \frac{d'}{R} = \frac{5}{75} = 0,067$$

$$\bar{\omega}' = \frac{100 A'}{b R} = \frac{100 \cdot 49,08}{80 \cdot 75} = 0,818$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b R} = \frac{100 \cdot 49,08}{80 \cdot 75} = 0,818$$

$$p = 3 \left\{ \rho^2 + 0,3 [\bar{\omega}' (\rho - \delta') - \bar{\omega} (1 - \rho)] \right\} = -0,652$$

$$q = 2 \left\{ \rho^3 + 0,45 [\bar{\omega}' (\rho - \delta')^2 - \bar{\omega} (1 - \rho)^2] \right\} = 0,638$$

$$\alpha^3 - p \alpha + q = -0,652 \alpha + 0,638 \rightarrow \alpha^3 + 0,652 \alpha = 0,638$$

la résolution de cette équation donne: $\alpha_1 = 0,618$

$$y_1 = \alpha_1 R = 0,618 \times 75 = 46,35 \text{ cm}$$

$$y = y_2 + c = 15,14 \text{ cm}$$

$$S = \frac{b y^3}{3} + 15 \left[A' (y_1 - d') - A (R - y_1) \right] = -27435,102 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N}{S} = \frac{360,332 \times 10^5}{-27435,102} = -13,34 \text{ kg/cm}^3$$

$$\sigma_b = K y_1 < 0$$

$$\sigma'_a = 15 K (y_1 - d') < 0$$

$$\sigma_a = 15 K (R - y_1) < 0$$

3. Résistance à l'effort tranchant :

Valeur minimale de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{2T}{b \cdot z} = \frac{2 \cdot 32,331 \cdot 10^3}{80 \cdot \frac{7}{8} \cdot 75} = 12,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 0,15 \sigma'_{28} = 0,15 \times 270 = 40,5 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b \rightarrow$ BP n'y a pas risque de cisaillement

3) Flèches :

La poutre la plus sollicitée est soumise, sous $G + P + 1,2 S I$, à :

$M = -57,13 \text{ t.m}$ au niveau de l'appui

$$T = 31,441 \text{ t}$$

Nous ne tenons pas compte de l'effort normal qui est faible.

1. Pourcentage d'armatures longitudinales :

$$\omega = \frac{A_{\text{tot}}}{B}, \quad A_{\text{tot}} = 8 T 25 = 39,26 \text{ cm}^2$$

$$B = 40 \times 60 \text{ cm}^2$$

$$0,3\% < \omega = 1,63\% < 2,5\%$$

2. Contraintes :

Sous la flexion simple, les contraintes se calculent ainsi :

$$I = \frac{15}{b} (A + A') = \frac{15}{40} \times 39,26 = 14,72$$

$$E = \frac{30}{b} (A'd' + A \cdot R) = \frac{30}{40} (19,63 \times 5 + 19,63 \times 55) = 883,35$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 18,45$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A' (y_1 - d')^2 + 15 A (R - y_1)^2 = 104,82 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{I}{I_0} = 5,45 \text{ kg/cm}^3$$

$$\sigma_b = K y_1 = 5,45 \times 18,45 = 100,55 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 15 K (y_1 - d') = 15(5,45)(18,45 - 5) = 1099,54 < 1,5 \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 15 K (R - y_1) = 15 \cdot 5,45 (55 - 18,45) = 2988 < 1,5 \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

3. Cisaillement

$$\tau_b = \frac{2T}{b \cdot z} = \frac{2 \cdot 31,441 \times 10^3}{40 \times \frac{7}{8} \cdot 55} = 32,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \times 1,5 \times 5,9 = 31 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b = \bar{\tau}_b$, le cisaillement est admissible.

3. Flèche:

$$\bullet \frac{R_t}{l} > \frac{1}{16} ; \frac{R_t}{l} = \frac{60}{475} = 0,126 > \frac{1}{16} = 0,062$$

$$\bullet \frac{R_t}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} ; \frac{M_t}{M_0} < 1 \rightarrow \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} < \frac{1}{10} \text{ , or } \frac{R_t}{l} > \frac{1}{10}$$

$$\bullet \frac{A \cdot \sigma_{ex}}{b_0 R} \leq 43 ; \frac{A \cdot \sigma_{ex}}{b_0 R} = \frac{16,08 \cdot 4200}{40 \cdot 55} = 30,70 < 43$$

($\sigma = 8T16$ en travée)

La vérification de la flèche est inutile vue que les trois conditions sont vérifiées.

chapitre 6

Fondations

VI. FONDATIONS

DETERMINATION DU TYPE DE FONDATIONS :

L'étude du sol devant recevoir l'ouvrage a été faite par le Laboratoire National des Travaux Publics et du Batiment et a permis de faire les constatations suivantes :

- Une couche de 1 m de terre végétale
- Une couche de 5 m d'argiles de caractéristiques très médiocres. Elles sont très plastiques, normalement consolidées et peu consistantes.
- La présence d'eau est remarquée assez proche de la surface.
- Le substratum sain n'est détecté qu'après avoir traversé les couches superficielles.

Les argiles ayant une cohésion comprise entre 0,5 et 0,8 Kg/cm² et du fait qu'elles sont normalement consolidées ne pourront pas porter sans risque de rupture ou de tassement important de telles constructions.

Vu l'importance relative du nombre de niveaux, une contrainte supplémentaire de 1 Kg/cm² en radier est imposée au sol; ces fondations sur radier entraîneraient des tassements sur toute l'épaisseur de la couche argileuse. Pour une surface d'appui trois fois plus petite, une contrainte de 3 Kg/cm² est imposée au sol, donc des fondations sur semelles isolées ou filantes ne résisteraient pas au cisaillement de ces argiles.

Les marnes saines du substratum ne sont détectées qu'à partir de 5 m de profondeur ce qui ne permet pas d'envisager des fondations sur puits d'autant plus que le niveau d'eau est supérieur.

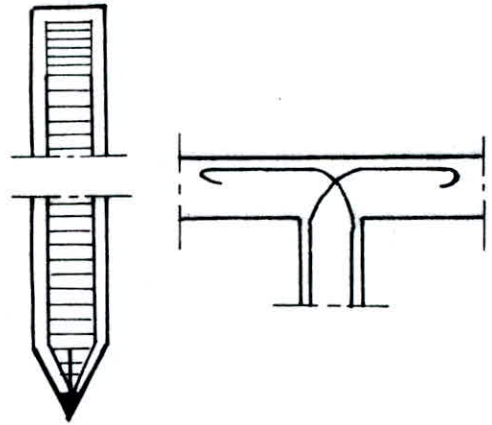
Nous adopterons donc des fondations sur pieux.

PRINCIPE DE REALISATION :

Ces pieux seront en béton armé, coulés d'avance et battus dans le sol.

Ils seront armés comme les pièces comprimées par des armatures longitudinales et des armatures transversales qui peuvent constituer un frettage et qui sont plus serrées aux extrémités.

Après mise en place du pieu, on démolit la partie supérieure, qui a été plus ou moins détériorée par le battage, et on recourbe les armatures longitudinales qui seront ensuite noyées dans la dalle réunissant la tête des pieux. La pointe des pieux est munie d'un sabot métallique destiné à faciliter l'enfoncement.



CALCUL DES PIEUX:

LA force portante d'un pieu est la somme de la résistance latérale due au frottement sur le pieu du terrain qui se comprime au battage et de la résistance de pointe offerte par le terrain à sa pénétration.

Cette force portante sera déterminée à partir de la formule:

$$P = C.L.F + S.R$$

C: périmètre du pieu

L: sa longueur de fiche

S: sa surface

F: sa résistance de frottement

R: la contrainte utilisable

La résistance de frottement F mesuré par expériences d'arrachement de pieux est de 1 tf/m^2 pour l'argile.

La contrainte utilisable R pour les pieux battus est de 30 kgf/cm^2
Pour des pieux de diamètre $d=70 \text{ cm}$ nous aurons:

$$P = (2,2.5.1 + 0,38.300)$$

$$P = 127 \text{ t}$$

Nous adoptons donc sous chaque semelle quatre pieux de diamètre $d=70 \text{ cm}$.

CALCUL DES SEMELLES:

$$e = 3.d = 3 \cdot 70 = 210 \text{ cm}$$

$$l = e + d + 2 \cdot 15 = 310 \text{ cm}$$

$$h = e / 2 = 210 / 2 = 105 \text{ cm}$$

$$h = 120 \text{ cm}$$

$$h' = 110 \text{ cm}$$

FERRAILLAGE EN QUADRILLAGE:

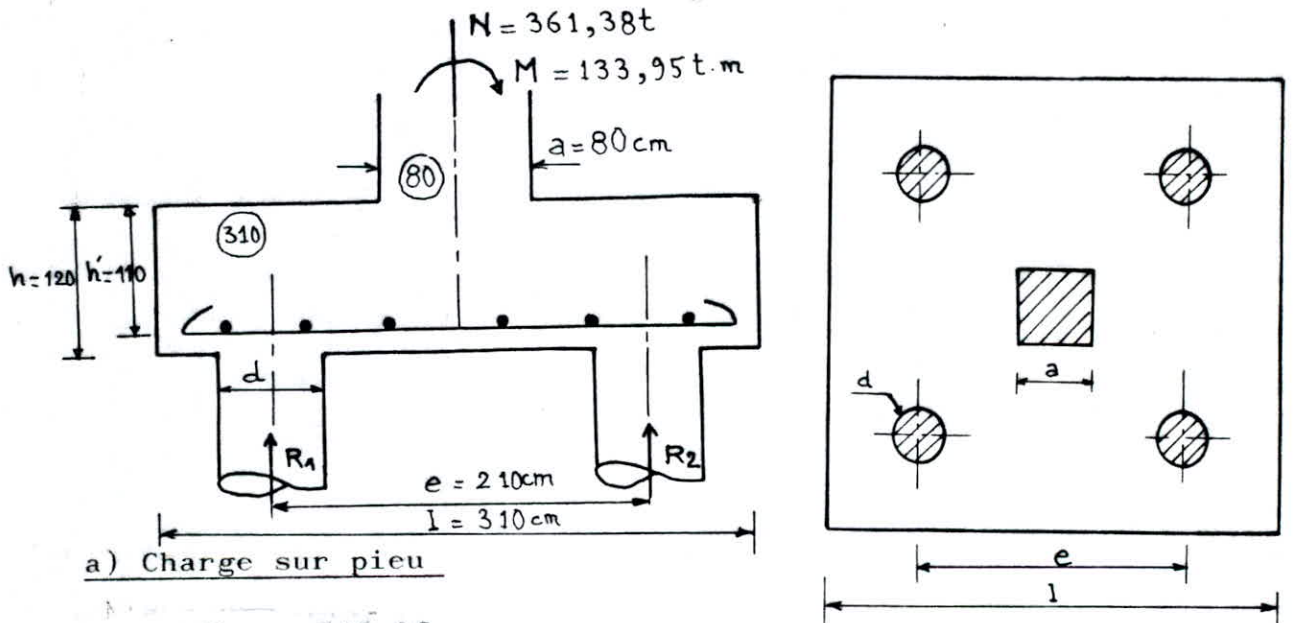
L'effort de traction dans les armatures est donné par:

$$T = \frac{P}{2} \operatorname{tg} \alpha = \frac{P}{2} \cdot \frac{e/2 - a/4}{h'} = \frac{P(2e - a)}{8h'}$$

La section d'acier est:

$$A = \frac{T}{\sigma_a}$$

Nous nous limitons au calcul de la semelle la plus chargée. Le poteau de $(80 \times 80) \text{ cm}^2$ de section transmet une charge $N = 361,38 \text{ t}$ et un moment $M = 133,95 \text{ t.m}$ à la semelle sur quatre pieux circulaires de diamètre $d = 70 \text{ cm}$, d'entre axes $e = 2,10 \text{ m}$.



a) Charge sur pieu

$$N' = \frac{M}{e} = \frac{133,95}{2,10} = 63,78 \text{ t}$$

$$R_1 = \frac{N}{4} - N' = \frac{361,38}{4} - 63,78 = 26,56 \text{ t}$$

$$R_2 = \frac{N}{4} + N' = \frac{361,38}{4} + 63,78 = 154,12 \text{ t}$$

b) Armatures:

En appliquant la méthode des bielles, nous prendrons pour charge

$$P = 2 R_2 = 2 \cdot 154,12 = 308,24 \text{ t}$$

La force de traction sera:

$$T = \frac{P(2e - a)}{8 h'} = \frac{308,24(2 \cdot 2,10 - 0,80)}{8 \cdot 110} = 119,09 \text{ t}$$

$$\text{d'où } A = \frac{T}{\sigma_a} \times \frac{119,09 \times 10^3}{2800} = 42,53 \text{ cm}^2$$

Disposition des armatures :

Nous disposerons un quadrillage de $\phi 14$ T. 20 dans chaque sens

$$A = 14 \text{ T } 20 = 43,96 \text{ cm}^2$$

c) Vérification des contraintes :

Contrainte de compression dans les bielles

a) au niveau du poteau

$$\sigma'_b = \frac{P}{B \sin^2 \theta}$$

$$t_g \theta = h / \left(1 \frac{\sqrt{2}}{2} - a \frac{\sqrt{2}}{4} \right) = 120 / \left(310 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} - 80 \cdot \frac{\sqrt{2}}{4} \right) = 0,63$$

$$\implies \theta = 32^\circ$$

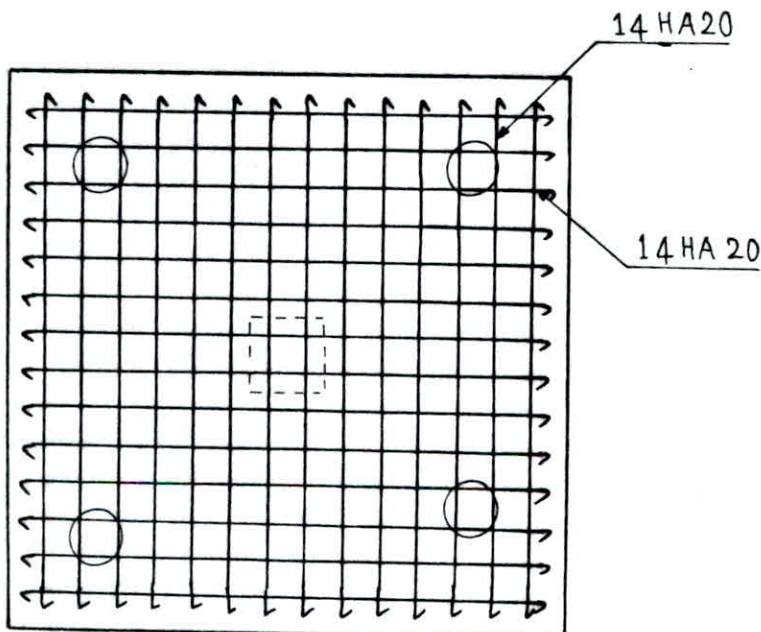
$$\sigma'_b = \frac{361,38 \times 10^3}{(80)^2 \cdot \sin^2 32} = 201,8 < 0,9 \cdot \sigma'_{28} = 243 \text{ Kg/cm}^2$$

b) au niveau du pieu

$$\sigma'_{b1} = \frac{R_2}{B_1 \sin^2 \theta} = \frac{154,12 \times 10^3}{3,14 \cdot 35^2 \times \sin^2 32} = 142,68 \text{ Kg/cm}^2 < 243 \text{ Kg/cm}^2$$

Toutes les contraintes sont donc vérifiées.

d) Dispositions constructives :



LONGRINES

Conformément à l'article 3.3.10.2 (RPA 81) les têtes de pieux doivent être liées par des longrines dont chacune pourra supporter en traction ou en compression une force horizontale minimale.

Art. 4-2-3-3 (RPA 81).

Ces longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à $\frac{N}{10}$ (terrain meuble).

Où N est la force axiale du poteau en question.

A cette sollicitation, il faut ajouter les effets des charges et moments appliqués directement sur les longrines.

Ferrailage minimum : 4 Ø 14 ou 4 T 12 avec des cadres dont l'espace ne doit pas dépasser 20 cm.

* Dimensionnement :

$$N_{max} = 361,384 \text{ t}$$

$$\frac{N}{10} = 36,14 \text{ t}$$

La section d'acier doit pouvoir reprendre cet effort de traction, autrement dit :

$$A \gg \frac{N}{\sigma_a} = \frac{36,14 \times 10^3}{2800} = 12,91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 12 \text{ T } 12 = 13,56 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$B_f \leq \frac{A \sigma_{en}}{28} = \frac{13,56 \cdot 4200}{23,7} = 2403 \text{ cm}^2 \implies \sqrt{B_f} \leq 49 \text{ cm}$$

soit des longrines de (50 x 65) cm²

* Condition de non fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \tau}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left(\frac{K \cdot \tau \cdot \sigma_b}{\phi} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{13,56}{50 \times 65} = 0,0042$$

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 806,14 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 &= 2607,07 \text{ Kg/cm}^2 \implies \max(\sigma_1, \sigma_2) < \sigma_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

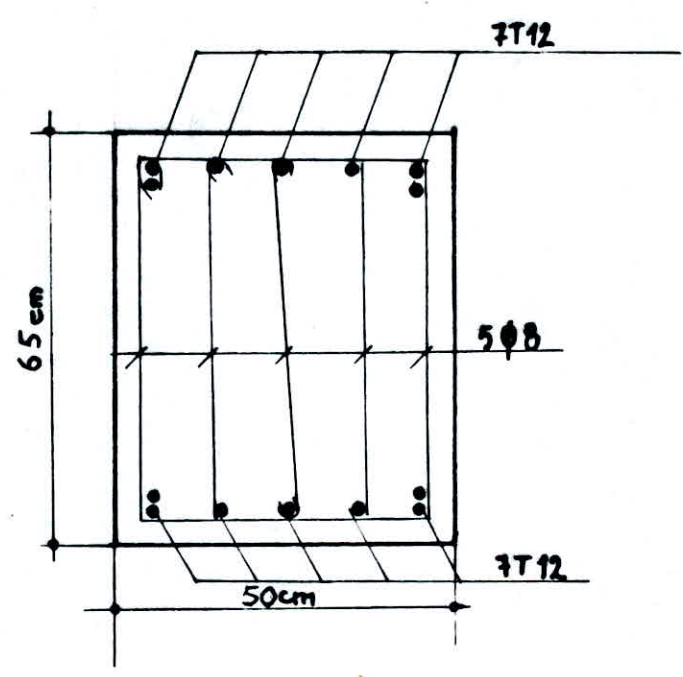
La condition de non fissuration n'étant pas vérifiée, le calcul des armatures sera repris avec $\sigma_a = 2607,07 \text{ Kg/cm}^2$

$$A \geq \frac{N}{\sigma_a} = \frac{36,14 \times 10^3}{2607,07} = 13,86$$

Soit $A = 14 \text{ T } 12 = 15,82 \text{ cm}^2$

Armatures transversales :

2 cadres + 1 étrier $\emptyset 8$ espacés de 15 cm.



VOILE PERIPHERIQUE :

Compte tenu des RPA 81, notre structure doit comporter au dessus du niveau de base un voile périphérique. Ce voile sera continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

1. Épaisseur du voile : $e \geq 15$ cm

Nous prendrons une épaisseur $e = 20$ cm

2. Ferraillage du voile :

* Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures

$$A_f \geq 0,20 \% .e.h = 0,002.20 \times 400 = 16 \text{ cm}^2$$

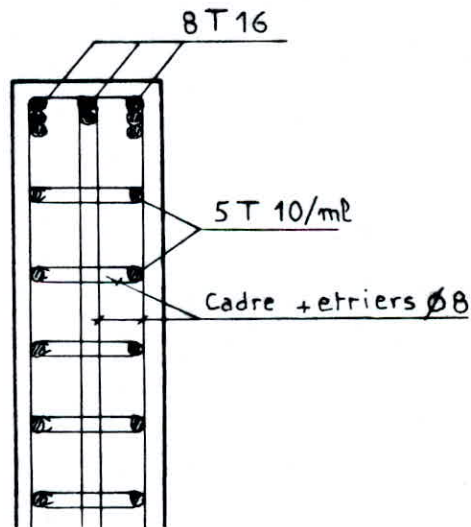
$$\text{soit } A_f = 8 \text{ T } 16 = 16,08 \text{ cm}^2$$

* Armatures longitudinales de peau :

$$A_p \geq 2 \text{ cm}^2 / \text{ml de hauteur et par face}$$

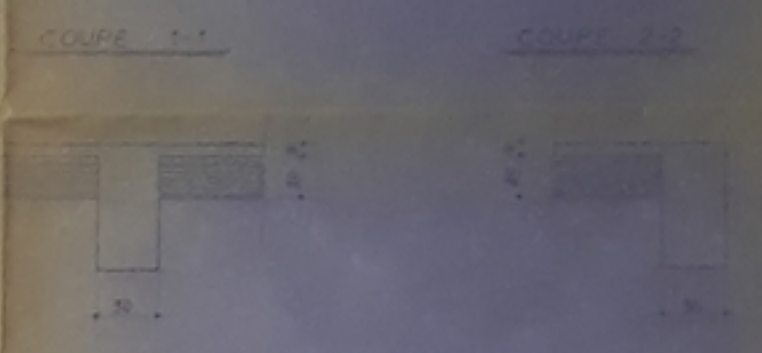
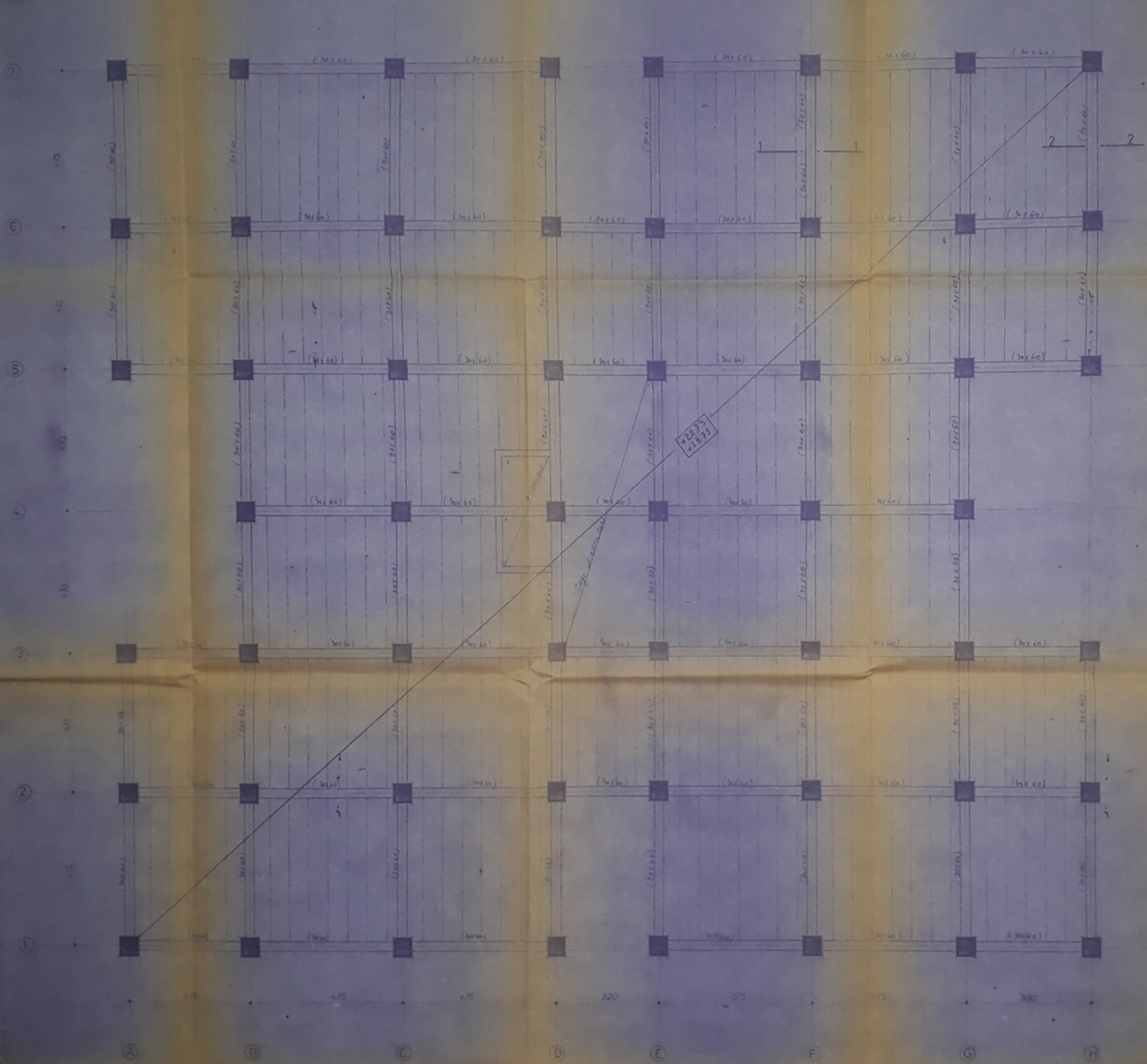
$$\text{soit } A_p = 5 \text{ T } 10 = 3,92 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; t = 20 \text{ cm}$$

Nous disposerons dans les angles du voile des équerres de renforcement.



- B I B L I O G R A P H I E -

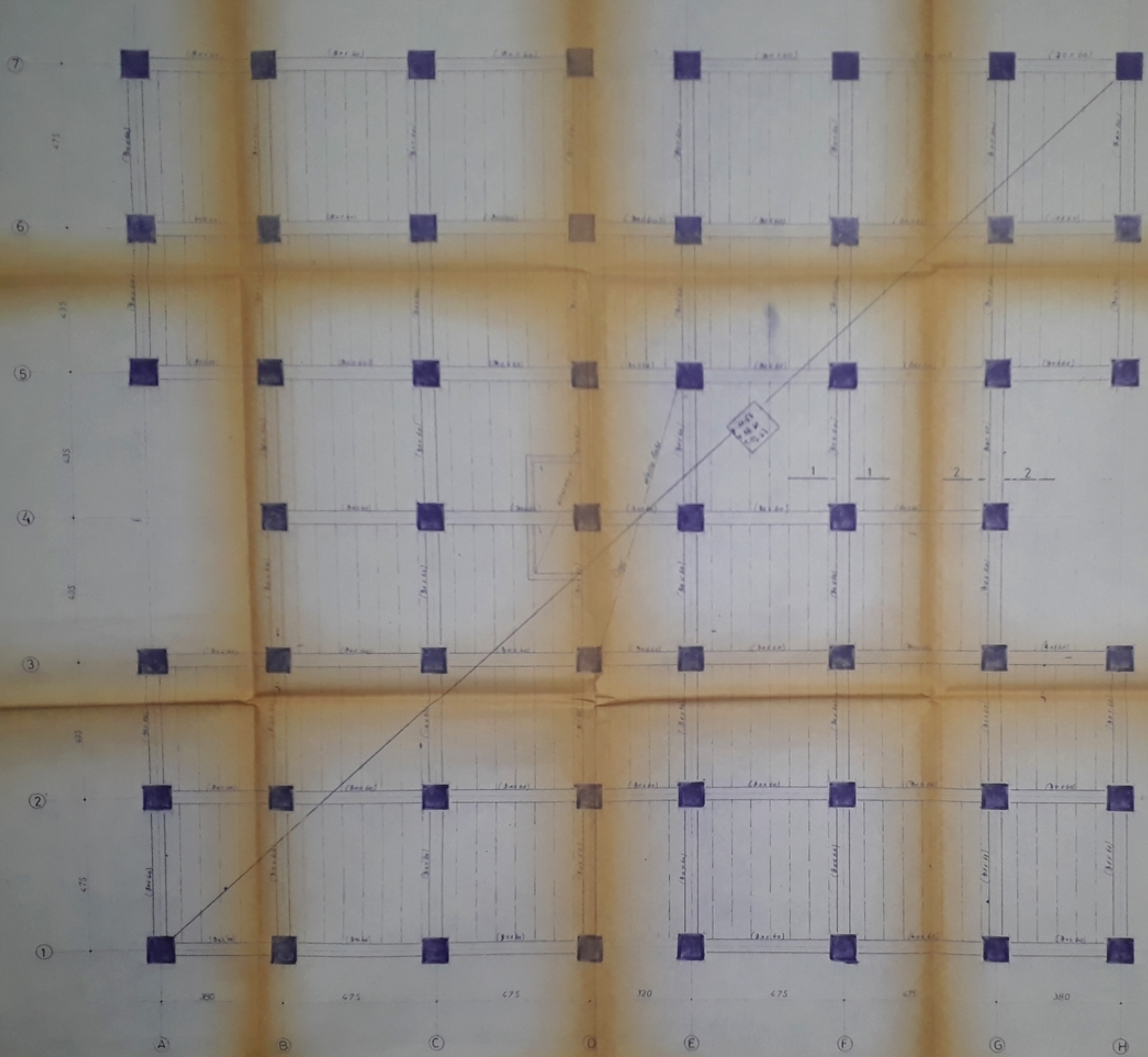
- RPA 81
- REGLES CCBA 68
- LE CALCUL ET LA VERIFICATION DES OUVRAGES EN BETON ARME(P.CHARON)
- EXERCICES DE BETON ARME (P.CHARON)
- CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME (M. BELAZOUGUI)
- DYNAMIQUE DES STRUCTURES (DOBRESCU)
- DYNAMIQUE DES STRUCTURES (CLOUGH ET PENZIEN)
- PROJETS DE FIN D'ETUDES
- COURS DE MECANIQUE DES SOLS
- CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES SOUMISE AUX SEISMES
M.DAOUDI M.RILI A.SALHI (OPU)
- TRAITE DE BETON ARME TOME III -(A.GUERRIN)



PG-001/88
-1-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
ETUDE D'UNE STRUCTURE EN PORTIQUES R-17	
TITRE COF NIV -20.73, -23.79	
Department DEPT. CIVIL	NO.:
Étudié par ABASS HACIDA	1/80 - 1/20
SALIM SAMIR	JANVIER 1988



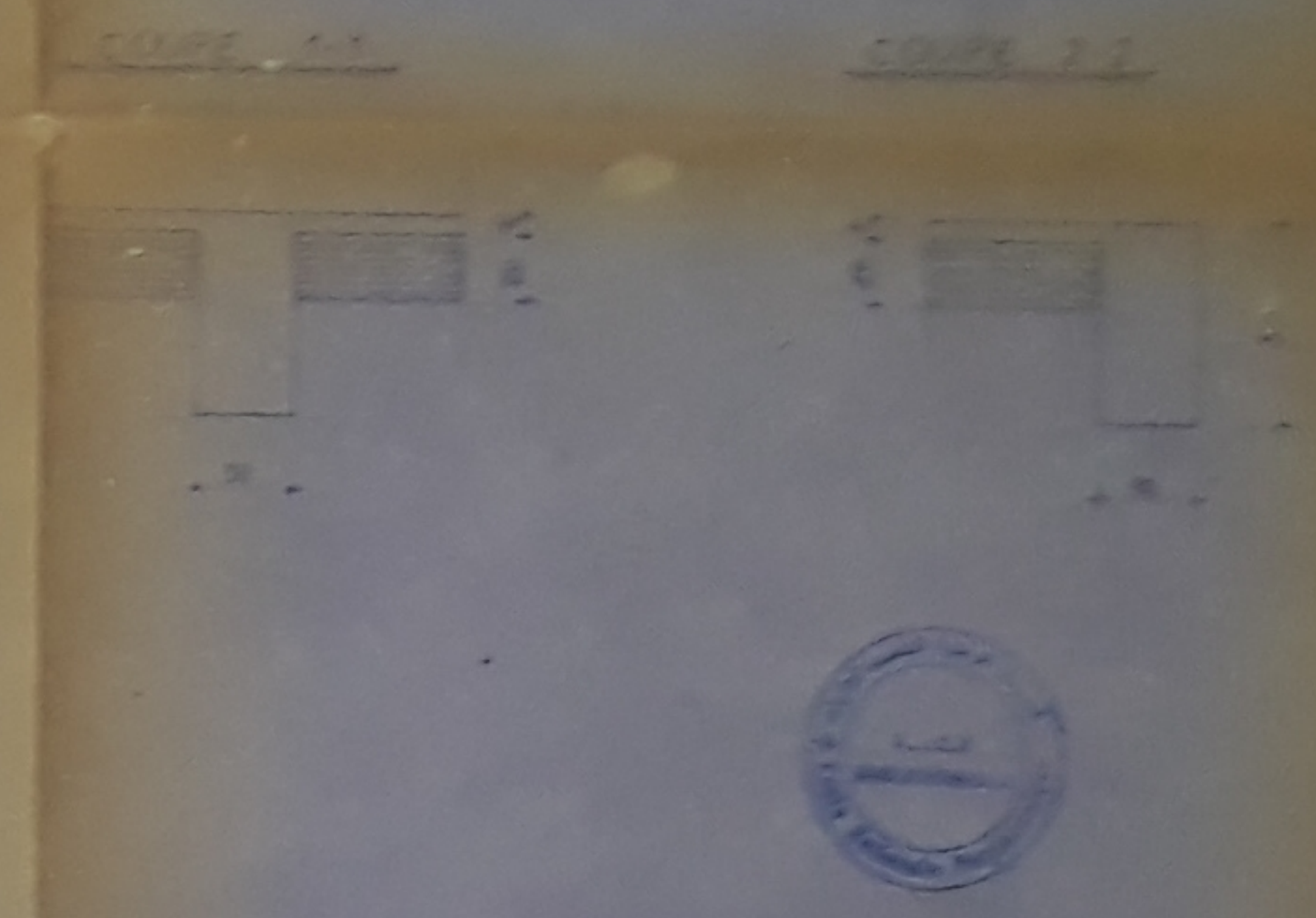
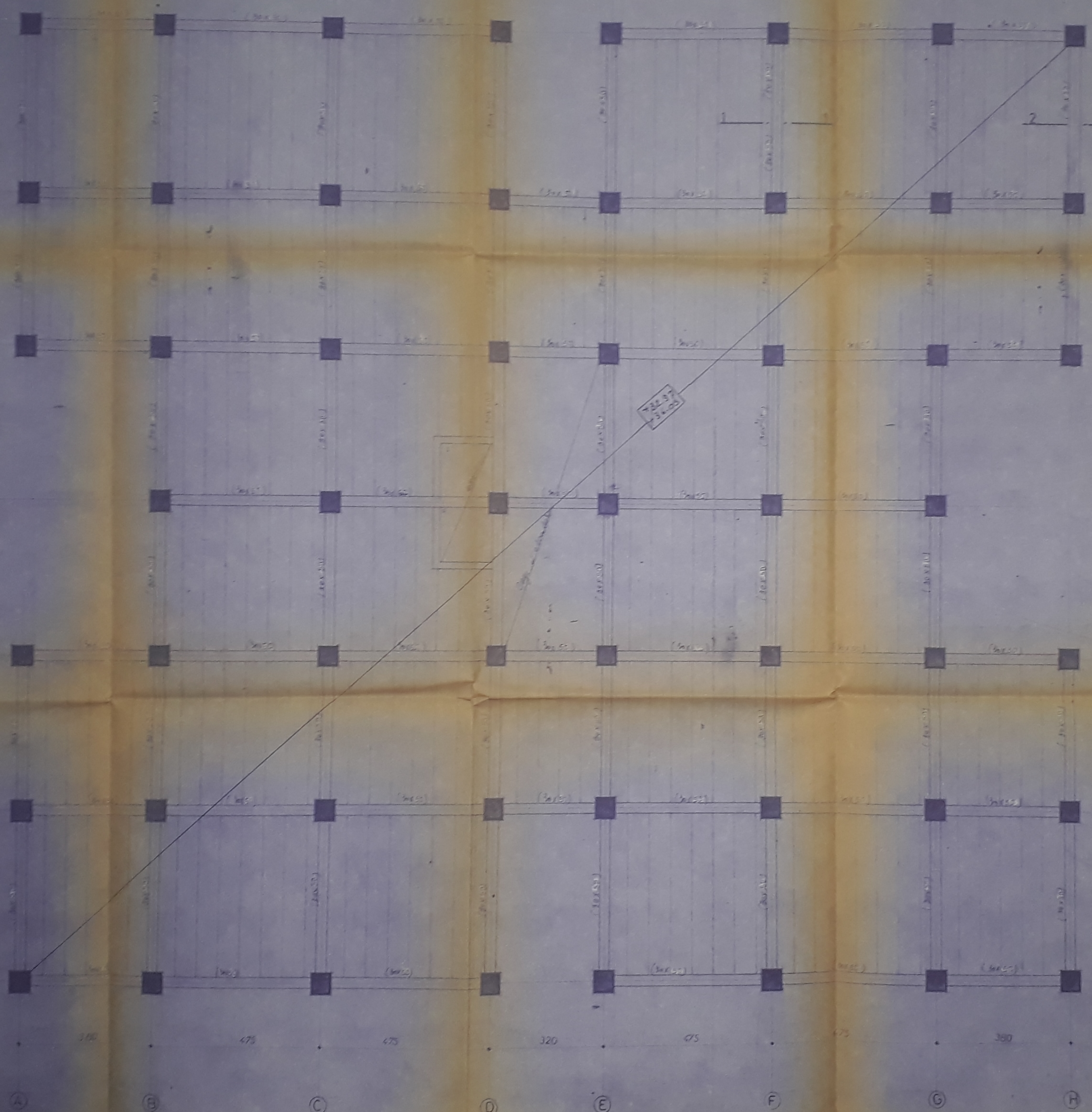
COUPE 2-2



PB 1/86
-2-

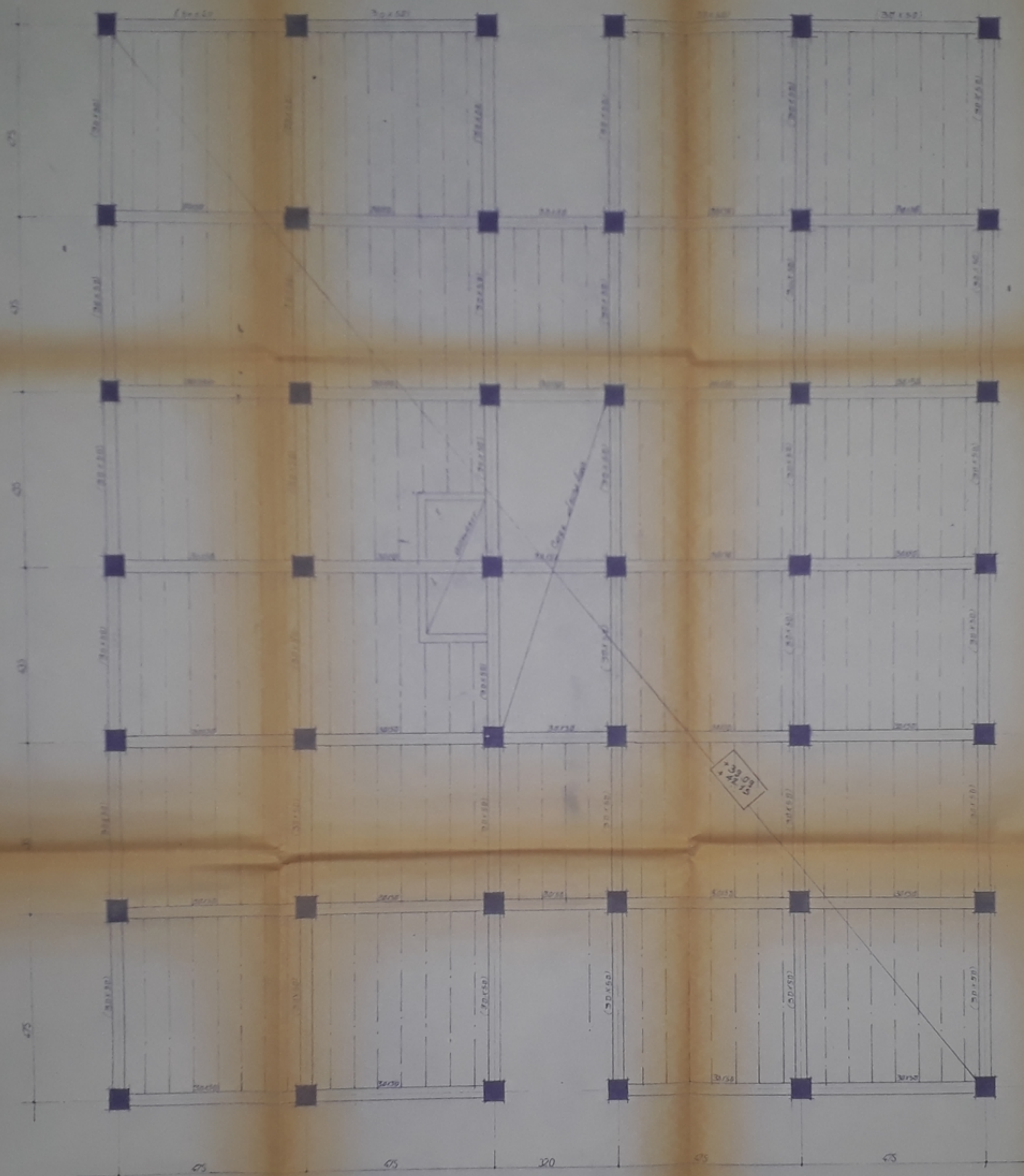


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
EQUIPE OUVRE STRUCTURE EN PORTIQUES 8-11	
TITRE	COF NIV-1193, 1461, 1767
Department: GENIE CIVIL	Travaux:
Elab. par: ABDAS NADIA	150 100
SALIM SARINA	JANVIER 1988



9B.00181
-3-

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE		
ETUDE D'UNE DIMENSION EN PORTIQUES N° 10		
TITRE	COF NIV+3297.36.03	
DEPARTMENT	GENIE CIVIL	Ech:
ELABORÉ PAR:	ABDAS NADIA	150-100
	SALIM SAMIRA	JANVIER 1988

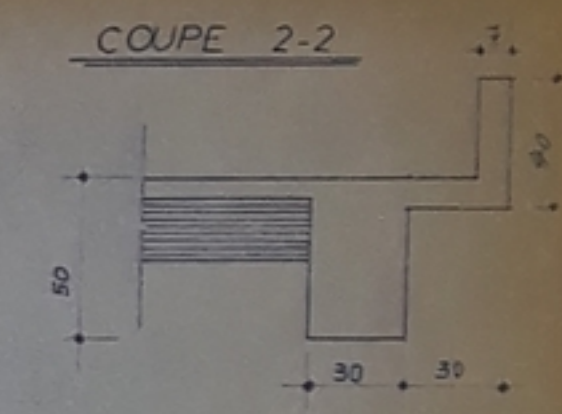
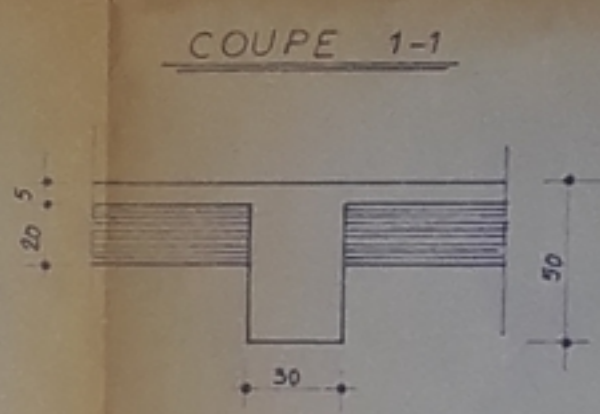
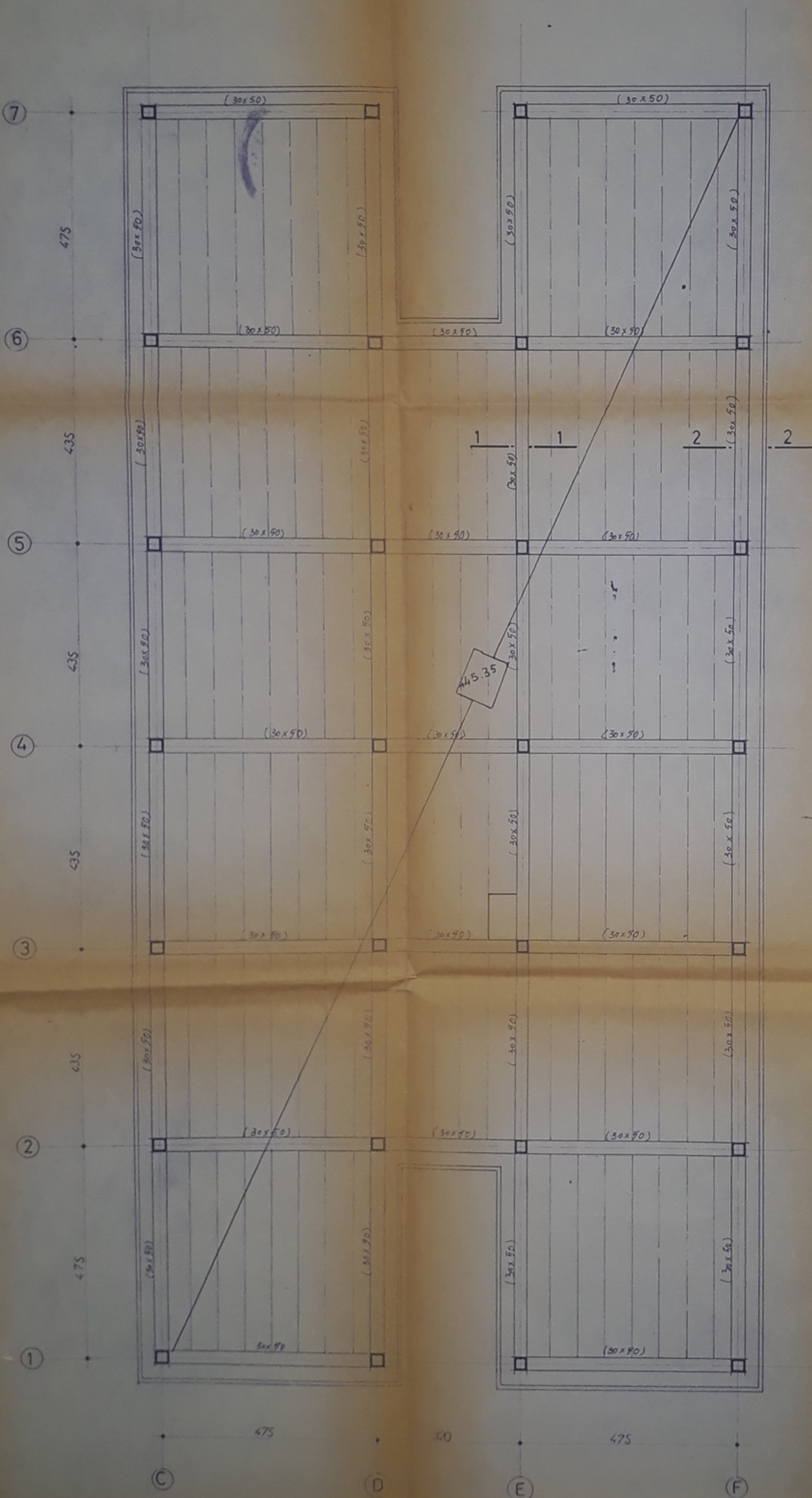


PC 00187

- 4 -



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
ETUDE D'UNE STRUCTURE EN PORTIQUES R-12	
TITRE COF NIV 39 09 / 42 15	
Department GENIE CIVIL	ech:
Etudié par: ABBAS NACIRA SALHI SAMIRA	1/50 JANVIER 1968

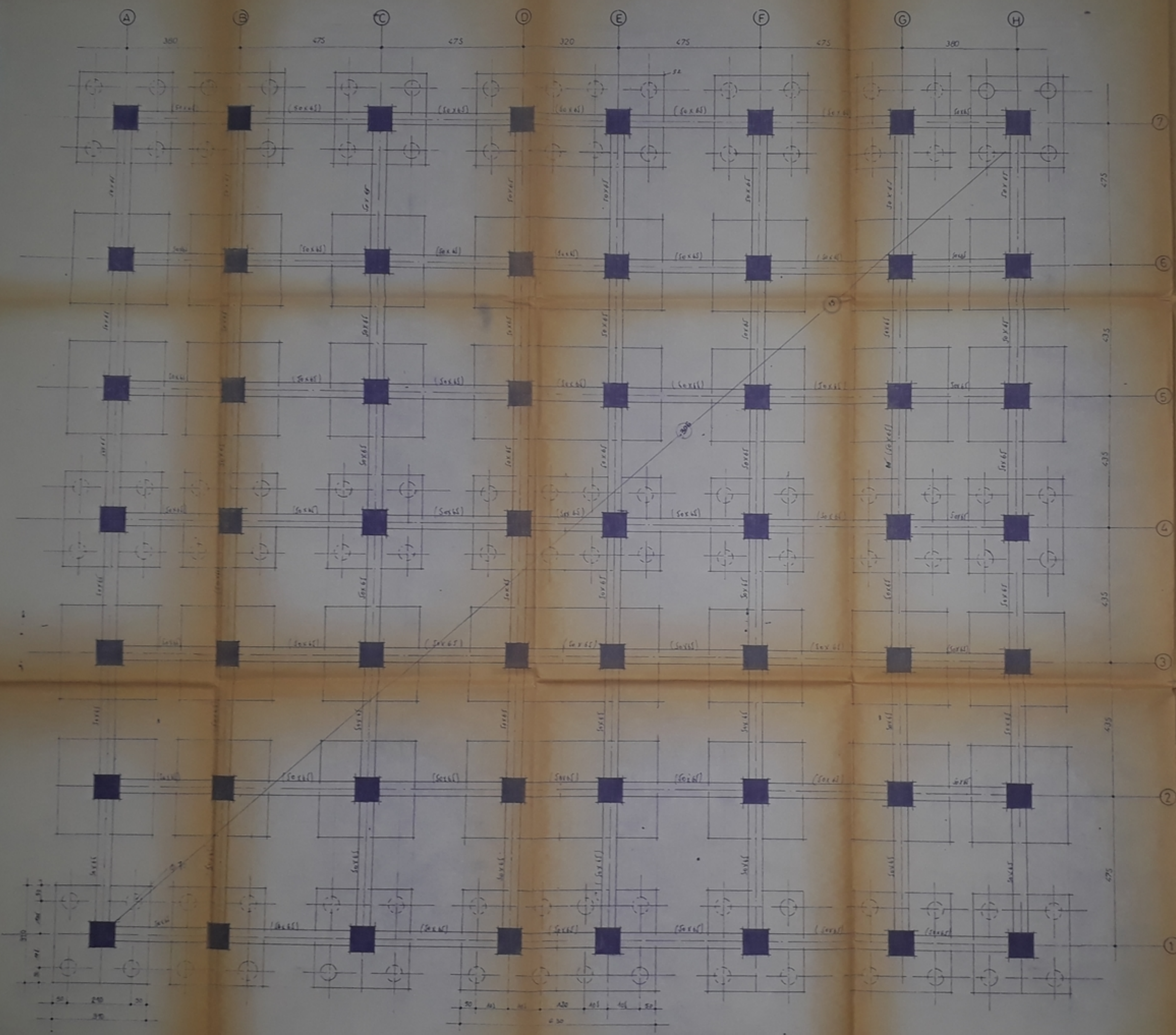


PB 00188

-5-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		Ecole Nationale Polytechnique	
ETUDE D'UNE STRUCTURE EN PORTIQUES N° 10			
TITRE	COF NIV+4535		
Departement	GENIE CIVIL		ech:
Etudié par	ABDAS	HACIBA	1/50 - 1/20
	SALHI	SAMINA	JANVIER 1988



DB 00186

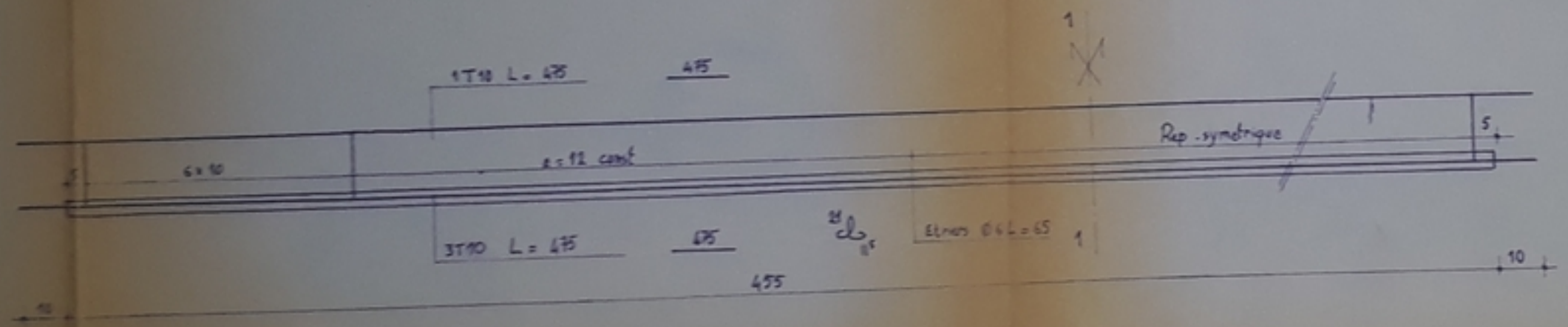
-6-



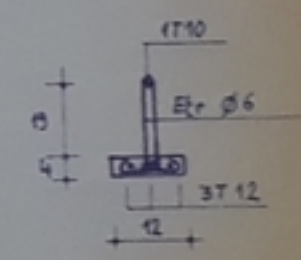
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Ecole Nationale Polytechnique		
ETUDE D'UNE STRUCTURE EN PORTIQUES 2-12		
TITRE	COF FONDATIONS	
Department	DEME CIVIL	6020
Classe	ALGER	1950
	SALM	20001
		1950



FERRAILLAGE POUTRELLE



COUPE 1-1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

ETUDE D'UNE STRUCTURE EN PORTIQUES R+12

TITRE FER POUTRELLES

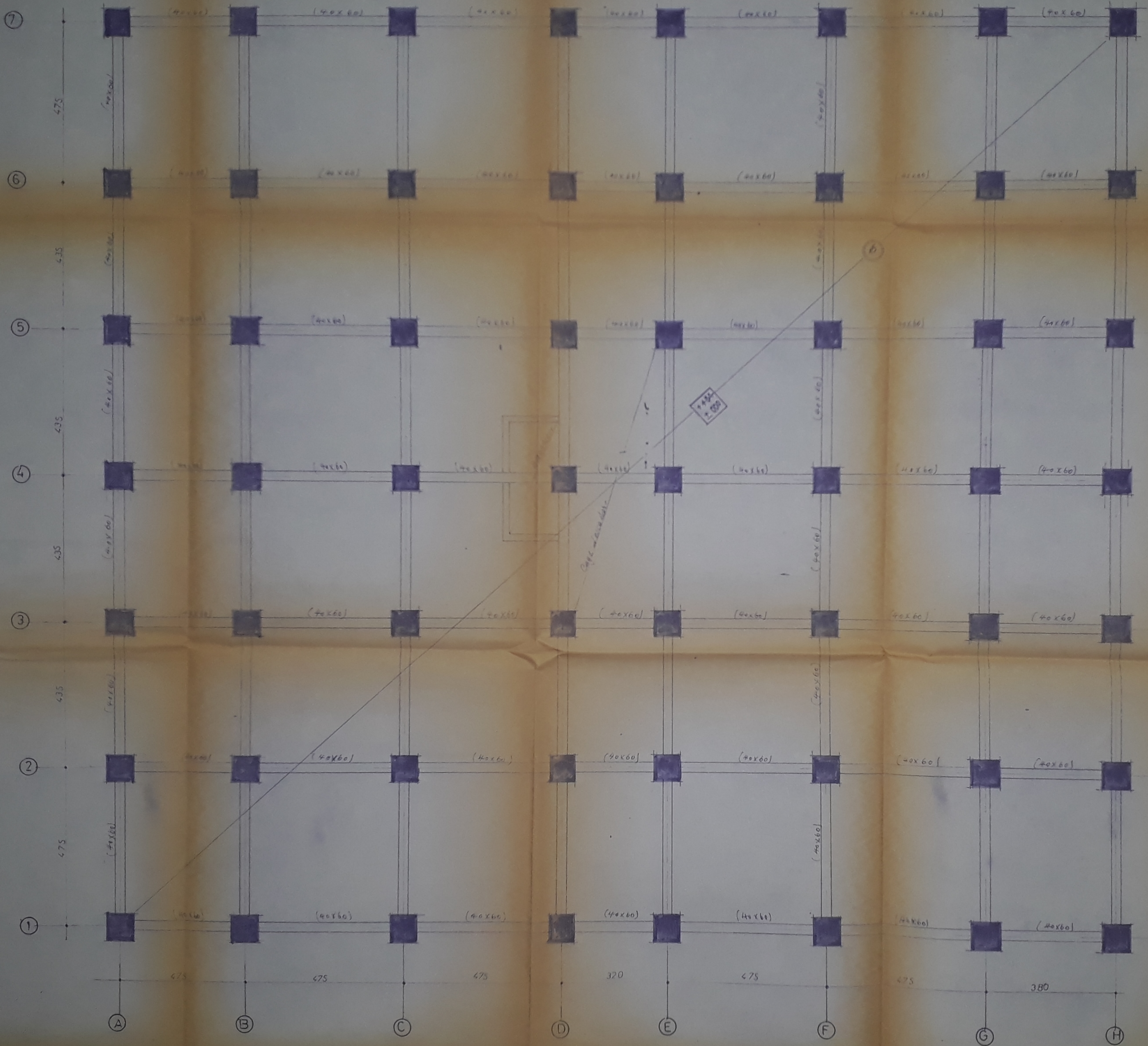
Departement: GENIE CIVIL

Etudie par:
 ABBAS HACIBA
 SALHI SAMIRA

ech:

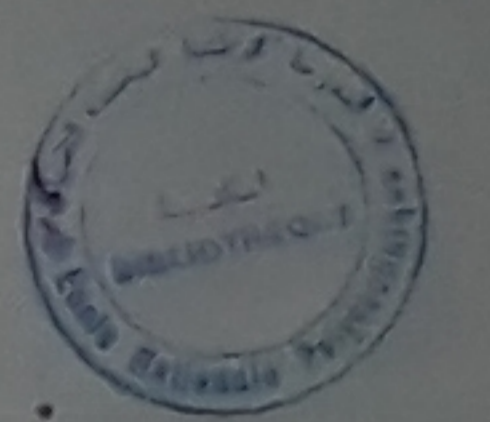
1/10

JANVIER 1988

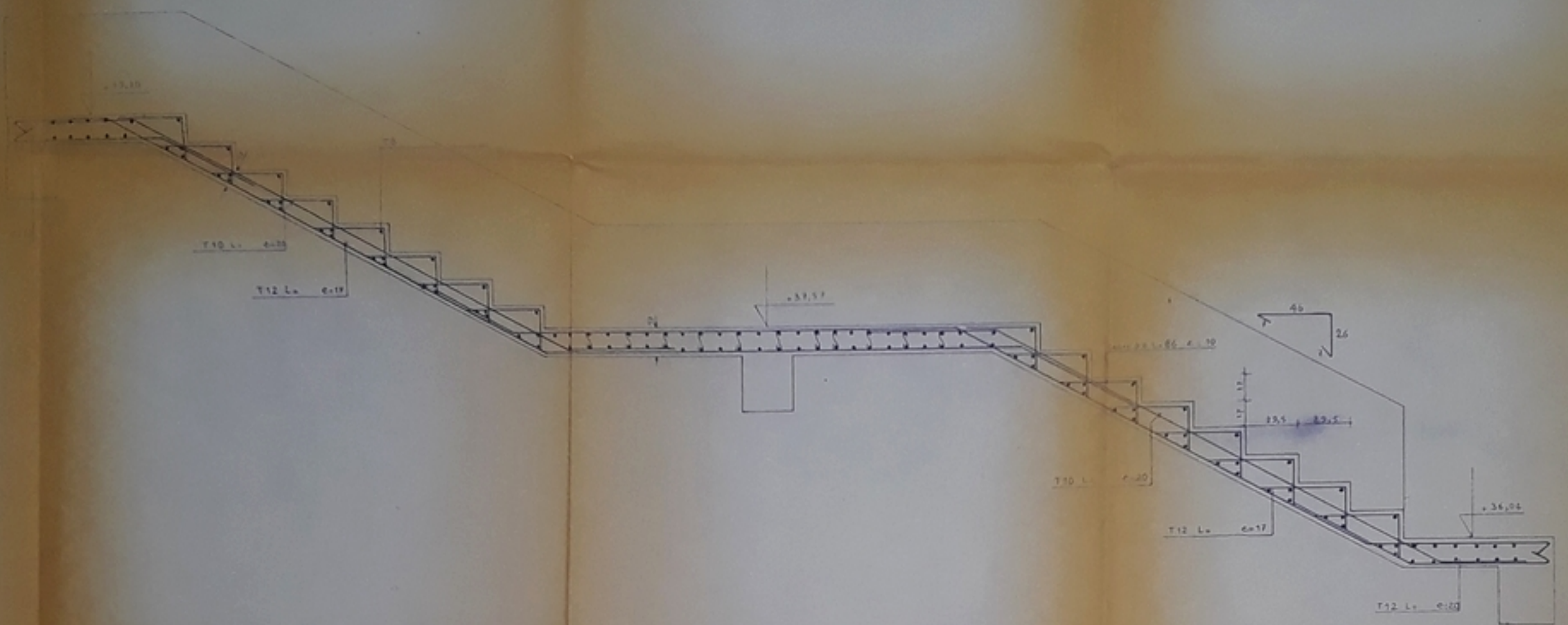


PB 00188

-8-



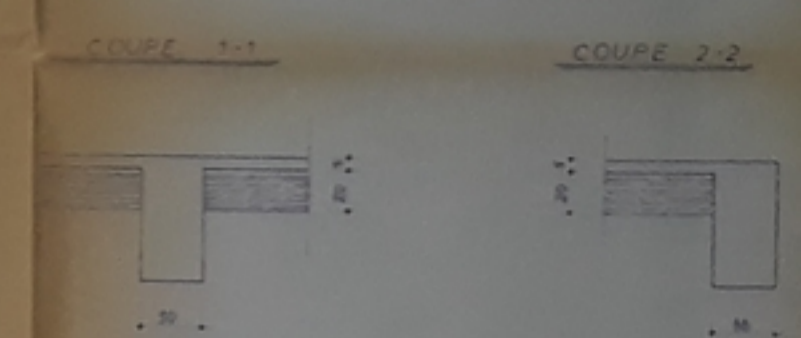
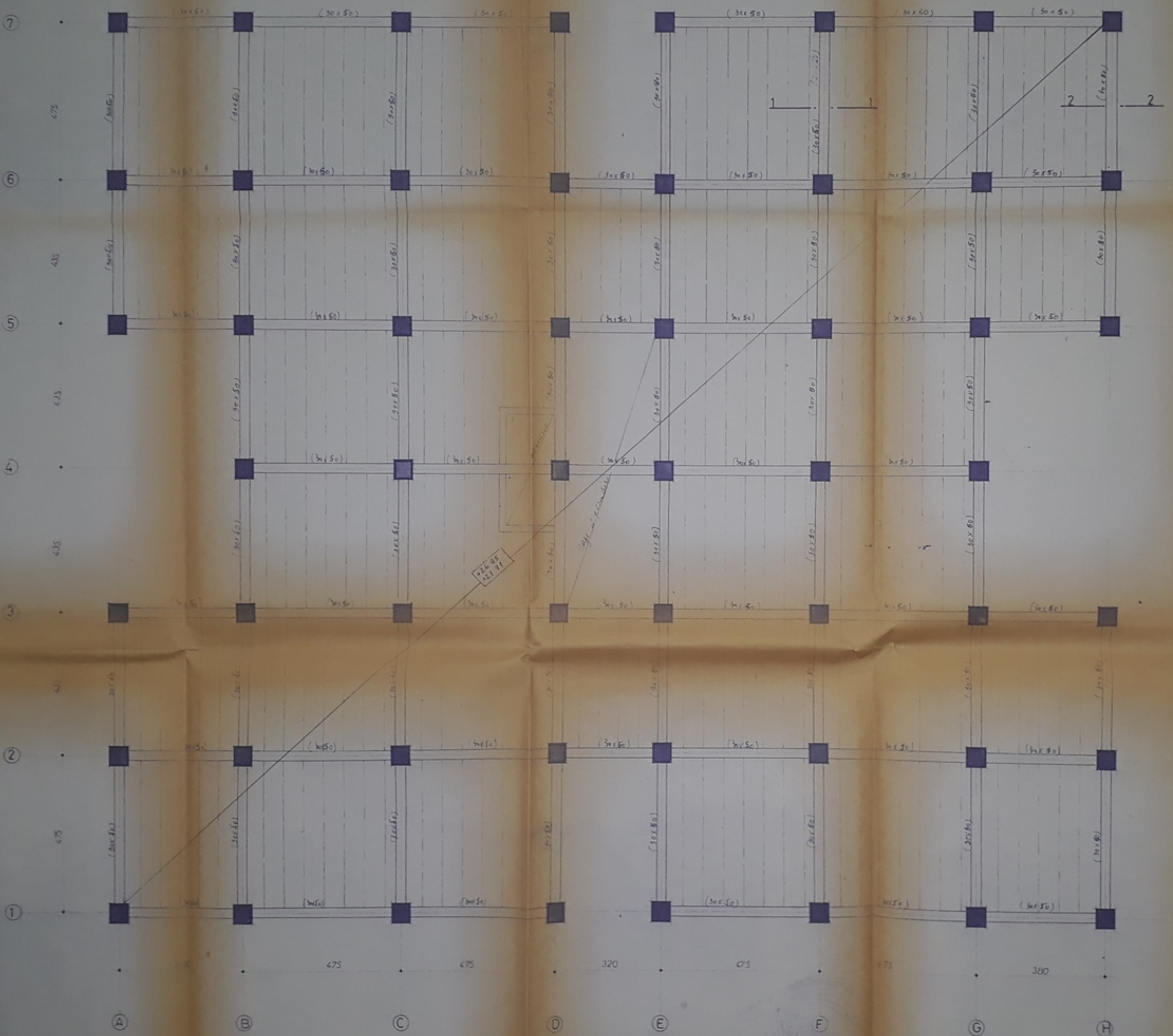
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
ETUDE D'UNE STRUCTURE EN PORTIQUES N° 12	
TITRE	COF NIV:000 - 484
Department	GENIE CIVIL
Etudié par	ABDAS HADIDA SALHI SAMIRA
	1/50 - 1/20
	JANVIER 1988



PB 00188
-9-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
ETUDE D'UNE STRUCTURE EN PORTIQUES N° 12	
TITRE	FER ESCALIERS
Departement	GENIE CIVIL
Etudie par	ABDAS NACIDA SALIM SAMIRA
Scale	1/20
Date	JANVIER 1988



PO 01/88
11



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
ETUDE D'UNE STRUCTURE EN PORTIQUES N° 17	
TITRE	COF N° IV-2685-2881
PROFESSEUR-CHARGÉ DES COURS	BOUF
ÉLÈVE	ABDAS BACHA DALMI SANIDA
1/50 - 1/20	
FÉVRIER 1984	