

UNIVERSITÉ D'ALGER

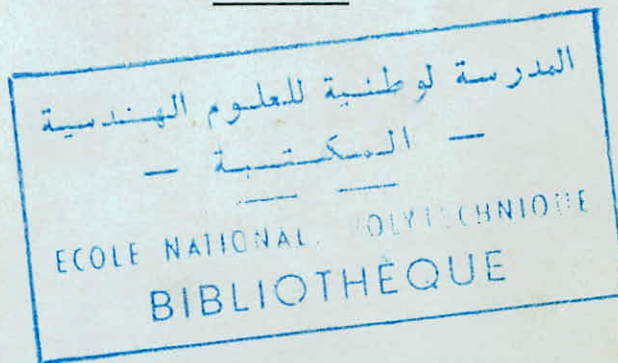
9/79

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

2ex

PROJET DE FIN D'ETUDES



BATIMENT ADMINISTRATIF

D.E.T. (R+2)

Proposé par :

D N C - BEREG

Dirigé par :

Mme BEJINARIU

Etudié par :

HYLLENDHO M.D.

NOUASRIA M.

Promotion : Janvier 1979

UNIVERSITÉ D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

BATIMENT ADMINISTRATIF

D.E.T. (R+2)

Proposé par :

D N C - BEREG

Dirigé par :

Mme BEJINARIU

Etudié par :

HYLLENDHO M.D.

NOUASRIA M.

Promotion : Janvier 1979

Je dédie ce travail

A mon père ALI NOUASRIA

A ma mère KHEDIDJA

pour tous les grands efforts que vous avez consacrés
à ma formation

A ma grande soeur

A mon beau frère

pour tous leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre
mon but

A tous mes frères et soeurs

A mes amis

A M^r Jean DESFORGES

NOUASRIA Messaoud

Je dédie ce modeste travail

A mon père MASSOUEMA BOUNDA

A ma mère MPASSI Rachel

pour tous les efforts que vous avez consentis
à ma formation.

A mon frère NGOMA IKBIT

pour tous ses sacrifices et conseils qui m'ont
permis de poursuivre mes études.

A mes frères et soeur :

HIPPAT, ANDRE et SOLANGE

MASSOUEMA

A mon amie Sophie NZYCKOU.

Que tous ceux qui m'ont aidé de près ou de
loin dans la réalisation de ce projet trouvent
ici l'expression de ma reconnaissance.

HYLLENDHO M. D.

SOMMAIRE

CHAP. 1 INTRODUCTION (page 1)

1. Description
2. Caractéristiques des matériaux
3. Sollicitations
4. Charges et surcharges
5. Descente de charges

CHAP. 2 CALCUL DES ELEMENTS (page 19)

1. Arcature
2. Poutrelle
3. Table de compression

CHAP. 3 ETUDE AU SEISME (page 44)

- A. Etude sismique
1. Effet du seisme
 2. Calcul sismique
 3. Evaluation des charges et surcharges par plancher
 4. Evaluation des forces sismiques horizontales
 5. Evaluation des forces sismiques verticales

CHAP. 4 CALCUL DES EFFORTS (page 55)

- B. Sous les charges horizontales S_h
1. Exposé de la méthode de BOWMAN
 2. Portique sens longitudinal
 3. Portique sens transversal
- C. Sous les charges verticales (G, P, S_v)
1. Exposé de la méthode de CAQUOT
 2. Portique sens longitudinal
 3. Portique sens transversal

CHAP. 5 EVALUATION DES EFFORTS (M.N.T.)
SOUS LES DIFFERENTES SOLLICITATIONS (page 90)

- A. Portique sens longitudinal
 - 1. Poutres
 - 2. Poteaux
- B. Portique sens transversal
 - 1. Poutres
 - 2. Poteaux

CHAP 6 FERRAILLAGE DES PORTIQUES (page 107)

- A. Poutres
 - 1. Portique sens long.
 - 2. Portique sens trans.
- B. Poteaux
 - 1. Portique sens long.
 - 2. Portique sens trans.

CHAP. 7 CALCUL DES FONDATIONS (page 185)

- 1. Semelles
- 2. Longrines

PLANCHES

- 1 - plan de masse
- 3 - coupe A A + terrasse
- 2 - plan de façade
- 4 - plancher courant (coffrage et ferrailage)
- 5 - portique longitudinal (coffrage et ferrailage)
- 6 - portique transversal (coffrage et ferrailage)
- 7 - plan de fondations (coffrage et ferrailage)

CHAPITRE 1
INTRODUCTION

1/ DESCRIPTION

Notre projet consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment à usage de bureaux : Direction d'Etude Technique (DET). Il est composé d'un rez de chaussée bâti sur un vide sanitaire de 1 m 20 de hauteur et de deux étages espacés entre plancher de 3 m, 45

Hauteur totale du bloc : 11 m 55

Longueur totale : 48 m

Largeur totale :

Le bloc se compose de trois parties séparées les unes des autres par un joint de dilatation de 2 cm tous les 16 m. Notre étude sera portée sur la partie ① dont les dimensions sont :

Longueur 16 m

Largeur 15 m

Elle est formée de 3 portiques de travées égales, de 4 m dans le sens longitudinal et de 5 portiques de deux travées de 8 et 7 m dans le sens transversal. Le rez de chaussée comporte 1 salle de restauration, 2 salles de programmation, 2 salles d'analyse, 1 salle d'organisation et méthode, 1 salle de système et 1 secrétariat

Le premier étage : 3 salles de réunions d'archives et bureau
Le deuxième étage 7 salles : 5 bureaux 1 secrétariat et archives.

Taux de travail du sol

Pour l'ensemble du projet on peut envisager la solution semelles superficielles. Pour les semelles isolées on peut adopter un taux de travail admissible de 2,5 bars à 1,5 m ou 3 bars à environ deux mètres (2 m) du sol. Signalons enfin qu'il n'y a pas risque de tassement global, quant aux tassements différentiels, ils ne seront pas prohibitifs et pourront être repris par les longrines reliant les semelles.

Béton armé

a) Le béton armé utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions (CCBA 68) et à tous les règlements en vigueur.

b) La composition du béton sera en principe de 800 l de gravillon ($D_g = 25 \text{ mm}$), 400 l de sable ($D_s \leq 5 \text{ mm}$), de 350 kg/m³ de ciment de CPA classe 325 et de 175 l d'eau.

c) Les aciers utilisés pour constituer les armatures de béton armé sont les ronds lisses, les aciers à haute adhérence et les treillis soudés.

Ossature

L'ossature est constituée par des poteaux verticaux et des poutres horizontales transversales et longitudinales. Au niveau courant, chaque nœud de façade reçoit verticalement deux poteaux intérieurs et supérieur et trois poutres, 2 longitudinales. Chaque nœud de poteau intérieur reçoit quatre poutres. Ces différents éléments poteaux poutres sont encastres les uns sur les autres formant un système de portiques qui assure par la même occasion le contreventement du bâtiment.

Planchers

Ils sont constitués par des corps creux et une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées. Tous les planchers sont ^{identiques} sauf le plancher terrasse qui aura en plus une isolation thermique, hydrofuge et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux de pluie.

Maçonnerie

murs extérieurs: 30 cm dont:

- 1 cloison en brique creuse de 15 cm

1 vide d'air de 5 cm

1 cloison en brique de 10 cm

murs intérieurs: 10 cm ce sont des cloisons de 10 cm

Revêtements

céramique dans les salles d'eau

carrelage dans les autres pièces

Escaliers

Le bâtiment ~~est~~ entier possède deux cages d'escalier :

1 située dans la partie centrale, (formant 1 escalier et 1 monte charge)

l'autre se trouve dans la 3^e partie et est située à l'extérieur.

Notre partie d'étude ne contient pas de cage d'escalier, elle possède des issues communiquant avec les autres parties du bloc.

2/ CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES

a/ le béton

il est dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA 325 contrôle atténué.

grosseur des granulats g : $5/15 \text{ mm}$

résistance nominale de compression $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$

résistance nominale de traction $\sigma_{28} = 23,2 \text{ bars}$

contrainte de compression admissible art. 9.4 CCBA 68

$$\sigma'_b = \rho'_b \cdot \sigma'_n$$

avec $\rho'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon$ et $\sigma'_n = \sigma'_{28}$

$\alpha = 1$ béton dont le ciment constitutif est de classe 325

$\beta =$ dépend de l'efficacité du contrôle = $\frac{5}{6}$ contrôle atténué

$\gamma =$ dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions
des granulats g $5/15$ $\gamma = 1$

δ dépend de la nature de la sollicitation

$\delta = 0,30$ en compression simple

$0,60$ en flexion simple

En compression flexion composée

$\delta = 0,60$ quand l'effort normal est à traction

$$\delta = \begin{cases} 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) & \text{si } \delta < 0,60 \\ 0,60 & \delta > 0,60 \end{cases}$$

quand effort normal est
à compression

avec e_1 distance de la limite du noyau central au centre de gravité de la section du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression —

e_0 : éxcentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au cdg de la section de béton seul.

Les valeurs de δ sont multipliées par 1,5 quand il s'agit d'une sollicitation totale pondérée du second genre. CCBA 68 art. 9.47

ϵ dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre.

$\epsilon = 1$ en compression simple

$0,5 \leq \epsilon \leq 1$ dans les autres cas

Résumé :

contrainte admissible de compression simple

$\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5/6 \cdot 1,0/3 \cdot 1 \times 270 = 67,5$ bars sollicitations du 1er genre

$\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot 67,5 = 101,3$ bars du 2e genre

contrainte admissible en flexion simple

$\bar{\sigma}'_b = 135$ bars sous SP_1

$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 135 = 202,5$ bars sous SP_2

Contrainte de traction de référence CCBA 68 art. 9.5

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

avec $\alpha \beta \gamma \theta = \rho_b$

$\alpha \beta \gamma$ définis précédemment

θ = dépend de la résistance nominale du béton pour 1 sollicitation totale pondérée du 1er genre.

$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_n}$ (σ'_n en bars) θ est multiplié par 1,5 (SP_2)

$\bar{\sigma}_b = 5,8$ bars sous SP_1

$\bar{\sigma}_b = 1,5 \times 5,8 = 8,7$ bars sous SP_2

b/ les aciers

On distingue deux (2) catégories d'aciers :

les ronds lisses ou aciers doux de nuance FeE 24

$\bar{\sigma}_{en} = 2350$ bars limite d'élasticité nominale

les barres de haute adhérence de nuance FeE 40

$\bar{\sigma}_{en} = 4120$ bars $\varnothing \leq 20$ mm

$\bar{\sigma}_{en} = 3920$ bars $\varnothing > 20$ mm

contraintes admissibles

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

$\rho_a = \frac{2}{3}$ généralement pour les sollicitations totales pondérées du 1^{er} genre

$\rho_a = 1$ pour les sollicitations totales pondérées du 2^e genre.

ronds lisses : $\bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (SP₂)

$\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$ (SP₁)

Haute adhérence $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (SP₁)

$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (SP₂)

c/ contrainte de traction imposée par la condition de fissuration du béton

La valeur de la contrainte admissible (acier) définie ci-dessus est fonction des caractéristiques mécaniques de l'acier. On peut être amené à utiliser pour $\bar{\sigma}_a$ une valeur inférieure afin de limiter la fissuration du béton (CCBA 68 art. 49). La valeur à considérer pour $\bar{\sigma}_a$ est limitée à la plus grande des valeurs suivantes exprimées en bars

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\varnothing} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

$$\sigma_2 = 214 \sqrt{\frac{\eta k}{\varnothing} \bar{\sigma}_b}$$

σ_1 : contrainte de fissuration systématique

σ_2 : _____ non systématique (accidentelle) due aux effets de retrait, variation de température.

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ ronds lisses

$\eta = 1,6$ Hautes adhérences

\emptyset : diamètre en mm de la plus grosse barre

$\bar{\omega}_f$ pourcentage de fissuration A/B_f

A : section totale des barres tendues

B_f section d'enrobage des barres tendues

K coefficient numérique dépendant des conséquences de la fissuration tant sur le comportement de l'ouvrage que sur son aspect.

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

$= 10^6$ _____ préjudiciable

$= 0,5 \cdot 10^6$ _____ très préjudiciable

d/ Coefficient d'équivalence

On suppose que l'adhérence béton - acier est non rompue sous F d'où déformation acier - béton identique c.a.d. $\epsilon_a = \epsilon_b$

Loi de Hooke $\frac{\sigma'_a}{E_a} = \frac{\sigma'_b}{E_b}$

En posant $n = \frac{E_a}{E_b} \Rightarrow \sigma'_a = n \sigma'_b$

σ'_a et σ'_b contraintes dans l'acier et dans le béton

n coefficient d'équivalence

$E_a \approx 21000 \text{ kg/mm}^2$ et $1000 \text{ kg/mm}^2 \leq E_b \leq 5000 \text{ kg/mm}^2$

d'où n varie : $\frac{21000}{5000} \leq n \leq \frac{21000}{1000} \Rightarrow 4,5 \leq n \leq 21$

CLBA 68 fixe pour 1 béton moyen

$n = 15$

3/ SOLLICITATIONS

Les sollicitations à prendre en compte dans les justifications de l'équilibre statique, à la résistance et à la stabilité sont les sollicitations totales pondérées définies ci-dessous :

- G charges permanentes
- P surcharges d'exploitation
- V surcharges climatiques normales
- W — — — — — extrêmes
- T surcharges dues aux effets de température et du retrait
- SI — . — . — aux séismes

Sollicitations totales pondérées du 1^{er} genre (SP₁)

$$S_1 = G + 1,2 P + T$$

$$S'_1 = G + P + V + T$$

Sollicitations totales pondérées du 2nd genre (SP₂)

$$S_2 = G + 1,5 P + 1,5 V + T$$

$$S'_2 = G + P + \gamma_w W + T$$

$$S''_2 = G + P + T + SI$$

Le coefficient γ_w étant calculé par la formule

$$\gamma_w = 1,10 - 0,5 (P_{g, \max}) / G$$

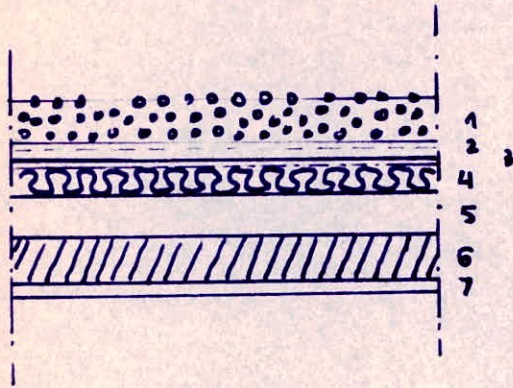
dans le cas où $(P_{g, \max}) < 0,20 (G)$

et $\gamma_w = 1$ dans le cas contraire.

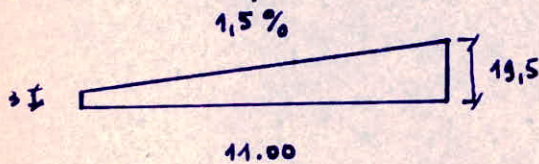
$P_{g, \max}$ sollicitation max développée par ^{les} permanentes surcharges d'exploitation.

4/ CHARGES ET SURCHARGES

a/ Charges permanentes plancher terrasse



- ① 4 cm de granier roulé $0,04 \times 1000 = 40 \text{ kg/m}^2$
- ② Étanchéité multicouche 30 kg/m^2
- ③ Film en polyéthylène
- ④ Isolation en liège $0,05 \times 300 = 15 \text{ kg/m}^2$
- ⑤ Forme de pente



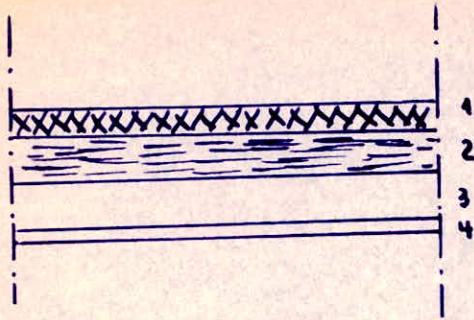
hauteur moyenne = 14 m

\Rightarrow pente $0,14 \times 2000 = 280 \text{ kg/m}^2$

- ⑥ Hourdis + table de compression (16+4) 265 kg/m^2
- ⑦ Faux plafond 30 kg/m^2

$G = 40 + 30 + 15 + 280 + 265 + 30 = 660 \text{ kg/m}^2$

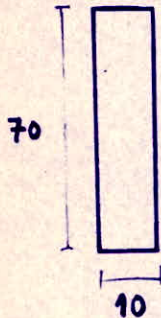
plancher courant



- | | |
|--------------------------------------|-----------------------|
| ① carrelage | 22 kg/m ² |
| ② mortier de pose | 80 kg/m ² |
| ③ Hourdis + table compression (16+4) | 265 kg/m ² |
| ④ Faux plafond | 30 kg/m ² |

$$G = 22 + 80 + 265 + 30 \approx 400 \text{ kg/m}^2$$

Acrotère



$$G = 0,70 \times 2500 \times 10 = 1750 \text{ kg/m}^2$$

b/ Surcharges d'exploitation (tirées du tome 4 Guerrin)

plancher terrasse

terrasse non accessible (sauf entretien)

100 kg/m²

plancher courant

bureau

250 kg/m²

restauration

400 kg/m²

salle commune

400 kg/m²

Archives

500 kg/m²

Pour le plancher courant on adopte une surcharge d'exploitation égale à 500 kg/m².

Acrotère

On considère une surcharge horizontale de 100 kg/ml appliquée sur l'acrotère, due aux ouvriers travaillant sur la terrasse.

5/ DESCENTE DE CHARGE

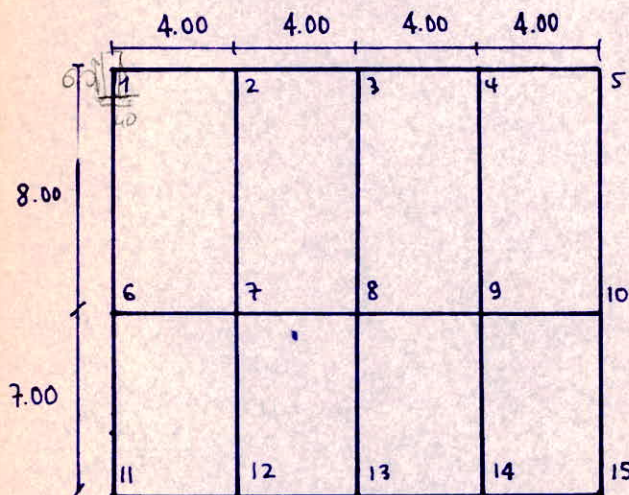
Un prédimensionnement des différents éléments du bâtiment est nécessaire avant d'aborder l'étude sismique et le calcul des poutres poteaux et fondations. La descente de charge nous permet de fixer les sections effectives des poteaux après avoir déterminé les efforts normaux. Un calcul rigoureux ne peut être fait qu'après avoir effectué le calcul des poutres, puisque théoriquement les efforts tranchants aux extrémités de celles-ci dépendent des moments. Mais pratiquement l'opération descente de charge précède toujours le calcul des poutres et des poteaux. Par conséquent les calculs pratiques sont faits en admettant que les poutres reposent directement à appuis simple sur les poteaux. Cette façon de faire sous-estime un peu la charge des poteaux centraux mais par contre surcharge un peu les poteaux de rive. On peut en tenir compte d'une façon admissible en majorant la charge des poteaux centraux de 15 % et en minorant celle des poteaux de rives de

5 à 10%. Cette règle concerne seulement les efforts normaux
Les efforts normaux ainsi déterminés permettent à partir de
la formule $N = \bar{\sigma}'_{b0} B$, en supposant que le béton seul re-
prend l'effort normal, de calculer la section des poteaux.

$$N = G + 1,2 P \quad \text{sous } SP_1$$

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

a/ Prédimensionnement



Poutres

h_f hauteur totale $\frac{L}{16} \leq h_f \leq \frac{L}{10}$

L longueur de la travée

b largeur de la poutre $b = 0,14 \text{ à } 0,17 h_f$

$L = 8 \text{ m et } 7 \text{ m} \Rightarrow h_f = 60 \text{ et } b = 40$

$L = 4 \text{ m} \Rightarrow h_f = 40 \text{ et } b = 35$

Poteaux

supposons : 40×60

b/ Calcul des efforts normaux

Surface revenant à chaque poteau

Poteaux 1 et 5	$1,8 \times 3,7 = 6,66 \text{ m}^2$
6 et 10	$1,8 \times 6,9 = 12,42 \text{ m}^2$
11 et 15	$1,8 \times 3,2 = 5,76 \text{ m}^2$
2, 3 et 4	$3,6 \times 3,7 = 13,32 \text{ m}^2$
7, 8 et 9	$3,6 \times 6,9 = 24,84 \text{ m}^2$
12, 13 et 14	$3,6 \times 3,2 = 11,52 \text{ m}^2$

Niveau IV terrasse

Exemple de calcul poteaux 1 et 5

Poids propre plancher	$660 \times 6,66 = 4395,6 \text{ kg}$
Poids de la poutre longitudinale	$1,8 \times 0,35 \times 0,40 \times 2500 = 630$
Poids de la poutre transversale	$3,7 \times 0,40 \times 0,60 \times 2500 = 2220$
Poids de l'acrotère	$0,10 \times 0,70 \times 5,50 \times 2500 = 962,5$
Poids du $\frac{1}{2}$ poteau	$\frac{1}{2} \times 3,45 \times 0,40 \times 0,60 \times 2500 = 1035$

Surcharge d'exploitation $1,2 \times 100 \times 6,66 = 799,2$

Total $G + 1,2P = 10042,3 \text{ kg}$

les autres poteaux seront calculés de la même manière, d'où on dresse le tableau suivant pour le niveau IV

Niveau IV

Poteaux	1:5	6:10	11:15	2:3,4	7:8,9	12:13,14
Plancher	4395,6	8197,2	3801,5	8791,2	16394,4	7303,2
Poutre long.	630	630	630	1260	1260	1260
Poutre trans.	2220	4140	4120	2220	4140	1920
Acrotère	962,5	1207,5	875	630	-	630
Pds 1/2 Poteaux	1035	1035	1035	1035	1035	1035
1,2 surcharge	799,2	1490,4	691,2	1598,4	2980,8	1382,4
Total	10042	16700	8153	15535	25810	13831

Niveau III (de même pour le niveau II)

Exemple de calcul poteaux 1;5

Venant du niveau IV		10042 kg
Poids propre plancher	$400 \times 6,66$	2664
Poids de la poutre long.		630
Poids de la poutre trans.		2220
Poids murs ext. (moins baies)	$5,5 \times 0,30 \times 2,45 \times 0,8 \times 2000 =$	6468
Poids du poteau		2075
Poids des cloisons		499,5
surcharge d'exploitation	$1,2 \times 500 \times 6,66$	= 3996
Total	G + 1,2P	= 28590 kg

Niveau III

Poteaux	1 : 5	6 : 10	11 : 15	2 : 3 : 4	7 : 8 : 9	12 13 14
Venant de IV	10042	16700	8153	15535	25810	13831
Plancher	2664	4968	2304	5328	9936	4608
Poutre long.	630	630	630	1260	1260	1260
Poutre trans.	2220	4140	1120	2220	4140	1920
murs ext.	6468	8144,4	5880	4233,6	-	4233,6
Poids cloisons	499,5	931,5	432	999	1863	864
Poids Poteau	2070	2070	2070	2070	2070	2070
1,2 surcharge	3996	7452	3456	7992	14904	6912
Total	28590	45006	24045	39638	59983	35699

Niveau II

Poteaux	1 : 5	6 : 10	11 : 15	2 : 3 : 4	7 : 8 : 9	12 : 13 : 14
Venant de III	28590	45006	24045	39638	59983	35699
Plancher	2664	4968	2304	5328	9936	4608
Poutre long.	630	630	630	1260	1260	1260
Poutre trans.	2220	4140	1120	2220	4140	1920
murs ext.	6468	8144,4	5880	4233,6	-	4233,6
Poids cloisons	499,5	931,5	432	999	1863	864
Poids poteau	2070	2070	2070	2070	2070	2070
1,2 surcharge	3996	7452	3456	7992	14904	6912
Total	47138	73312	39937	63741	94156	57567

Niveau I

Seules les valeurs du poids du poteau changent ainsi que la charge provenant du niveau précédent ; les autres valeurs restent identiques aux tableaux des niveaux III et II

Poteaux	1;5	6;10	11;15	2;3;4	7;8;9	12 13 14
Venant de II	47138	73312	39937	63741	94156	57567
Plancher	2664	4968	2304	5328	9936	4608
Poutre long.	630	630	630	1260	1260	1260
Poutre trans.	2220	4140	1120	2220	4140	1920
murs ext.	6468	8114,4	5880	4233,6	-	4233,6
Poids cloisons	499,5	931,5	432	999	1863	864
Poids Poteau	1455	1455	1455	1455	1455	1455
1,2 surcharge	3996	7452	3456	7992	14904	6912
Total	65070	101300	55214	87229	127714	78820

Le bâtiment ayant seulement 2 étages, on peut adopter une section constante pour la même file de poteau de bas en haut. Le dimensionnement se fera en négligeant la section des armatures avec $B \gg \frac{N}{f_c' b_0}$

On dimensionne seulement les poteaux qui supportent le 1er niveau car ce sont les plus chargés. La charge des poteaux centraux sera multipliée par 1,15 et celle des poteaux de rive par 0,95.

c/ Calcul des sections

Poteaux	1;5	6;10	11;15	2;3;4	7;8;9	12 13 14
Efforts norm.	61820	96235	52460	82900	146900	74900
Sections	902,5	1405	766	1210	2144	1093
	30x35	40x40	30x30	30x45	50x43	30x40

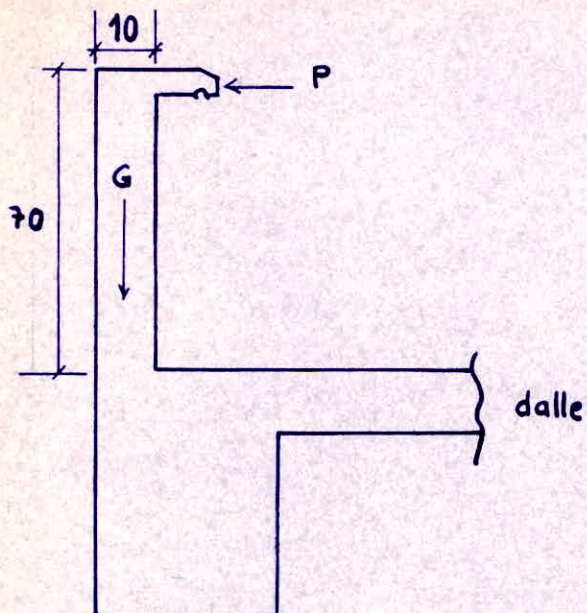
d/ conclusion:

Nous adoptons pour tous les poteaux une section de 40x50 qui correspond à 2000 cm^2

les poutres auront pour la suite des calculs 1 section de
40x50 poutres de 8 et 7 m
30x40 poutres de 4 m

CHAPITRE 2
CALCUL DES ELEMENTS

1/ACROTÈRE



L'acrotère est considéré comme une console encastrée au niveau du plancher. La section dangereuse est celle de l'encastrement dans laquelle agissent les efforts suivants :

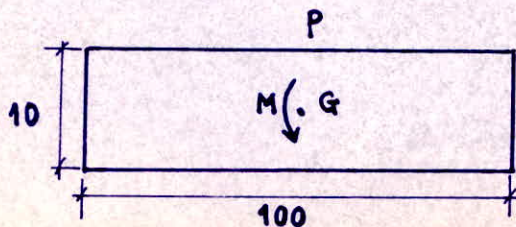
Poids propre $G = 1750 \text{ kg/m}^2$

Surcharge $P = 100 \times 1,2 = 120 \text{ kg/m}$ sous SP_1

cette charge P produit dans la section considérée un mt M

$$M = P \times h = 120 \times 0,70 = 84 \text{ kg.m/m}$$

On considère un mètre d'acrotère
d'où la section dangereuse :



G = effort normal de traction

P = effort tranchant

M = moment de flexion

Le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée (methode Charon)

Determination du centre de pression

$$M = N e$$

$$\Rightarrow e = \frac{M}{N} = \frac{84}{175} = 0,48 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,05 \text{ m}$$

Section est partiellement tendue et comprimée

Calcul du moment par rapport aux aciers tendus

$$M_A = N y_c \quad y_c \text{ distance centre de pression aux aciers tendus}$$

$$M_A = 175 (48 + 3) = 8925 \text{ kg.cm}$$

Calcul du moment résistant de béton M_{rb}

$$M_{rb} = \frac{\bar{\sigma}_b'}{2} b \bar{y}_1 \left(h - \frac{\bar{y}_1}{3} \right)$$

$$\text{avec } \bar{y}_1 = \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_b' + \frac{\bar{\sigma}_a}{n}} \cdot h = \frac{137}{137 + \frac{2800}{15}} \cdot 8 = 3,4 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{rb} = \frac{137}{2} \times 100 \times 3,4 \left(8 - \frac{3,4}{3} \right) = 160000 \text{ kg.cm}$$

$$M_{rb} = 160000 \text{ kg.cm} > M_A = 8925 \text{ kg.cm}$$

\Rightarrow aciers comprimés non nécessaires

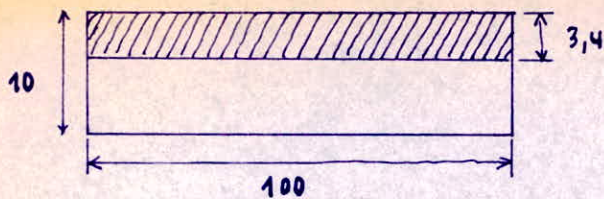
Determination de y_1 optimale

$$y_1 = h - \frac{\bar{I}_A}{\mu + \bar{S}_A}$$

si y_1 trouvé est voisin de \bar{y}_1 à 15% près
sinon continuer les iterations.

$$\mu = \frac{n M_A}{\bar{\sigma}_a}$$

$$\mu = \frac{15 \times 8925}{2800} = 48 \text{ cm}^3$$



$$\bar{I}_A = \frac{bh^3}{3} - b \frac{(h - \bar{y}_1)^3}{3}$$

$$\bar{S}_A = \frac{bh^2}{2} - b \frac{(h - \bar{y}_1)^2}{2}$$

avec $b = 100$

$h = 8$

$\bar{y}_1 = 3,4$

$$\Rightarrow \begin{aligned} \bar{I}_{Ab} &= 13822 \text{ cm}^4 \\ \bar{S}_{Ab} &= 2142 \text{ cm}^3 \\ y_1 &= 1,7 \text{ cm} \end{aligned}$$

y_1 est très différent de \bar{y}_1

il faut donc calculer un nouveau y_2

avec $b = 100$

$h = 8$

$y_1 = 1,7$

$$\Rightarrow \begin{aligned} \bar{I}_{Ab} &= 8731 \text{ cm}^4 \\ \bar{S}_{Ab} &= 1216 \text{ cm}^3 \\ y_2 &= 1,1 \text{ cm} \end{aligned}$$

nécessité de calculer une nouvelle valeur de $y = y_3$

avec $b = 100$

$h = 8$

$y_2 = 1,1$

$$\begin{aligned} \bar{I}_{Ab} &= 6116 \text{ cm}^4 \\ \bar{S}_{Ab} &= 819,5 \text{ cm}^3 \\ y_3 &= 0,95 \text{ cm} \end{aligned}$$

On conserve cette valeur de $y_3 = 0,95 \text{ cm}$

d'où on détermine N'_b effort de compression du béton

$$N'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{n(h - y_{op})} [S_A - B(h - y_{op})]$$

avec $B = 0,95 \times 100 = 95 \text{ cm}^2$

$S_A = 715 \text{ cm}^3$

$$N'_b = \frac{2800}{15(8-0,95)} [715 - 95(8-0,95)] = 1198 \text{ kg}$$

$$N_A = N - N'_b = -175 - 1198 = -1373 \text{ kg} \quad \text{traction}$$

section des armatures tendues

$$A = \frac{N_A}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1373}{2800} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

Elle impose une section minimale d'acier

$$A \gg 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$$

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

$$\bar{\sigma}_{en} = 4120 \text{ bars}$$

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$A \gg 0,69 \times 100 \times 8 \times \frac{5,8}{4120} = 0,77 \text{ cm}^2$$

Art. 57,33 CCBA 68 stipule que dans 1 hourdis ne supportant que des charges ou surcharges uniformément réparties l'écartement des armatures ne doit pas dépasser :

* Trois fois l'épaisseur du hourdis ni 33 cm pour les armatures disposées suivant la petite portée

* Quatre fois l'épaisseur du hourdis ni 45 cm pour les armatures disposées suivant la grande portée .

$$\left. \begin{array}{l} 3 h_0 = 30 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \text{écartement} \leq 30 \text{ cm}$$

on adopte une section d'armature pour l'acrotère

$$A = 5T6 / m\ell = 1,44 \text{ cm}^2$$

espacés de 25 cm

L'acrotère étant exposé aux intempéries et aux différences de température, on prévoit des armatures transversales (armatures de peau) dont la section est prise égale à 0,5 ‰ de la section de béton (page 367, Charon: Calcul et vérification des ouvrages en BA)

L'espacement des barres est pris ≤ 20 cm

$$\text{section de béton} = 10 \times 70 = 700 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,5 \times \frac{700}{1000} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow T6 = 4,13 \text{ cm}^2 \text{ espacé de } 20 \text{ cm}$$

Condition de fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,49}{100 \times 4} = 0,002825$$

Tableaux Charon page 629

$$\sigma_1 = 774,4 \text{ bars} \quad \sigma_2 = 2984 \text{ bars}$$

avec $K = 10^6$ fissuration préjudiciable

$\eta = 1,6$ Hautes adhérences

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2984 \text{ bars}$$

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

D'où inutilité de changer la section d'acier

$$\text{car } \bar{\sigma}_a < \sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2)$$

2/ CALCUL DE LA POUTRELLE

a/ Charges et Surcharges

charges

Plancher terrasse $G = 660 \text{ kg/m}^2$

Plancher courant $G = 400 \text{ kg/m}^2$

surcharges

Plancher terrasse $P = 100 \text{ kg/m}^2$

Plancher courant $P = 500 \text{ kg/m}^2$

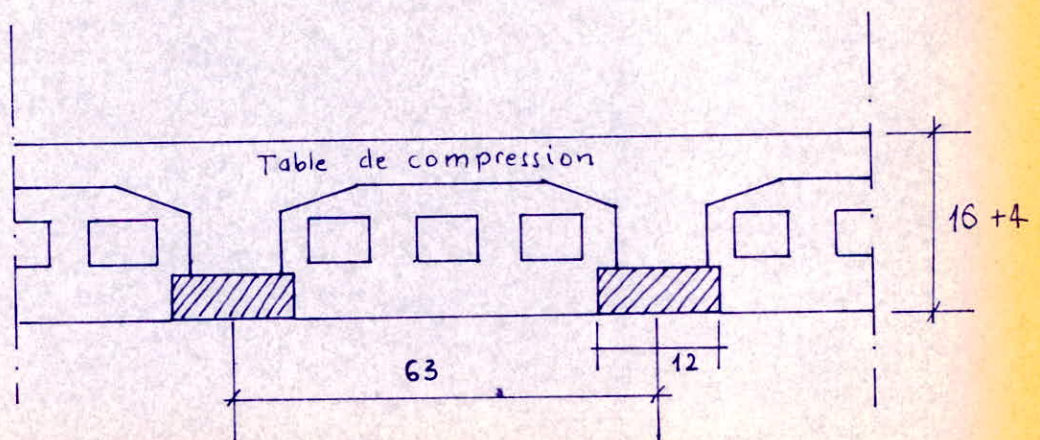
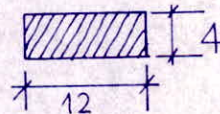
b/ charges revenant à la poutrelle

La poutrelle est préfabriquée sur chantier. Elle est considérée comme poutre simplement appuyée avant le coulage de la table de compression. Après coulage de cette dernière elle travaille en poutre continue sur 5 appuis.

Talon préfabriqué

de $12 \times 4 \text{ cm}$

Longueur : $3,60 \text{ m}$



Nous aurons deux étapes de calcul pour la poutrelle :
La première consiste au calcul du talon prefabriqu  supportant les charges et surcharges suivantes :

le corps creux

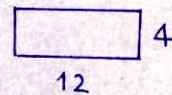
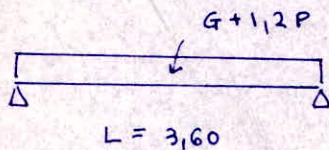
surcharge due à l'ouvrier posant le corps creux .

La deuxième étape est le calcul de la poutrelle finie . les charges et surcharges appliquées étant :

Poids propre du plancher

+ surcharges d'exploitation

C/ Première étape
schema statique



Poids propre	$0,12 \times 0,04 \times 2500$	=	12	kg/m
Hourdis	$0,63 \times 95$	=	60	
surcharge	$1,2 \times 100$	=	120	
$q =$	$G + 1,2 P$	=	192	kg/m

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = \frac{192 \times (3,6)^2}{8} = 311 \text{ kg.m}$$

$$T_0 = q \frac{l}{2} = 192 \times \frac{3,6}{2} = 345,6 \text{ kg}$$

calcul des armatures (Flexion simple)

$$d = d' = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 31100}{2800 \times 12 \times 2 \times 2} = 3,47$$

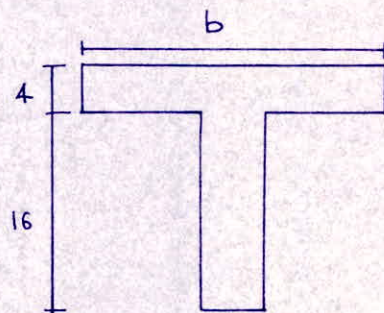
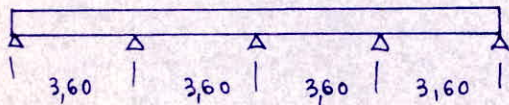
$\mu = 3,47$ des tableaux du CHaron on tire :

$$k = 1,39 < \bar{k} = \frac{2800}{137} = 20,4$$

aciers comprimés nécessaires

Vu que la section est trop petite, il est impossible de placer en même temps les armatures comprimées et tendues, pour cela on prévoit un échafaudage chaque mètre sous la poutrelle pour l'aider à supporter les charges et surcharges avant le coulage du béton.

d/ Deuxième étape calcul de la poutrelle finie
schema statique



Calcul de la largeur de la table de compression (CCBA 68 art. 23.3)

(1) $b_1 \leq \frac{\ell}{2}$

$h_0 = 4 \text{ cm}$

(2) $b_1 \leq \frac{L}{10}$

$\ell = 63 \text{ cm}$

(3) $b_1 \in (6h_0 \text{ et } 8h_0)$

$L = 360$

$b_0 = 12 \text{ cm}$

(1) $b_1 \leq \frac{63}{2} = 31,5$

(2) $b_1 \leq \frac{360}{10} = 36$

$b_1 = 24 \text{ cm}$

(3) $b_1 = 6h_0 = 24$

d'où $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = \underline{\underline{60 \text{ cm}}}$

Charges et surcharges revenant à la poutrelle

La poutrelle est calculée sous les sollicitations du 1er genre $G+1,2P$
Nous avons deux sortes de plancher (Plancher terrasse et Plancher courant) ; on pourrait être amené à calculer deux genres de poutrelles mais pour des raisons constructives et pour éviter les erreurs susceptibles de se produire sur le chantier on calcule une poutrelle pour tous les planchers en considérant le cas le plus défavorable.

Plancher terrasse

$$G = 660 \text{ kg/m}^2$$

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

$$G + 1,2 P = 780 \text{ kg/m}^2$$

Plancher courant

$$G = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$G + 1,2 P = 1000 \text{ kg/m}^2$$

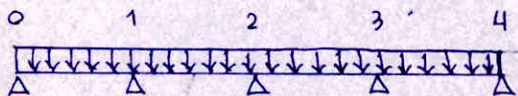
Cas défavorable $q = 1000 \text{ kg/m}^2$

surface revenant à la poutrelle

$$0,63 \text{ m}$$

$$\Rightarrow q \text{ en kg/ml} = 1000 \times 0,63 = 630 \text{ kg/m}$$

Calcul des moments flechissants.



Le calcul des moments aux appuis se fait à l'aide de la formule des trois moments.

$$M_{n-1} l_n + 2M_n(l_n + l_{n+1}) + M_{n+1} l_{n+1} = -6EI (\omega_n^{g(q)} + \omega_n^{d(q)})$$

avec

$\omega_n^{g(q)}$ et $\omega_n^{d(q)}$ rotation à l'appui n
à gauche et à droite

Dans notre cas précis

$$l_n = l_{n+1} = L = 3,6$$

$$\omega_n^{g(q)} = \omega_n^{d(q)} = \frac{q l^3}{24EI}$$

symetrie $M_0 = M_4$

$$M_1 = M_3$$

$$n = 1 \quad M_0 + 4M_1 + M_2 = -q \frac{l^2}{2}$$

$$n = 2 \quad M_1 + 4M_2 + M_3 = -q \frac{l^2}{2}$$

$$M_1 = M_3$$

La résolution du système (1) donne

$$M_1 = M_3 = -\frac{3}{28} q l^2$$
$$M_2 = -q \frac{l^2}{14}$$

M^t poutre hyperstatique = M^t isostatique + m^t s calculés précéd^t

$$M(x) = M_0(x) + ax + b$$

$M_w = m^t$ à gauche de la travée

$M_c = m^t$ à droite de la travée

$$x=0 \quad y = -M_w = b$$

$$x=L \quad y = -M_e = aL - M_w \Rightarrow a = \frac{M_w - M_e}{L}$$

Nous avons aussi $M_0(x) = q\frac{1}{2}x - q\frac{x^2}{2}$
avec $M_0 = q\frac{L^2}{8} \Rightarrow M_0(x) = \frac{4}{L} M_0 x \left[1 - \frac{x}{L}\right]$

$$M(x) = M_0(x) + ax + b$$
$$= 4M_0 \frac{x}{L} \left[1 - \frac{x}{L}\right] + \frac{M_w - M_e}{L} x - M_w$$

$$\frac{M(x)}{M_0} = \frac{4x}{L} \left[1 - \frac{x}{L}\right] - \frac{M_w}{M_0} \left[1 - \frac{x}{L}\right] - \frac{M_e}{M_0} \frac{x}{L}$$

calcul abscisse de M_t (mt en travée)

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{L}{2} - \frac{M_e - M_w}{M_0} \cdot L$$

1^{ere} travée

$$x_1 = \frac{11}{28} L$$

$$\Rightarrow M(x_1) = 0,61 M_0$$

2^e travée

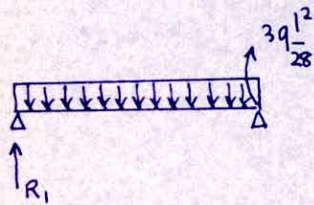
$$x_2 = \frac{15}{28} L$$

$$M(x_2) = 0,3 M_0$$

Calcul des efforts tranchants

On considère les travées indépendantes avec les charges et surcharges et les mts hyperstatiques calculés. Le système étant symétrique, on calcule pour 2 travées.

Travée 1



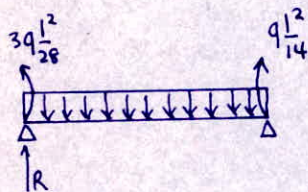
$$R_1 L - q \frac{L^2}{2} + \frac{3qL^2}{28} = 0 \Rightarrow R_1 = \frac{11}{28} qL$$

$$T(x) = R_1 - qx$$

$$x = 0 \quad T = \frac{11}{28} qL$$

$$x = L \quad T = \frac{17}{28} qL$$

Travée 2



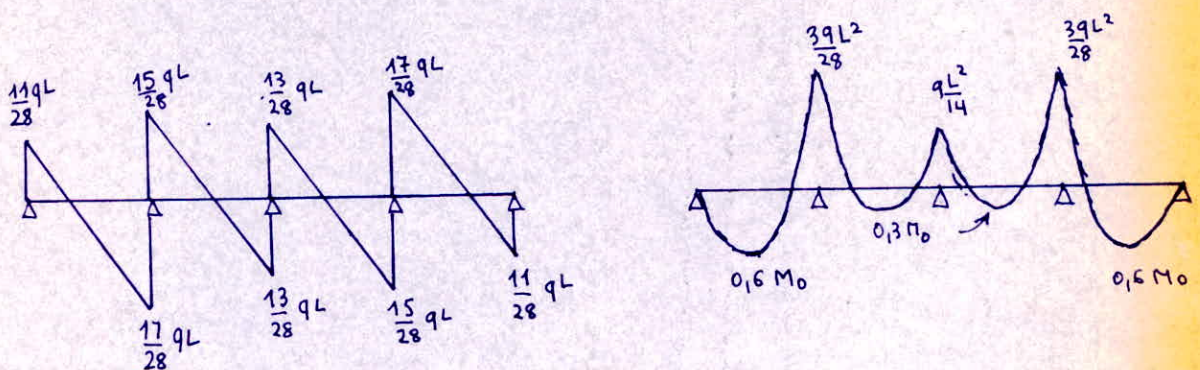
$$R L - q \frac{L^2}{2} + \frac{2qL^2}{28} - \frac{3qL^2}{28} = 0 \quad R = \frac{15}{28} qL$$

$$T(x) = R - qx$$

$$x = 0 \quad T = \frac{15}{28} qL$$

$$x = L \quad T = \frac{13}{28} qL$$

Diagramme des efforts tranchants et des moments flechissants



Application numerique

$q = 630 \text{ kg/m}$
 $L = 3,60 \text{ m}$

$M_0 = q \frac{L^2}{8} = 1020,6 \text{ kg.m}$

Efforts tranchants

$11 \frac{qL}{28} = 891 \text{ kg}$
 $15 \frac{qL}{28} = 1215 \text{ kg}$
 $17 \frac{qL}{28} = 1377 \text{ kg}$
 $13 \frac{qL}{28} = 1053 \text{ kg}$

Moments fléchissants

$M_{t_1} = 612,4 \text{ kg.m}$
 $M_{app_1} = 875 \text{ kg.m}$
 $M_{t_2} = 306 \text{ kg.m}$
 $M_{app_2} = 875 \text{ kg.m}$
 $M_{app_2} = 583 \text{ kg.m}$

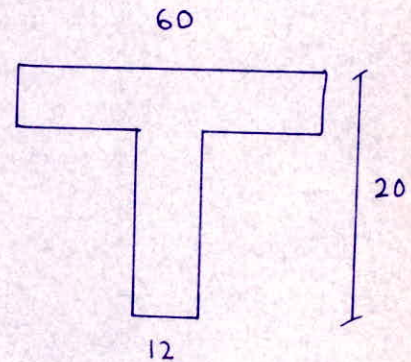
1ere Travée

2e Travée

Calcul des armatures longitudinales

1ere Travée

$h = 18 \text{ cm}$
 $b = 60 \text{ cm}$
 $d = d' = 2 \text{ cm}$
 $b_0 = 12 \text{ cm}$
 $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$



Methode du Charon

$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 61240}{2800 \times 60 \times (18)^2} = 0,01687$

Tableaux du charon $\Rightarrow \mu = 0,01687 \quad \xi = 0,9426$

$\alpha = 0,1695 \quad \bar{\omega} = 0,1194 \quad k = 72,11$

$\bar{k} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = 20,4 < k = 72,11$ pas d'armatures comprimées

$y = \alpha h = 0,1695 \times 18 = 3,05 < h_0 = 4 \text{ cm}$ axe neutre tombe dans la table d' où calcul section 60x18.

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{61240}{2800 \times 0,9426 \times 18} = 1,28 \text{ cm}^2$$

appui $M = 875 \text{ kg. m}$

$$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{87500 \times 15}{2800 \times 12 \times (18)^2} = 0,1205$$

$$\mu = 0,1205 \Rightarrow k = 21,87 > \bar{k} = 20,4 \text{ pas d'armatures comprimées}$$

$$\epsilon = 0,8644 \quad \bar{\omega} = 0,9299$$

$$\alpha = 0,2103$$

$$y = \alpha h = 0,2103 \times 18 = 3,78$$

axe neutre tombe dans la nervure

calcul en section rect. 18×12

$$A_2 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{87500}{2800 \times 0,8644 \times 18} = 2 \text{ cm}^2$$

2^e Travée

En travée $M_f = 306 \text{ kg. m}$

$$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{30600}{2800 \times 60 \times (18)^2} = 0,00056$$

$$\mu = 0,00056 \quad k = 439,5$$

$$\bar{\omega} = 0,0037 \quad \epsilon = 0,9840$$

$$\alpha = 0,011$$

$$y = \alpha h = 0,011 \times 18 = 0,198 < h_0 = 4 \text{ cm}$$

calcul en section rectangulaire 60×18

$$\bar{k} = 20,4 < k = 439,5 \text{ pas d'armatures comprimées}$$

$$A_3 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{30600}{2800 \times 0,9890 \times 18} = 0,61 \text{ cm}^2$$

appuis

à gauche de la travée

$$M = 875 \text{ kg.m}$$

$$A = 2 \text{ cm}^2$$

à droite de la travée

$$M = 583 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{58300 \times 15}{2800 \times 12 \times (18)^2} = 0,08032$$

$$\mu = 0,08032 \quad k = 28,5$$

$$\xi = 0,8851 \quad \tilde{\omega} = 0,605$$

$$\alpha = 0,3448$$

$y = \alpha h = 0,3448 \times 18 = 6,2 \text{ cm}$ axe neutre tombe dans la nervure calcul en section rect. 12×18

$k = 28,5 > \bar{k} = 20,4$ pas d'armatures comprimées

$$A_4 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{58300}{2800 \times 0,8851 \times 18} = 1,306 \text{ cm}^2$$

En resumé

1 ^{ere} Travée	
$A_1 = 1,28 \text{ cm}^2$	travée
$A_2 = 2 \text{ cm}^2$	appui
2 ^e Travée	
$A_3 = 0,61 \text{ cm}^2$	travée
$A_2 = 2 \text{ cm}^2$	
$A_4 = 1,306 \text{ cm}^2$	appuis

aux nœuds 0 et 5 c'est aux rives on peut adopter aussi 2 T10 comme barres de chapeaux.

e/ condition de non fragilité (CCBA6B art.)

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cn}}$$

$$A \geq 0,69 \times 60 \times 18 \times \frac{5,8}{4120} = 1,046 \text{ cm}^2$$

En travée on adoptera 2T10 pour toutes les poutrelles préfabriquées, section qui sera placée dans le talon préfabriqué

Aux appuis

0 et 4 section d'acier sera les 2T10 que l'on prolongera

$$\frac{1}{\bar{\sigma}_a} \leq A \Rightarrow A \geq \frac{891}{2800} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ ou placera } 2T10 + 1T8 = 2,07 \text{ cm}^2$$

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

f/ Vérification des contraintes

Travée 0-1

$$\text{En travée } A = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = \frac{100}{bh} A = \frac{100 \times 1,57}{60 \times 18} = 0,1453$$

Tableaux charon $\bar{\omega} = 0,1453$

$$\mu = 0,02048$$

$$k = 64,6$$

$$\sigma_a = \frac{15 M}{\mu bh^2} = \frac{15 \times 61240}{0,02048 \times 60 \times (18)^2} = 2306 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2306}{64,6} = 37 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

	Travée 1	Travée 2	Appui 1	Appui 2
A cm ²	1,57	1,57	2,07	1,57
$\bar{\omega}$	0,1453	0,1453	0,9583	0,6944
K	64,6	64,6	21,47	26,22
β	0,02048	0,02048	0,124	0,0914
σ_a kg/cm ²	2306	1153	2722	2461
σ'_b kg/cm ²	37	18	127	94

g/ Vérification de la flèche (art. 58,4 «BA 68»)

La justification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont remplies.

$$(1) \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$(2) \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$$

$$(3) \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\sigma_{en}}$$

L portée de la poutrelle = 3,60 m

h_t hauteur totale = 20 cm

M_t mt en travée

M_0 mt isostatique = 1020,6 kg.m

A section d'acier

h hauteur utile = 18 cm

σ_{en} limite d'élasticité = 4120 bars

1ere Travée

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

$$M_t = 612,4 \text{ kg.m}$$

$$(1) \frac{h_t}{L} = \frac{20}{360} = 0,055 > \frac{1}{22,5} = 0,04 \quad \text{vérifié}$$

$$(2) \frac{h_t}{L} = 0,055 > \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{612,4}{15 \times 1020,6} = 0,04 \quad \text{vérifié}$$

$$(3) \frac{A}{b_0 h} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,007 < \frac{36}{\sigma_{en}} = \frac{36}{4120} = 0,008 \quad \text{vérifié}$$

2^e Travée

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

$$M_T = 306 \text{ kg. m}$$

(1) est vérifiée

(3) est vérifiée

$$(2) \frac{h_T}{l} = 0,055 > \frac{M_T}{15M_0} = \frac{306}{15 \cdot 1020,6} = 0,02 \quad \text{vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées d'où justification de la flèche inutile.

h/ Vérification des contraintes de fissuration

On calcule σ_1 et σ_2

et on détermine $\bar{\sigma}_{af}$ admissible en respectant la fissuration

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

Les tableaux du Charon pages 629 et 632

donnent les valeurs de σ_1, σ_2 fct de $\bar{\omega}_f$, de k de η , et

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,57}{48} = 0,033$$

$\eta = 1,6$ Hauts adhérences

$k = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible

$$\emptyset = 10 \text{ mm}$$

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

$$\text{on trouve } \sigma_1 = 5954 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = 2831 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \min \left| \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right. = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

i/ Condition de non entrainement: art 29 (CCBA 68)

On la vérifie aux nœuds

$\bar{\sigma}_d$ contrainte d'adhérence admissible = $2\psi_d \bar{\sigma}_b$

ψ_d coefficient de scellement qui caractérise les barres

$\psi_d = 1,5$ pour les Hautes adhérence

$\bar{\sigma}_b$ contrainte de traction de référence = $5,9 \text{ kg/cm}^2$

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

nous vérifierons σ_d pour $T_{\max} = 1377$

$$A = 2T_{10} + 1T8 = 2,07 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_d = \frac{T}{n p z}$$

$$z = \frac{7}{8} h = 15,75$$

$$n p \text{ périmètre des barres} = 3,14 (2 + 0,8) = 8,8 \text{ cm}$$

$$\sigma_d = \frac{1377}{8,8 \times 15,75} = 9,94 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

j/ Conditions aux appuis

béton

c = épaisseur utile de la bielle sur appui

c entre nu d'appui et l'origine de l'ancrage des barres inférieures. c doit être suffisant pour équilibrer l'effort de compression de la bielle

$c \gg \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_{b0}}$

c doit être comparé à la largeur de l'appui

appui 0. $\bar{T} = 891 \text{ kg}$

$$c = \frac{2 \times 891}{12 \times 68,5} = 2,2 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \text{ largement assurée}$$

Aciers

Aciers inférieurs doivent supporter 1 effort $\bar{T} + \frac{M}{z}$ pris avec son signe

si $\bar{T} + \frac{M}{z} < 0$ aciers inférieurs non nécessaires

appui 0 $\bar{T} = 891 \text{ kg}$
 $M = 0 \Rightarrow$ aciers inférieurs $A = \frac{\bar{T}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{891}{2800} = 0,32 \text{ cm}^2$

appui 1 $\bar{T} = 1377 \text{ kg}$
 $M = - 875 \text{ kg.m}$

$$\bar{T} - \frac{M}{z} = 1377 - \frac{875}{0,1575} = - 4180 < 0 \text{ aciers inférieurs non nécessaires}$$

appui 2 $\bar{T} = 1053 \text{ kg}$
 $M = - 583 \text{ kg.m}$

$$\bar{T} - \frac{M}{z} = 1053 - \frac{583}{0,1575} = - 2650 < 0 \text{ aciers inférieurs non nécessaires}$$

k/ Calcul des armatures transversales (art. 25 CCBA 68)

béton $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$

aciers $\bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$ aciers doux $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ Tor

Le calcul des armatures transversales se fera pour la travée dont l'effort tranchant est max. Ensuite toutes les poutrelles préfabriquées auront les mêmes armatures transversales.

$$T_{\max} = 1377 \text{ kg}$$

$$h = \text{hauteur utile} = 18 \text{ cm}$$

$$z = 15,75 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

Calcul de la contrainte max. de cisaillement

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b_0 z} = \frac{1377}{12 \times 15,75} = 7,3 \text{ kg/cm}^2$$

comme $\sigma'_b = 37 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$
on vérifie $\tau_b < 3,5 \bar{\sigma}_b$

si $\tau_b = 7,3 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \times 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$ armatures vert. suffisent

On choisit $\emptyset 6$ soit 1 cadre $2\emptyset 6 = 0,56 \text{ cm}^2$

contrainte admissible des aciers

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho \sigma_{cn}$$

$\rho = \frac{2}{3}$ car reprise de bétonnage

$$\bar{\sigma}_{at} = 2400 \times \frac{2}{3} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

Épacement admissible

$$\bar{f} = \max(t_1, t_2)$$

$$t_1 = 0,2 h = 3,6 \text{ cm}$$

$$t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 11,2 \text{ cm}$$

Premier épacement

$$t_0 = \frac{A_t}{b_0} \times \frac{\bar{\sigma}_{at}}{\tau_b} = \frac{0,56}{12} \times \frac{1600}{7,3} = 10,23 \text{ cm} \Rightarrow t_0 = 10 \text{ cm}$$

le 1er cours est placé à $\frac{t_0}{2} = 5 \text{ cm}$

3 espacements de 10 = 30 cm

2^e espacement t_1

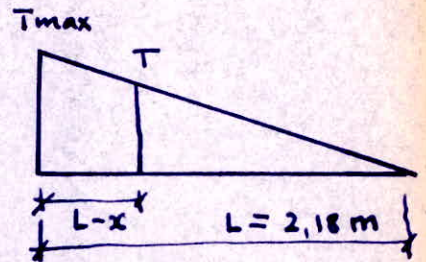
On calcule \bar{T} après avoir placé 3 espacements de 10 cm

pour cela $\bar{T} = \frac{T_{max}}{L} (L-x)$

avec $x = 35$ cm

$$\bar{T} = \frac{1377}{2,18} (2,18 - 0,35)$$

$$\bar{T} = 1156 \text{ kg}$$



Contrainte de cisaillement correspondant

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 t} = \frac{1156}{12 \times 15,75} = 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 12,4 \text{ cm} = \bar{t}$$

d'où $t_1 = \frac{A_t}{b_0} \times \frac{\bar{\sigma}_{at}}{\tau_b} = \frac{0,56}{12} \times \frac{1600}{6} = 12,44 \text{ cm}$
 soit $t_1 = 12 \text{ cm}$

On place 3 espacements de 12 cm = 36 cm

De la même manière on calcule

$$\bar{T} = 928,5 \text{ kg} \rightarrow \tau_b = 4,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow t_2 = 13 \text{ cm} \quad 3 \text{ espacement de } 13 = 39 \text{ cm}$$

$$\bar{T} = 682 \text{ kg} \rightarrow \tau_b = 3,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow t_3 = 14 \text{ cm} \quad 5 \text{ espacement de } 14 = 70 \text{ cm}$$

La poutrelle sera armée symétriquement pour éviter des erreurs éventuelles lors de la mise en œuvre.

Armatures verticales dans la demi portée : 1,80 m

$$5 + 3 \times 10 + 3 \times 12 + 3 \times 13 + 5 \times 14 = 1,80 \text{ m}$$

Tableau résumé des armatures verticales.

E spacements	t = 10	t = 12	t = 13	t = 14
T _{reel} (kg)	1377	1156	928,5	682
Z _b (kg/cm ²)	7,3	6	4,9	3,6
ρ _{at}	2/3	2/3	2/3	2/3
σ̄ _{at} (kg/cm ²)	1600	1600	1600	1600
A _t (cm ²)	0,56	0,56	0,56	0,56
z (cm)	15,75	15,75	15,75	15,75
T _{resist.} (kg)	1411	1176	1085	1008

$$T_{resist} = \frac{A_t}{t} \bar{\sigma}_{at} z$$

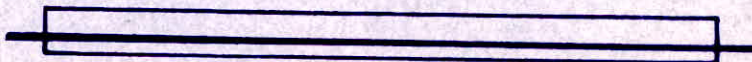
$$b = 12 \text{ cm}$$

$$Z_b = \frac{T}{b \sigma^2}$$

$$t = \frac{A_t}{b_0} \frac{\bar{\sigma}_{at}}{Z_b}$$

Les armatures principales du talon préfabriqué sont celles calculées pour la poutrelles finie c'est à dire 2T10 = 1,57 cm². Elles seront prolongées aux appuis pour permettre la continuité lors du coulage de la table de compression.

Les armatures verticales sont placées dans le talon lors de la prefabrication sur chantier



3/ FERRAILLAGE DE LA TABLE DE COMPRESSION (art. 58 (CBA68))

art. 58.2 La table doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm
Le travail de la dalle étant insignifiant, un quadrillage de réparation suffit. Les conditions suivantes doivent être respectées:

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm (5 p.m) pour les armatures \perp aux nervures

33 cm (3 p.m) pour les armatures \parallel aux nervures

Nous optons pour 1 treillis soudé dont les mailles sont espacées de 20×20 et de fils de diamètre $\emptyset 6$
nous aurons 6 $\emptyset 6$ par mètre

En outre les sections d'armatures doivent satisfaire :

A_{\perp} armatures perpendiculaires aux nervures :

si L_n écartement entre axe des nervures ≤ 50 cm

$$A_{\perp} \geq \frac{2160}{\sigma_{en}}$$

si L_n compris entre 50 et 80

$$A_{\perp} \geq \frac{43}{\sigma_{en}} L_n$$

$$L_n = 63 \text{ cm}$$

$$\sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2 \quad \emptyset \leq 6$$

(Charon page 42)

$$\Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{43 \times 63}{5300} = 0,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{\perp} = 6 \emptyset 6 = 1,70 \text{ cm}^2 > 0,51 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE 3
ETUDE SISMIQUE

A. ETUDE AU SEISME

1/ EFFETS DU SEISME

Les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la gravité $g = 9,81 \text{ m/s}^2$. Les efforts qui en résultent peuvent s'exercer en plan selon une direction quelconque, et qui peut être oblique ou verticale.

On peut concevoir deux composantes, l'une verticale et l'autre horizontale. Ces composantes sont caractérisées par la valeur de l'accélération horizontale du mouvement sismique et on admet qu'elle s'adresse aux masses mêmes de la construction. Les forces horizontales s'appliquent au niveau de chaque plancher et dans l'évaluation des charges soumises à l'action sismique on tiendra compte les charges permanentes et éventuellement la fraction de surcharges correspondant au plancher considéré.

Recommandations de conception générale des bâtiments

il faut :

- réduire autant que possible la hauteur des bâtiments et surtout le rapport de cette hauteur à la largeur
- éviter les grandes ouvertures
- éviter les éléments de construction mal liés à l'ossature
- éviter les ensembles mal équilibrés
- prévoir dans la mesure du possible un sous-sol rigide qui ancre la construction dans le sol
- établir des fondations profondes et soigneusement chaînées afin de s'opposer aux efforts de soulèvement

Pour la superstructure, il faut :

- abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction
- réaliser des nœuds rigides.

Dans les poteaux, les recouvrements des barres en attente devront être au moins égaux à 50 fois le diamètre de ces barres et réalisés sans crochets.

Autour des ouvertures il faut prévoir des encadrements armés liés à l'ossature.

2/ CALCUL SISMIQUE

Ce mode de calcul substitue aux effets dynamiques réels des sollicitations statiques résultant de la considération de systèmes de forces fictifs, dont les effets sont censés équivaloir à ceux de l'action sismique.

Les systèmes équivalents résultent de la combinaison :

- d'un système de forces horizontales élémentaires (S_H)
- d'un système de forces élémentaires verticales (S_V)
- d'un système de couples de torsion d'ensemble d'axe vertical (S_T)

Les sollicitations sismiques horizontales sont de direction quelconque cependant les règles permettent la vérification dans deux directions rectangulaires envisagées successivement.

Le bloc à étudier présente une symétrie, la rigidité est uniforme dans l'ensemble : d'où deux portiques à étudier :

- Portique longitudinal
- Portique transversal

Calcul des sollicitations sismiques

Nous déterminerons d'abord les masses soumises à l'action sismique pour chaque portique

Les règles parasismiques 69 considèrent que dans le cas des bâtiments courants, les sollicitations d'origine sismique prennent naissance à partir des charges ci-après :

- charges permanentes
 - $\frac{1}{5}$ surcharges d'exploitation
 - L' excédent sur 35 daN/m^2 de la surcharge de neige normale.
- Elles (PS 69) admettent aussi par simplification que dans des telles constructions toutes les masses sont concentrées au niveau des planchers. (art. 143 PS 69).
- Les résultats pour chaque portiques seront consignés dans des tableaux.

Définition des systèmes équivalents

- systèmes des forces horizontales

Les systèmes des forces horizontales (S_H) à considérer sont composés de forces élémentaires dont chacune exerce sur un élément de construction, et est appliquée au centre de gravité de ce dernier. Ces forces sont parallèles et de même sens.

L'intensité de la force horizontale agissant sur un élément de donné dans la direction Ox est égale à :

$$\pm \gamma_x W$$

W étant le poids des charges et surcharges propres à l'élément soumises à l'action sismique.

γ_x est coefficient sismique et défini comme produit de 4 autres coefficients α , β , γ , δ .

- systèmes des forces verticales

Les systèmes des forces verticales à considérer sont composés de forces élémentaires dont chacune s'exerce sur l'élément de construction, et est appliquée au centre de gravité de ce dernier. Elles peuvent être dirigées soit vers le haut, soit vers le bas.

L'intensité de la force verticale agissant sur un élément donné est :

$$\pm \gamma_v W$$

γ_v coefficient sismique de l'élément pour la direction verticale.

Torsion d'ensemble

Elle est à considérer lorsque l'élanement η d'une section plane du bâtiment dans le sens perpendiculaire aux forces (S_H) considérées - c'est à dire le quotient du carré de la plus grande dimension perpendiculaire à la direction des forces par l'aire de la section - est supérieure à 2,5 .

Dans notre cas l'élanement η est inférieur à 2,5 (dimensions du bâtiment $h = 12,25$, $L = 16$, $l = 15$)

La torsion ne sera donc pas prise en considération dans la suite des calculs .

Détermination des coefficients sismiques.

$$\sigma_x = \alpha \beta \gamma \delta$$

$\alpha =$ coefficient d'intensité

il dépend de l'intensité nominale I_N pour laquelle est demandée la protection de la construction

Le bâtiment sera implanté à Alger, zone de moyenne sismicité
Les tableaux provisoires des données climatiques donnent $\alpha = 1$

$\beta =$ coefficient de réponse

il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence .

il dépend de T période du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée ; du degré d'amortissement de l'ouvrage et accessoirement de la nature du sol de fondation .

Evaluation de la période du mode fondamental de vibration .

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L_x}} \quad \text{contreventement assuré par ossature en B.A.}$$

H : hauteur du bâtiment = 11,55 m

L longueur (sens longitudinal) = 16 m

l largeur (sens transversal) = 15 m

$$\Rightarrow T_L = 0,2599 \quad \text{sens longitudinal}$$

$$T_T = 0,2683 \quad \text{sens transversal}$$

Amortissement normal

On considère comme normal le degré d'amortissement obtenu dans les étages courants des bâtiments traditionnels à usage d'habitation ou de bureaux et plus généralement dans les bâtiments traditionnels présentant une densité de distribution intérieure comparable à celle des bâtiments d'habitation.

$$\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}}$$

sens longitudinal $T_L = 0,2599$ $\beta_L = 0,1018$

sens transversal $T_T = 0,2683$ $\beta_T = 0,1007$

N.B. Les valeurs de β peuvent être lues directement sur les abaques du parasismique 69 page 186.

γ = coefficient de distribution

il ne dépend que de la structure et caractérise à l'intérieur de cette dernière le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

(Art. 143.3 PS 69) Pour les bâtiments d'habitation composés d'étages pouvant être considérés comme identiques, γ peut s'exprimer en fct du rang r du plancher compté à partir de la base. Si n = nbre de planchers

$$\gamma(r) = \frac{3r}{2n+1}$$

Dans le cas général on a :

$$\gamma(h) = h \frac{S}{I} \quad S \text{ et } I \text{ les moments statique et d'inertie du bloc par rapport à la base.}$$

Dans notre cas on a 4 planchers $n=4$

$\gamma(r)$ est donné dans les règles P.S. 69 page 179 pour les bâtiments simples de modèle courant, sous forme de tableau ($n : 1 \text{ à } 12$)

n = 4	
N°	γ_r
4	1,333
3	1,000
2	0,667
1	0,333

$\delta =$ coefficient de fondation

indépendant des propriétés dynamiques de la construction, c'est un facteur correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondation sur le comportement de l'ouvrage. Art 3.112-15 P.S. page 95 donne pour 1 sol de consistance moyenne $\delta=1,15$

d'où $\sigma_L = \alpha \beta_L \gamma_r \delta$

$\sigma_T = \alpha \beta_T \gamma_r \delta$

$\sigma_L(r) = 0,117 \gamma_r$

$\sigma_T(r) = 0,116 \gamma_r$

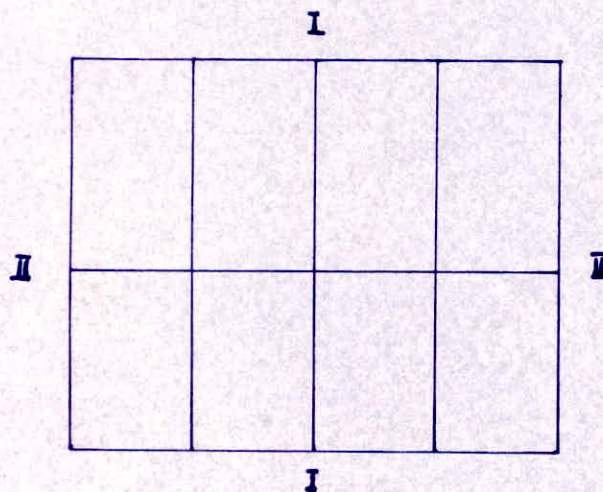
Coefficient sismique vertical

(Art 3.112.2 P.S.69) Pour un élément donné de construction le coefficient sismique vertical à prendre en compte dans les calcul de stabilité d'ensemble est égal à : $\sigma_V = \pm \frac{1}{\sqrt{a}} \sigma_H$
avec $\sigma_H = \max(\sigma_L, \sigma_T)$ d'où $\sigma_V(r) = 0,117 \gamma_r \sqrt{a}$

Tableau récapitulatif

Niveaux	$\gamma(r)$	σ_L	σ_T	σ_V
4	1,333	0,156	0,155	0,156
3	1	0,117	0,116	0,117
2	0,667	0,078	0,077	0,078
1	0,333	0,039	0,039	0,039

3/ EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES



Portique transversal I-I
Portique longitudinal II-II

calcul de W pour le portique I-I

w : poids des charges permanentes et surcharges propres à l'élément et considérées comme soumises à l'action sismique.

$$W = G + \frac{P}{5}$$

niveau 4 $g = 600 \text{ kg/m}^2$ $p = 100 \text{ kg/m}^2$
surface de plancher revenant au portique I-I
 $4 \times 15 = 60 \text{ m}^2$

Plancher terrasse :	60×600	=	36000 kg
Acrotère	$4 \times 2 \times 0,7 \times 0,1 \times 2500$	=	1400 kg
Poutre long.	$3 \times 4 \times 0,3 \times 0,4 \times 2500$	=	3600 kg
Poutre trans.	$(6,5 + 7,5) \times 0,4 \times 0,5 \times 2500$	=	7000 kg
$\frac{1}{2}$ poteau	$\frac{1}{2} \times 3 \times 2,95 \times 0,4 \times 0,5 \times 2500$	=	2212,5

$$G = 50, t$$

$$\text{surcharge } P = 100 \times 60 = 6000 \text{ kg} = 6 t$$

$$\text{d'où } W = G + \frac{P}{5} = 50 + \frac{6}{5} = 51,2 t$$

niveau courant 2^e et 1^e étage

Plancher	400×60	=	24000 kg
Poutre long	$3 \times 4 \times 0,3 \times 0,4 \times 2500$	=	3600 "
Poutre trans.		=	7000 "
Poteaux	$3 \times 0,4 \times 0,5 \times 2,95 \times 2500$	=	4425 "
cloisons	75×60	=	4500
Murs (moins 20% baies)	$4 \times 2 \times 0,3 \times 2,95 \times 2000 \times 0,8$	=	11328

$$G = 55 t$$

$$\text{surcharge } P = 500 \times 60 = 30000 \text{ kg} = 30 t$$

$$\text{d'où } W = G + \frac{P}{5} = 55 + \frac{30}{5} = 61 t$$

niveau rez de chaussée

toutes les valeurs restent identiques sauf le poids du poteau :

$$3 \times \left(\frac{2,95}{2} + 0,70 \right) \times 0,4 \times 0,5 \times 2500 = 3262,5$$

$$G = 54 t$$

$$\text{surcharge } P = 30 t$$

$$\text{d'où } W = G + \frac{P}{5} = 54 + \frac{30}{5} = 60 t$$

calcul de W pour le portique II-II

surface revenant au portique II-II $16 \times 7,5 = 120 \text{ m}^2$

niveau 4

Plancher terrasse	600×120	= 72000 kg
Poutres long.	$4 \times 0,3 \times 0,4 \times 3,6 \times 2500$	= 4320
Poutres trans.	$5 \times 0,4 \times 0,5 \times 7,5 \times 2500$	= 18750
Acrotère	$2 \times 7,5 \times 0,7 \times 0,1 \times 2500$	= 2625
$\frac{1}{2}$ poteaux	$\frac{1}{2} \times 5 \times 0,4 \times 0,5 \times 2,95 \times 2500$	= 3687,5

$$\begin{aligned} G &= 101,38 \text{ t} \\ P &= 100 \times 120 = 12 \text{ t} \\ W &= 103,78 \text{ t} \end{aligned}$$

niveau courant 3 et 2

on trouve de la même manière.

3 et 2

$$\begin{aligned} G &= 108,69 \text{ t} \\ P &= 60 \text{ t} \\ W &= 120,69 \text{ t} \end{aligned}$$

niveau rez de chaussée 1

$$\begin{aligned} G &= 106,75 \text{ t} \\ P &= 60 \text{ t} \\ W &= 118,78 \text{ t} \end{aligned}$$

4/ EVALUATION DES FORCES SISMQUES HORIZONTALES

$F_L = W \sigma_r$ F_r force sismique au niveau de l'etage r
 Dressons un tableau.

Portiques	Niveaux	W (t)	σ	$F = S I_M = W \sigma$	repartition des Forces
I-I	4	51,2	0,155	8	
	3	61	0,116	7,1	
	2	61	0,077	4,7	
	1	60	0,039	2,3	
II-II	4	103,78	0,156	16,19	
	3	120,69	0,117	14,12	
	2	120,69	0,078	9,41	
	1	118,75	0,039	4,63	

5/ EVALUATION DES FORCES SISMQUES VERTICALES

$F_V = W \sigma_V = S I_V$ F_V force sismique verticale par niveau.
 1 Tableau.
 G t/m poids propre en t/ml
 P t/m surcharge en t/ml

Portiques	Niveaux	W (t)	σ_V	$F_V = S I_V$ (t)	$F_V = S I_V$ (t/m)	G t/m	P t/m
I-I L=15m	4	51,2	0,156	8	0,53	3,3	0,4
	3	61	0,117	7,14	0,48	3,7	2
	2	61	0,078	4,8	0,32	3,7	2
	1	60	0,039	2,3	0,15	3,5	2
II-II L=16m	4	103,78	0,156	16,19	1,01	6,36	0,75
	3	120,69	0,117	14,12	0,88	6,79	3,75
	2	120,69	0,078	9,41	0,59	6,79	3,75
	1	118,75	0,039	4,63	0,29	6,67	3,75

CHAPITRE 4

CALCUL DES EFFORTS
DANS LES PORTIQUES

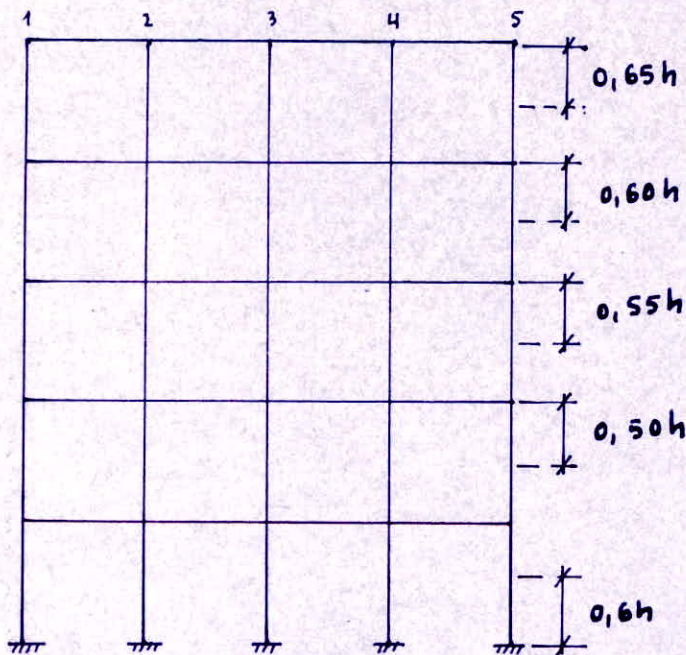
B. CALCUL DES PORTIQUES SOUMIS AUX EFFORTS HORIZONTAUX (par la méthode de Bowman)

1/ EXPOSE DE LA METHODE DE BOWMAN

Cette méthode permet d'obtenir des résultats très voisins de ceux obtenus en utilisant les méthodes exactes.

L'effort tranchant total à chacun des niveaux se partage proportionnellement aux moments d'inertie des poteaux. Les points d'inflexion dans les poteaux de hauteur h se situent :

- au dernier niveau à $0,65h$ de la partie supérieure du poteau
- à l'avant dernier niveau à $0,60h$
- au niveau immédiatement au dessous à $0,55h$
- à tous les niveaux suivants sauf au 1^{er} niveau à $0,50h$
- au 1^{er} niveau à $0,60h$ à partir de la base du poteau.



Le partage des moments sera effectué proportionnellement aux raideurs des barres situées à gauche et à droite du nœud considéré.

La méthode de BOWMAN donne des résultats plus meilleurs que ceux

obtenus par la méthode qui consiste à admettre un point d'inflexion à mi-hauteur du poteau à tous les niveaux.

Hypothèses de calcul

Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la \bar{m} hauteur et où les raideurs des différentes travées (rapport de l'inertie à la longueur) des poutres porteuses du plancher parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux sont supérieures au $\frac{1}{5}$ de la raideur du poteau le plus raide, on admet :

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

que les poteaux des étages sont encastrés au niveau de chacun des planchers et articulés aux hauteurs des étages définies précédentes.

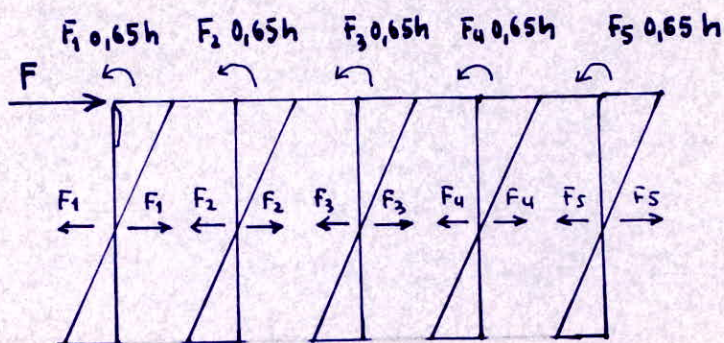
Pour un seul niveau.

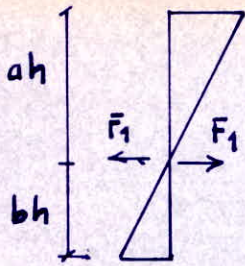
$$F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5$$

$$\text{avec } F_1 = \frac{F \times 0,8 I_1}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + 0,8 I_5}$$

$$F_2 = \frac{F \times I_2}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + 0,8 I_5}$$

et de même pour F_3 , F_4 et F_5





a et b définissent les coefficients de Bowman par niveau (0,65 ; 0,60 ; 0,55 ; 0,50)

moments en tête des poteaux

$$M_\lambda = -ah F_\lambda \quad \text{avec } \lambda = 1, 2, 3, 4, 5$$

moments en pied des poteaux

$$M_\lambda = -bh F_\lambda \quad \text{avec } \lambda = 1, 2, 3, 4, 5$$

moments dans les travées

Pour le nœud 1 de la file 1 $M_1 = ah F_1$

Pour le nœud 2 de la file 2 $M_{2g} = F_2 ah \frac{K_g}{K_g + K_d}$ à gauche du nœud 2

avec $K_g = \frac{I_g}{L_g}$ $K_d = \frac{I_d}{L_d}$ $M_{2d} = F_2 ah \frac{K_d}{K_g + K_d}$ à droite du nœud 2

même principe pour F_3 F_4 et F_5

Pour un étage intermédiaire

au niveau du plancher de rang i

$$\sum_i \bar{F}_i = \bar{F}_i + \bar{F}_{i+1} + \dots + \bar{F}_{i+n} \quad (\text{charge cumulée})$$

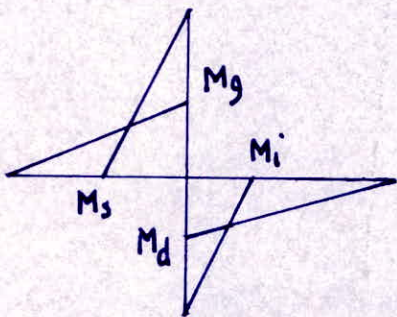
où $i+n$ est le dernier plancher

A l'étage de rang $i+1$ nous savons que l'effort $\sum F_{i+1}$ créé en pied des poteaux supportant le plancher de rang $i+1$ des mts calculés conformément à ce qui a été exposé précédemment (après avoir fait le partage de $\sum_i F_{i+1}$ suivant les inerties des poteaux supportant le plancher de rang $i+1$ avec le coefficient 0,8 pour les poteaux de rive) soit par exemple pour le poteau 2 de rang $i+1$

$$M_2 = -F_2 bh \quad \text{avec} \quad F_2 = \frac{\sum_i F_{i+1} I_2}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + 0,8 I_5}$$

On opère de même en ce qui concerne l'effort ΣF_i ce qui nous permet de déterminer les moments en tête des poteaux supportant le plancher de rang i

Au droit d'un nœud, il sera possible de calculer les moments dans les travées aboutissant à ce nœud en fonction de M_s et M_i obtenus respectivement pour le poteau supérieur et le poteau inférieur correspondant à ce nœud en écrivant :



$$M_g = -(M_s + M_i) \frac{k_g}{k_g + k_d}$$

$$M_d = -(M_s + M_i) \frac{k_d}{k_g + k_d}$$

Pour un nœud intermédiaire

$$M_g \text{ ou } M_d = -(M_s + M_i)$$

Pour un nœud de rive

Pour des travées égales d'inertie constante évidemment on a $\frac{M_s + M_i}{2}$ à droite et à gauche d'un nœud intermédiaire.

N. B.

I_g inertie de la traverse de gauche

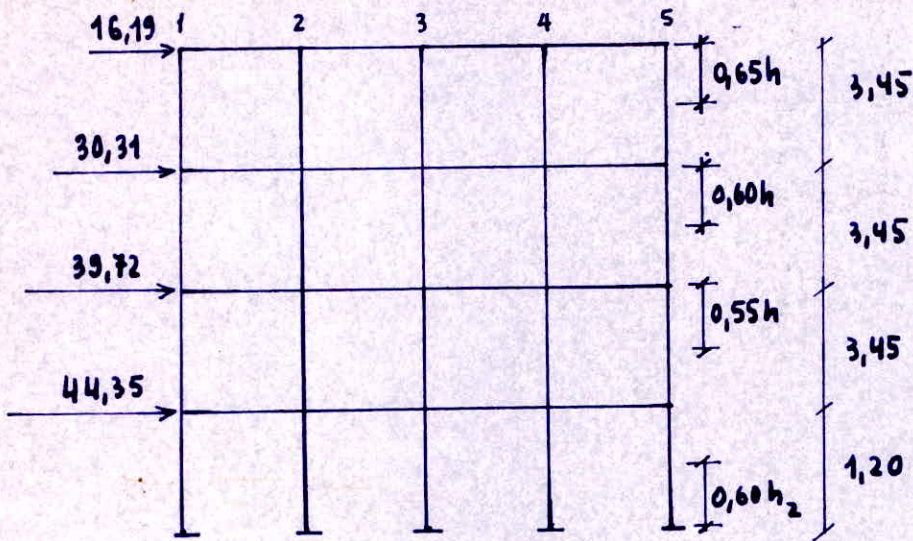
I_d _____ de droite

L_g portée libre de la traverse de gauche

L_d _____ de droite

h hauteur entre faces supérieures de 2 planchers consécutifs

2/ PORTIQUE DANS LE SENS LONGITUDINAL II-I



$$\begin{aligned} 0,65h &= 2,24 \text{ m} \\ 0,60h &= 2,07 \text{ m} \\ 0,55h &= 1,90 \text{ m} \\ 0,60h_2 &= 0,72 \text{ m} \end{aligned}$$

NB les efforts F au niveau de chaque plancher sont déjà cumulés

calcul des moments d'inertie des poteaux

I moment d'inertie des poteaux est constant car tous les poteaux ont les mêmes dimensions 40×50

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{50 \times 40^3}{12} = 0,0027 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

F- force totale par plancher

$$F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 \quad 0,8I + I + I + I + 0,8I = 4,6I$$

$$F_1 = \frac{0,8 I F}{4,6 I} = F_5$$

$$F_2 = F_3 = F_4 = \frac{I F}{4,6 I}$$

calcul de F_1 F_2 F_3 F_4 F_5 pour chaque niveau

niveau 4

$$\begin{aligned} \bar{F} = 16,19 \text{ t} &\Rightarrow F_1 = F_5 = 2,82 \text{ t} \\ &F_2 = F_3 = F_4 = 3,52 \text{ t} \end{aligned}$$

niveau 3

$$F = 30,31 \text{ t}$$

$$F_1 = F_5 = 5,27 \text{ t}$$

$$F_2 = F_3 = F_4 = 6,59 \text{ t}$$

niveau 2

$$F = 39,72 \text{ t}$$

$$F_1 = F_5 = 6,91 \text{ t}$$

$$F_2 = F_3 = F_4 = 8,63 \text{ t}$$

niveau 1

$$F = 44,35 \text{ t}$$

$$F_1 = F_5 = 7,71 \text{ t}$$

$$F_2 = F_3 = F_4 = 9,64 \text{ t}$$

Tableau récapitulatif

niveau	$F_1 = F_5 \text{ (t)}$	$F_2 = F_3 = F_4 \text{ (t)}$	Pt inflexion
4	2,82	3,52	2,24 ; 1,21
3	5,27	6,59	2,07 ; 1,38
2	6,91	8,63	1,90 ; 1,55
1	7,71	9,64	0,49 ; 0,72

Calcul des moments en tête et en pied des poteaux

moment en tête

$$M_{i\lambda} = -ah F_\lambda$$

moment en pied

$$M_{s\lambda} = -bh F_\lambda$$

avec $\lambda = 1, 2, 3, 4, 5$

et $a = 0,65 ; 0,60 ; 0,55 ; 0,40$

$b = (1 - a)$

niveau 4

$$F_1 = F_5 = 2,82 \text{ t}$$

$$F_2 = F_3 = F_4 = 3,52 \text{ t}$$

$$ah = 0,65 \times 3,45 = 2,24 \text{ m}$$

$$bh = 0,35 \times 3,45 = 1,21 \text{ m}$$

$$M_{i1} = M_{i5} = -6,32 \text{ t.m}$$

$$M_{i2} = M_{i3} = M_{i4} = -7,88 \text{ t.m}$$

$$M_{s1} = M_{s5} = -3,41 \text{ t.m}$$

$$M_{s2} = M_{s3} = M_{s4} = -4,26 \text{ t.m}$$

niveau 3

$$F_1 = F_5 = 5,27 \text{ t}$$

$$F_2 = F_3 = F_4 = 6,59 \text{ t}$$

$$ah = 2,07 \text{ m}$$

$$bh = 1,38 \text{ m}$$

$$M_{i1} = -10,91 \text{ t.m} = M_{i5}$$

$$M_{i2} = M_{i3} = M_{i4} = -13,64 \text{ t.m}$$

$$M_{s1} = M_{s5} = -7,27 \text{ t.m}$$

$$M_{s2} = M_{s3} = M_{s4} = -9,09 \text{ t.m}$$

niveau 2

$$F_1 = F_5 = 6,91 \text{ t}$$

$$F_2 = F_3 = F_4 = 8,63 \text{ t}$$

$$ah = 1,90 \text{ m}$$

$$bh = 1,55 \text{ m}$$

$$M_{i1} = M_{i5} = -13,13 \text{ t.m}$$

$$M_{i2} = M_{i3} = M_{i4} = -16,40 \text{ t.m}$$

$$M_{s1} = M_{s5} = -10,71 \text{ t.m}$$

$$M_{s2} = M_{s3} = M_{s4} = -13,38 \text{ t.m}$$

niveau 1

$$F_1 = F_5 = 7,71 \text{ t}$$

$$F_2 = F_3 = F_4 = 9,64 \text{ t}$$

$$ah = 0,48 \text{ m}$$

$$bh = 0,72 \text{ m}$$

$$M_{i1} = M_{i5} = -3,7 \text{ t.m}$$

$$M_{i2} = M_{i3} = M_{i4} = -4,63 \text{ t.m}$$

$$M_{s1} = M_{s5} = -5,55 \text{ t.m}$$

$$M_{s2} = M_{s3} = M_{s4} = -6,94 \text{ t.m}$$

Calcul des moments dans les traverses

$$I_g = I_d = I = \frac{30 \times 40^3}{12} = 0,0016 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

$$k_d = k_g = \frac{I}{L} = \frac{0,0016 \cdot 10^8}{360} = 4,44 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$= 4,44 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

Travées égales $\Rightarrow M_g = M_d = \frac{M_s + M_i}{2}$ travées intermédiaires
 M_g ou $M_d = M_s + M_i$ noeud de rive.

niveau 4

noeuds de la file 1 et 5 $M_1 = M_5 = 6,32 \text{ t.m}$

noeuds 2 3 et 4 $M_{2g} = M_{2d} = M_{3g} = M_{3d} = M_{4g} = M_{4d} = 3,94 \text{ t.m}$

niveau 3

noeuds 1 et 5 $M_1 = M_5 = 14,32 \text{ t.m}$

noeuds 2 3 et 4 $M_{2g} = M_{2d} = M_{3g} = M_{3d} = M_{4g} = M_{4d} = 8,95 \text{ t.m}$

niveau 2

noeuds 1 et 5 $M_1 = M_5 = 20,4 \text{ t.m}$

noeuds 2 3 et 4 $M_{2g} = M_{2d} = \dots = M_{4g} = M_{4d} = 12,75 \text{ t.m}$

niveau 1

noeuds 1 et 5 $M_1 = M_5 = 14,41 \text{ t.m}$

noeuds 2 3 et 4 $M_{2g} = M_{2d} = M_{3g} = M_{3d} = M_{4g} = M_{4d} = 9,01 \text{ t.m}$

A la base du portique les moments sont :

files 1 et 5 $M_1 = M_5 = 5,55 \text{ t.m}$

files 2 3 et 4 $M_2 = M_3 = M_4 = 6,94 \text{ t.m}$

Tableau récapitulatif

Niveaux	Noeuds	M_{ω}	M_c	M_s	M_n
4	1-5	-	6,32	6,32	-
	2-3-4	3,94	3,94	7,88	-
3	1-5	-	14,32	10,91	3,41
	2-3-4	8,95	8,95	13,64	4,26
2	1-5	-	20,4	13,13	7,27
	2-3-4	12,75	12,75	16,4	9,09
1	1-5	-	14,41	3,7	10,71
	2-3-4	9,01	9,01	4,63	13,38
0	1-5	-	-	-	5,55
	2-3-4	-	-	-	6,94

avec $M_{\omega} = M_g$
 $M_c = M_d$
 $M_s = M_{int.}$
 $M_n = M_{sup}$

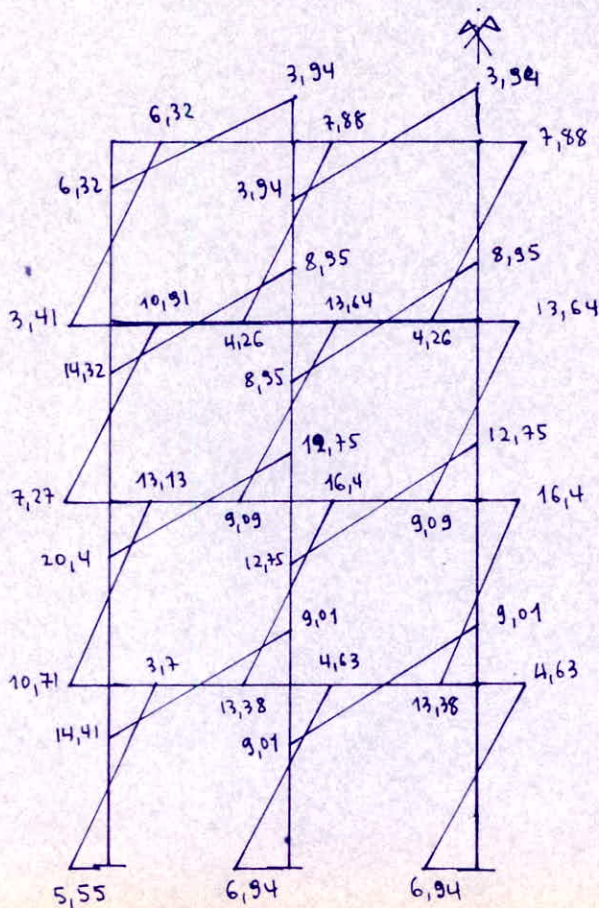


Diagramme des mts ΣH

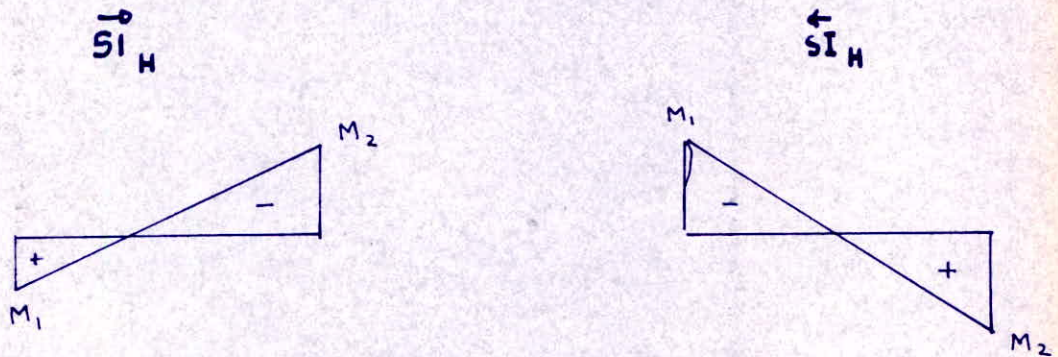
Calcul des efforts tranchants

Dans les poutres, l'effort tranchant est l'effort normal dans les poteaux et vice versa.

Connaissant les moments aux noeuds calculés précédemment on peut calculer les efforts tranchants dans les traverses.

On considère la traverse indépendante avec ses moments et on détermine l'équation de M en fonction de x . $\Rightarrow T = \frac{dM}{dx}$

Ex Traveé 1-2



$$M(x) = y = ax + b$$

$$x = 0 \quad M(x) = M_1 = b$$

$$x = L \quad M(x) = aL + M_1 = -M_2$$

$$\Rightarrow M(x) = -\frac{M_1 + M_2}{L}x + M_1$$

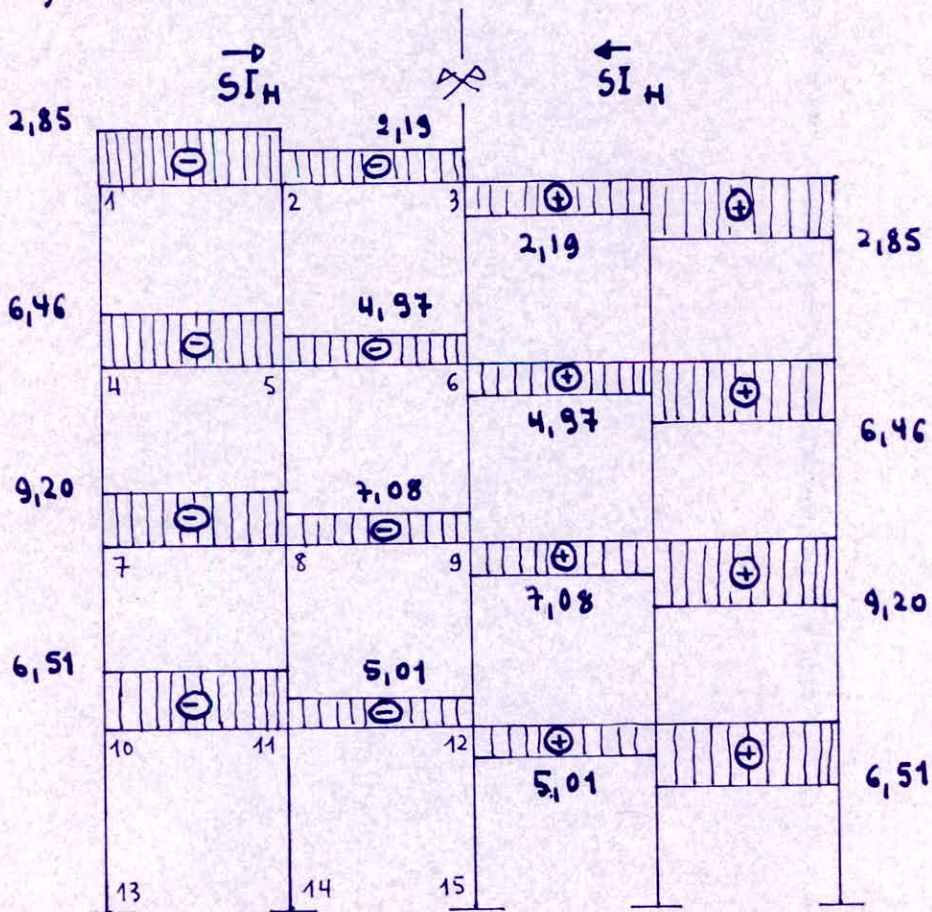
$$\Rightarrow T = -\frac{M_1 + M_2}{L}$$

$$T = \frac{M_1 + M_2}{L}$$

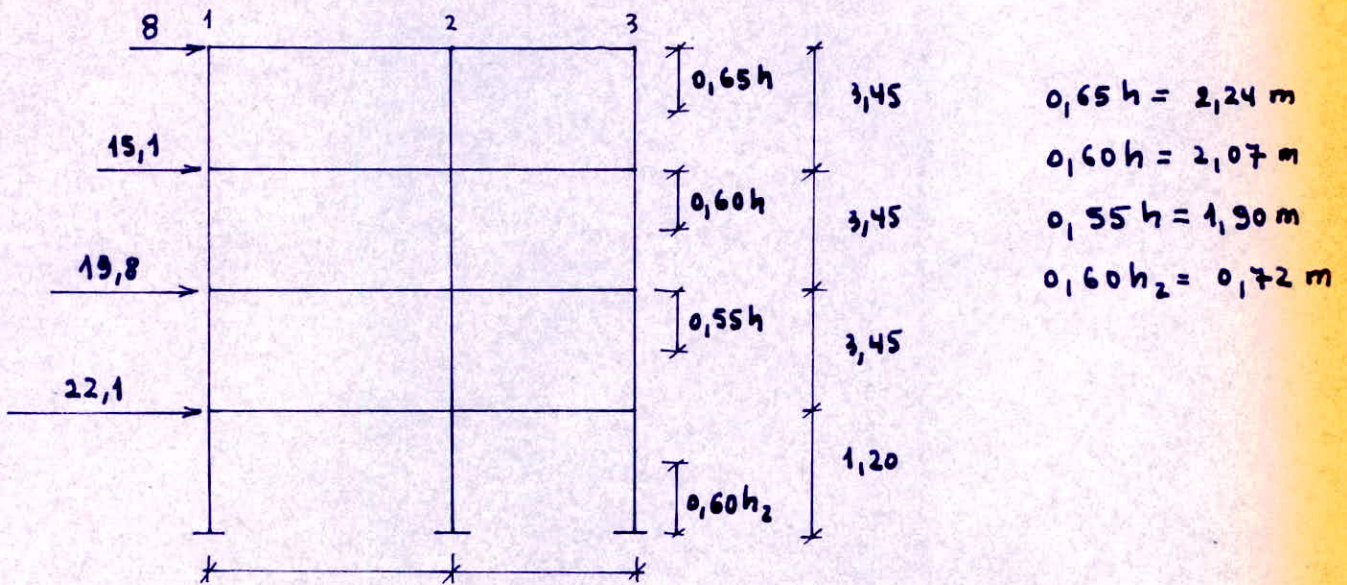
Tableau des Efforts Tranchants sous $\overleftrightarrow{S\vec{I}_H}$

Niveaux	Travées	M_e	$M_{\omega}=M_e$	M_{ω}	$T \overrightarrow{S\vec{I}_H}$	$T \overleftarrow{S\vec{I}_H}$
4	1-2	6,32	3,94	-	2,85	2,85
	2-3	-	3,94	3,94	2,19	2,19
3	4-5	14,32	8,95	-	6,46	6,46
	5-6	-	8,95	8,95	4,97	4,97
2	7-8	20,4	12,75	-	9,20	9,20
	8-9	-	12,75	12,75	7,08	7,08
1	10-11	14,41	9,01	-	6,51	6,51
	11-12	-	9,01	9,01	5,01	5,01

Diagramme des efforts tranchants



3/ PORTIQUE DANS LE SENS TRANSVERSAL I-I



calcul des moments d'inertie des poteaux.

Poteaux identiques files 1, 2 et 3 de dimensions 40×50

$$\Rightarrow I_1 = I_2 = I_3 = \frac{40}{12} \times (50)^3 = 416666\text{ cm}^4$$

F = Force totale

$$F = F_1 + F_2 + F_3$$

$$\Rightarrow \bar{F}_1 = \frac{0,8 I F}{0,8 I + I + 0,8 I} = \frac{0,8 F}{2,6} = \bar{F}_3$$

$$F_2 = \frac{F}{2,6}$$

calcul des forces F_1 F_2 F_3 pour chaque niveau

niveau 4

$$\bar{F} = 8\text{ t}$$

$$F_1 = F_3 = 2,46\text{ t}$$

$$F_2 = 3,25\text{ t}$$

niveau 3

$$F = 15,1 \text{ t}$$

$$F_1 = F_3 = 4,65 \text{ t.m}$$

$$F_2 = 5,8 \text{ t.m}$$

niveau 2

$$F = 19,8 \text{ t}$$

$$F_1 = F_3 = 6,1 \text{ t}$$

$$F_2 = 7,8 \text{ t}$$

niveau 1

$$F = 22,1 \text{ t}$$

$$F_1 = F_3 = 6,8 \text{ t}$$

$$F_2 = 8,5 \text{ t}$$

Calcul des différents moments

$M_{sup} = M_n$ = moment en tête du poteau

$M_{int} = M_s$ = en pied

$M_g = M_w$ = moment à gauche du nœud

$M_d = M_e$ = à droite

$$M_s = ah F$$

$$a = 0,65 ; 0,60 ; 0,55 ; 0,4$$

$$M_i = bh F$$

$$b = 1-a$$

$$M_g = -(M_s + M_i) \frac{k_d}{k_d + k_g}$$

$$M_d = -(M_s + M_i) \frac{k_g}{k_d + k_g}$$

$$k_d = \frac{I_d}{L_d} = \frac{416666}{650} = 641 \text{ cm}^3$$

$$k_g = \frac{I_g}{L_g} = \frac{416666}{750} = 555 \text{ cm}^3$$

nœud intermédiaire
c est à dire 3

noeud de rive 1 et 3

$$M_{d1} = M_{g3} = -(M_s + M_i)$$

niveau 4

$$F_1 = F_3 = 2,46 \text{ t}$$

$$F_2 = 3,25 \text{ t}$$

$$ah = 2,24 \text{ m}$$

$$bh = 1,21 \text{ m}$$

$$M_{i1} = M_{i3} = 5,51 \text{ t.m}$$

$$M_{s1} = M_{s3} = 2,97 \text{ t.m}$$

$$M_{i2} = 7,28 \text{ t.m}$$

$$M_{s2} = 3,93 \text{ t.m}$$

$$M_{d1} = M_{g3} = 5,51 \text{ t.m}$$

$$M_{g2} = 3,37 \text{ t.m}$$

$$M_{d2} = 3,88 \text{ t.m}$$

niveau 3

$$F_1 = F_3 = 4,65 \text{ t}$$

$$ah = 2,07 \text{ m}$$

$$F_2 = 5,8 \text{ t}$$

$$bh = 1,38 \text{ m}$$

$$M_{i1} = M_{i3} = 9,62 \text{ t.m}$$

$$M_{s1} = M_{s3} = 6,42 \text{ t.m}$$

$$M_{i2} = 12 \text{ t.m}$$

$$M_{s2} = 8 \text{ t.m}$$

$$M_{d1} = M_{g3} = 12,59 \text{ t.m}$$

$$M_{g2} = 7,4 \text{ t.m}$$

$$M_{d2} = 8,51 \text{ t.m}$$

niveau 2

$$F_1 = F_3 = 6,1 \text{ t}$$

$$ah = 1,90 \text{ m}$$

$$F_2 = 1,6 \text{ t}$$

$$bh = 1,55 \text{ m}$$

$$M_{s1} = M_{s3} = 11,6 \text{ t.m}$$

$$M_{s1} = M_{s3} = 9,46 \text{ t.m}$$

$$M_{s2} = 14,44 \text{ t.m}$$

$$M_{s2} = 11,78 \text{ t.m}$$

$$M_{d1} = M_{g3} = 18,02 \text{ t.m}$$

$$M_{d2} = 12 \text{ t.m}$$

$$M_{g2} = 10,4 \text{ t.m}$$

niveau 1

$$F_1 = F_3 = 6,8 \text{ t}$$

$$ah = 0,48 \text{ m}$$

$$F_2 = 8,5 \text{ t}$$

$$bh = 0,72 \text{ m}$$

$$M_{s1} = M_{s3} = 3,3 \text{ t.m}$$

$$M_{s1} = M_{s3} = 5 \text{ t.m}$$

$$M_{s2} = 4,1 \text{ t.m}$$

$$M_{s2} = 6,12 \text{ t.m}$$

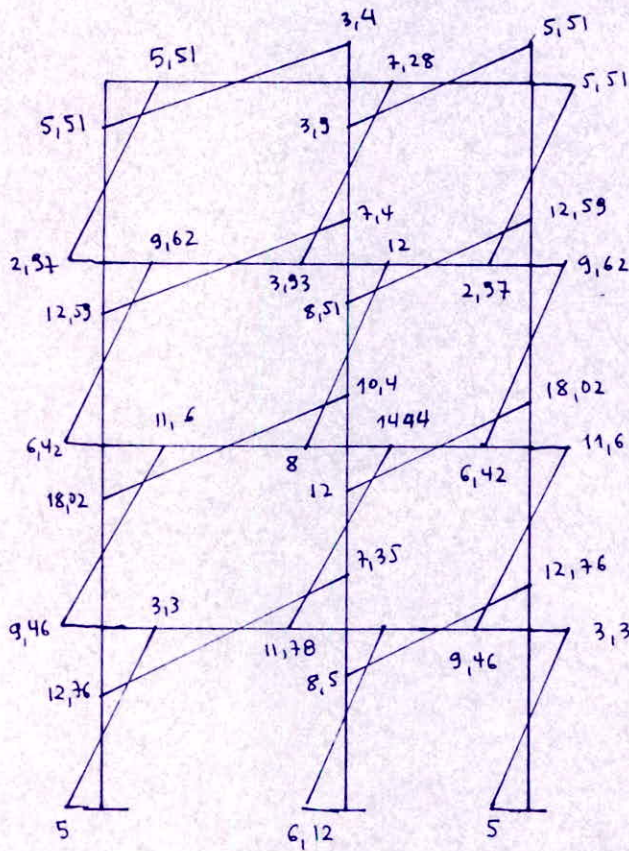
$$M_{d1} = M_{g3} = 12,76 \text{ t.m}$$

$$M_{d2} = 8,5 \text{ t.m}$$

$$M_{g2} = 7,35 \text{ t.m}$$

Diagramme des moments fléchissants sous $\vec{S}I_H$

sous $\vec{S}I_H$



sous $\overleftarrow{S}I_H$ le \bar{m} diagramme avec les moments placés dans l'autre fibre tendue.

Tableau des efforts tranchants

Niveaux	Poutres	L	M_e	M_w	$T_{\vec{S}I_H}$	$T_{\overleftarrow{S}I_H}$
4	1-2	7,5	5,51	3,4	-1,2	1,2
	2-3	6,5	3,9	5,51	-1,45	1,45
3	4-5	7,5	12,59	7,4	-2,7	2,7
	5-6	6,5	8,51	12,59	-3,25	3,25
2	7-8	7,5	18,02	10,4	-3,8	3,8
	8-9	6,5	12	18,02	-4,6	4,6
1	10-11	7,5	12,76	7,35	-2,7	2,7
	11-12	6,5	8,5	12,76	-3,3	3,3

$$T_{\vec{S}I_H} = - \frac{M_w + M_e}{L}$$

$$T_{\overleftarrow{S}I_H} = \frac{M_w + M_e}{L}$$

C/ CALCUL DES PORTIQUES SOUMIS AUX CHARGES VERTICALES (par la méthode de Caquot)

Les portiques sous les charges verticales seront calculés par la méthode de CAQUOT exposée dans le CCBA 68 annexe A. Les portiques constituant l'ossature du bâtiment sont soumis à leur poids propre aux poids propres des planchers qu'ils supportent et aux surcharges transmises par les planchers ainsi qu'aux surcharges sismiques. La sollicitation à prendre en compte pour chaque élément est la sollicitation la plus défavorable résultant de la combinaison

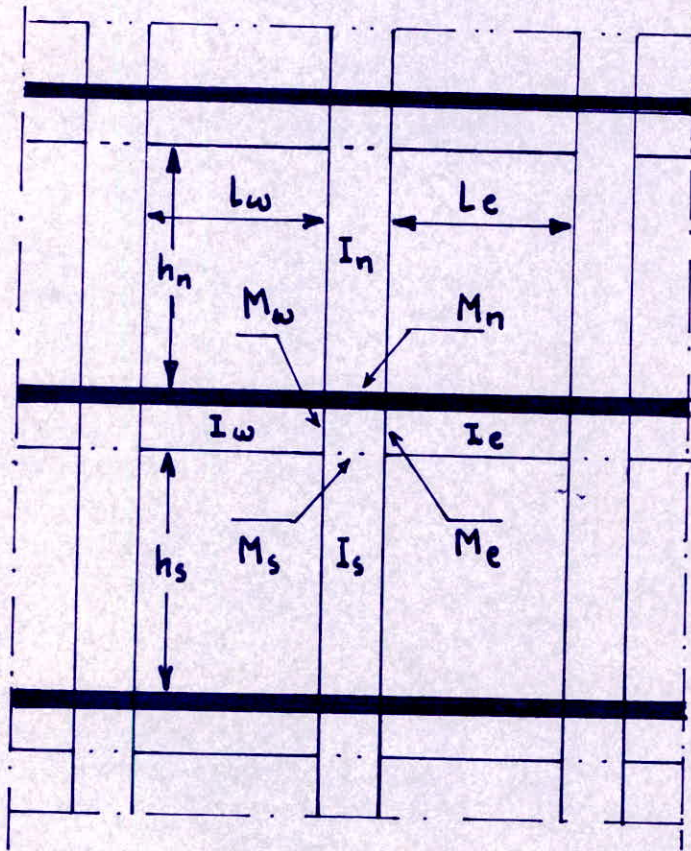
- de la sollicitation normale due aux charges et surcharges
- de la sollicitation d'origine sismique (art. B1 PS 69)

Sous les charges verticales, la méthode de caquot est parfaitement applicable, pour le calcul des poutres continues solidaires (ou non) aux poteaux qui les supportent.

Les calculs seront faits pour un portique transversal I-I et pour un portique longitudinal II-II
Les résultats seront consignés dans des tableaux.

Domaine d'application de la méthode de CAQUOT art. 10 Annexe CCBA 68
Celle méthode s'applique essentiellement à des éléments de planchers constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis. La méthode exposée ci-après concerne uniquement les poutres solidaires des poteaux qui les supportent.
Les moments d'inertie des poteaux sont supposés constants. Il n'est pas tenu compte des déplacements horizontaux relatifs des planchers.

1/ EXPOSE DE LA METHODE DE CAGUOT



On considère des travées fictives L'_w et L'_e
 Pour les travées intermédiaires

$$L'_w = 0,8 L_w$$

$$L'_e = 0,8 L_e$$

L'_w = longueur fictive de la travée à gauche de l'appui

L'_e = longueur fictive de la travée à droite de l'appui

L_w = portée libre de la travée de gauche

L_e = ————— droite

On considère aussi des hauteurs fictives des poteaux :

$h'_n = 0,9 h_n$ si le nœud considéré appartient à l'avant dernier plancher.

h_n = hauteur libre

$h'_n = 0,8 h_n$ pour les autres cas

$h'_s = 0,8 h_s$

Soient

q_w = charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche (q_e sur celle de droite)

Q_w = charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance a_w du nu d'appui (Q_e, a_e pour la travée de droite)

On pose :
$$M'_w = q_w \frac{L_w^2}{8,5} + L'_w \sum_i k_w Q_w$$

$$M'_e = q_e \frac{L_e^2}{8,5} + L'_e \sum_i k_e Q_e$$

Les valeurs de k sont données (pour les poutres à sections ctes) par l'échelle fonctionnelle en fonction du rapport $\frac{a}{l}$

I_w, I_e, I_s, I_n désignant respectivement les moments d'inertie de la travée de gauche, de la travée de droite, du poteau inférieur et du poteau supérieur.

$$k_w = \frac{I_w}{L'_w} \quad k_e = \frac{I_e}{L'_e} \quad k_s = \frac{I_s}{h'_s} \quad k_n = \frac{I_n}{h'_n}$$

$$D = k_w + k_e + k_s + k_n$$

Les moments dans les sections dangereuses (nu d'appui) sont en valeur absolue :

- au nu de l'appui de la travée de gauche
$$M_w = M'_e \frac{k_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{k_w}{D}\right)$$

- au nu de l'appui de la travée de droite
$$M_e = M'_w \frac{k_e}{D} + M'_e \left(1 - \frac{k_e}{D}\right)$$

- au nu inférieur des poutres dans le poteau inférieur

$$M_s = \frac{K_s}{D} (M'_c - M'_w)$$

- au nu supérieur du plancher dans le poteau supérieur

$$M_n = \frac{K_n}{D} (M'_c - M'_w)$$

Pour les traverses les moments M_c et M_w sont négatifs. Pour les poteaux la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues M'_c ou M'_w la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

Travées de rive

- noeud rive (noeud 1)

$$M_{e1} = M'_{e1} (1 - \frac{K_{e1}}{D_1})$$

$$M_{s1} = \frac{K_{s1}}{D_1} (M'_{e1} - M'_{w1})$$

$$M_{n1} = \frac{K_{n1}}{D_1} (M'_{e1} - M'_{w1})$$

$$k_{w1} = 0 \quad M'_{w1} = 0$$

$$K_{s1} = \frac{I_{s1}}{h'_{s1}} \quad K_{e1} = \frac{I_{e1}}{L'_{e1}}$$

$$K_{n1} = \frac{I_{n1}}{h'_{n1}}$$

Noeud voisin du noeud de rive

La longueur L'_{w2} de la travée fictive de rive est prise égale à $\chi_1 L_{w2}$ avec χ_1 coefficient compris entre 0,8 et 1

$$\chi_1 = 0,8 \quad \text{pour} \quad K_{s1} + K_{n1} \geq 1,5 K_{e1}$$

$$\chi_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7,5 K_{e1}} \quad \text{pour} \quad K_{s1} + K_{n1} \leq 1,5 K_{e1}$$

si la travée voisine de la travée de rive est elle même travée de rive

$$L'_{e2} = \chi_3 L_{e2}$$

$$\text{avec} \quad \chi_3 = 0,8$$

$$\chi_3 = 1 - \frac{K_{s3} + K_{n3}}{7,5 K_{e3}}$$

$$\chi_3 = 0,8 \quad \text{si} \quad K_{s3} + K_{n3} \geq 1,5 K_{e3}$$

$$\chi_3 = 1 - \frac{K_{s3} + K_{n3}}{7,5 K_{e3}} \quad \text{si} \quad K_{s3} + K_{n3} < 1,5 K_{e3}$$

Les calculs des deux portiques longitudinal et transversal seront résumés dans des tableaux. Pour les différents cas de charges (G, P, SIV) on établira un tableau récapitulatif de toutes les caractéristiques géométriques.

Nous n'avons pas de consoles, ni de charges concentrées, les formules citées ci-dessus seront donc :

$$\text{avec } Q_w = Q_e = 0$$

$$M'_w = q_w \frac{L_w^2}{8,5}$$

$$M'_e = q_e \frac{L_e^2}{8,5}$$

$$M_w = M'_e \frac{k_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{k_w}{D}\right)$$

$$M_e = M'_e \left(1 - \frac{k_e}{D}\right) + M'_w \frac{k_e}{D}$$

$$M_n = \frac{k_n}{D} (M'_e + M'_w)$$

$$M_s = \frac{k_s}{D} (M'_e + M'_w)$$

Moments en travée des poutres

Pour déterminer les moments en travée, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée L (et non L') avec les charges permanentes, puis les charges permanentes et les surcharges. On prend comme ligne de fermeture :

- pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue ;

- et pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue,

dans chaque cas de charge, en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

Efforts tranchants dans les poutres

Dans le cas de plusieurs travées, les efforts tranchants d'appui sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres continues en faisant état des moments de continuité déterminés précédemment.

A partir des ~~des~~ efforts tranchants d'appui, on trace le diagramme des efforts tranchants en travée pour les charges permanentes et pour les surcharges en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

Dans le cas d'une seule travée, les efforts tranchants d'appui sont pris égaux à ceux de la travée indépendante de portée L si l'ossature est symétrique et symétriquement chargée.

Moments dans les poteaux

On admet que les points de moments nul dans les poteaux se trouvent à h'_n au dessus du plancher et à h'_s au dessous du nu intérieur des poutres.

Efforts tranchants dans les poteaux - Efforts normaux dans les poutres

Par simplification, on ne fait pas état dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux, ni des efforts normaux dans les poutres.

Remarque: les moments en travée dans les poutres seront déterminés seulement pour les différentes combinaisons, c'est à dire :

$$G + 1,2 P$$

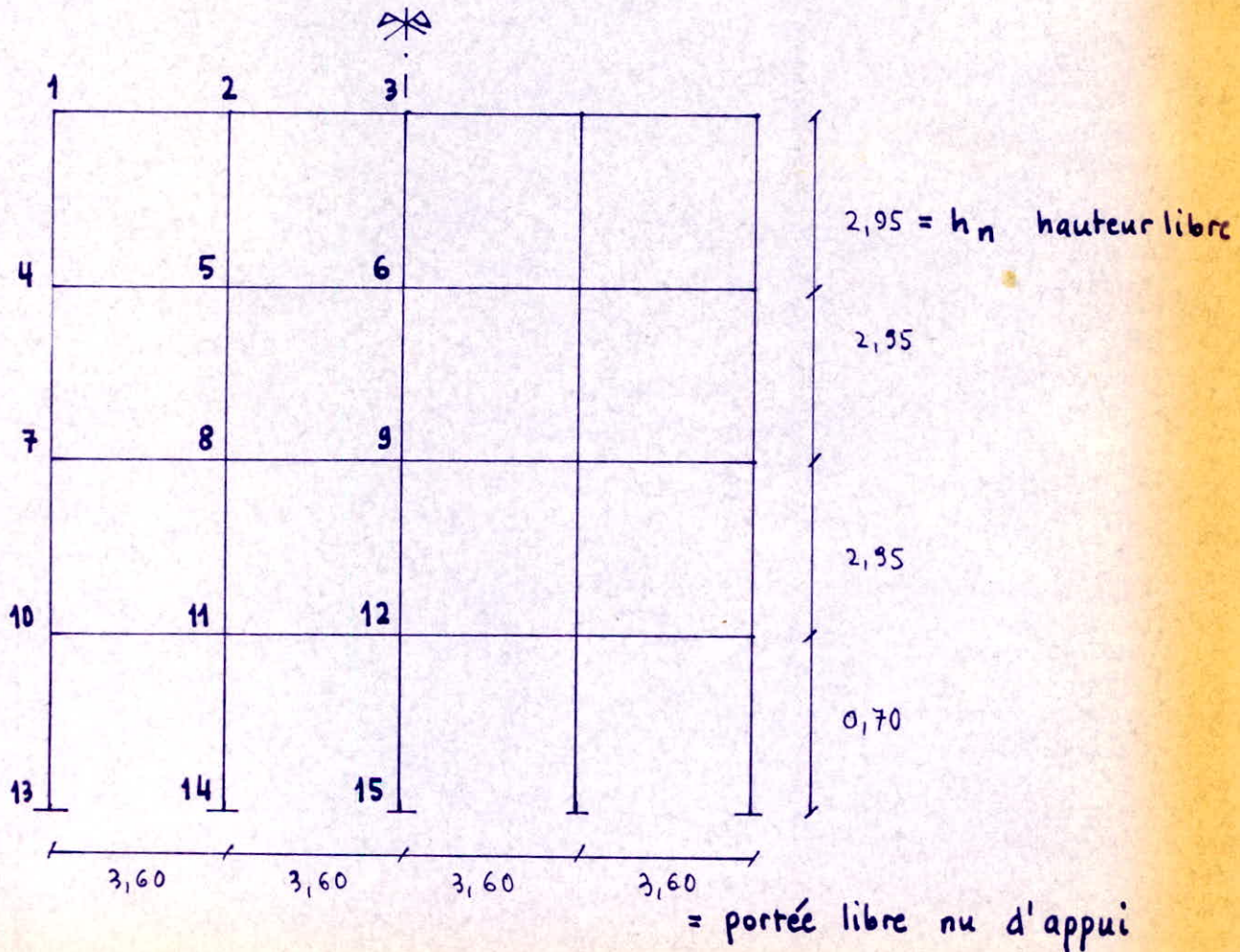
$$G + P + \frac{S I_v}{4} \downarrow$$

$$G + \frac{P}{5} + \frac{S I_H}{5}$$

2/ PORTIQUE LONGITUDINAL II-II

Tableau des charges verticales

Portiques	Niveaux	G t/m	P t/m	Slv t/m
Portique II L = 16 m	4	6,36	0,75	1,01
	3	6,79	3,75	0,88
	2	6,79	3,75	0,59
	1	6,67	3,75	0,29



Caractéristiques géométriques

D'après les formules définies dans l'exposé de la méthode de CAQUOT
 on dresse un tableau des valeurs de $L_w, L_e, h_n, h_s, L'_w, L'_e, h'_n, h'_s; K_w, K_e, K_n, K_s, I_w, I_e, I_n, I_s, D$ etc...
 du portique longitudinal.

L_w en m ainsi que L_e, h_n, h_s

I_w, I_e, I_n, I_s en m^4

K_w, K_e, K_n, K_s, D en m^3

Niveaux	4			3			2			1		
Noeuds	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
L_w	-	3,60	3,60	-	3,60	3,60	-	3,60	3,60	-	3,60	3,60
L_e	3,60	3,60	3,60	3,60	3,60	3,60	3,60	3,60	3,60	3,60	3,60	3,60
h_n	-	-	-	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95
h_s	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	0,70	0,70	0,70
$I_w; I_e$	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016
$I_n; I_s$	0,0027	0,0027	0,0027	0,0027	0,0027	0,0027	0,0027	0,0027	0,0027	0,0027	0,0027	0,0027
L'_w	-	2,98	2,88	-	2,88	2,88	-	2,88	2,88	-	2,88	2,88
L'_e	2,88	2,88	2,88	2,88	2,88	2,88	2,88	2,88	2,88	2,88	2,88	2,88
h'_n	-	-	-	2,66	2,66	2,66	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36
h'_s	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	0,56	0,56	0,56
$K_w \cdot 10^{-4}$	-	5,4	5,6	-	5,6	5,6	-	5,6	5,6	-	5,6	5,6
$K_e \cdot 10^{-4}$	5,6	5,6	5,6	5,6	5,6	5,6	5,6	5,6	5,6	5,6	5,6	5,6
$K_n \cdot 10^{-4}$	-	-	-	10	10	10	11,4	11,4	11,4	11,4	11,4	11,4
$K_s \cdot 10^{-4}$	11,4	11,4	11,4	11,4	11,4	11,4	11,4	11,4	11,4	48	48	48
$D \cdot 10^{-4}$	17	22,4	22,6	27	32,6	32,6	28,4	34	34	65	70,6	70,6

Calcul des moments dans les nœuds

En utilisant les caractéristiques du tableau précédent et les formules suivantes pour chaque cas de charge verticale (G ; P ; SIV)

$$M'_w = q_w \frac{L_w^2}{8} + L_w \sum K_w Q_w \rightarrow 0 \text{ car pas de charges concentrées}$$

$$M'_e = q_e \frac{L_e^2}{8} + L_e \sum K_e Q_e \rightarrow 0$$

$$M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$$

$$M_n = \frac{K_n}{D} (M'_e - M'_w)$$

$$M_e = M'_w \frac{K_e}{D} + M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right)$$

$$M_s = \frac{K_s}{D} (M'_e - M'_w)$$

sous la charge permanente G

Niveaux	Nœuds	q_e t/m	q_w t/m	M'_e t.m	M'_w t.m	M_e t.m	M_w t.m	M_n t.m	M_s t.m
4	1	6,36	-	6,21	-	4,16	-	-	4,16
	2	6,36	6,36	6,21	6,68	6,33	6,57	-	0,24
	3	6,36	6,36	6,21	6,21	6,21	6,21	-	-
3	4	6,79	-	6,63	-	5,25	-	2,46	2,79
	5	6,79	6,79	6,63	6,63	6,63	6,63	-	-
	6	6,79	6,79	6,63	6,63	6,63	6,63	-	-
2	7	6,79	-	6,63	-	5,32	-	2,66	2,66
	8	6,79	6,79	6,63	6,63	6,63	6,63	-	-
	9	6,79	6,79	6,63	6,63	6,63	6,63	-	-
1	10	6,67	-	6,51	-	5,95	-	1,14	4,81
	11	6,67	6,67	6,51	6,51	6,51	6,51	-	-
	12	6,67	6,67	6,51	6,51	6,51	6,51	-	-

sous les surcharges d'exploitation P

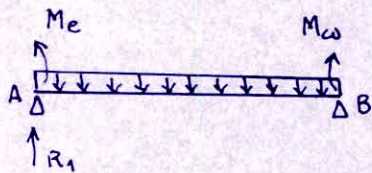
Niveaux	Noeuds	q_e t/m	q_w t/m	M'_e t.m	M'_w t.m	M_e t.m	M_w t.m	M_n t.m	M_s t.m
4	1	0,75	-	0,73	-	0,49	-	-	0,49
	2	0,75	0,75	0,73	0,79	0,75	0,78	-	0,03
	3	0,75	0,75	0,73	0,73	0,73	0,73	-	-
3	4	3,75	-	3,66	-	2,90	-	1,36	1,54
	5	3,75	3,75	3,66	3,66	3,66	3,66	-	-
	6	3,75	3,75	3,66	3,66	3,66	3,66	-	-
2	7	3,75	-	3,66	-	2,94	-	1,47	1,47
	8	3,75	3,75	3,66	3,66	3,66	3,66	-	-
	9	3,75	3,75	3,66	3,66	3,66	3,66	-	-
1	10	3,75	-	3,66	-	2,94	-	0,64	2,70
	11	3,75	3,75	3,66	3,66	3,66	3,66	-	-
	12	3,75	3,75	3,66	3,66	3,66	3,66	-	-

sous les charges sismiques verticales $S I_v(\downarrow)$

Niveaux	Noeuds	q_e t/m	q_w t/m	M'_e t.m	M'_w t.m	M_e t.m	M_w t.m	M_n t.m	M_s t.m
4	1	1,01	-	0,99	-	0,66	-	-	0,66
	2	1,01	1,01	0,99	1,06	1,01	1,04	-	0,03
	3	1,01	1,01	0,99	0,99	0,99	0,99	-	-
3	4	0,88	-	0,86	-	0,68	-	0,32	0,36
	5	0,88	0,88	0,86	0,86	0,86	0,86	-	-
	6	0,88	0,88	0,86	0,86	0,86	0,86	-	-
2	7	0,59	-	0,58	-	0,47	-	0,23	0,24
	8	0,59	0,59	0,58	0,58	0,58	0,58	-	-
	9	0,59	0,59	0,58	0,58	0,58	0,58	-	-
1	10	0,29	-	0,28	-	0,26	-	0,05	0,21
	11	0,29	0,29	0,28	0,28	0,28	0,28	-	-
	12	0,29	0,29	0,28	0,28	0,28	0,28	-	-

calcul des efforts tranchants dans les poutres (P. II - II)

Connaissant les moments de continuité (aux appuis) calculés ci-dessus avec la méthode de CAQUOT, on détermine l'équation de l'effort tranchant en considérant la travée indépendante avec les moments de continuité et la charge (CCBA Art. A13 annexe A)



$$\sum_1 m^t / B = 0$$

$$R_1 L - M_e + M_w - q \frac{L^2}{2} = 0$$

$$R_1 = \frac{M_e - M_w}{L} + q \frac{L}{2}$$

$$T = R_1 - qx = q \frac{L}{2} - qx + \frac{M_e - M_w}{L}$$

$$T = 0 \Rightarrow x_0 = \frac{L}{2} + \frac{M_e - M_w}{8 M_0} \cdot L \quad M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

Nota : On ne fait pas état dans les calculs des efforts normaux dans les poutres ni des efforts tranchants dans les poteaux.

Efforts tranchants T sous G (P II - II)

Niveaux	Travées	q t/m	M ₀ t.m	M _e t.m	M _w t.m	x ₀ m	M _{max}	T _{x=0}	T _{x=L}
4	1-2	6,36	10,30	4,16	6,57	1,69	4,94	10,78	-12,12
	2-3	6,36	10,30	6,33	6,21	1,81	4,83	11,48	-11,41
3	4-5	6,79	10,99	5,25	6,63	1,75	\	11,83	-12,6
	5-6	6,79	10,99	6,63	6,63	1,8	\	12,22	-12,22
2	7-8	6,79	10,99	5,32	6,63	1,75	\	11,86	-12,59
	8-9	6,79	10,99	6,63	6,63	1,8	\	12,22	-12,22
1	10-11	6,67	10,81	5,95	6,51	1,78	\	11,85	-12,16
	11-12	6,67	10,81	6,51	6,51	1,8	\	12,01	12,01

Efforts tranchants T sous P

Niveaux	Travées	q t/m	M ₀ t.m	M _e t.m	M _w t.m	x ₀ m	T _{x=0} t	T _{x=L} t
4	1-2	0,75	1,22	0,49	0,78	1,69	1,70	-1,43
	2-3	0,75	1,22	0,75	0,73	1,81	1,76	-1,34
3	4-5	3,75	6,08	2,9	3,66	1,74	6,54	-6,96
	5-6	3,75	6,08	3,66	3,66	1,8	6,75	-6,75
2	7-8	3,75	6,08	2,94	3,66	1,75	6,55	-6,95
	8-9	3,75	6,08	3,66	3,66	1,8	6,75	-6,75
1	10-11	3,75	6,08	3,34	3,66	1,78	6,59	-6,84
	11-12	3,75	6,08	3,66	3,66	1,8	6,75	-6,75

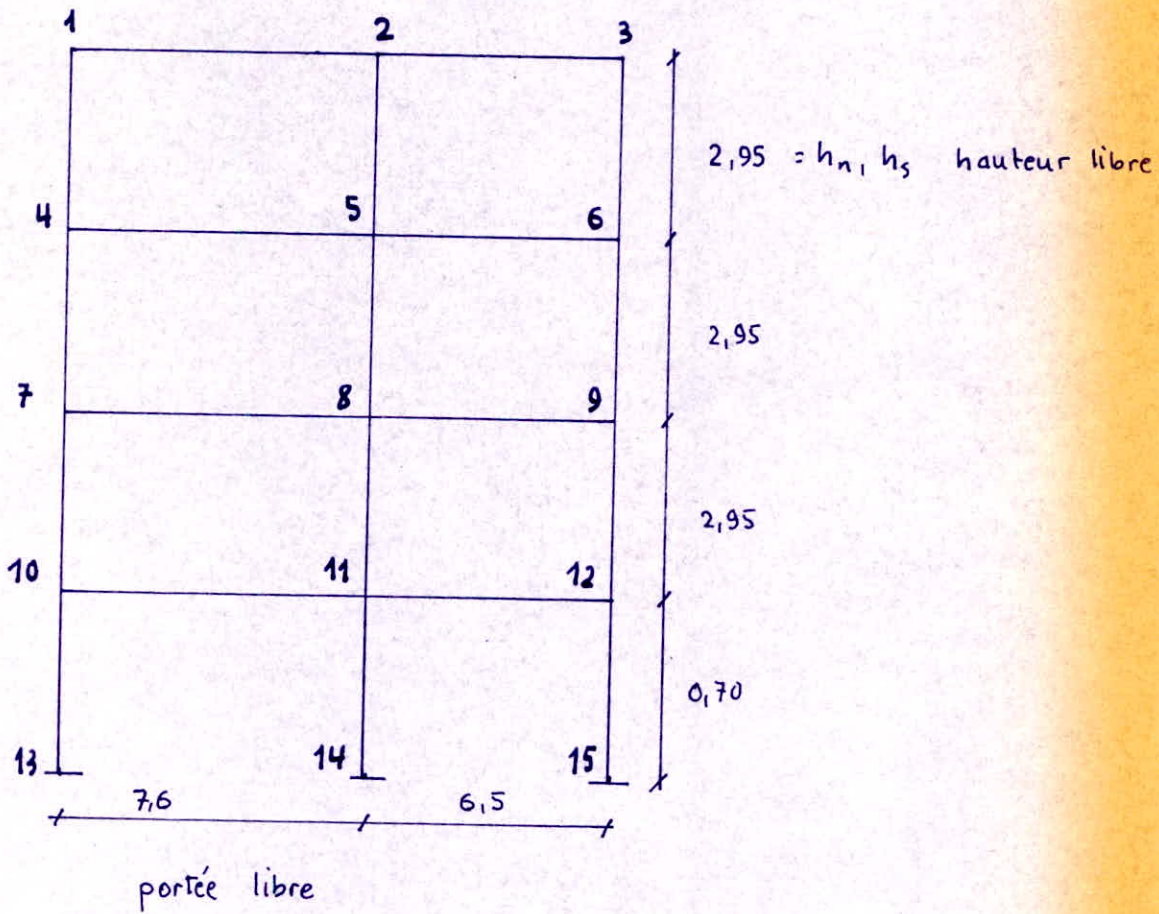
Efforts tranchants T sous SIV (↓)

Niveaux	Travées	q t/m	M ₀ t.m	M _e t.m	M ₀ t.m	x ₀ m	T _{x=0} t	T _{x=L} t
4	1-2	1,01	1,64	0,66	1,04	1,70	1,71	-1,92
	2-3	1,01	1,64	1,01	0,99	1,81	1,82	-1,81
3	4-5	0,88	1,43	0,68	0,86	1,74	1,53	-1,63
	5-6	0,88	1,43	0,86	0,86	1,8	1,58	-1,58
2	7-8	0,59	0,96	0,47	0,58	1,75	1,03	-1,09
	8-9	0,59	0,96	0,58	0,58	1,8	1,06	-1,06
1	10-11	0,29	0,47	0,26	0,28	1,78	0,51	-0,53
	11-12	0,29	0,47	0,28	0,28	1,8	0,52	-0,52

3/ PORTIQUE TRANSVERSAL I-I

Tableau des charges verticales

Portique	Niveaux	G t/m	P t/m	SIv t/m
I-I L = 15 m	4	3,3	0,4	0,53
	3	3,7	2	0,48
	2	3,7	2	0,32
	1	3,6	2	0,15



Caractéristiques géométriques

D'après les formules exposées précédemment dans la méthode de CAQUOT on dresse un tableau des valeurs de $L_w, L_e, h_n, h_s, I_w, I_e$ etc... les unités sont les suivantes.

$L_w, L_e, h_n, h_s, L'_w, L'_e, h'_n, h'_s$ en m

I_w, I_e, I_n, I_s en m^4

K_w, K_e, K_n, K_s, D en m^3

Niveaux	4			3			2			1		
Noeuds	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
L_w	-	7,5	6,5	-	7,5	6,5	-	7,5	6,5	-	7,5	6,5
L_e	7,5	6,5	-	7,5	6,5	-	7,5	6,5	-	7,5	6,5	-
h_n	-	-	-	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95
h_s	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	0,70	0,70	0,70
I_w, I_e	0,0042	0,0042	0,0042	0,0042	0,0042	0,0042	0,0042	0,0042	0,0042	0,0042	0,0042	0,0042
I_n, I_s	0,0042	0,0042	0,0042	0,0042	0,0042	0,0042	0,0042	0,0042	0,0042	0,0042	0,0042	0,0042
L'_w	-	6	5,2	-	6	5,2	-	6	5,2	-	6	5,2
L'_e	6	5,2	-	6	5,2	-	6	5,2	-	6	5,2	-
h'_n	-	-	-	2,66	2,66	2,66	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36
h'_s	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	0,56	0,56	0,56
K_w	-	0,0007	0,0008	-	0,0007	0,0008	-	0,0007	0,0008	-	0,0007	0,0008
K_e	0,0007	0,0008	-	0,0007	0,0008	-	0,0007	0,0008	-	0,0007	0,0008	-
K_n	-	-	-	0,0016	0,0016	0,0016	0,0018	0,0018	0,0018	0,0018	0,0018	0,0018
K_s	0,0018	0,0018	0,0018	0,0018	0,0018	0,0018	0,0018	0,0018	0,0018	0,0075	0,0075	0,0075
D	0,0025	0,0033	0,0026	0,0041	0,0049	0,0042	0,0043	0,0051	0,0044	0,01	0,0108	0,0104

Calcul des moments dans les noeuds

Formules utilisées :

$$M'_{\omega} = q_{\omega} \frac{L_{\omega}^2}{8,5}$$

$$M'_e = q_e \frac{L_e^2}{8,5}$$

$$M_{\omega} = \frac{K_{\omega}}{D} M'_e + (1 - \frac{K_{\omega}}{D}) M'_{\omega}$$

$$M_e = \frac{K_e}{D} M'_{\omega} + (1 - \frac{K_e}{D}) M'_e$$

$$M_n = \frac{K_n}{D} (M'_e - M'_{\omega})$$

$$M_s = \frac{K_s}{D} (M'_e - M'_{\omega})$$

Sous les charges permanentes G

Niveaux	Noeuds	q_{ω} t/m	q_e t/m	M'_{ω}	M'_e	M_{ω} t.m	M_e t.m	M_n t.m	M_s t.m
4	1	-	3,3	-	14	-	10,08	-	10,08
	2	3,3	3,3	14	10,5	13,3	11,35	-	1,9
	3	3,3	-	10,5	-	7,3	-	-	7,3
3	4	-	3,7	-	16,5	-	13,3	6,24	7
	5	3,7	3,7	16,5	12	15,4	12,6	1,3	1,5
	6	3,7	-	12	-	10	-	4,6	5,2
2	7	-	3,7	-	16	-	13,4	6,7	6,7
	8	3,7	3,7	16	12	15,5	12,6	1,4	1,4
	9	3,7	-	12	-	10	-	5	5
1	10	-	3,6	-	15,2	-	14	2,74	11,4
	11	3,6	3,6	15,2	11,5	15	12	0,62	2,5
	12	3,6	-	11,5	-	10,6	-	2,00	8,5

Sous les surcharges d'exploitation P

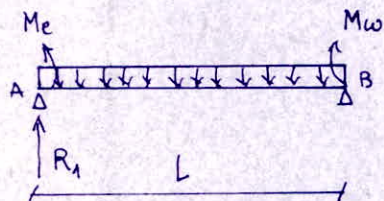
Niveaux	Noeuds	q_w t/m	q_e t/m	M'_w t.m	M'_e t.m	M_w t.m	M_e t.m	M_n t.m	M_s t.m
4	1	-	0,4	-	1,7	-	1,22	-	1,22
	2	0,4	0,4	1,7	1,3	1,6	1,4	-	0,22
	3	0,4	-	1,3	-	0,9	-	-	0,9
3	4	-	2	-	8,5	-	7,05	3,32	3,73
	5	2	2	8,5	6,4	8,2	6,7	0,70	0,80
	6	2	-	6,4	-	5,2	-	2,44	2,74
2	7	-	2	-	8,5	-	7	3,55	3,55
	8	2	2	8,5	6,4	8,2	6,7	0,74	0,74
	9	2	-	6,4	-	5,24	-	2,62	2,62
1	10	-	2	-	8,5	-	8	1,53	6,4
	11	2	2	8,5	6,4	8,4	6,5	0,35	1,50
	12	2	-	6,4	-	6	-	1,14	4,80

sous les charges sismiques verticales S_{I_v}

Niveaux	Noeuds	q_w t/m	q_e t/m	M'_w t.m	M'_e t.m	M_w t.m	M_e t.m	M_n t.m	M_s t.m
4	1	-	0,53	-	2,24	-	1,6	-	1,6
	2	0,53	0,53	2,24	1,70	2,10	1,80	-	0,30
	3	0,53	-	1,70	-	1,2	-	-	1,2
3	4	-	0,48	-	2	-	1,7	0,70	0,90
	5	0,48	0,48	2	1,5	2	1,6	0,2	0,2
	6	0,48	-	1,5	-	1,2	-	0,57	0,64
2	7	-	0,32	-	1,35	-	1,13	0,56	0,56
	8	0,32	0,32	1,35	1	1,3	1,05	0,12	0,12
	9	0,32	-	1	-	0,62	-	0,41	0,41
1	10	-	0,15	-	0,64	-	0,6	0,12	0,48
	11	0,15	0,15	0,64	0,50	0,53	0,52	0,02	0,1
	12	0,15	-	0,5	-	0,46	-	0,09	0,4

Calcul des efforts tranchants dans les poutres (P. I-I)

De la même manière que pour le portique II-II, on calcule les efforts pour le portique I-I connaissant les moments aux nœuds déterminés par la méthode de CAQUOT.



$$\sum_i m_{ts} / B = 0$$

$$R_1 L - M_e + M_w - q \frac{L^2}{2} = 0$$

$$R_1 = \frac{M_e - M_w}{L} + q \frac{L}{2}$$

$$T = R_1 - qx = q \frac{L}{2} - qx + \frac{M_e - M_w}{L}$$

$$T = 0 \quad x_0 = \frac{L}{2} + \frac{M_e - M_w \cdot L}{8 M_0}$$

avec $M_0 = q \frac{L^2}{8}$

Efforts tranchants T sous G (P I-I)

Niveaux	Travées	L(m)	q t/m	Me t.m	Mw t.m	Tx=0 t	Tx=L m
4	1-2	7,5	3,3	10,08	13,30	12	-12,7
	2-3	6,5	3,3	11,35	7,3	11,35	-10,1
3	4-5	7,5	3,7	13,3	15,4	13,6	-14,15
	5-6	6,5	3,7	12,6	10	12,4	-11,6
2	7-8	7,5	3,7	13,4	15,5	13,6	-14,15
	8-9	6,5	3,7	12,6	10	12,4	-11,6
1	10-11	7,5	3,5	14	15	13	-13,25
	11-12	6,5	3,5	12	10,6	11,78	-11

Efforts tranchants T sous P (P I-I)

Niveaux	Travées	L m	q t/m	M _c t.m	M _ω t.m	T _{x=0} t	T _{x=L} t
4	1-2	7,5	0,4	1,22	1,6	1,45	-1,55
	2-3	6,5	0,4	0,9	0,9	1,4	-1,2
3	4-5	7,5	2	7,05	8,2	7,35	-7,65
	5-6	6,5	2	6,7	5,2	6,7	-6,3
2	7-8	7,5	2	7	8,2	7,34	-7,66
	8-9	6,5	2	6,7	5,2	6,7	-6,3
1	10-11	7,5	2	8	8,4	7,45	-7,55
	11-12	6,5	2	6,5	6	6,6	-6,4

Efforts tranchants T sous S_{I_v}(L) (P I-I)

Niveaux	Travées	L m	q t/m	M _c t.m	M _ω t.m	T _{x=0} t	T _{x=L} t
4	1-2	7,5	0,53	1,6	2,1	1,92	-2,05
	2-3	6,5	0,53	1,8	1,2	1,8	-1,6
3	4-5	7,5	0,48	1,7	2	1,76	-1,84
	5-6	6,5	0,48	1,6	1,2	1,62	-1,5
2	7-8	7,5	0,32	1,13	1,3	1,2	-1,2
	8-9	6,5	0,32	1,05	0,82	1,07	-1,01
1	10-11	7,5	0,15	0,6	0,63	0,56	-0,57
	11-12	6,5	0,15	0,51	0,46	0,5	-0,47

CHAPITRE 5

EVALUATION DES EFFORTS(M.N.T.)
DES PORTIQUES SOUS LES DIF-
FERENTES SOLLICITATIONS

SOLLICITATIONS A PRENDRE EN COMPTE

Dans les justifications de calcul relatives à l'équilibre statique, à la résistance et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations totales pondérées ci-dessous :

soient :

G	la sollicitation due à la charge permanente
P	aux surcharges d'exploitation
V	climatiques normales
W	extrêmes
T	aux effets du retrait et de la température
SI	aux séismes

Les sollicitations totales pondérées du 1er genre

$$S_1 = G + 1,2 P + T$$

$$S'_1 = G + P + V + T$$

Les sollicitations totales pondérées du 2e genre

$$S_2 = G + 1,5 P + 1,5 V + T$$

$$S'_2 = G + P + \gamma_w W + T$$

$$S''_2 = G + P + T + SI$$

Pour notre bâtiment les effets du retrait et de la température sont négligés car il ya des joints de dilatation tous les 16 m. Pour la région d'Alger les tableaux provisoires des données climatiques donnent :

Neige normale $N = 20 \text{ kg/m}^2$

Vent normal $V_e = 70 \text{ kg/m}^2$

La valeur de la neige extrême est obtenue en multipliant la neige normale par $\frac{5}{3}$ et celle du vent extrême en multipliant le ~~neige~~ vent normal par $\frac{7}{4}$

La surcharge d'exploitation $P = 500 \text{ kg/m}^2$

Les valeurs du seisme varient autour des 1000 kg/m^2

Les sollicitations du 1er genre

$$0,2 P = 0,2 \times 500 = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$V_n + N_n = 90 \text{ kg/m}^2$$

d'où la sollicitation du 1er genre à considérer pour les calculs est : $G + 1,2 P$

Les sollicitations du 2e genre

Le seisme l'emporte largement d'où nous retiendrons comme sollicitation du 2e genre $G + P + SI$

Les règles parasismiques 69 demandent de considérer le seisme horizontal et vertical indépendamment car ils n'agissent pas simultanément. En outre pour le seisme horizontal on prend $\frac{1}{5}$ surcharge d'exploitation et la totalité des surcharges d'exploitation pour le seisme vertical. (PS 69 page 171)

En résumé

Les combinaisons seront élaborées sous les sollicitations suivantes :

$$\begin{array}{l} G + 1,2 P \quad \text{correspondant à } SP_1 \\ G + \frac{1}{5} P + SI_H \quad \parallel \quad \text{à } SP_2 \\ G + P + SI_V \quad \parallel \end{array}$$

SI_H : seisme horizontal

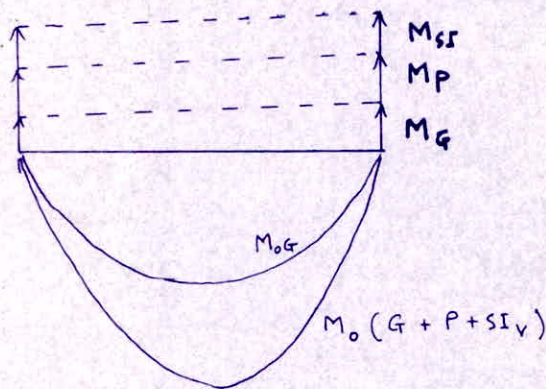
SI_V : seisme vertical

EVALUATION DES MOMENTS EN TRAVÉE (sous les différentes combinaisons)

Art. A12 annexe CCBA68 : Pour déterminer les moments en travées, on trace la courbe des moments de la travée isostatique complète de portée L (et non L') avec les charges permanentes puis avec les charges permanentes et les surcharges, ou prend comme ligne de fermeture :

Pour les moments positifs, celle qui joint les mts d'appui maximaux en valeur absolue et pour les moments négatifs celle qui joint les moments maximaux en valeur absolue.

Ex. pour $G + P + S_{IV}$



$$M_{tr} = M_0 (G + P + S_{IV}) - x$$

avec $x = \frac{M_e + M_w}{2}$ du à G

$$M_{appui} = M_G + M_P + M_{S_{IV}}$$

calcul des moments isostatiques : portique II-II

Niveaux	Travées	$G + P_{\frac{1}{2}} t/m$	$M_0 t.m$	$G + 1,2 P_{\frac{1}{2}} t/m$	$M_0 t.m$	$G + P + S_{IV}$	$M_0 t.m$
4	1-2	6,51	10,55	7,26	11,76	8,12	13,15
	2-3	6,51	10,55				
3	4-5	7,54	12,21	11,29	18,29	11,42	18,50
	5-6						
2	7-8	7,54	12,21	11,29	18,29	11,09	17,97
	8-9						
1	10-11	7,42	10,81	11,17	18,10	10,71	17,35
	11-12						

calcul des moments isostatiques : portique I-I

Niveaux	Travées	L m	$G+P \frac{t}{m}$	$G M_0 \frac{t}{m}$	$G+1,2P \frac{t}{m}$	$M_0 t.m$	$G+P+S$	$M_0 t.m$
4	1-2	7,5	3,38	23,8	3,78	26,6	4,23	30
	2-3	6,5	3,38	18	3,78	20	4,23	22,3
3	4-5	7,5	4,1	28	6,1	43	6,18	43,5
	5-6	6,5	4,1	21	6,1	32,2	6,18	32,6
2	7-8	7,5	4,1	28	6,1	43	6,02	42,3
	8-9	6,5	4,1	21	6,1	32,2	6,02	32
1	10-11	7,5	3,9	27,4	5,9	41,5	5,65	40
	11-12	6,5	3,9	20,6	5,9	31	5,65	30

calcul des moments en travée pour les différentes combinaisons
Portique II-II

Niveaux	4		3		2		1	
Travées	1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12
$M_e + \frac{M_w}{2}$	5,36	6,27	5,94	6,63	5,97	6,23	6,23	6,51
$M_t (G+P)$	5,19	4,28	6,27	5,58	6,24	5,98	4,58	4,30
$M_t (G+1,2P)$	6,39	5,49	12,35	11,66	12,32	11,66	11,87	11,59
$M_t (G+P+S)$	7,79	6,88	12,56	11,87	11,99	11,34	11,12	10,84

Portique I-I

Niveaux	4		3		2		1	
Travées	1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12
$M_e + M_w t.m$	11,7	9,3	14,35	11,3	14,45	11,3	14,5	11,3
$M_t (G+P_S) t.m$	12,1	8,7	13,65	9,7	13,55	9,7	12,9	9,3
$M_t (G+1,2P)$	14,9	10,7	28,6	20,9	28,55	20,9	27	19,7
$M_t (G+P+S)$	18,3	13	29,2	21,3	28,05	20,7	25,5	18,7

EVALUATION DES EFFORTS (M, N, T)

A PORTIQUE LONGITUDINAL II-II

1/ POUTRES

Nous avons comme indiqué précédemment pour les moments, En travée les moments déjà calculés pour chaque combinaison et aux appuis la somme des moments correspondants. Les résultats sont donnés dans les tableaux qui suivent :

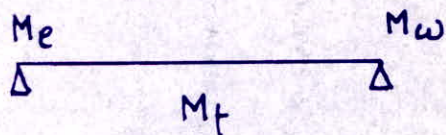
Moments fléchissants charges horizontales

Niveaux		4		3		2		1	
sollicitations		Travées		Travées		Travées		Travées	
		1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12
\rightarrow S_{IH}	Me	6,32	3,94	14,32	8,95	20,4	12,75	14,41	9,01
	Mw	-3,94	-3,94	-8,95	-8,95	-12,75	-12,75	-9,01	-9,01
\leftarrow S_{IH}	Me	-6,32	-3,94	-14,32	-8,95	-20,4	-12,75	-14,41	-9,01
	Mw	3,94	3,94	8,95	8,95	12,75	12,75	9,01	9,01
$G + P/S$ (en t.m)	Me	-4,26	-6,49	-5,83	-7,36	-5,91	-7,36	-6,62	-7,24
	Mt	5,19	4,28	6,27	5,58	6,24	5,98	4,58	4,30
	Mw	-6,72	-6,36	-7,36	-7,36	-7,36	-7,36	-7,24	-7,24
$P/S + S_{IH}$ $G + P/S + S_{IH}$ (en t.m)	Me	2,06	-2,55	8,49	1,59	14,49	5,39	7,79	1,77
	Mt	5,19	4,28	6,27	5,58	6,24	5,98	4,58	4,30
	Mw	-10,66	-10,3	-16,39	-16,31	-20,11	-20,11	-16,25	-16,25
\leftarrow $G + P/S + S_{IH}$ (en t.m)	Me	-10,58	-10,43	-20,15	-16,31	-25,95	-20,11	-21,03	-16,25
	Mt	5,19	4,28	6,27	5,58	6,24	5,98	4,58	4,30
	Mw	-2,78	-2,42	1,56	1,56	5,39	5,39	1,77	1,77

Nota : les valeurs en travée sous les surcharges horizontales sont sensiblement nulles, les moments en travée pris en compte correspondent aux mts dus à $G + P/S$.

Moments flechissants: charges verticales

Niveaux		4		3		2		1	
Sollicitations	Travées	1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12
	G t.m	Me	4,16	6,33	5,25	6,63	5,32	6,63	5,95
Mw		6,57	6,21	6,63	6,63	6,63	6,63	6,51	6,51
P t.m	Me	0,49	0,78	2,9	3,66	2,94	3,66	3,34	3,66
	Mw	0,75	0,73	3,66	3,66	3,66	3,66	3,66	3,66
SIV(+) t.m	Me	0,66	1,01	0,68	0,86	0,47	0,58	0,26	0,28
	Mw	1,04	0,99	0,86	0,86	0,58	0,58	0,28	0,28
G+1,2P (t.m)	Me	4,75	7,27	8,73	11,02	8,85	11,02	9,96	10,9
	Mt	6,39	5,49	12,35	11,66	12,32	11,66	11,87	11,59
	Mw	7,47	7,09	11,02	11,02	11,02	11,02	10,9	10,9
G+P+SIV(+) (t.m)	Me	5,31	8,12	8,83	11,15	8,73	10,87	9,55	10,45
	Mt	7,79	6,88	12,56	11,87	11,99	11,34	11,12	10,84
	Mw	8,36	7,93	11,15	11,15	11,15	11,15	10,45	10,45
G+P/5 (t.m)	Me	4,26	6,49	5,83	7,36	5,91	7,36	6,62	7,24
	Mt	5,19	4,28	6,27	5,58	6,24	5,98	4,58	4,30
	Mw	6,72	6,36	7,36	7,36	7,36	7,36	7,24	7,24



Me Mw Mt représentent respectivement les moments à droite à gauche (par rapport au nœud) et en travée calculés par la méthode de CASQUOT et celle de BOWMAN

Efforts tranchants T dans les poutres (Efforts normaux poteaux)
charges horizontales.

Niveaux		4		3		2		1	
sollicitations		Travées		Travées		Travées		Travées	
		1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12
$\overset{\circ}{S}I_H$ (t)	Te	2,85	2,19	6,46	4,97	9,20	7,08	6,51	7,08
	Tw	2,85	2,19	6,46	4,97	9,20	7,08	6,51	7,08
$\overset{\leftarrow}{S}I_H$ (t)	Te	-2,85	-2,19	-6,46	-4,97	-9,20	-7,08	-6,51	-7,08
	Tw	-2,85	-2,19	-6,46	-4,97	-9,20	-7,08	-6,51	-7,08
G+P ₅ (t)	Te	11,12	11,83	13,14	13,57	13,17	13,57	13,17	13,36
	Tw	-12,41	-11,68	-11,99	-13,57	-13,98	-13,57	-13,57	-13,36
G+P ₅ $\overset{\circ}{S}I_H$ (t)	Te	13,97	14,02	19,6	18,54	22,37	20,65	19,68	20,44
	Tw	-9,56	-9,49	-5,63	-8,6	-4,08	-6,48	-7,02	-6,28
G+P ₅ $\overset{\leftarrow}{S}I_H$ (t)	Te	8,27	9,64	6,68	8,6	3,97	6,49	6,66	6,28
	Tw	-15,26	-13,87	-10,45	-10,54	-23,18	-20,65	-20,04	-20,44

charges verticales

Niveaux		4		3		2		1	
sollicitations		Travées		Travées		Travées		Travées	
		1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12
G (t)	Te	10,78	11,48	11,83	12,22	11,86	12,22	11,85	12,01
	Tw	-12,12	-11,41	-12,66	-12,22	-12,59	-12,22	-12,16	-12,01
P (t)	Te	1,70	1,76	6,54	6,75	6,55	6,75	6,59	6,75
	Tw	-1,43	-1,34	-6,96	-6,75	-6,95	-6,75	-6,84	-6,75
$\overset{\downarrow}{S}I_V$ (t)	Te	1,71	1,82	1,53	1,58	1,03	1,06	0,51	0,52
	Tw	-1,92	-1,81	-1,63	-1,58	-1,09	-1,06	-0,53	-0,52
G+1,2P (t)	Te	12,82	13,59	19,68	20,32	19,72	20,32	19,76	20,11
	Tw	-13,84	-13,02	-20,95	-20,32	-20,93	-20,32	-20,37	-20,11
G+P+ $\overset{\downarrow}{S}I_V$ (t)	Te	14,19	15,06	19,9	20,55	19,44	20,03	18,95	19,28
	Tw	-15,47	-14,56	-21,19	-20,55	-20,63	-20,03	-19,53	-19,20
G+P ₅ (t)	Te	11,12	11,83	13,14	13,57	13,17	13,57	13,17	13,36
	Tw	-12,41	-11,68	-13,99	-13,57	-13,98	-13,57	-13,57	-13,36

2/ POTEAUX

Moments fléchissants

Afin de procéder aux différentes combinaisons nous adoptons une convention de signe pour les moments des poteaux.

à droite du poteau moment négatif
à gauche du poteau moment positif.

Charges horizontales

sollic.	$\vec{S}I_H$ t.m		$\vec{S}I_H$ t.m		$G + P_s$ t.m		$G + P_s + \vec{S}I_H$ t.m		$G + P_s + \vec{S}I_H$ t.m	
	M_s	M_n	M_s	M_n	M_s	M_n	M_s	M_n	M_s	M_n
1-4	-6,32	3,41	6,32	-3,41	4,26	-2,73	-2,06	0,68	10,58	-6,14
2-5	-7,88	4,26	7,88	-4,26	0,25	-	-7,63	4,26	8,13	-4,26
3-6	-7,88	4,26	7,88	-4,26	-	-	-7,88	4,26	7,88	-4,26
4-7	-10,91	7,27	10,91	-7,27	3,10	-2,95	-7,81	4,32	14,01	-10,22
5-8	-13,64	9,09	13,64	-9,09	-	-	-13,64	9,09	13,64	-9,09
6-9	-13,64	9,09	13,64	-9,09	-	-	-13,64	9,09	13,64	-9,09
7-10	-13,13	10,71	13,13	-10,71	2,95	-1,27	-10,18	9,44	16,08	-11,98
8-11	-16,4	13,38	16,4	-13,38	-	-	-16,4	13,38	16,4	-13,38
9-12	-16,4	13,38	16,4	-13,38	-	-	-16,4	13,38	16,4	-13,38
10-13	-3,70	5,55	3,70	-5,55	5,35	-5,35	1,65	0,2	9,05	-10,9
11-14	-4,63	6,94	4,63	-6,94	-	-	-4,63	6,94	4,63	-6,94
12-15	-4,63	6,94	4,63	-6,94	-	-	-4,63	6,94	4,63	-6,94

M_n et M_s les moments en pied et en tête des poteaux déterminés par les méthodes de CAQUOT et de BOWMAN.

Nota : on ne fait pas état dans les calculs des efforts tranchants dans les poteaux ni des efforts normaux dans les poutres.

charges verticales (moments)

SOLLIC.	G (t.m)		P (t.m)		↓ SI_v (t.m)		G + 1,2 P t.m		G + P + SI_v t.m		G + $P/5$ t.m	
	M_n	M_s	M_n	M_s	M_n	M_s	M_n	M_s	M_n	M_s	M_n	M_s
1-4	2,46	4,16	1,36	0,49	0,32	0,66	4,09	4,75	4,14	5,31	2,73	4,26
2-5	-	0,24	-	0,03	-	0,03	-	0,04	-	0,3	-	0,25
3-6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4-7	2,66	2,79	1,47	1,54	0,23	0,36	4,42	4,64	4,36	4,69	2,95	3,10
5-8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6-9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7-10	1,14	2,66	0,64	1,47	0,05	0,24	1,9	4,42	1,83	4,37	1,27	2,95
8-11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9-12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10-13	4,8	4,81	2,70	2,70	0,21	0,21	8,05	8,05	7,72	7,72	5,35	5,35
11-14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12-15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Calcul des efforts normaux dans les poteaux .

Ces sont les efforts tranchants dans les poutres mais pour chaque ^{poteaux} il faudra lui ajouter les charges des poteaux au dessus sans oublier le poids propre.

Nous classons les poteaux par file pour cumuler les charges :

File A : 1-4 ; 4-7 ; 7-10 ; 10-13

File B : 2-5 ; 5-8 ; 8-11 ; 11-14

File C : 3-6 ; 6-9 ; 9-12 ; 12-15

Efforts normaux dans les poteaux (charges verticales)

Files	Poteaux	Poids P.	G (t)	P (t)	S _{Iv} (t)	G + P + S _{Iv}		G + 1/2 P		G + P/5	
						N (t)	N cum.	N (t)	N cum.	N (t)	N cum.
A	1-4	1,5	10,78	1,70	1,71	15,68	15,68	12,82	12,82	11,12	11,12
	4-7	1,5	11,83	6,54	1,53	21,40	37,08	19,68	32,5	13,14	24,2
	7-10	1,5	11,86	6,55	1,03	20,94	58,02	19,72	52,22	13,17	34,4
	10-11	0,35	11,85	6,59	0,51	19,3	77,32	19,76	71,98	13,17	54,6
B	2-5	1,5	23,6	3,19	3,74	32,03	32,03	27,43	27,43	24,24	24,24
	5-8	1,5	24,82	13,71	3,21	43,24	75,24	41,27	68,7	27,56	51,8
	8-11	1,5	24,81	13,7	2,15	42,16	117,43	41,25	109,95	27,55	79,3
	11-14	0,35	24,17	13,59	1,05	39,16	156,59	40,48	150,43	26,89	106,2
C	3-6	1,5	22,82	2,68	3,62	30,62	30,62	26,04	26,04	23,36	23,36
	6-9	1,5	24,44	13,5	3,16	42,6	73,22	40,64	66,68	27,14	50,5
	9-12	1,5	24,44	13,5	2,12	41,56	114,78	40,64	107,32	27,14	77,6
	12-15	0,35	22,02	13,5	1,04	36,91	151,69	38,22	145,54	24,72	102,3

Efforts normaux dans les poteaux (charges horizontales)

File	Poteaux	S _{IH}		G + P/5	G + P/5 + S _{IH}		G + P/5 + S _{IH}	
		\overleftarrow{S}_{IH}	\overrightarrow{S}_{IH}		\overleftarrow{S}_{IH}	\overrightarrow{S}_{IH}	\overleftarrow{S}_{IH}	\overrightarrow{S}_{IH}
A	1-4	-2,85	2,85	11,12	8,27	8,27	13,97	13,97
	4-7	-6,46	6,46	13,14	6,68	14,95	19,6	33,57
	7-10	-9,2	9,20	13,17	3,97	18,92	22,37	55,94
	10-11	-6,51	6,51	13,17	6,66	25,58	19,68	75,62
B	2-5	0,66	-0,66	24,24	24,9	24,9	23,58	23,58
	5-8	1,48	-1,48	27,56	29,05	53,95	26,07	49,65
	8-11	2,12	-2,12	27,55	29,67	83,62	25,43	75,08
	11-14	1,5	-1,5	26,89	28,39	112,01	25,39	100,47
C	3-6	-	-	23,36	23,36	23,36	23,36	23,36
	6-9	-	-	27,14	27,14	50,5	27,14	50,5
	9-12	-	-	27,14	27,14	77,64	27,14	77,64
	12-15	-	-	24,72	24,72	102,6	24,72	102,6

B PORTIQUE TRANSVERSAL I-I

1/ POUTRES

De même que pour le portique longitudinal nous avons différents tableaux des moments et des efforts tranchants dus aux combinaisons : $G + 1,2P$ $G + P + SIV$ $G + \frac{P}{5} + \vec{S}I_H$

Aux appuis M est égal à la somme des mts de chaque terme
(Ex. $M(G + P + SIV)$ appui = $M_{Ga} + M_{Pa} + M_{SIVa}$)

En travée : M_t a été établi précédemment .

Les efforts tranchants $\bar{T}(G + P + SIV) = \bar{T}_G + \bar{T}_P + \bar{T}_{SIV}$.

Moments flechissants M.

charges verticales.

Niveaux		4		3		2		1	
Sollicitations		Travées							
		1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12
G (t.m)	Me	10,08	11,35	13,30	12,60	13,40	12,60	14	12
	M _w	13,30	7,30	15,90	10	15,50	10	15	10,60
P (t.m)	Me	1,22	1,40	7,05	6,70	7	6,70	8	6,50
	M _w	1,60	0,90	8,20	5,20	8,20	5,20	8,40	6
SIV (↓) (t.m)	Me	1,60	1,80	1,70	1,60	1,13	1,05	0,60	0,51
	M _w	2,10	1,20	2	1,20	1,30	0,82	0,63	0,46
G+P+SIV (t.m)	Me	12,90	14,55	22,05	20,90	21,53	20,35	22,60	19,01
	M _w	17	9,40	25,60	16,40	25	16,02	24,03	17,06
	M _t	18,30	13,00	29,20	21,05	28,05	20,70	25,50	18,70
G+1,2P (t.m)	Me	11,55	13,03	21,76	20,64	21,80	20,64	23,60	19,80
	M _w	15,22	8,38	25,24	16,24	25,34	16,24	25,08	17,80
	M _t	14,90	10,70	28,60	20,90	28,55	20,90	27	19,70
G+P/5 (t.m)	Me	10,32	11,63	14,71	13,94	14,80	13,94	15,60	13,30
	M _w	13,62	7,48	17,04	11,04	17,14	11,04	16,68	11,2
	M _t	12,10	8,70	13,65	9,70	13,55	9,70	12,90	9,30

Moments flechissants
charges horizontales

$$G + \frac{P}{S} + \overleftrightarrow{SI}_H$$

Niveaux		4		3		2		1	
Sollicitations		Travées		Travées		Travées		Travées	
		1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12
\rightarrow SI_H (t.m)	M_e	5,51	3,90	12,59	8,51	18,02	12	12,76	8,50
	M_w	-3,40	-5,51	-7,40	-12,59	-10,40	-18,02	-7,35	-12,76
	M_t	1,05	-0,80	2,59	-2,04	3,81	-3,01	2,70	-2,13
\leftarrow SI_H (t.m)	M_e	-5,51	-3,90	-12,59	-8,51	-18,02	-12	-12,76	-8,50
	M_w	3,40	5,51	7,40	12,59	10,40	18,02	7,35	12,76
	M_t	-1,05	0,80	-2,59	2,04	-3,81	3,01	-2,70	2,13
$G + \frac{P}{S}$ (t.m)	M_e	-10,32	-11,63	-14,71	-13,94	-14,80	-13,94	-15,60	-13,30
	M_w	-13,62	-7,48	-17,04	-11,04	-17,14	-11,04	-16,68	-11,20
	M_t	12,10	8,70	13,65	9,70	13,55	9,70	12,90	9,30
$G + \frac{P}{S} + \overrightarrow{SI}_H$ (t.m)	M_e	-4,81	-7,73	-2,12	-5,43	3,22	-1,94	-2,84	-4,80
	M_w	-17,02	-12,99	-24,44	-23,63	-27,54	-29,06	-24,03	-23,96
	M_t	13,15	7,90	16,24	7,66	17,36	6,69	15,60	7,17
$G + \frac{P}{S} + \overleftarrow{SI}_H$ (t.m)	M_e	-15,83	-15,53	-27,3	-22,45	-32,82	-25,94	-28,36	-21,80
	M_w	-10,22	-1,97	-9,64	1,55	-6,74	6,98	-9,33	1,56
	M_t	11,05	9,50	11,06	11,74	9,74	12,71	10,20	11,43

Nota : les moments en travée sous SI_H ne sont pas negligables nous les avons déterminé.

M_e, M_w, M_t représentent respectivement les moments à droite à gauche (par rapport au nœud) et en travée calculés par les méthodes de CAQUOT et de BOWMAN.

Efforts tranchants T dans les poutres

Charges verticales : $G + 1,2P$ $G + P + SI_v(t)$ $G + P/5$

Niveaux		4		3		2		1			
Sollicitations		Travées		1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12
G(t)	Te	12	11,35	13,6	12,4	13,6	12,4	13		11,78	
	T _w	12,7	10,1	14,15	11,6	14,15	11,6	13,25		11	
P(t)	Te	1,45	1,4	7,35	6,7	7,34	6,7	7,45		6,5	
	T _w	1,55	1,2	7,65	6,3	7,66	6,3	7,55		6,4	
SI _{v(t)}	Te	1,92	1,8	1,76	1,62	1,2	1,07	0,56		0,50	
	T _w	2,05	1,6	1,84	1,5	1,2	1,01	0,57		0,47	
G+P+SI _v (t)	Te	15,37	14,55	22,71	20,72	22,14	20,17	21,01		18,88	
	T _w	16,3	12,9	23,64	19,4	23,01	18,91	21,37		17,87	
G+1,2P(t)	Te	13,74	13,03	22,42	20,44	22,41	20,44	21,94		19,7	
	T _w	14,56	11,54	23,33	19,16	23,34	19,16	22,31		18,68	
G+P/5(t)	Te	12,29	11,63	15,1	13,74	15,1	13,74	14,5		13,1	
	T _w	13,01	10,34	15,68	12,86	15,68	12,86	14,8		12,3	

Charges horizontales $G + P/5 + SI_H$

Niveaux		4		3		2		1			
Sollicitations		Travées		1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12
→ SI _H (t)	Te	-1,20	-1,45	-2,70	-3,25	-3,80	-4,60	-2,70		-3,30	
	T _w	-1,20	-1,45	-2,70	-3,25	-3,80	-4,60	-2,70		-3,30	
← SI _H (t)	Te	1,20	1,45	2,70	3,25	3,80	4,60	2,70		3,30	
	T _w	1,20	1,45	2,70	3,25	3,80	4,60	2,70		3,30	
G+P/5(t)	Te	12,3	11,63	15,1	13,74	15,1	13,74	14,5		13,1	
	T _w	-13,01	-10,34	-15,68	-12,86	-15,68	-12,86	-14,8		-12,3	
G+P/5+SI _H (t)	Te	11,10	10,18	12,40	10,50	11,30	9,14	11,80		9,80	
	T _w	-14,20	-11,80	-18,40	-16,11	-19,5	-17,5	-17,5		-15,6	
G+P/5+SI _H (t)	Te	13,50	13,10	17,80	17	19	18,34	17,20		16,40	
	T _w	-11,81	-8,30	-13,08	-9,60	-12	-8,30	-12,10		-9	

2/ PÔTEAUX

Moments fléchissants

rappel : convention de signe

à droite du poteau moment négatif

à gauche du poteau moment positif.

charges verticales $G + 1,2P$ $G + P + SI_V(\downarrow)$ $G + P/5$

Sollic.	G (t. m)		P (t. m)		$SI_V(\downarrow)$ (t. m)		$G + P + SI_V(\downarrow)$		$G + 1,2P$		$G + P/5$	
	M_s	M_n	M_s	M_n	M_s	M_n	M_s	M_n	M_s	M_n	M_s	M_n
1-4	10,08	6,24	1,22	3,32	1,6	0,7	12,9	10,26	11,54	10,22	10,32	6,90
2-5	1,90	1,3	0,22	0,70	0,30	0,20	2,42	2,20	2,16	2,14	1,95	1,44
3-6	7,3	4,6	0,9	2,44	1,2	0,57	9,4	7,61	8,38	7,53	7,5	5,10
4-7	7	6,7	3,73	3,55	0,90	0,56	11,63	10,81	11,50	10,96	7,75	7,40
5-8	1,5	1,4	0,00	0,74	0,20	0,12	2,50	2,26	2,46	2,30	1,70	1,55
6-9	5,20	5	2,74	2,55	2,64	0,44	8,58	8,08	8,90	8,84	8,75	5,5
7-10	6,7	2,74	3,55	1,53	0,56	0,12	10,81	4,39	10,96	4,6	7,4	3,05
8-11	1,4	0,62	0,74	0,34	0,12	0,02	2,26	0,98	2,3	1,03	1,55	0,7
9-12	5	2	2,62	1,14	0,41	0,09	8,03	3,23	8,14	3,4	5,5	2,23
10-13	11,4	11,4	6,4	6,4	0,48	0,48	18,28	18,28	19,1	19,1	12,7	12,7
11-14	2,5	2,5	1,5	1,5	0,1	0,1	4,1	4,1	4,3	4,3	2,8	2,8
12-15	8,5	8,5	4,8	4,8	0,4	0,4	13,7	13,7	14,3	14,3	9,5	9,5

Charges horizontales (moments) $G + P/S + \overleftarrow{SI}_H$

Sollicit.	\overrightarrow{SI}_H (t.m)		\overleftarrow{SI}_H (t.m)		$G + P/S$ (t.m)		$G + P/S + \overrightarrow{SI}_H$ (t.m)		$G + P/S + \overleftarrow{SI}_H$ (t.m)	
	M_s	M_n	M_s	M_n	M_s	M_n	M_s	M_n	M_s	M_n
1-4	-5,51	2,97	5,51	-2,97	10,32	-6,8	4,81	-4,23	15,83	-9,37
2-5	-7,28	3,93	7,28	-3,93	-1,95	1,44	-9,23	5,4	5,33	-2,49
3-6	-5,51	2,97	5,51	-2,97	-7,5	5,1	-13,01	8,1	-1,99	2,13
4-7	-9,62	6,42	9,62	-6,42	7,75	-7,4	-1,9	-1	17,4	-13,82
5-8	-12	8	12	-8	-1,7	1,55	-13,7	9,55	10,3	-6,45
6-9	-9,62	6,42	9,62	-6,42	-5,75	5,5	-15,4	11,92	3,07	-0,92
7-10	-11,6	9,46	11,6	-9,46	+2,4	-3,05	-4,2	6,41	19	-12,51
8-11	-14,44	11,78	14,44	-11,78	-1,55	0,7	-16	12,5	12,89	-11,1
9-12	-11,6	9,46	11,6	-9,46	-5,5	2,23	-17,1	11,7	6,1	-7,23
10-13	-3,3	5	3,3	-5	12,7	-12,7	9,4	-7,7	16	-17,7
11-14	-4,1	6,12	4,1	-6,12	-2,8	2,8	-6,9	8,9	1,3	-3,32
12-15	-3,3	5	3,3	-5	-9,5	9,5	-12,8	14,5	-6,2	-4,5

M_n et M_s les moments en pied et en tête des poteaux déterminés par les méthodes de CAQUOT et de BOWMAN.

Nota : on ne fait pas état dans les calculs des efforts tranchants dans les poteaux ni des efforts normaux dans les poutres.

Calcul des efforts normaux dans les poteaux.

les poteaux sont classés par file :

file A : 1-4 ; 4-7 ; 7-10 ; 10-13

file B : 2-5 ; 5-8 ; 8-11 ; 11-14

file C : 3-6 ; 6-9 ; 9-12 ; 12-15

Efforts normaux dans les poteaux (charges verticales)

Files	Poteaux	Poids P	G (t)	P (t)	S _{Iv} (t)	G+P+ N (t)	S _{Iv} N cum.	G+1,2P N (t)	G+1,2P N cum.	G+ N	P/5 N cum.
A	1-4	1,5	12	1,45	1,92	16,87	16,87	15,24	15,24	13,8	13,8
	4-7	1,5	13,6	7,35	1,76	24,20	41,07	23,92	39,16	16,6	30,4
	7-10	1,5	13,6	7,34	1,2	23,64	64,71	23,9	63,06	16,6	47
	10-13	0,35	13	7,45	0,56	21,36	86,07	22,30	85,36	14,8	61,8
B	2-5	1,5	24,05	2,95	3,85	32,35	32,35	29,09	29,09	26,14	26,14
	5-8	1,5	26,55	14,35	3,46	45,86	78,21	45,77	74,86	30,9	87,04
	8-11	1,5	26,55	14,36	2,27	41,68	119,9	45,3	120,16	30,9	87,94
	11-14	0,35	25,03	14,15	1,07	40,6	160,5	42,36	162,52	28,21	116,15
C	3-6	1,5	10,1	1,2	1,6	14,4	14,4	13,04	13,04	11,84	11,84
	6-9	1,5	11,6	6,3	1,5	20,9	35,3	20,66	33,7	14,4	26,24
	9-12	1,5	11,6	6,3	1,01	20,41	51,71	20,66	54,36	14,4	40,64
	12-15	0,35	11	6,4	0,47	18,22	69,93	19,03	73,39	12,63	53,27

Efforts normaux dans les poteaux (charges horizontales)

Files	Poteaux	S _{IH}	S _{IH} (t)	G+P/5 (t)	G+P/5 + S _{IH} N (t)	G+P/5 + S _{IH} N cum.	G+P/5 + S _{IH} N (t)	G+P/5 + S _{IH} N cum.
A	1-4	-1,2	1,2	13,8	12,6	12,6	15	15
	4-7	-2,7	2,7	16,6	13,9	26,5	19,3	34,3
	7-10	-3,8	3,8	16,6	12,8	39,3	20,4	54,7
	10-14	-2,7	2,7	14,8	12,1	51,4	17,5	72,2
B	2-5	-0,25	0,25	26,14	25,9	25,9	26,39	26,39
	5-8	-0,55	0,55	30,9	30,35	56,15	31,45	57,84
	8-11	-0,8	0,8	30,9	30,1	86,25	31,7	89,54
	11-14	-0,6	0,6	28,21	27,61	113,86	28,81	118,35
C	3-6	1,45	-1,45	11,84	13,29	13,29	10,39	10,39
	6-9	3,25	-3,25	14,4	17,65	30,94	11,15	21,54
	9-12	4,6	-4,6	14,4	19	49,94	9,8	31,34
	12-15	3,3	-3,3	12,63	15,93	65,87	9,33	40,67

CHAPITRE 6
FERRAILLAGE DES PORTIQUES

Ferraillage des portiques

Poutres

En principe les poutres travaillent à la flexion composée, existence de M, N, T

N est dû aux 1) charges sismiques horizontales distribuées proportionnellement aux inerties des poteaux et ce à la tête de ces derniers; ces forces sont des efforts tranchants pour les poteaux et des efforts normaux pour les poutres.

2) aux charges verticales, ces dernières engendrent des moments flechissants dans les poteaux, en dérivant ces moments flechissants qui sont linéaires on obtient les efforts tranchants dans les poteaux et qui sont en même temps des efforts normaux pour les poutres.

Cet effort normal contribue à amoindrir la flexion dans les poutres donc diminution de ferraillage.

Art 15 CCBA 68

Par simplification, on ne fait pas état, dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux, ni des efforts normaux dans les poutres. Donc on ferrailera les poutres en flexion simple.

Les valeurs des moments et des efforts tranchants sont données dans les tableaux établis auparavant

Les combinaisons effectuées seront

au 1^{er} genre $(G) + 1,2 (P)$ avec $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_s = 137 \text{ Kg/cm}^2$

au 2^e genre

Art 1.3 annexe B règles parasismiques

Combinaisons à effectuer

$G + \frac{P}{5} + \overrightarrow{S_{IH}}$; $G + \frac{P}{5} + \overleftarrow{S_{IH}}$; $G + P + S_{IV\downarrow}$; $G + P + S_{IV\uparrow}$

Les combinaisons du second genre donnent des moments importants cela ne signifie pas qu'on aura plus de ferrailage.

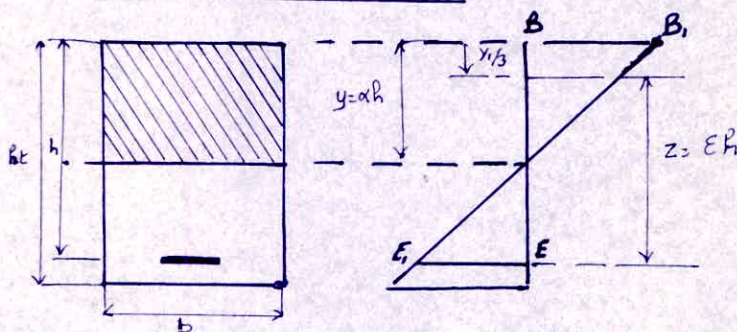
Nous adopterons donc pour la détermination des sections La sollicitations du 1^{er} genre $G + 1,2 P$ puis nous déterminerons une 2^e section d'armatures avec la plus défavorable des 3 combinaisons

$$G + P + 5Iv \downarrow ; G + P/5 + 5JH ; G + P/5 + 5IH$$

La Section d'armature à prendre en compte sera en définitive Le Maximum pour chaque cas

Méthodes utilisées pour le calcul des armatures en flexion simple

Exposé de la méthode:



a) Section sans armatures comprimées

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ contrainte admissible du béton en flexion simple

soit avec $K = \frac{15}{n} \frac{\sigma_a}{\sigma_b}$ et $\bar{K} = \frac{15}{n} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b}$

Si $K \geq \bar{K} \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$K < \bar{K} \Rightarrow$ Section avec armatures comprimées

Calcul des armatures

On détermine $\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a b h^2}$ tableau charon donne K et E

$K > \bar{K}$ Pas d'aciens comprimés

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon R}$$

b) Section comporte des armatures comprimées

$K < \bar{K}$ après avoir calculé $\mu = nM$ E et K
 $\bar{\sigma}_a b h^2$
 On se fixe d et d'

On cherche au point de vue économique la valeur de K qui donne $A + A'$ minimum. Celle-ci est donnée par 1 abaque (charon)

On fait travailler le béton à $\bar{\sigma}'_b$

On calcule $\mu' = \frac{M}{\bar{\sigma}'_b b h^2}$

Sur ABAQUE 1 ; horizontale AB passant par le Pt μ'
 abscisse c : intersection de AB avec $\beta' = \frac{d'}{h} \Rightarrow K$ correspondant

Si K donné par l'abaque

$K < \bar{K} = \frac{15 \bar{\sigma}_a}{n \bar{\sigma}'_b}$ on prend K

$K > \bar{K}$ on prendra $K = \bar{K}$

K déterminé

$$\bar{\sigma}_a = \frac{n}{15} K \bar{\sigma}'_b ; \quad \alpha = \frac{15}{15+K} ; \quad y_1 = \alpha h \quad \bar{\sigma}'_a = \frac{n(y_1 - d') \bar{\sigma}'_b}{y_1}$$

$\bar{\sigma}'_a \leq \bar{\sigma}_a$ sinon changer la nuance d'acier ou prendre pour $\bar{\sigma}'_b$ une valeur inférieure à $\bar{\sigma}'_b$ soit augmenter d

$$F_b = \frac{b y_1 \bar{\sigma}'_b}{2} \quad \text{D'où}$$

$$A = \frac{M + F_b \left(\frac{y_1}{3} - d' \right)}{(h - d') \bar{\sigma}_a}$$

$$A' = \frac{A \bar{\sigma}_a - F_b}{\bar{\sigma}'_a}$$

Verification des Contraintes:

2 cas: (voir charon calcul des Sections en BA flexion simple et composée)

1^{er} Cas Section sans armatures comprimées

Calculer $\bar{\omega} = \frac{n}{15} \times \frac{100A}{bh}$

Tableau 2 \Rightarrow κ et ϵ

$\sigma_a = \frac{M}{AEh}$ $\sigma'_b = \frac{15}{n} \frac{\sigma_a}{\kappa}$

2^e Cas Section avec armatures comprimées

Pour le calcul des contraintes on utilise la Section fictive de même largeur b que la Section donnée.

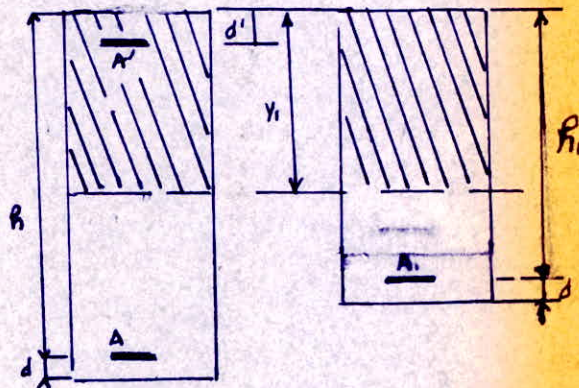
ses armatures et sa hauteur utile

Sont donnés par

$A_1 = A + A'$ $h_1 = \frac{A'd' + Ah}{A_1}$

on calculera

$\bar{\omega}_1 = \frac{n}{15} \frac{100A_1}{bh_1}$



on lira sur le tableau 2 la valeur de ϵ correspondant à $\bar{\omega}_1$ et on calculera $\alpha = 3(1 - \epsilon)$ $y_1 = \alpha h_1$ $\kappa = 15 \left(\frac{h}{y_1} - 1 \right)$

$\sigma_a = \frac{M}{A(h-d') - \frac{15}{n} \frac{by_1}{2\kappa} \left(\frac{y_1-d'}{3} \right)}$

$\sigma'_b = \frac{15}{n} \frac{\sigma_a}{\kappa}$ $\sigma'_a = \frac{(y_1-d') \sigma_a}{h-y_1}$

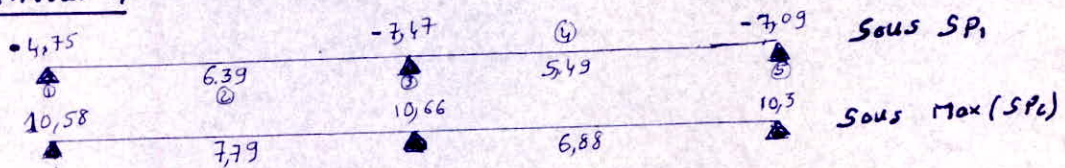
A. POUTRES

1) Portique Longitudinal

On fera un calcul détaillé pour 1 niveau et tous les autres calculs seront consignés dans des tableaux pour les autres niveaux.

Le portique longitudinal présente une symétrie, on étudiera qu'une partie. Les moments aux appuis et en travées sont tirés des tableaux établis précédemment.

Niveau 4



Sous SP1 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$

Section 1

$M = 4,75 \text{ t.m.}$

$b = 30 \text{ cm}$

$ht = 40 \text{ cm}$

$R = 36 \text{ cm}$

$d = d' = 4 \text{ cm}$

b : largeur de la poutre

ht : hauteur totale de la poutre

h : hauteur utile

d et d' : distances des fibres supérieure et inférieure aux centres de gravité de A et de A'.

calcul de μ

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} \Rightarrow \mu = \frac{15 \cdot 4,75 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0,0654 \rightarrow \text{Tableau charon}$$

$K = 32,44$
 $\epsilon = 0,8946$

$K > \bar{K} = 20,43 \Rightarrow$ Armatures comprimées non nécessaires.

D'où $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{4,75 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8946 \cdot 36} = 5,27 \text{ cm}^2$

N.B. Les moments au dessus de l'axe sont négatifs \Rightarrow section tendue en haut
 Les moments au dessous de l'axe sont positifs \Rightarrow section tendue en bas

Section 2

$$M = 6,39 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 6,39 \cdot 10^5}{2800 \times 30 \times 36^2} = 0,088 \quad \longrightarrow \quad K = 26,88$$
$$E = 0,8806$$

$K > \bar{K} \Rightarrow$ armatures comprimées non nécessaires

$$A = \frac{6,39 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8806 \times 36} = 7,80 \text{ cm}^2$$

Section 3

$$M = 7,47 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 7,47 \cdot 10^5}{2800 \times 30 \times 36^2} = 0,1029 \quad \longrightarrow \quad K = 24,28$$
$$E = 0,8728$$

$K > \bar{K} \longrightarrow$ Armatures comprimées non nécessaires

$$A = \frac{7,45 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8728 \times 36} = 8,49 \text{ cm}^2$$

Section 4

$$M = 5,49 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \times 5,49 \cdot 10^5}{2800 \times 30 \times 36^2} = 0,0756 \quad \longrightarrow \quad K = 29,64$$
$$E = 0,888$$

$K > \bar{K} \longrightarrow$ Armatures comprimées non nécessaires

$$A = \frac{5,49 \cdot 10^5}{2800 \times 36 \times 0,888} = 6,13 \text{ cm}^2$$

Section 5

$$M = 7,09 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \times 7,09 \cdot 10^5}{2800 \times 30 \times 36^2} = 0,0977 \quad \longrightarrow \quad K = 25,1$$
$$E = 0,8852$$

$K > \bar{K} \longrightarrow$ armatures comprimées non nécessaires

$$A = \frac{7,09 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8752 \times 36} = 8,06 \text{ cm}^2$$

Niveau 4

Calcul des sections d'armatures sous SP_2 avec $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

Tableau recapitulatif

Sections	1	2	3	4	5	
M t.m	2.06	10.58	7.79	10.66	6.88	10.3
μ	0.0189	0.0972	0.00715	0.00979	0.0632	0.0946
K	67,5	25,19	30,7	25,1	33,1	25,65
E	0,9394	0,8756	0,8906	0,8752	0,896	0,877
A	1.45	7.99	5.78	8.06	5.08	7.78

$K > \bar{K} = 20,4 \rightarrow$ Aciers comprimés non nécessaires

Sous SP_1

$A_1 = 5,28 \text{ cm}^2$

$A_2 = 7,20 \text{ cm}^2$

$A_3 = 8,49 \text{ cm}^2$

$A_4 = 6,13 \text{ cm}^2$

$A_5 = 8,06 \text{ cm}^2$

Sous SP_2

$A_1 = 7,99 \text{ cm}^2$ $A_i = 1,45 \text{ cm}^2$

$A_2 = 5,78 \text{ cm}^2$

$A_3 = 8,06 \text{ cm}^2$

$A_4 = 5,08 \text{ cm}^2$

$A_5 = 7,78 \text{ cm}^2$

Section d'armatures à prendre en compte $\max(A(S_{P1}), A(S_{P2}))$

$$\begin{aligned}
 A_1 &= 7.99 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4T16 = 8.04 \text{ cm}^2 & A'_1 &= 4.88 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4T14 \\
 A_2 &= 7.20 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4T16 = 8.04 \text{ cm}^2 \\
 A_3 &= 8.49 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2 \\
 A_4 &= 6.13 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4T16 = 8.04 \text{ cm}^2 \\
 A_5 &= 8.06 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6T14 = 9.23 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Verifications des conditions:

* Condition de flèche $\frac{A}{b_0 h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \Rightarrow A \leq \frac{43 b h}{\sigma_{en}} = \frac{43 \times 30 \times 36}{4200} = 11.05 \text{ cm}^2$

Toutes les sections trouvées vérifient cette condition

* Condition de non fragilité:

$$A \geq 0.69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \quad A \geq 0.69 \times 30 \times 36 \times \frac{5.9}{4200} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections sont supérieures à cette valeur \Rightarrow vérifiées

* Verification de la condition de non entrainement: art 29.1 CCBA68

$$\bar{z}_d = 2 \psi d \bar{\sigma}_b \quad \psi d = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\bar{z}_d = 2 \times 1.5 \times 5.9 = 17.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$z_d = \frac{T}{n p_3} \quad \text{on la vérifie pour l'appui où } T \text{ est max}$$

c'est à dire pour la section 3.

$$z = \epsilon h = 31.5 \text{ cm}$$

$$n p_3 = 36 \pi \phi = 6\pi \times 1.4 \times 31.5 = 831.26 \quad T_{\max} = 13.84 \text{ t} \quad \text{section 3}$$

$$\frac{T}{n p_3} = \frac{13840}{831.26} = 16.64 < \bar{z}_d = 17.7 \text{ Kg/cm}^2$$

* Conditions aux appuis

appui 1 et 5

$$c = \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_{ba}} \quad T_{\max} = 9.56 \text{ t} \quad b = 30 \text{ cm} \quad \bar{\sigma}'_{ba} = 67.5 \text{ bars}$$

$$c = 2 \times 9560 = 9.3 \text{ cm} < a = 40 \text{ cm}$$

30×68.5

a : largeur du poteau

c : largeur de la bielle de beton necessaire pour transmettre les efforts de la poutre au poteau.

Aciers

Sections 1. 3. 5

- Appui 1 $M = 2.06 \text{ km}$

$T = 13.97 \text{ t}$

$$T + \frac{M}{3} \leq A \bar{\sigma}_a$$

A Sections d'aciers inferieures

M pris avec son signe

$$13970 + \frac{2.06 \cdot 10^5}{3} = 4.88 \text{ cm}^2$$

- Appui 3 et 5

$M = -7.47 \text{ km}$

$T = 13.84 \text{ t}$

$$- \frac{7470}{31.5} + 13.84 \cdot 10^3 < 0 \Rightarrow A = 0$$

Donc au droit des appuis où M est negatif on n'a pas besoin d'aciers Inferieures.

* Verification des contraintes :

Sections	1	2	3	4	5	
$M \text{ km}$	2.06	10.58	6.39	7.47	5.49	7.09
$A \text{ cm}^2$	1.54	8.04	8.04	9.60	6.15	8.20
$\tilde{W} = \frac{100A}{bh}$	0.1426	0.7444	0.7444	0.8888	0.5694	0.7593
E	0.9378	0.8754	0.8754	0.8666	0.8878	0.8744
K	65.39	25.10	25.10	22.48	29.56	24.81
$\sigma_a = \frac{M}{AEh}$	3962	4136	2522	2494	2793	2747
$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\alpha}$	61	166	100	111	95	111

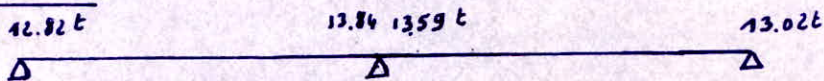
. Les contraintes trouvees sont bien Inferieures aux contraintes admissibles.

* Calcul des armatures transversales:

Les travées sont toutes identiques, les espacements que nous trouverons seront placés symétriquement pour toutes les poutres de chaque niveau et ce pour éviter les erreurs susceptibles de se produire sur le chantier.

Pour les espacements on utilisera la suite de caquot

Niveau 4



vu que les efforts tranchants appliqués aux appuis de ce niveau sont du même ordre de grandeur, on calculera les armatures transversales avec l'effort tranchant maximum

Soit $T_{max} = 13.84t$

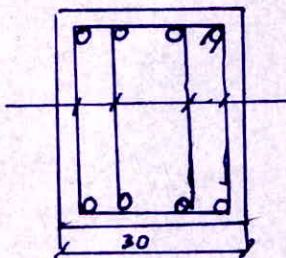
Calcul de la contrainte de cisaillement

$$Z_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} 36 = 31.5 \text{ cm}$$

$$Z_b = \frac{13.84 \cdot 10^3}{30 \times 31.5} = 14.65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_b \Rightarrow Z_b \leq \left(4.5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}_b = \left(4.5 - \frac{85}{68.5}\right) 5.9 = 19.23$$

$Z_b < \bar{Z}_b \rightarrow$ aciers verticaux suffisent



$$A_t = 4 \phi 8 = 201 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{er} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Fe E24}$$

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

$$P_{at} = \frac{2}{3} \text{ reprise de bétonnage}$$

Espacement des cadres

$$t = \frac{A_t \cdot \sigma_{at}}{b \cdot Z} = \frac{2.01 \times 1600}{30 \cdot 14.65} = 7 \text{ cm}$$

$$t = 7 \text{ cm}$$

Calcul de \bar{t}

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{aligned} t_2 &= 0,2h = 7,4 \text{ cm} \\ t_2 &= h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sigma_a}\right) = 36 \left(1 - 0,3 \times \frac{14,65}{5,9}\right) = 9 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

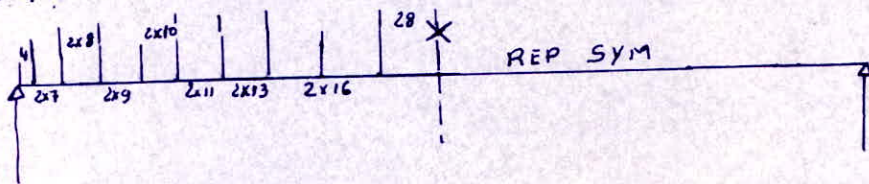
$\bar{t} = 9 \text{ cm}$

Le 1^{er} cours d'armatures sera placé à $\frac{\bar{t}}{2} = 4 \text{ cm}$ de l'appui.
La poutre fait 3.60 m entre nus d'appuis

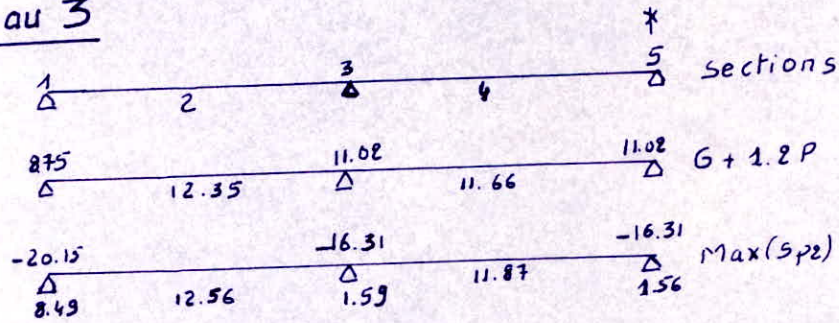
Moitié de poutre $\frac{3,60}{2} = 1,80 \text{ m}$ soit 2 m

Les espacements selon la suite de Caquot seront

$$4 + 2 \times 7 + 2 \times 8 + 2 \times 9 + 2 \times 10 + 2 \times 11 + 2 \times 13 + 2 \times 16 + 1 \times 28 = 180 \text{ cm}$$



Niveau 3



rappelons la méthode utilisée quand la section a besoin d'armatures comprimées.

Calcul de μ puis on tire K du tableau

$K < \bar{K} \rightarrow$ armatures comprimées nécessaires.

Calcul de $\mu' = \frac{M}{\sigma'_b b h^2}$ on tire K de l'abaque en fonction de $\delta' = \frac{d'}{h}$ et μ' .
Si $K < \bar{K}$ on retiendra cette valeur de K

$K > \bar{K} = \frac{1}{\delta'} \frac{\sigma_a}{\sigma'_b}$ on prendra $K = \bar{K}$

K déterminé on calcule

$$\sigma_a = \frac{n}{15} K \sigma'_b \quad \alpha = \frac{15}{15+K} \quad y_1 = \alpha h \quad \sigma'_a = \frac{n (y_1 - d') \sigma'_b}{y_1}$$

$$F_b = \frac{b y_1 \sigma'_b}{2} ; \quad A = \frac{M + F_b (y_1 - d')}{(h - d') \sigma_a} \quad \frac{A' = A \sigma_a - F_b}{\sigma'_a}$$

Condition de non fragilité'

$$A \geq 0,69 b h \frac{\sigma'_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 30 \times 36 \times \frac{5,9}{4200} = 2,05 \text{ cm}^2$$

toutes Les Sections sont supérieures à cette valeur. vérifiées

* Condition de non entraînement

on la vérifie pour T_{max} soit T_{max} = 20,95 t sous SP₁

$$\frac{T}{P_{n3}} = 2d < \bar{2}d = 24d \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } 4/d = 1,5 \text{ HA} \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_{n3} = 6 \cdot \pi \phi \cdot \frac{7}{8} \cdot 36 = 1186,92$$

$$T = \frac{20950}{1186,92} = 17,65 \text{ Kg/cm}^2 < 24d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

* Condition de non écrasement:

$$r \geq 0,10 \phi \frac{\bar{\sigma}_a (1 + \frac{\phi}{d_1})}{\bar{\sigma}_{bo}} \quad \text{Soit } r = 5\phi = 10 \text{ cm} \quad \phi = 20$$

appui 1

$$\bar{\sigma}_a = 1510 \quad \bar{\sigma}_{bo} = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d_1 = 5\phi + 2 + \frac{\phi}{2} = 13 \text{ cm}$$

$$r \geq 0,10 \cdot 2 \cdot 1150 \left(1 + \frac{2}{13}\right) = 3,87 \text{ cm}$$

$$r = 10 > 3,87 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

* Conditions aux appuis

$$c \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_{bo}} \quad c < a \quad \text{a largeur de l'appui}$$

appui 1, 5 (5) appui opposé

$$\text{béton} \quad T = 19,68 \text{ t} \quad c \geq \frac{2 \cdot 19680}{30 \cdot 68,5} = 19 < a = 40 \text{ cm}$$

Aciers: Aciers Inférieures doivent supporter 1 effort $T + \frac{M}{3}$

$$T + \frac{M}{3} \leq A \bar{\sigma}_a \quad \text{on vérifie pour le second genre avec } \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Appui (1), (3), (5) Dans SP₁ M est < 0 ⇒ Pas besoin d'acier Inférieurs

$$(1) \quad T = 19,6 \text{ t} \quad T + \frac{M}{3} = 19,6 + \frac{8,49}{0,315} = 46,55 \rightarrow A = 11,08 \text{ soit } 4T20$$

$$M = 8,49 \text{ t.m}$$

$$(5) \text{ et } (3) \quad T = 18,54 \text{ t} \quad T + \frac{M}{3} = 23,58 \text{ t} \Rightarrow A = 5,6 \text{ cm}^2$$

$$M = 1,59 \text{ t.m}$$

Tableau Sous SPs

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

$$\bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Sections	1	2	3	4	5
M (t.m)	8.75	12.35	11.02	11.66	11.02
μ	0.1206	0.1702	0.1518	0.1607	0.1518
K	21.87	17.17	18.74	17.98	18.74
ϵ	0.8644	—	—	—	—
μ'	—	0.2319	0.2069	0.2189	0.2069
\bar{K}	—	20.4	20.4	20.4	20.4
$\bar{\sigma}_a$	—	2.800	2800	2800	2800
α	—	0.4237	0.4237	0.4237	0.4237
y_i	—	15.25	15.25	15.25	15.25
σ'_a (Kg/cm ²)	—	1516	1516	1516	1516
Fb (kg)	—	31339	31339	31339	31339
A (cm ²)	10.04	14.16	12.67	13.33	12.67
A'	—	5.48	2.73	4.06	2.73
A+A'	—	19.64	15.40	17.45	15.40

Tableau Sous SP2

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 205.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta = 0.11$$

Section	1		2		3		4		5	
M	8.49	20.15	12.56	1.59	-16.31	11.87	16.31	1.59		
μ	0.07198	0.1850	0.1153	0.0146	0.1498	0.1090	0.1498	0.0146		
K	29.01	16.33	22.48	78.28	18.87	23.34	18.87	78.28		
ϵ	0.8862	—	0.8668	0.9464	—	0.8696	—	0.9464		
\bar{K}	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.8	
μ'	—	0.2522	—	—	0.2041	—	0.2041	—		
K (μ')	—	20.4	—	—	20.4	—	20.4	—		
$\bar{\sigma}_a$	—	4200	—	—	4200	—	4200	—		
y_i	—	23.08	—	—	17.5	—	17.5	—		
σ'_a	—	2550	—	—	2377	—	—	—		
Fb	—	71132	—	—	53944	—	53944	—		
A	6.24	17	9.58	1.11	12.47	9.02	12.47	1.11		
A _b	—	0.105	—	—	0.048	—	0.048	—		
A+A'	6.24	17.105	—	—	12	—	—	—		

Verification Des contraintes

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

$$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Sections	1	2	3	4	5
M(km)	8.75	12.35	11.02	11.66	11.02
$A_1 = A + A'$	25.12	22.86	16.52	21.2	16.52
h_1	28	27.2	30	29	30
\tilde{w}	2.99	2.80	1.84	2.44	1.84
ϵ	0.800	0.8039	0.8276	0.8118	0.8276
$\alpha = 3(1-\epsilon)$	0.600	0.588	0.520	0.565	0.520
$\gamma_1 = \alpha R_1$	16.80	15.99	15.60	16.40	15.60
$K = 15(\frac{h}{\gamma_1} - 1)$	17.14	18.80	19.60	17.90	19.60
σ_a	1510	2405	2650	2285	2650
σ'_a	1164	1441	1561	1445	1507
σ_b	88	128	135	128	135

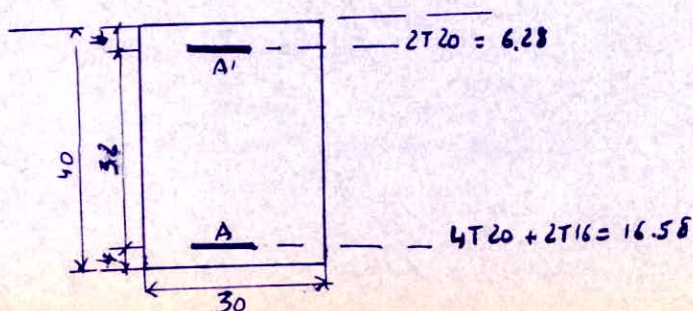
avec $\sigma_a = \frac{M}{A(h-d') - \frac{b\gamma_1}{2K}(\gamma_1 - d')}$; $\sigma'_a = \frac{\gamma - d'}{h - \gamma'} \sigma_a$; $\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K}$

* Condition de flèche :

$$A \leq \frac{43 bh}{\sigma_{en}} \quad \frac{43 bh}{\sigma_{en}} = \frac{43 \cdot 30 \cdot 36}{4200} = 11.05 \text{ cm}^2$$

La 3^e condition de la flèche n'est pas vérifiée donc il nous faut calculer la flèche pour la travée 1.2 dont la section d'acier est égale à $A_s = 16.58 \text{ cm}^2$ soit 4T20 + 2T16 $A'_s = 5.48 \text{ cm}^2 \rightarrow$ 2T20

Calcul de la flèche :



beton 350 Kg/m³

$$\sigma'_{20} = 270 \text{ bars}$$

$$\sigma_b = 5.8 \text{ bars}$$

1) flèche nuisible

on appelle flèche nuisible à la bonne tenue des revêtements des sols cloisons ou plafond La somme de 2 flèches suivantes:

- 1) La flèche due à la déformation différée sous l'effet des charges permanentes à partir du moment où les cloisons sont exécutées

$$f_{g\infty} - f_{j0}$$

$f_{g\infty}$: flèche due à l'ensemble des charges permanentes

f_{j0} : flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

- 1.2 La flèche instantanée due aux surcharges d'exploitations $f_{q0} - f_{g0}$

f_{g0} : flèche due à l'ensemble des charges permanentes

f_{q0} flèche due à l'ensemble des charges et surcharges appliquées à l'élément considéré.

flèche nuisible $\Delta f_t = f_{g\infty} - f_{j0} + f_{q0} - f_{g0} \quad f = \frac{M l^2}{10 EI}$

A.S

charges cloisons 75 Kg/m²
 revêtements 102 Kg/m²
 Surcharges 500 Kg/m²

2) charges et moments

Plancher	$7,5 + 6,5 \times 400 = 2800 \text{ Kg/m}$	} 3625 Kg/m
Poids propre	$0,3 \times 0,4 \times 2500 = 300 \text{ Kg/m}$	
cloisons	$7,5 + 6,5 \times 75 = 525 \text{ Kg/m}$	
revêtement	$7,5 + 6,5 \times 102 = 714 \text{ Kg/m}$	
Surcharges	$500 \times 7,5 + 6,5 = 3500 \text{ Kg/m}$	} $g = 4339 \text{ Kg/m}$
	$\times 1,8$	
		$q = 7839 \text{ Kg/m}$

On prendra pour Mt dans les calculs

$$M_t = 0,75 M_0 = 0,75 \frac{q l^2}{8}$$

$$M_j = \frac{0,75 \cdot 3625 \times (3,6)^2}{8} = 4404,4 \text{ Kg m.}$$

$$Mg = \frac{0.75 \times 4439 \times (3.6)^2}{8} = 5272 \text{ Kg.m}$$

$$Mg = \frac{0.75 \times 7839 \cdot (3.6)^2}{8} = 9324.4 \text{ Kg.m}$$

*3 Inertie totale de la section

Beton Dimension 30 x 40 . aire 1200 cm² $\frac{h_t}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$

$$S_1 = \frac{bh_t^2}{2} = 24000 ; \quad \frac{e}{3} h_t = 26,67 \text{ cm} \quad I = \frac{bh_t^3}{3} = 640000 \text{ cm}^4$$

Aciers

$$16,58 \times 15 = 248,7 \text{ cm}^2$$

$$S_2 = Ah = 248,7 \times 36 = 8953,2 \text{ cm}^2$$

$$6,88 \times 15 = 94,2$$

$$S_3 = Ad' = 94,2 \times 4 = 376,8 \text{ cm}^2$$

$$I_2 = S_2 h = 8953,2 \times 36 = 322315,2 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = S_3 d = 376,8 \times 4 = 1507,2 \text{ cm}^4$$

mt d'inertie par rapport à xx'

$$I = I_1 + I_2 + I_3 = 640000 + 322315,2 + 1507,2 = 963822,2 \text{ cm}^4$$

mt statique par rapport à xx'

$$S = S_1 + S_2 + S_3 = 33330 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section Totale} = 1200 + 248,7 + 94,2 = 1542,9 \text{ cm}^2$$

distance par rapport au cdg de la section reduite

$$S = v A \rightarrow v = \frac{S}{A} = \frac{33330}{1542,9} = 21,6 \text{ cm}$$

mt d'inertie totale p/n au cde gravité de la section reduite

$$I_t = I - sv = 963822,2 - 33330 \times 21,6 = 243894,2 \text{ cm}^4$$

*4 calcul de d et μ

Pour tenir compte de l'existence des fissures eventuelles dans les zones tendues on substitue dans les calculs la mt d'inertie de la section totale rendue homogene le mt d'inertie I_f est defini par :

$$I_f = \frac{I_t}{1 + \mu}$$

Calcul de d

a) Pour les charges de faible durée d'application

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72(2 + \frac{3b_0}{b})\tilde{w}}$$

$$b = b_0 = 30 \text{ cm}$$

$$\tilde{w} = \frac{A}{bh} = \frac{16.58}{30.36} = 0.015$$

$$\lambda_i = \frac{5,8}{72(2+3)0,015} = 1.074$$

b) Pour Les charges de longue durée d'application:

$$\Delta v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180(2 + \frac{3b_0}{b})w} = \frac{5,8}{180 \times 5 \times 0,015} = 0.43$$

Calcul de μ

$$\mu = 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{4\tilde{w}\sigma_a + 3\bar{\sigma}_b} \quad \text{Ceci si la valeur de } \mu > 0$$

$$\mu = 0 \quad \text{si } \mu < 0$$

• Pour la charge $j = 3625 \text{ kg/m} \rightarrow \sigma_a = 740 \text{ bars}$

$$\mu_j = 1 - \frac{5 \times 5,8}{4 \times 0,015 \times 740 + 3 \times 5,8} = 0.53$$

• Pour la charge $g = 4339$

$$\sigma_a = 885 \text{ bars}$$

$$\mu_g = 0.59$$

• Pour la charge $q = 7539 \text{ kg/m}$

$$\sigma_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_q = 0.74$$

5) Calcul des Modules de déformation art 9.61 - 9.62 CCBA 68

$$E_v \text{ (longue durée d'application)} = 7000 \sqrt{1,2 \delta_{12}} = 125000 \text{ bars}$$

$$E_i \text{ (instantané)} = 3 E_v = 378000 \text{ bars}$$

6) calcul des flèches

$$a) \quad I_{fv} = \frac{I_t}{1 + \Delta v \mu_g} = \frac{243894,8}{1 + 0,43 \times 0,59} = 194539,5 \text{ cm}^4$$

$$f_{g\infty} = \frac{M_g l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{527200 \times (360)^2}{10 \cdot 126000 \cdot 194539,5} = 0.28$$

b) f_{j0} ?

$$I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{243894.2}{1 + 1.074 \times 0.53} = 155424 \text{ cm}^4$$

$$f_{j0} = \frac{M_j l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{440440 \times 360^2}{10 \times 378000 \times 155424} = 0.097 \text{ cm}$$

c) f_{g0} ?

$$I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{243894.2}{1 + 1.074 \times 0.74} = 135892.37$$

$$f_{g0} = \frac{M_{g0} l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{952440 \times 360^2}{10 \times 378000 \times 135892.37} = 0.24 \text{ cm}$$

d) f_{g0}

$$I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{243894.2}{1 + 1.074 \times 0.59} = 149293 \text{ cm}^4$$

$$f_{g0} = \frac{M_{g0} l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{527200 \times 360^2}{10 \times 378000 \times 149293} = 0.12 \text{ cm}$$

e) Calcul de la flèche nuisible

$$\Delta f_t = f_{g\infty} - f_{g0} + f_{j0} - f_{g0} = 0.28 - 0.097 + 0.24 - 0.12 = 0.303 \text{ cm}$$

Valeurs admissibles de Δf_t

A défaut de données plus précises on peut admettre que cette part de flèche totale ne doit pas dépasser pour les éléments supportant des murs des cloisons des revêtements fragiles ou des poteaux les valeurs suivantes

$$\frac{l}{500} \quad \text{si } l \leq 5 \text{ mètres}$$

$$\frac{l}{1000} + 0.5 \quad \text{si } l > 5 \text{ mètres}$$

Pour notre cas $l < 5 \text{ m}$ $\overline{\Delta f_t} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,8$

$$\Delta f_t = 0.303 < \overline{\Delta f_t} = 0.8 \text{ cm}$$

Section d'armatures à prendre en compte $\text{Max}(A(Sp_1), A(Sp_2))$

$A_1 = 17 \text{ cm}^2$ soit 6T20 = 18.84 cm ²	$A'_1 = 6.24 \text{ cm}^2$ soit 2T20 = 6.28 cm ²
$A_2 = 14 \text{ cm}^2$ soit 4T20 + 2T16 = 16.58 cm ²	$A'_2 = 5.48 \text{ cm}^2$ soit 2T20 = 6.28
$A_3 = 12.47 \text{ cm}^2$ soit 4T20 = 12.56 cm ²	$A'_3 = 2T20 = 6.28 \text{ cm}^2$
$A_4 = 13.33 \text{ cm}^2$ soit 4T20 + 2T14 = 16.58 cm ²	$A'_4 = 2T20 = 6.28 \text{ cm}^2$
$A_5 = 12.47$ soit 4T20 = 12.56 cm ²	$A'_5 = 2T20 = 6.28 \text{ cm}^2$

Calcul des armatures transversales

Les efforts tranchants dans les niveaux 3, 2, 1 varient entre 19 et 21t donc presque du même ordre de grandeur. Comme les travées sont identiques, on disposera les mêmes armatures transversales pour toutes les travées de ces niveaux.

Le calcul se fera pour $T_{\text{max}} = 20.95 \text{ t}$ voir tableau

calcul de $\bar{\sigma}_b$:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{20.95 \cdot 10^3}{30.7 \cdot 36} = 22.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b < \sigma'_b = 111 < 2\bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\sigma}_b \leq \left(4.5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \bar{\sigma}'_b = \left(4.5 - \frac{111}{68.5}\right) 5.9 = 17 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_b > \bar{\sigma}'_b \Rightarrow$ Armatures obliques nécessaires

Calcul de l'effort tranchant:

$$T = T_1 + T_2$$

T_1 pour les armatures obliques

T_2 pour les armatures verticales or $T_2 = T_1 \sqrt{2}$

$$\Rightarrow T = \frac{T_2}{\sqrt{2}} + T_2 = T_2 \left(1 + \frac{\sqrt{2}}{2}\right)$$

$$\Rightarrow T_2 = \frac{T}{1 + \frac{\sqrt{2}}{2}} = \frac{20.95}{1 + \frac{\sqrt{2}}{2}} = 12.27 \text{ t}$$

$$\text{d'où } T_1 = \frac{12.27}{\sqrt{2}} = 8.68 \text{ t}$$

$$\sigma_{at} = \frac{2}{3} \sigma_{ca} = \frac{2}{3} 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

Section d'acier nécessaire oblique

$$A = \frac{8.68 \cdot 10^3}{1600} = 5.43 \text{ cm}^2 \text{ soit } \underline{\underline{2T20 = 6.28 \text{ cm}^2}}$$

Essont supporté par Les aciers verticaux

$$T_2 = T - T_1 = 20.95 - 7.11 = 13.84t$$

calcul de Z_b

$$Z_b = \frac{T}{\sigma_{b03}} = \frac{13.84 \cdot 10^3}{30 \cdot 31.5} = 14.64 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{Z}_b = 17 \text{ Kg/cm}^2$$

Espacement entre armatures transversales

$$t = \frac{A_t}{b_0} \frac{\bar{\sigma}_{ab}}{Z_b} \quad A_t = 4 \phi 8 = 2 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{ab} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_0 = 30 \text{ cm}$$

$$t = \frac{2}{30} \times \frac{1600}{14.65} = 7.28 \text{ cm} \quad \text{Soit } t = 7 \text{ cm}$$

Calcul de \bar{E}

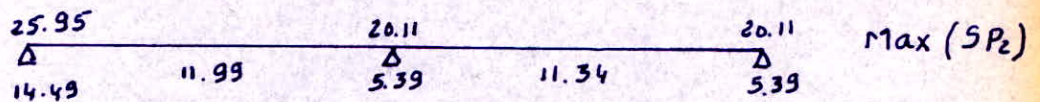
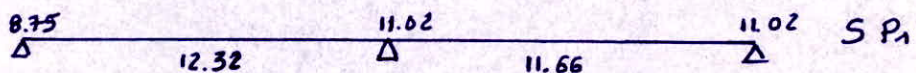
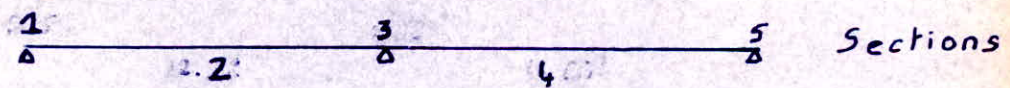
$$\bar{E} = \max \begin{cases} k_1 = 0.2h = 7.2 \text{ cm} \\ k_2 = 36 \left(1 - 0.3 \frac{Z_b}{\sigma_b}\right) \end{cases} = 9.2 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } \bar{E} = 9 \text{ cm}$$

Le Premier espacement sera pris à $t/2 = 4 \text{ cm}$.

Puis selon la suite de caquot :

$$4 + 2 \times 7 + 2 \times 8 + 2 \times 9 + 2 \times 10 + 2 \times 11 + 2 \times 13 + 2 \times 16 + 1 \times 28 = 180 \text{ cm}$$

Niveau II



Sous SP₁ $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ $\bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$ $\delta = 0.11$

Sections	1	2	3	4	5
M (cm)	8.85	12.32	11.02	11.66	11.02
μ	0.1219	0.1559	0.1518	0.1606	0.1518
K	21.73	18.38	18.69	17.98	18.69
E	0.8638	—	—	—	—
μ'	—	0.2125	0.2069	0.2189	0.2069
K	—	20.4	20.4	20.4	20.4
$\bar{\sigma}_a = k\bar{\sigma}_b$	—	2800	2800	2800	2800
α	—	0.4237	0.4237	0.4237	0.4237
$y_i = \alpha h$	—	15.25	15.25	15.25	15.25
$\bar{\sigma}'_a = \alpha y_i \bar{\sigma}_a$	—	1516	1516	1516	1516
$F_b = b y_i \bar{\sigma}'_b$	—	31339	31339	31339	31339
A	10.16	13.02	12.68	13.4	12.68
A'	—	3.38	2.75	4.08	2.75

Sous SP₂ $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, $\bar{\sigma}_b = 205.5 \text{ Kg/cm}^2$ $\delta = \frac{d'}{h} = 0.11$

Sections	1		2		3		4		5	
M	14.49	2595	11.99	539	20.11	11.34	5.39	20.11		
μ	0.133	0.2384	0.1101	0.0495	0.1847	0.1042	0.0495	0.1042		
K	20.46	13.60	23.23	38.50	16.33	24.09	38.50	16.33		
E	0.8590	—	0.8692	0.9064	—	0.8722	0.9064	—		
μ'	—	0.3248	—	—	0.2517	—	—	—	0.2517	
K	—	20.4	—	—	20.4	—	—	—	20.4	
$\bar{\sigma}_a$	—	4200	—	—	4200	—	—	—	4200	
y_i	—	15.26	—	—	15.26	—	—	—	15.26	
$\bar{\sigma}'_a$	—	2274	—	—	2274	—	—	—	2274	
F_b	—	47038	—	—	47038	—	—	—	47038	
A	11.86	19.69	9.12	3.93	15.34	8.60	3.93	15.34		
A'	—	15.69	—	—	7.66	—	—	—	7.66	
A + A'	11.16	35.38	9.12	3.93	23.00	8.60	3.93	23		

Section d'armatures à prendre en compte

$A_1 = 19.69 \text{ cm}^2$ soit 4T20 + 2T25 = 22.38 cm² $A'_1 = 15.69$ soit 4T20 + 2T16 = 19.69 cm²
 $A_2 = 13.03 \text{ cm}^2$ soit 4T20 + 2T16 = 16.58 cm² $A'_2 = 3.38 \text{ cm}^2$ soit 2T20 = 6.28 cm²
 $A_3 = 15.34$ soit 6T20 = 18.85 cm² $A'_3 = 7.66 \text{ cm}^2$ soit 4T16 = 8.04 cm²
 $A_4 = 13.4 \text{ cm}^2$ soit 4T20 + 2T16 = 16.58 cm² $A'_4 = 4.08$ soit 2T20 = 6.28 cm²
 $A_5 = 15.34$ soit 6T20 = 18.58 cm² $A'_5 = 7.66$ soit 4T16 = 8.04 cm²

* Condition de non fragilité

$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} bh \Rightarrow A \geq \frac{0,69 \cdot 5,9 \times 30 \times 36}{4200} = 1,047 \text{ cm}^2$ vérifiée

* Condition aux appuis

$c = \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_b}$ avec $b_0 = 30 \text{ cm}$
 $\bar{\sigma}'_b = 68,5 \text{ kg/cm}^2$

beton : appui 1. et 5

$T = 19,72 \text{ t}$

$c = \frac{2 \times 19,72}{30 \times 68,5}$ $20 < a = 40 \text{ cm}$ vérifiée

Acier Les aciers inférieures doivent supporter $T + \frac{M}{3}$
 La vérification se fera uniquement sous le second genre car
 sous SP1 M est négatif $\rightarrow T + \frac{M}{3} < 0 \rightarrow$ non nécessité d'aciers inf
 Appui ① ② et ⑤ $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$

① $T = 22,37 \text{ t}$ $T + \frac{M}{3} = 68370 \Rightarrow A = \frac{68370}{4200} = 16,28 \text{ cm}^2$
 $M = 14,49 \text{ t.m}$

② $T = 20,65 \text{ t}$ $T + \frac{M}{3} = 37761 \Rightarrow A = 9 \text{ cm}^2$
 $M = 5,39 \text{ t.m}$

⑤ $T = 20,65$ $T + \frac{M}{3} = 37761 \Rightarrow A = 9 \text{ cm}^2$
 $M = 5,39 \text{ t.m}$

* Verification des contraintes :

Sections	1	2	3	4	5
M	25.95	12.32	20.91	11.66	20.11
A = A + A'	36.3	18.09	23.74	20.1	23.74
$h_i = \frac{A'd' + Ah}{A_i}$	22	29	25	26	25
$\bar{w} = \frac{100 M}{b h_i^2}$	5.500	2.079	3.165	2.576	3.165
E	0.766	0.8208	0.7970	0.8088	0.7970
$\alpha_s(1-E)3$	0.702	0.5376	0.609	0.5736	0.609
$y_i = \alpha_s h_i$	15.44	15.59	15.23	14.91	15.23
$h_c = 15 \left(\frac{h_i}{y_i} - 1 \right)$	19.97	19.63	20.46	21.22	20.46
σ_a	4018	2825	4112	2664	4112
σ'_a	2236	1604	2223	1378	2223
σ_b	201	143	146	78	146

$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$

Les Contraintes calculees sont bien inferieures aux Contraintes admissibles.

* Verification à la fissuration :

$$\sigma_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \sigma_f = \max(\sigma_i, \sigma_c) \end{array} \right. \quad \text{avec } \sigma_i = \frac{K \eta \bar{w} f}{\phi (1 + 10 \bar{w} f)} \quad \sigma_c = \frac{2,4}{\phi} n K \bar{\sigma}_b$$

$\bar{\sigma}_a$: contrainte admissible de l'acier $\eta = 1,6$ Pour Les H. A

$K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible ϕ Diametre de la + grosse barre tendue

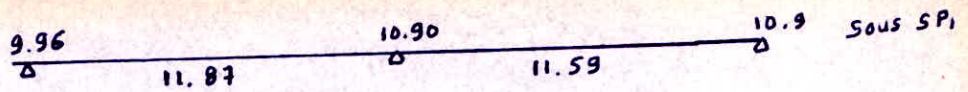
Si $\bar{w} f \in [0,012, 0,2]$ \Rightarrow Domaine de la fissuration

Pourcentage de fissuration $\bar{w} f = \frac{A}{B_f}$ B_f Section d'enrobage des barres tendues

$B_f = 2d \cdot b = 2 \times 4 \times 30 = 240 \text{ cm}^2$

Sections	1	2	3	4	5
A	22.38	16.58	18.85	16.58	18.58
$\bar{w} f$	0.09	0.07	0.08	0.07	0.08
σ_i	4547	4941	5333	4941	5333
$\sigma_f = \sigma_i$	4547	4941	5333	4941	5333
σ_a	2800	2800	2800	2800	2800

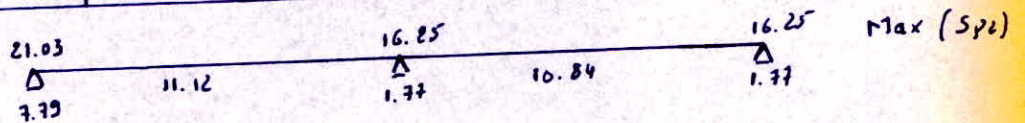
Niveau I
SP1



Sections	1	2	3	4	5
M	9.96	11.87	10.90	11.59	10.90
μ	0.1372	0.1636	0.1502	0.1598	0.1502
K	20.01	17.76	18.85	18.07	18.85
μ'	0.1869	0.2228	0.2046	0.2176	0.2046
K	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4
σ_a	2800	2800	2800	2800	2800
α	0.4234	0.4234	0.4234	0.4234	0.4234
γ_1	15.26	15.26	15.26	15.26	15.26
σ'_a	1516	1516	1516	1516	1516
Fb	31339	31339	31339	31339	31339
A	11.49	13.63	12.54	13.31	12.54
A'	0.56	4.52	2.50	3.92	2.50

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$
 $\delta = 0.11$

SP2



Sections	1	2	3 et 5	4		
M	7.79	21.03	11.12	1.77	16.25	10.84
μ	0.0716	0.1932	0.1021	0.01625	0.1493	0.0996
K	30.69	15.83	24.4	73.65	18.92	24.81
μ'	—	0.263	—	—	0.203	—
K (baque)	—	20.4	—	—	20.4	—
σ_a	—	4800	—	—	4200	—
γ_1	—	15.26	—	—	15.26	—
σ'_a	—	2275	—	—	2275	—
Fb	—	47039	—	—	47039	—
A	5.78	16.03	8.48	1.2	12.47	8.2
A'	—	8.9	—	—	2.34	—

Conditions aux appuis :

Beton :

appui 1. et 5 $T = 20.37t$ $c = \frac{2T}{b_0 \sigma_{bc}} = \frac{2 \cdot 20.37 \cdot 10^3}{30 \cdot 68.5} = 19.82 \text{ cm}$
 $c = 20 < 40 = a$ vérifié

Aciers

Appui ① $M = 7.79 \text{ tm}$ $T + \frac{M}{3} = 44410 \Rightarrow A = \frac{44410}{4200} = 10.57$
 $T = 19.68t$ Soit 4T20 = 12.5

Appui ⑤ $M = 1.77t$ $T + \frac{M}{3} = 26059 \Rightarrow A = 6.20 \text{ cm}^2$ Soit 2T20 = 6.28 cm²
 $T = 20.44t$

Section d'armatures à prendre en compte

$A_1 = 16.03 \text{ cm}^2$ Soit 4T20 + 2T16 = 16.59 cm ²	$A'_1 = 8.9$ Soit 2T20 + 2T16 = 10.32 cm ²
$A_2 = 16.59 \text{ cm}^2$ Soit 4T20 + 2T16 = 16.59 cm ²	$A'_2 = 4.52$ Soit 2T20 = 6.28 cm ²
$A_3 = 12.54$ Soit 4T20 = 12.56 cm ²	$A'_3 = 2.50$ Soit 2T16 = 4.02 cm ²
$A_4 = 16.59$ Soit 4T20 + 2T16 = 16.59 cm ²	$A'_4 = 3.92$ Soit 2T16 = 4.02 cm ²
$A_5 = 12.54$ Soit 4T20 = 12.56 cm ²	$A'_5 = 2.50$ Soit 2T16 = 4.02 cm ²

* Vérification de la flèche : (voir niveau 3)

* La condition de non fragilité est aussi vérifiée $A > 1.047$

* Condition de non entrainement : art 29 C.C.B.A 68

Elle se vérifie pour les aciers tendus dans les endroits critiques

$\bar{z}_d = 2 \psi_d \sigma_b$ Pour les poutres

section ③ $M = 16.25 \text{ tm}$ $A = 16.59 \text{ cm}^2$ Soit 4T20 + 2T16
 $T = 19.60t$

$\bar{z}_d = \frac{T}{\rho \sigma_s}$ $\bar{z} = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 36 = 31.5 \text{ cm}$

$\rho = 4 \pi \phi + 2 \pi \phi_2 = 4 \pi \times 2 + 2 \pi \times 1.6 = 35.19 \text{ cm}$

$\bar{z} = \frac{19600}{35.19 \cdot 31.5} = 17.68 \leq \bar{z}_d = 2 \times 1.5 \times 5.9 = 17.70 \text{ Kg/cm}^2$

* Verification Des contraintes

Sections	1	2	3	4	5
M	21.03	11.87	10.90	11.59	10.90
$A_1 = A + A'$	26.89	22.87	16.59	20.61	16.59
$h_1 = \frac{A d' + A h}{A_1}$	23.74	27.21	28.25	29.76	28.25
$\bar{W} = \frac{100 A_1}{b h}$	2.4898	2.1176	4.5361	1.9063	4.5361
ϵ	0.8106	0.8197	0.8379	0.8258	0.8379
$\alpha = 3(1 - \epsilon)$	0.5682	0.5409	0.4863	0.5226	0.4863
$y_1 = \alpha h_1$	13.49	14.71	13.74	15.55	13.74
$k = 15 \left(\frac{h}{y_1} - 1 \right)$	25	22	24	19.72	24
σ_a	3992	2274	2743	2242	2743
σ'_a	1682	1197	1200	1266	1200
σ'_b	160	103	114	114	114

avec' $\sigma_a = \frac{M}{A(h-d') - \frac{15}{n} \frac{b y_1}{2k} \frac{(y_1-d)}{3}}$; $\sigma'_a = \frac{(y_1-d)}{h-y_1} \sigma_a$; $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k}$

des Contraintes sont bien inferieures aux contraintes admissibles.

* Verification à la fissuration

Sections	1	2	3	4	5
A	16.59	16.59	12.56	16.56	12.56
$\bar{\sigma}_p = \frac{A}{A_p}$	0.07	0.07	0.05	0.07	0.05
σ_1	4941	4941	4000	4941	4000
σ_2	2043	2043	2043	2043	2043
$\bar{\sigma}_p = \max \frac{\sigma_i}{\sigma_c}$	4941	4941	4000	4000	4000
σ_a	2800	2800	2800	2800	2800

2 PORTIQUE TRANSVERSAL

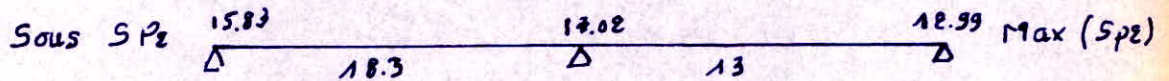
Niveau IV



$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Sections	1	2	3	4	5
M km	11.55	14.90	15.22	10.7	8.38
μ	0.0764	0.0985	0.1006	0.0707	0.0554
K	29.4	25	24.7	32.62	37.86
E	0.8874	0.8750	0.8741	0.8911	0.902
A cm ²	10.35	13.51	13.81	9.53	7.40

$K > \bar{K}$ Armatures comprimées non nécessaires



$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Sections	1	2	3	4	5
M	15.83	18.3	17.02	13	12.99
μ	0.0697	0.0807	0.075	0.0573	0.0570
K	32.84	30.04	31.4	37.12	37.12
E	0.8915	0.8848	0.8834	0.9004	0.9004
A cm ²	9.39	10.94	10.20	7.64	7.63

Section finale à prendre en compte :

$$A_1 = 10.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 13.51 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3T20 + 3T16 = 15.45 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = 13.81 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3T20 + 3T16 = 15.45 \text{ cm}^2$$

$$A_4 = 9.53 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 2T20 + 8T16 = 10.30 \text{ cm}^2$$

$$A_5 = 7.63 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4T16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

* Condition de non fragilité:

$$A \geq 0.69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0.69 \cdot 40 \times 47 \times \frac{5.8}{4120} = 1.826 \text{ cm}^2$$

Toutes Les sections trouvées sont supérieures à cette valeur \Rightarrow vérifiées

Condition de flèche:

En travée'

Section 2 et Section 4

$$A_2 = 15.45 \text{ cm}^2 = 3T20 + 3T16$$

$$A_4 = 10.30 \text{ cm}^2 = 2T20 + 2T16$$

La justification est utile si les conditions suivantes sont remplies:

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad ; \quad A \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} bh$$

1^{ere} Travée

$$\frac{h_t}{l} = \frac{50}{750} = 0.066 > \frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{h_t}{l} = 0.066 > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{14.9}{10 \cdot 26.6} = 0.056$$

$$\frac{A}{bh} = \frac{15.45}{40 \times 45} < \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} = \frac{43}{4120} = 0.01 \Rightarrow \text{Vérification de la flèche inutile}$$

2^e Travée:

$$\frac{h_t}{l} = \frac{50}{650} = 0.076 > \frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{h_t}{l} = 0.076 > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{10.7}{10 \times 20} = 0.0535$$

$$\frac{A}{bh} = \frac{10.30}{40 \times 35} = 0.007 < \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} = 0.01 \Rightarrow \text{Vérification inutile}$$

* Condition aux appuis:

Appui ⑤ $c \geq \frac{2 \times 11.54}{40 \times 68.5} = 8.42$ soit $c = 10 \text{ cm} < a = 40$ vérifié

Appui ① $c \geq \frac{2 \times 14.56}{40 \times 68.5} = 10.62 = 12 \text{ cm} < a$ vérifié

$M < 0 \quad T + \frac{M}{Z} < 0 \Rightarrow$ aciers inférieures non nécessaires

* Condition de non entrainement:

On la verifie pour les aciers tendus dans les endroits critiques cad aux nœuds (voir art 29. CCBA 68)

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1.5 \times 5.9 = 17.7 \text{ Kg/cm}^2$$

Pour la Section 3 $\rightarrow A_3 = 3T25$

$$M = 15.22 \text{ tm} \quad T = 14.56 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{A_s} \quad \beta = \frac{7}{8} h = 7 \times 45 = 39.4 \text{ cm}$$

$$\rho = 3\pi\phi = 3\pi \cdot 2.5 = 3 \times 3.14 \cdot 2.5 = 23.55 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{14560}{23.55 \times 39.4} = 15.7 < \bar{\sigma}_d = 17.7 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{verifie}$$

Verification des contraintes

$$b = 40$$

$$\bar{w} = \frac{A}{bh} \cdot 100 \rightarrow \text{Tableau donne } E, K, \mu$$

$$h = 45$$

$$\phi \leq 20 \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Sections	1	2	3	4	5
A	12.86	15.45	15.45	10.30	8.04
\bar{w}	0.6980	0.8586	0.8580	0.570	0.4470
E	0.8783	0.8684	0.8684	0.8876	0.8984
μ	0.0921	0.1118	0.1118	0.0761	0.0601
K	26.10	23.00	23.00	29.50	34.20
M tm	11.55	14.9	15.22	10.70	8.38
$\bar{\sigma}_a$	2330	2470	2510	2605	2580
$\bar{\sigma}'_b$	89.3	107.4	109.4	88.3	75.4

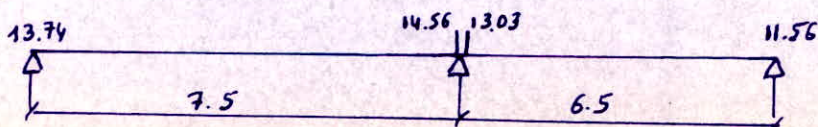
$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{\mu b h^2}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\sigma_a}{K}$$

* Calculs des armatures transversales:

2 Sortes de poutres 7.50 m et 6.50 m

Efforts tranchants



Calculons la contrainte maximale de cisaillement:

Travee de 7.50m

$$T_{max} = 14.56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z_b = \frac{I}{b_3} \quad j = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} 45 = 39.4 \text{ cm}$$

$$\sigma'_b = 101.5 < 2 \bar{\sigma}'_{b0} = 137 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow Z_b \leq \left(4.5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b \text{ à vérifier}$$

$$Z_b = \frac{14560}{39.4 \times 40} = 9.24 \text{ Kg/cm}^2 < \left(4.5 - \frac{101.5}{68.5}\right) 5.9 = 17.5 \Rightarrow V$$

\Rightarrow armatures verticales suffisent

$$F_e E 24 \quad \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_a = \left(1 - \frac{Z_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) = \left(1 - \frac{9.24}{9 \times 5.9}\right) = 0.83$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0.83 \times 2400 = 1968 \text{ Kg/cm}^2$$

calcul de t:

$$t = \frac{A_t}{b_0} \frac{\bar{\sigma}_{at}}{Z_b} \quad \text{Soit } A_t = 4 \phi 8 = 8 \text{ cm}$$

$$= \frac{2}{40} \frac{1968}{5.24} = 10.6 \text{ cm} \quad \text{Soit } t = 11 \text{ cm}$$

Calcul Des espacements admissibles

$$\bar{t} = \text{Max} \begin{cases} t_1 = 0.2 h = 0.2 \cdot 45 = 90 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0.3 \frac{Z_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h = 23.8 \text{ cm} \end{cases} \quad \bar{t} = 23.8 \text{ cm}$$

Le premier cours d'armatures sera placé à $\frac{t}{2}$ soit 6cm

On adoptera pour les espacements suivants la suite de Caquot et PPD commencera à 11cm. Les espacements seront placés symétriquement.

demie portée $\frac{7.50}{2} = 3.75$ nbre entier supérieur à d'où on place :

$$4 \times 11 + 4 \times 13 + 4 \times 16 + 4 \times 20 + 4 \times 25 + 1 \times 28 + (6) = 3.75 = \frac{0}{2}$$

Travee de 6.50 m

Travee' de 6.50 cm

$$T_{max} = 13.03 t$$

$$z = 39.4 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b = 85 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2\bar{\sigma}'_{b0} = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{on verifie si } z_b \leq \left(4.5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b$$

$$z_b = \frac{13030}{40 \times 39.4} = 8.26 \text{ Kg/cm}^2 < \left(4.5 - \frac{85}{68.5}\right) 5.9 = 19.2 \text{ Kg/cm}^2$$

\Rightarrow non necessite' d'armatures obliques

Contrainte admissible des aciers

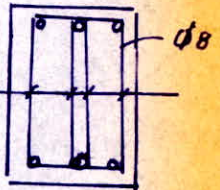
$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_a$$

$$\rho_a = 1 - \frac{z_b}{9\bar{\sigma}_b} \quad \text{non reprise de betonage}$$

$$\rho_a = \frac{2}{3} \quad \text{reprise de betonage}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0.85 \cdot 2400 = 2040$$

$$A_t = 2 \text{ cm}^2$$



espacement admissible

$$\max h_t = 0,8 h = 0,8 \cdot 45 = 9 \text{ cm}$$

$$h_z = h \left(1 - 0.3 \frac{z_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 26.14 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = 26 \text{ cm}$$

Calcul du 1er espacement:

$$t_0 = \frac{A_t}{b_0} \frac{\bar{\sigma}_{at}}{z_b} = \frac{2}{40} \frac{2040}{8.26} = 12.4 \quad \text{Soit } t_0 = 13 \text{ cm}$$

Le premier cours sera place' a $t_0 = 8 \text{ cm}$

Suite de caquot 7; 8; 9; 10; 11; 13; 16; 20; 25; 35; 60

on commence a $t_0 = 13 \text{ cm}$

$$\text{demi portee}' = \frac{6.50}{2} = 3.25 \quad \text{soit le nbre entier superieur 4}$$

on a

$$4 \times 13 = 52$$

$$4 \times 16 = 64$$

$$3 \times 20 = 60$$

$$3 \times 25 = 75$$

$$2 \times 33 = 66$$

$$= 317 + 8 = 325 \text{ m.}$$

Niveau 3 21.76 25.24 16.24
 Δ 28.6 20.9 Δ
 calcul des sections sous SP_1 avec

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$ $\delta = \frac{5}{45} = 0.11$

Sections	1	2	3	4	5
M	21.76	28.6	25.24	20.9	16.24
μ	0.1439	0.1894	0.1669	0.1382	0.1074
K	19.40	16.06	17.55	19.96	23.6
\bar{K}	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4
μ'	0.196	0.258	0.227	0.188	—
ϵ	—	—	—	—	0.8705
Kabaque	20.4	20.4	20.4	20.4	—
$\bar{\sigma}_a = K \bar{\sigma}'_b$	2800	2800	2800	2800	—
$\alpha = \frac{15}{15+K}$	0.424	0.424	0.424	0.424	—
$y_i = \alpha h$	19.08	19.08	19.08	19.08	—
$\bar{\sigma}'_a = n \frac{(y_i - d') \bar{\sigma}_b}{y_i}$	1520	1520	1520	1520	—
$F_b = b y_i \bar{\sigma}'_a$	52280	52280	52280	52280	—
A	20.6	26.47	23.17	19.30	14.8
A'	2.56	13.8	8.28	1.16	—

<p align="center">Si $K > \bar{K}$</p> <p>1^{er} cas $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h}$</p>	<p align="center">Si $K < \bar{K}$</p> <p align="center"> $A = \frac{M + F_b (y_i/3 - d')}{(h - d') \bar{\sigma}_a}$ $A' = \frac{A \bar{\sigma}_a - F_b}{\bar{\sigma}'_a}$ </p>
--	--

calcul des Sections Sous Le Second genre

$b = 40 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$; $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}'_b = 205.5 \text{ Kg/cm}^2$

Sections	1	2	3	4	5	
M tm	27.30	25.2	25.6	21.6	23.63	1.55
μ	0.1203	0.1287	0.1128	0.0939	0.1042	0.0068
K	21.3	20.93	22.86	25.78	24.10	118.7
\bar{K}	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4
ϵ	0.8645	0.8609	0.8679	0.8774	0.8721	0.9626
A (SP2) cm ²	16.7	17.94	15.6	12.84	14.34	0.854

$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a b h^2}$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h}$

Sections à Considerer

$$A_1 = 20.06 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T20 + 2T25 = 22.38 \text{ cm}^2$$

$$A'_1 = 2.56 \Rightarrow 3T12 = 339 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 26.17 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6T25 = 29.45 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 = 13.8 \Rightarrow 3T20 + 3T16 = 15.45 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = 23.17 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T25 + 2T20 = 25.91 \text{ cm}^2$$

$$A'_3 = 8.20 \Rightarrow 3T20 = 9.42 \text{ cm}^2$$

$$A_4 = 19.3 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T25 = 19.63 \text{ cm}^2$$

$$A'_4 = 1.75 \Rightarrow 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$A_5 = 14.8 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2T25 + 2T20 = 16.10 \text{ cm}^2$$

$$A'_5 = 1.75 \Rightarrow 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

Verification de La Contrainte :

Toutes Les Sections calculées sous SP_1 comportent des aciers comprimés

On vérifiera pour le 1^{er} genre car donne A_{max} . Voir page

	b = 40 cm		h = 45		$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$
Sections	1	2	3	4	5	
$A_i \text{ cm}^2$	23.99	44.9	33.96	21.89	18.36	
$h_i \text{ (cm)}$	39.2	30.9	33.6	40.6	39.9	
\bar{w}_i	1.529	3.63	2.53	1.34	1.15	
ϵ	0.838	0.7891	0.8097	0.8452	0.8534	
α	0.486	0.633	0.571	0.4644	0.4398	
y_i	19.05	19.56	19.20	18.95	17.55	
κ	20.43	19.5	20.15	20.62	23.46	
M_{km}	21.76	28.6	25.24	21.3	16.24	
$\bar{\sigma}_a$	2720	2500	2643	2740	2570	
$\bar{\sigma}'_b$	133.1	128.2	131.2	132.9	109.6	
$\bar{\sigma}'_a$	1472.7	1430.8	1454.3	1467.3	1174.9	

* Condition de non fragilité :

$$A \geq \frac{0.69}{\bar{\sigma}_{en}} b h \bar{\sigma}_b = \frac{0.69 \times 40 \times 45 \times 5.8}{4120} = 1.75 \text{ cm}^2$$

toutes Les Sections vérifient la Condition de non fragilité.

* Condition de non entrainement

on la vérifie au nœud Section 3

$$T = 23.33 \text{ t} \quad A = 8T20 + 4T25$$

$$M = 25.24 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 17.7 \text{ Kg/cm}^2 \quad \beta = \frac{7}{8} h = 39.4 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n P \beta} \quad n p = \pi (2\phi_1 + 4\phi_2) = \pi (2 \times 2 + 4 \times 2.5) = 43.98 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{23330}{43.98 \times 39.4} = 13.464 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 17.7 \text{ Kg/cm}^2$$

* Condition aux appuis:

Elle se vérifie aux appuis c'est à dire pour les sections 1 et 5

Aciers

Section ① Les aciers inférieurs doivent supporter un effort de $T + \frac{M}{3}$

$$M = -21.76 \text{ t.m} \quad T + \frac{M}{3} < 0 \Rightarrow \text{Armatures inférieures non nécessaires}$$

$$T = 13.74 \text{ t}$$

Section ⑤

$$M = 1.55 \text{ t.m} \quad A = \frac{T + \frac{M}{3}}{\bar{\sigma}_a} = 9.6 + \frac{1.55}{0.394} = 3.82 \text{ cm}^2 \text{ à considérer}$$

$$T = 9.6 \text{ t}$$

beton:

Appui ① $T = 23330 \text{ Kg}$

$$c \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_{b_0}} = \frac{2 \times 23330}{40 \times 68.5} = 17 \text{ cm} < b = 50 \text{ cm} \text{ largeur de l'appui} \\ \Rightarrow \text{Vérifié}$$

Appui ⑤

$$T = 19.16 \text{ t}$$

$$c = \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_{b_0}} = \frac{2 \times 19.19}{40 \times 68.5} = 14 \text{ cm} \text{ soit } c = 25 \text{ cm} < a = 50 \text{ cm} \text{ Vérifiée.}$$

Vérification de la poutre

1^{er} travée: Justification non nécessaire si les conditions sont remplies.

$$① \frac{h_t}{l} = 0.066 \geq \frac{1}{16} = 0.062$$

$$② \frac{h_t}{l} = 0.066 \geq \frac{1}{10} \frac{\pi t}{\pi_0} = \frac{1}{10} \frac{28.8}{43} = 0.066$$

③ $A \leq 43 \times 40 \times 47 = 18.78 \text{ cm}^2$ non vérifiée
4120

Travée de 6.50 m

① et ② sont vérifiées

③ $A \leq 18.78 \text{ cm}^2$ $A_4 = 18.84 \text{ cm}^2$ non vérifiée.

Donc il nous faudrait calculer la flèche par la méthode du C.C.B.A 68 on rappelle que la méthode de détermination de celle-ci a été exposée précédemment dans le portique longitudinal.

Vu que les efforts sont du même ordre de grandeur, donc les sections seront presque identiques on déterminera la flèche en dernier lieu pour le niveau le plus défavorable.

* Calculs des armatures transversales

1^{ère} travée 750m

$T_{\max} = 23.33 \text{ t}$

contrainte Maximum de cisaillement

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \Rightarrow \tau_b = \frac{23330}{40 \cdot 39} = 14.8 \text{ Kg/cm}^2 < \left(4.5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b$$

$$\left(4.5 - \frac{127}{68.5}\right) 5.9 = 15.6 > \tau_b \Rightarrow 14.8 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{armatures verticales suffisent}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_a \quad \rho_a = \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) = \left(1 - \frac{14.8}{9 \times 5.9}\right) = 0.73$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0.73 \cdot 2400 = 1752 \text{ Kg/cm}^2$$

espacements admissibles

$$\max |t_1 = 0.8h = 10 \text{ cm}$$

$$|t_2 = \left(1 - 0.3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \beta = 13.06 \text{ cm}$$

on prendra 2 cadres $\phi 8$ $A_t = 2 \text{ cm}^2$

calcul de t

$$t = \frac{2}{40} \frac{1752}{14.2} = 6.16 \text{ soit } t = 7 \text{ cm}$$

Le premier espacement sera pris à $\frac{t_0}{2} = 4 \text{ cm}$
 on commence à $t = 7 \text{ cm}$

$\frac{1}{2}$ Portée = 3,75 m soit nb supérieur 4

$$4 + 4 \times 7 + 4 \times 8 + 4 \times 9 + 4 \times 10 + 4 \times 11 + 4 \times 13 + 4 \times 16 + 3 \times 75 = 3.75 \text{ m}$$

La 2^e moitié sera armée identiquement.

2^e travée 6.50 m

$$T_{\text{max}} = 20.44$$

$$Z_b = \frac{20440}{40 \times 39.4} = 12.96 < (4.5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma_b}) \bar{\sigma}_b = 15.6 \text{ kg/cm}^2$$

→ armatures verticales suffisent.

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

$$\rho_a = \left(1 - \frac{Z_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) = \left(1 - \frac{12.96}{9 \times 5.9}\right) = 0.76$$

armatures ⊥ à la ligne moyenne
non reprise de bétonnage.

$$\bar{\sigma}_{at} = 0.76 \times 2400 = 1824 \text{ kg/cm}^2$$

espacement admissible:

$$t_1 = 0.8 h = 10$$

$$t_2 = (1 - 0.3 \frac{Z_b}{\bar{\sigma}_b}) = 17.22 \text{ cm}$$

espacement t

$$t = \frac{At}{b} \frac{\sigma_{at}}{Z_b} = \frac{2 \text{ cm}}{40} \times \frac{1824}{12.46} = 7.32$$

1^{er} espacement $t = 8 \text{ cm}$

1^{er} cours sera placé à $\frac{t}{2} = 4 \text{ cm}$

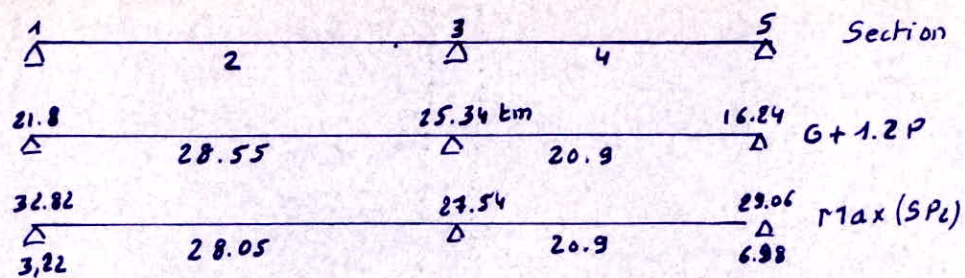
Demi portée $\frac{650}{2} = 325 \text{ cm}$. soit le nombre supérieur 4
 on aura selon la suite de caquot

$$4 + 4 \times 8 + 4 \times 9 + 4 \times 10 + 4 \times 11 + 4 \times 13 + 4 \times 16 + 1 \times 20 + 1 \times 33$$

$$4 + 32 + 36 + 40 + 44 + 52 + 64 + 20 + 33 = 3.25 \text{ m}$$

L'autre demi portée sera armée identiquement.

Niveau II



Les moments sous $G + 1,2P$ sont du même ordre de grandeur que pour le niveau précédent; on peut adopter les mêmes sections d'armatures que pour le niveau III. il y a des variations pour les sollicitations du second genre on doit calculer les armatures dues à ces moments et les comparer aux précédentes.

Comme précédemment à partir des formules déjà établies on a le tableau

Suivant : avec $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma'_b = 205.5 \text{ kg/cm}^2$

$\beta' = 0.11$ $b = 40 \text{ cm}$ $R = 45 \text{ cm}$

Sections	1	2	3	4	5		
M(km)	32.82	3.22	28.05	-2754	20.9	-2906	6.98
μ	0.1447	0.0242	0.1236	0.1214	0.0912	0.128	0.0307
K	17.05	79.34	21.50	21.76	26.25	21.02	51.14
μ'	0.2	—	—	—	—	—	—
ϵ	—	0.947	0.8630	0.8640	0.8788	0.8612	0.9244
K (μ')	20.4	—	—	—	—	—	—
$\bar{\sigma}_a = K\sigma'_b$	4200	—	—	—	—	—	—
$\alpha = \frac{15}{15+K}$	0.424	—	—	—	—	—	—
$y_1 = \alpha h$	19.08	—	—	—	—	—	—
σ'_a	2300	—	—	—	—	—	—
Fb	78420	—	—	—	—	—	—
A	20.17	1.79	17.2	16.88	12.46	17.85	3.99
A'	2.73	—	—	—	—	—	—

Les sections d'armatures sont :

$$\begin{aligned}
 A_1 &= 20.17 \text{ cm}^2 & A'_1 &= 2.73 \text{ cm}^2 \\
 A_2 &= 24 \text{ cm}^2 & A'_2 &= 8.36 \text{ cm}^2 \\
 A_3 &= 22.12 \text{ cm}^2 & A'_3 &= 4.07 \text{ cm}^2 \\
 A_4 &= 18.4 \text{ cm}^2 & A'_4 &= 0 \\
 A_5 &= 17.85 \text{ cm}^2 & A'_5 &= 3.99
 \end{aligned}$$

Sections finale à considerer :

$$\begin{aligned}
 A_i &= 2T25 + 4T20 = 22.38 \text{ cm}^2 & A'_1 &= 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2 \\
 A_2 &= 6T25 = 29.45 \text{ cm}^2 & A'_2 &= 3T20 + 2T16 = 15.45 \text{ cm}^2 \\
 A_3 &= 4T25 + 2T20 = 25.91 \text{ cm}^2 & A'_3 &= 3T20 = 9.42 \text{ cm}^2 \\
 A_4 &= 4T25 = 19.69 \text{ cm}^2 & A'_4 &= 2T20 = 2.26 \text{ cm}^2 \\
 A_5 &= 6T20 = 18.84 \text{ cm}^2 & A'_5 &= 2T16 = 4.02 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Verification des contraintes

Sections	1	2	3	4	5	6
M (E.m)	21.8	28.55	25.34	20.9	16.24	
A _i	25.37	44.9	39.96	21.89	22.86	
h _i	39.66	31.24	33.9	40.9	38	
\bar{w}_i	1.599	3.593	2.504	1.338	1.5039	
ϵ	0.8356	0.7897	0.8103	0.8453	0.8391	
α	0.4932	0.6309	0.5691	0.4641	0.4827	
γ_i	19.56	19.7	19.3	18.98	18.34	
K	19.5	19.3	19.97	20.56	21.8	
$\bar{\sigma}_a$	2570	2500	2660	2750	2210	
$\bar{\sigma}'_b$	131.8	129.5	133.2	133.7	101.4	
$\bar{\sigma}'_a$	1470.8	1452.6	1480	1477.5	1105.8	
$\bar{\sigma}_a$	2800	2800	2800	2800	2800	
$\bar{\sigma}_b$	137	134	137	137	137	

* Verifications

Condition de non fragilité

$$A \geq 0.69 \frac{bh \bar{\sigma}_b}{4120} \Rightarrow A \geq 0.69 \times 40 \times 45 \times \frac{5.9}{4120} = 1.78 \text{ cm}^2$$

Toutes Les sections sont superieures à 1.78 cm² securité assurée.

* Flèche comme Pour le niveau III

La 3^e condition $A < bh \frac{43}{\sigma_{en}}$ n'est pas verifiée.

2^e travée'

Toutes Les conditions sont verifiées inutile de justifier la flèche.

* Conditions aux appuis

béton c distance entre ru d'appui et origine de l'ancrage des armatures inferieures.

$$c = \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_{b_0}}$$

Appui ① $T = 23.34 \text{ t} \Rightarrow c = \frac{2 \times 23340}{40 \times 68.5} = 17 \text{ cm} < 50 \text{ cm} = b$

Appui ③ $T = 19.16 \Rightarrow c = \frac{2 \times 19160}{40 \times 68.5} = 14 \text{ cm} < 50 \text{ cm} = b$

Aciers : On verifie aux appuis ① ③ et ⑤

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{Z} \quad Z = 39.4 \text{ cm}$$

① $T = 19 \text{ t} \quad M = 1.79 \text{ tm}$
 $\frac{T+M}{Z} = \frac{19 + \frac{1.79}{0.394}}{39.4} = \frac{23543}{4200} = 5.6 \text{ cm}^2$

③ $T = 23.34 \text{ t} \quad M = -25.34 \text{ tm}$
 $\frac{T+M}{Z} = \frac{23.34 - \frac{25.34}{0.394}}{39.4} = 61.9 < 0$ Aciers Inf non necessaire

⑤ $T = 17.5 \text{ t} \quad M = 6.98 \text{ tm}$
 $\frac{T+M}{Z} = \frac{17.5 + \frac{6.98}{0.394}}{39.4} \Rightarrow A = 8.38 \text{ cm}^2$

Entraînement

$$\bar{\sigma}_d = 24d \bar{\sigma}_b = 17.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{p^2}$$

$$T = 23.34 \text{ t}$$

$$p = 6\pi\phi = 6 \times 3.14 \times 2.5 = 50.24 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{23340}{50.24 \times 39.4} = 11.79 < \bar{\sigma}_d = 17.7 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

* Armatures transversales

Les efforts étant presque identiques qu'au niveau III on peut adopter sans risque les mêmes espacements pour les armatures transversales.

C'est à dire

Travée de 7.50 m

$$2 [4 \times 4 \times 7 + 4 \times 8 + 4 \times 9 + 4 \times 10 + 4 \times 11 + 4 \times 13 + 4 \times 16 + 3 \times 25] = 7.50 \text{ m}$$

Travée de 6.50 m

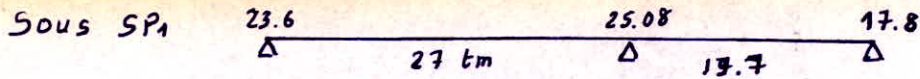
$$2 [4 + 4 \times 8 + 4 \times 9 + 4 \times 10 + 4 \times 11 + 4 \times 13 + 4 \times 16 + 1 \times 20 + 1 \times 33] = 6.50 \text{ m}$$

Niveau I

calcul des aciers sous SP2

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm} \quad \bar{\sigma}_b = 205.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Sections	1	2	3	4	5	
M (tm)	28.36	25.5	24.03	18.7	23.96	1.56
μ	0.1250	0.1124	0.1059	0.0824	0.1056	0.0069
K	21.34	22.90	23.82	28.03	23.88	118
\bar{K}	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4
E	0.8624	0.8681	0.8712	0.8838	0.8714	0.9624
A	17.39	15.54	14.59	11.19	14.54	0.85



Sections	1	2	3	4	5
M (t.m)	23.6	27	25.08	19.7	17.8
μ	0.1560	0.1786	0.1658	0.1303	0.1177
κ	18.38	16.73	17.6	20.8	22.24
$\bar{\kappa}$	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4
μ'	0.212	0.243	0.226	—	—
ϵ	—	—	—	0.8602	0.8657
$\kappa \text{ si } (\mu' \neq 0)$	20.4	20.4	20.4	—	—
$\bar{\sigma}_a$	2800	2800	2800	—	—
α	0.424	0.424	0.424	—	—
y_1	19.08	19.08	19.08	—	—
$\bar{\sigma}'_a$	1520	1520	1520	—	—
F_b	52280	52280	52280	—	—
A	21.7	24.74	23.03	18.17	16.33
A'	5.57	11.17	8.02	—	—

$$\delta' = \frac{b}{h} = \frac{5}{45} = 0.11$$

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

$$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Les Sections d'aciers à prendre en compte :

$A_1 = 4T20 + 2T25 = 22.38 \text{ cm}^2$	$A'_1 = 3T16 = 6.03 \text{ cm}^2$
$A_2 = 6T25 = 29.45 \text{ cm}^2$	$A'_2 = 4T20 = 12.56 \text{ cm}^2$
$A_3 = 4T25 + 2T20 = 25.91 \text{ cm}^2$	$A'_3 = 3T20 = 9.42 \text{ cm}^2$
$A_4 = 4T25 = 19.63 \text{ cm}^2$	$A'_4 = 0$
$A_5 = 6T20 = 18.84 \text{ cm}^2$	$A'_5 = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$

* Condition non fragilité

$$A \geq 0.69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{4120} = 0.69 \times \frac{40 \times 45}{4120} = 1.78 \text{ cm}^2 \quad \text{verifiée}$$

* Conditions aux appuis :

beton

$$c \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_{b_0}}$$

appui 1 $T = 21.94t$ $c \geq \frac{2 \cdot 21940}{40 \cdot 68.5} = 16$ soit $c = 20 < 50 \text{ cm}^2$

appui 5 $T = 18.68t$ $c \geq \frac{2 \cdot 18680}{40 \cdot 68.5} = 13.6$ soit $c = 15 < 50$

Aciers :

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

appui 1 $T = 21.94t$ $M = -23.60tm$ $T + \frac{M}{Z} = 21.94 - \frac{23.6}{0.394} < 0$ acier inférieures non nécessaires

appui 3 $T = 22.31t$ $M = -25.08$ $T + \frac{M}{Z} < 0$ aciers inférieures non nécessaires

appui 5 $T = 1.56t$ $M = 9tm$ $T + \frac{M}{Z} = 9 + \frac{1.56}{0.394} = 12.96t \Rightarrow A = \frac{12960}{4200} = 3.08 \text{ cm}^2$

* Condition d'entraînement

$$\bar{z}_d = \frac{T}{P_3}$$

$P = 6\pi\phi = 6\pi \times 2,5$
 $\bar{z} = \frac{7}{8} R = 22.31t$ $\Rightarrow \bar{z}_d = \frac{22310}{47,1 \times 39.4} = 12.02 \text{ kg/cm}^2 < \bar{z}_d = 17.7 \text{ kg/cm}^2$

Armatures transversales

On adopte Les mêmes espacements que pour les niveaux III et II

Traveé 7.50m

$$2 [4 + 4 \times 7 + 4 \times 8 + 4 \times 9 + 4 \times 10 + 4 \times 13 + 4 \times 16 + 3 \times 25] = 7.50 \text{ m}$$

Traveé 6.50m

$$2 [4 + 4 \times 8 + 4 \times 9 + 4 \times 10 + 4 \times 11 + 4 \times 13 + 4 \times 16 + 1 \times 20 + 1.33] = 6.50 \text{ m}$$

Calculons la pèche Pour la travée de 7.50 m

$$\Delta f_c = f_{g00} - f_{j0} + f_{g0} - f_{g0}$$

$$f = \frac{\pi D^2}{10 \cdot EI}$$

beton dosé à $350 \text{ Kg/m}^3 \Rightarrow \sigma_{28} = 270 \text{ bars}$

$$\bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ Kg/cm}^2$$

charges

cloisons 75 Kg/m^2

revêtements 102 Kg/m^2

Surcharges 500 Kg/m^2

1) charges et moments

Plancher	$3.6 \times 400 =$	1440 Kg/m
poids propre	$0.4 \times 0.5 \times 2500 =$	500 Kg/m
cloisons	$3.6 \times 75 =$	270 Kg/m
	$\downarrow =$	2210 Kg/m

revêtement	$3.6 \times 102 =$	370 Kg/m
	$g =$	2580 Kg/m

Surcharges	$500 \times 3.6 =$	1800 Kg/m
	$q =$	4380 Kg/m

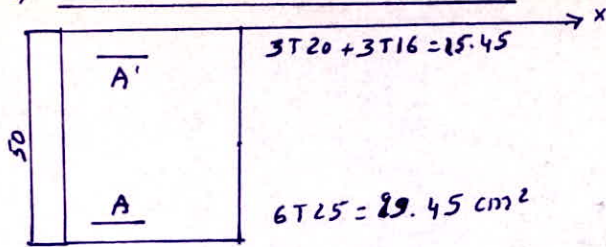
On peut prendre $M_k = 0.75 M_0$ pour simplifier les calculs; nous sommes d'ailleurs très sécuritaire.

$$M_j = 0.75 \times 2210 \times \frac{(7.5)^2}{8} = 11.7 \text{ t m}$$

$$M_g = 0.75 \times 2580 \times \frac{(7.5)^2}{8} = 13.6 \text{ t m}$$

$$M_q = 0.75 \times 4380 \times \frac{(7.5)^2}{8} = 23 \text{ t m}$$

2) Inertie totale de La Section



béton dimension $40 \times 50 = 2000 \text{ cm}^2 = B_0$

$$\frac{ht}{2} = \frac{50}{2} = 25 \Rightarrow S = \frac{bh^2}{2} = \frac{40 \times 50^2}{2} = 50.000 \text{ cm}^3$$

$$I = \frac{bh^3}{3} = \frac{40 \times 50^3}{12} = 1666666 \text{ cm}^4$$

aciers

$$nA = 29.45 \times 15 = 441.75$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$S = nA h = 16963 \text{ cm}^3$$

$$I = S h = 763324 \text{ cm}^4$$

$$nA' = 15 \times 15.45 = 231.75$$

$$h_r = 5 \text{ cm}$$

$$S = A' h_r = 1158.8 \text{ cm}^3$$

$$I = S h_r = 5794 \text{ cm}^4$$

moment d'inertie total :

$$I = 1666666 + 763324 + 5794 = 2435784 \text{ cm}^4$$

moment statique total :

$$S = 50.000 + 1159 + 16963 = 68122 \text{ cm}^3$$

Distance par rapport au Cdg de la section

$$S = v B \Rightarrow v = \frac{S}{B} = \frac{68122}{2673.6} = 25.5 \text{ cm}$$

B étant la section homogénéisée $B = B_0 + n(A + A') = 2673.5 \text{ cm}^2$

moment d'inertie total par rapport au Cde gravité

$$I_t = I - S v = 2435784 - 68122 \times 25.5 = 698673$$

3) Calcul de λ et μ

Pour tenir compte de l'existence des fissures éventuelles dans les zones tendues on substitue dans les calculs au mt d'inertie total de la section rendue homogène, le mt d'inertie I_f défini par la relation :

$$I_f = \frac{I_t}{1 + \lambda \mu}$$

Calcul de λ

a) Pour les charges de faible durée d'application

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72(2+3\frac{b_0}{b})\bar{\omega}} \quad \bar{\omega} = \frac{A}{bh} = \frac{29.45}{40 \times 50} = 0.014$$

$$\lambda_i = \frac{5.8}{72(2+3) \times 0.014} = 1.15$$

b) Pour les charges de longue durée d'application:

$$\lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180(2+3\frac{b_0}{b})\bar{\omega}} = \frac{5.8}{180 \times 5 \times 0.014} = 0.46$$

Calcul de μ

$$\mu = 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{4\bar{\omega}\bar{\sigma}_a + 3\bar{\sigma}_b} \quad \text{si } \mu > 0 \quad ; \quad \mu = 0 \quad \text{si } \mu < 0$$

: Pour la charge $j = 2210 \text{ Kg/m}$

$$\bar{\sigma}_a = 1134$$

$$\mu_j = 1 - \frac{5 \times 5.8}{4 \times 0.014 \times 1134 + 3 \times 5.8} = 0.64$$

• Pour la charge $g = 5580 \text{ Kg/m} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 1320 \text{ Kg/cm}^2$

$$\mu_g = 1 - \frac{5 \times 5.8}{4 \times 0.014 \times 1320 + 3 \times 5.8} = 0.68$$

- Pour la charge $q = 4380 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a = 2240 \Rightarrow \mu_q = 0.796$ 4) Calcul des modules de déformations longitudinale : art 9.61 CCBA68

$$E_v (\text{longue durée}) = 7000 \sqrt{\sigma_j} = 7000 \sqrt{1.2 \sigma_{is}} = 126000 \text{ bars}$$

$$E_i (\text{Instantané}) = 3E_v = 378000 \text{ bars}$$

6) Calcul des flèches:

$$I_{fv} = \frac{I_t}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{698673}{1 + 0.46 \times 0.68} = 532201$$

$$f_{g\infty} = \frac{\gamma_g l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{13.6 \cdot 10^5 \times (7.50)^2}{10 \cdot 126.000 \times 532201} = 1.14$$

$$f_{g\infty} = 1.14$$

 $f_{g\infty}$: flèche due aux charges permanentes appliquées

- calcul de la flèche due aux charges permanentes appliqués au moment de la mise en œuvre des cloisons : f_{j0}

$$I_{pi} = \frac{I_t}{1 + \alpha_i \mu_j} = \frac{698673}{1 + 1.15 \cdot 0.64} \quad 402461.4$$

$$f_{j0} = \frac{\pi j p^2}{10^6 \epsilon_i I_{pi}} = \frac{1170000 (7.50)^2}{10.378000 \times 402461.4} = 0.43 \text{ cm}$$

- Calcul de f_{g0} : flèche due à l'ensemble des charges permanentes :

$$I_{pi} = \frac{I_t}{1 + \alpha_i \mu_g} = \frac{698673}{1 + 1.15 \cdot 0.68} \quad 392072.4$$

$$f_{g0} = \frac{\pi g p^2}{10^6 \epsilon_i I_{pi}} = \frac{1360000 (7.50)^2}{10.378.000 \times 392072.4} = 0.52 \text{ cm}$$

- Calcul de f_{q0} : flèche due à l'ensemble charge permanente et surcharges appliquées à l'élément considéré.

$$I_{pi} = \frac{I_t}{1 + \alpha_i \mu_q} = \frac{698673}{1 + 1.15 \cdot 0.796} \quad 364766$$

$$f_{q0} = \frac{\pi q_0 p^2}{10^6 \epsilon_i I_{pi}} = \frac{23.10^5 \times (7.50)^2}{10.378000 \times 364766} = 0.94 \text{ cm}$$

- Calcul de la flèche nuisible :

$$\Delta f_t = f_{g\infty} - f_{j0} + f_{q0} - f_{g0} \\ = 1.14 - 0.43 + 0.94 - 0.52 = 1.13 \text{ cm}$$

Valeur admissibles de Δf_t

cette part de flèche totale ne doit pas dépasser pour les éléments supportant des murs de cloisons, des revêtements fragiles ou des poteaux les valeurs :

$$\frac{l}{500} \quad \text{si } l \leq 5 \text{ m}$$

$$\frac{l}{1000} + 0.5 \quad \text{si } l > 5 \text{ m}$$

- Nous sommes dans le 2^e cas $l = 7.50 \text{ m}$

$$\overline{\Delta f_t} = \frac{750}{1000} + 0.5 = 1.25 \text{ cm} > \Delta f_t = 1.13 \text{ cm}$$

N.B. L'attention est attirée sur le caractère aléatoire du processus de déformation des poutres qui est étroitement lié à la formation et au développement des fissures, non seulement dans l'élément envisagé mais dans les éléments voisins qui n'ont pas été pris en compte dans l'estimation de la résistance mais qui peuvent concourir au renforcement de la rigidité de l'ensemble.

En conséquence, il serait vain de rechercher une identité entre la flèche calculée et la flèche Δ_{ft} mesurée en œuvre.

La méthode de vérification utilisée ne constitue donc qu'un ensemble d'opérations ayant pour but de s'assurer qu'en fonction des paramètres essentiels de la déformation, la structure présente une rigidité acceptable en regard des fonctions qu'elle doit remplir.

B. Ferraillage des poteaux:

Les poteaux seront calculés en flexion composée car on a un effort N chaque poteau est soumis à quatre moments, 2 en tête et 2 en pied. On peut être amené à calculer pour chaque moment une section d'acier mais pour éviter les risques d'erreurs, on calculera les armatures avec le moment maximal et on disposera les armatures symétriquement par rapport au centre de gravité de la section de béton.

Rappelons que les efforts normaux revenant aux poteaux résultent

- des efforts tranchants des poutres qui sont en même temps des efforts normaux dans les poteaux.
- de leurs poids propres

Dans les calculs des poteaux, les efforts normaux sont cumulés (descente de charges)

Les moments et les efforts normaux ^{ont été} établis précédemment dans des tableaux sous les différentes combinaisons.

Les armatures finales à prendre en compte seront les maximums entre les sections calculées sous $G + 1.2P$ et les sections calculées sous SP_2 car la combinaison $G + 1.2P$ peut donner une section d'armature maximale.

Méthodes utilisées Pour le Calcul

Formules utilisées pour le calcul en flexion composée

Soient N : effort de compression au c de gravité du béton seul

M : moment flechissant au c de gravité du béton seul

$e_0 = \frac{M}{N}$ centre de pression

$e_1 = \frac{ht}{6}$ noyau central

Deux Cas peuvent se présenter :

1^{er} cas $e_0 > e_1$ Section partiellement comprimée et tendue

2^e cas $e_0 < e_1$ Section entièrement comprimée.

1.º) Section Partiellement comprimée et tendue $e_0 > e_1$

a) section ne comportant que des armatures tendues

Pour déterminer les armatures d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée, dans le cas où cette section est partiellement comprimée et ne comporte que des armatures tendues, nous rechercherons les armatures A_1 d'une section rectangulaire de même dimensions que la section donnée et soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif $M_{a,t}$ égale au moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité des armatures tendues. Les contraintes dans les 2 sections sont les mêmes, les armatures comprimées sont identiques et les armatures tendues sont données par

$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$ (N effort de compression)

La condition pour que la section ne possède pas d'armatures comprimées est que la section fictive n'en possède pas donc $K > \bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b}$ avec K obtenu en calculant $\mu = \frac{N M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} \rightarrow$ tableau K et E

Si $K > \bar{K} \Rightarrow A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h}$ et $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$ $N > 0$ compression
 $N < 0$ traction

b) Section comporte des armatures comprimées :

$K < \bar{K}$ (En considérant la flexion simple on tire K)

notations

M_{ac} moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité des aciers comprimés.

M_{at} moment des forces extérieures par rapport au C.d.g des aciers tendus

$$\mu'_1 = \frac{M_{at}}{\bar{\sigma}_b' b h^2} \quad \mu'_2 = \frac{M_{ac}}{\bar{\sigma}_b' b h^2} \quad \bar{w}' = \frac{100 A'}{b h} \quad w = \frac{100 A}{b h}$$

$$\delta' = \frac{d'}{h} \quad K = \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}_b} \quad \alpha = \frac{15}{15 + K}$$

On recherchera la valeur de K qui donne $A + A'$ minimum

$A + A'$ minimum $\Rightarrow \bar{w} + \bar{w}'$ minimum.

Cette valeur de K est fonction de μ'_1 , μ'_2 , δ' et α

Les valeurs sont consignées dans 1 abaque (charon)

Si $K < \bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b'}$ on retiendra cette valeur de K pour le calcul

Si $K > \bar{K}$ On prendra $K = \bar{K}$

K étant connu, on calculera \bar{w}' et \bar{w} à l'aide du tableau 5 Page 52

$$\bar{w}' = \frac{\mu'_1 - \mu'_0}{f}$$

Valeurs de μ'_0 , f , g sont fonction de K et δ'

$$\bar{w} = \frac{100(\mu'_2 - g)}{K(1 - \delta')}$$

nous aurons pour les valeurs des armatures

$$A' = \frac{\bar{w}' b h}{100}$$

$$A = \frac{\bar{w} b h}{100}$$

La Contrainte des armatures comprimées

$$\sigma_a' = n \left[1 - \left(1 + \frac{K}{15} \right) \delta' \right] \bar{\sigma}_b$$

2. Section entièrement comprimée $e_0 < e_1$

La Section doit être armée symétriquement

Soit A' La valeur commune des armatures comprimées $A'_1 = A'_2 = A'$

Étant donné qu'il n'existe pas de béton tendu nous pouvons appliquer les formules classiques de résistance des matériaux à la section homogénéisée. Nous aurons alors pour la contrainte en un point situé

à la distance v du centre de gravité $\sigma' = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I}$

Soit pour la contrainte sur la fibre la + comprimée:

$$\sigma'_{1b} = \frac{N}{bht + 2nA'} + \frac{M_G h t/2}{I}$$

M_G : moment des forces extérieures par rapport à G centre de gravité de la section homogénéisée, centre de gravité qui coïncide avec le centre de gravité des rectangle car aciers symétriques.

I moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au c.d.g G

$$I = \frac{bh^3}{12} + 2nA' (0.5 - \delta' t)^2 h t$$

Le béton est fortement comprimé nous avons intérêt à prendre au pt de vue économique $\sigma'_{1b} = \bar{\sigma}_b$

Posons

$$\frac{N}{\sigma'_b bht} = P \quad ; \quad \frac{M_G}{N} = e \quad ; \quad \frac{6eP}{ht} = \gamma \quad ; \quad 12(0.5 - \delta' t)^2 = \epsilon$$

$$\frac{2nA'}{bht} = u \quad ; \quad \epsilon = \frac{1-P-\gamma}{\epsilon} \quad ; \quad D = 0.5 \left[1 - P + \frac{\gamma}{3} + \epsilon \right]$$

e, b, h sont en cm ; N en kg ; σ'_b en kg/cm^2 ; A' en cm^2

avec ces notations la formule

$$\sigma'_b = \frac{N}{bht + 2nA'} + \frac{M_G h t/2}{I} \quad \text{devient} \quad u^2 + 2D + C = 0 \Rightarrow \text{d'où}$$

racine à retenir de cette équation du 2^e degré $u = -D + \sqrt{D^2 - C}$

$$\Rightarrow A' = \frac{u bht}{2n} \quad A' > 0$$

• Formules utilisées en compression Simple

Détermination Des armatures Longitudinales:

$$① A \geq \frac{N' - B' \sigma'_{b0}}{n \sigma'_{b0}} \Leftrightarrow \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \text{ avec } \sigma'_b = \frac{N'}{B' + nA}$$

$$② A_{min} \geq \frac{1.25 \theta_1 \theta_2 \theta_3 N'}{1000 \bar{\sigma}'_{b0}}$$

$$③ \frac{A}{B} \leq 5\% \Rightarrow A < \frac{B}{20}$$

θ_1 dépend de la situation du poteau.

$$\theta_1 = 1,8 \quad \text{poteau d'angle}$$

$$\theta_1 = 1,4 \quad \text{poteau de rive}$$

$$\theta_1 = 1 \quad \text{autres poteaux}$$

θ_2 dépend de la susceptibilité vis à vis au flambement.

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - l_c}$$

θ_3 dépend de la nuance des aciers longitudinaux:

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{f_{en}(\text{bars})}$$

Évaluation de la longueur Critique l_c art 53.23 CCBA 68

Les poteaux sont soit encastrés dans 1 massif de fondation, soit assemblés à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que les poteaux dans le sens considéré et les traversants de part et d'autre.

Portique longitudinal

$$l_{c1} = 0,7 l_{o1} = 0,7 \times 1,20 = 0,84 \text{ m} < 14,4 a = 14,4 \times 0,4 = 5,76 \text{ m}$$

$$l_c = 0,9 l_{o2} = 0,9 \times 3,45 = 3,10 \text{ m} < 5,76 \text{ m}$$

Portique Transversal

$$l_c = 0,7 l_o = 0,7 \times 3,45 = 2,42 \text{ m}$$

$$l_c = 0,7 l_{o1} = 0,7 \times 1,20 = 0,84 \text{ m}$$

* Calcul de la contrainte admissible en flexion composée

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \delta \gamma \epsilon \sigma_{ts}$$

$\alpha = 1$ béton dose à 350 Kg/m³ ciment CPA 325

$\beta = \frac{5}{6}$ contrôle atténué

$\gamma = 1$ fonction des épaisseurs relatives

$\epsilon = 1$ section rectangulaires armées symétriquement

$$\sigma_{ts} = 270 \text{ bars} = 275.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta = \min \left[0,6 ; 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_i} \right) \right] \text{ depend de la nature de la sollicitation}$$

Sous S_{p2} $\bar{\sigma}_b = 1,5 \bar{\sigma}'_b$ (premier genre)

Pour chaque section en flexion composée on calculera un $\bar{\sigma}_b$ qui dépend de δ .

Tableaux des moments maximaux avec les efforts normaux correspondants

Ces moments sont tirés des tableaux de La Page

1. PORTIQUE LONGITUDINAL

Files	Poteaux	mt Max sous S_{p1}	Effort normal correspondant	mt Max sous S_{p2}	Effort normal correspondant M
A	1-4	4.75 tm	12.82	10.58	13.97
	4-7	4.64	32.5	14.01	33.57
	7-10	4.42	52.22	16.08	55.94
	10-13	8.05	71.98	10.9	75.62
B	2-5	0.04	27.93	8.13	23.58
	5-8	—	68.7	13.64	49.65
	8-11	—	109.95	16.4	83.32
	11-14	—	150.43	6.94	111.77
C	3-6	—	26.04	7.88	23.56
	6-9	—	66.68	13.64	50.5
	9-12	—	107.32	16.4	77.64
	12-15	—	145.54	6.94	102.36

Calcul du pourcentage minimum d'armatures:

$$2AL \geq 1.25 \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3 \frac{N}{\sigma_b}$$

Le portique considéré est un portique central donc on a uniquement des poteaux de rive et des poteaux intérieurs.

$$\sigma_1 = 1,4 \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 1$$

Poteaux du vide sanitaire (dernier niveau) on a

$$L_c = 0,7 \times 1,20 = 0,84 \text{ m} \Rightarrow \sigma_3 = 1 + \frac{84}{4 \times 40 - 2 \times 2} = 1,54$$

Poteaux intérieurs

$$L_c = 0,9 \times 3,45 = 3,10 \Rightarrow \sigma_3 = 1 + \frac{310}{40 \times 4 \times 4} = 2,29$$

calcul de σ_3

$$\sigma_3 = 1 + \frac{2160}{4120} = 1,52$$

Les poteaux sont armés symétriquement donc:

$$\Rightarrow 2AL \geq \frac{1,25}{1000} \cdot 1,4 \times 2,29 \times 1,52 \frac{N'}{68,5} = 1,16 \cdot 10^{-4} N' \quad \text{Pour les poteaux de rive au dessus du v.}$$

$$2AL \geq \frac{1,25}{1000} \cdot 1,4 \times 1,54 \times 1,52 \frac{N'}{68,5} = 5,98 \cdot 10^{-5} N' \quad \text{Pour les poteaux de rive du vide Sanitaire}$$

* Poteaux intérieurs au dessus du vide Sanitaire

$$2AL \geq \frac{1,25}{1000} \times 1 \times 2,29 \times 1,52 \frac{N'}{68,5} = 8,29 \cdot 10^{-5} N'$$

* Poteaux Intérieurs du vide Sanitaire

$$2AL \geq \frac{1,25}{1000} \cdot 1 \cdot 1,54 \times 1,52 \frac{N'}{68,5} = 4,27 \cdot 10^{-5} N'$$

Toutes les notes de calcul qui suivent seront consignées dans des tableaux.

d'où Tableau récapitulatif

Files	Poteaux	Effort N'	Almin
A	1-4	12.82	0.75
	4-7	32.5	1.89
	7-10	52.22	3.03
	10-13	71.98	2.15
B	2-5	27.43	1.14
	5-8	68.70	2.85
	8-11	109.95	4.56
	11-14	150.43	3.21
C	3-6	26.04	1.08
	6-9	66.68	2.77
	9-12	107.32	4.45
	12-15	145.54	3.11

CALCUL D'armatures sous SP1

Nature Des Sections : $e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{40}{6} = 6.7 \text{ cm}$

File	A				B				C			
Poteaux	1-4	4-7	7-10	10-13	2-5	5-8	8-11	11-14	3-6	6-9	9-12	12-15
M _{bm}	4.75	4.64	4.42	8.05	0.04	-	-	-	-	-	-	-
N _E	12.82	32.5	52.22	71.98	27.43	68.7	109.95	150.43	26.04	66.68	107.32	145.54
$e_0 = \frac{M}{N}$	37.1	14.3	8.5	11.2	0.15	-	-	-	-	-	-	-
$\bar{\sigma}_b$	137	118	98	107	69	68.5	68.5	68.5	68.5	68.5	68.5	68.5
$e_0 > e_1 \Rightarrow$ Sections Partiellement comprimées et tendues						Poteaux travaillant à la Compression Simple						

Ferraillage des poteaux de la File A

Toutes les sections sont partiellement comprimées, on applique les méthodes exposées dans les pages précédentes, nous faisons un calcul détaillé puis les résultats sont consignés dans un tableau.

Ex Calcul du poteau 1-4.

$$M = 4.75 \text{ t.m}$$

$$N = 12.82 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4.75 \cdot 10^2}{12.82} = 37.1 \text{ cm} > e_1 = \frac{h}{6} = 6.7 \text{ cm} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée et tendue}$$

on calcule la section en flexion simple

on détermine une section A_1 armatures tendues sous M_{at}

et la section d'armatures en flexion composée: $A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a}$

M_{at} : moment par rapport aux aciers tendus:

$$M_{at} = N + \left(\frac{h}{2} - d\right)N = 4.75 + (20 - 4) \cdot 12.82 = 6.80 \text{ t.m}$$

M_{ac} moment par rapport aux aciers comprimés:

$$M_{ac} = M - N \left(\frac{h}{2} - d\right) = 4.75 - (0.16) \cdot 12.82 = 2.70$$

$$\text{calcul de } \mu = \frac{n M_{at}}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 6.80 \cdot 10^5}{2800 \times 50 \times 36^2} = 0.0562 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} K = 35.61 \\ \epsilon = 0.9012 \end{cases}$$

$$K > \bar{K} = \frac{\sigma_a}{\sigma_b} = 20.4 \Rightarrow \text{armatures comprimées nulles}$$

$$A_1 = \frac{M_{at}}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{6.80 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0.9012 \times 36} = 7.49 \text{ cm}^2$$

armatures dues à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} = 7.49 - \frac{12820}{2800} = 2.91 \text{ cm}^2$$

Dressons des tableaux

Calcul des poteaux de la file A sous SP2 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $\delta = 0.11 = \frac{d}{h} = \frac{4}{36}$

Poteaux	1-4	4-7	7-10	10-13
M	4.75	4.64	4.42	8.05
N	12.82	32.5	52.22	71.98
e_0	37.1	14.3	8.5	11.2
$\bar{\sigma}_b$	137	118	98	107
$M_{at} \text{ km}$	6.80	9.84	12.77	19.56
M_{ac}	2.70	-0.56	-3.94	-3.47
μ	0.0562	0.0811	0.1056	0.1617
K	35.61	28.3	23.88	17.90
\bar{K}	20.4	23.7	28.6	26.17
E	0.9012	0.8845	—	—
μ'_1	—	—	0.201	0.282
μ'_2	—	—	-0.062	-0.05
K	—	—	6.25	7
\bar{w}'	—	—	-0.612	+0.166
\bar{w}	—	—	-0.316	-0.16
A_1	7.49	11.04	—	—
A	2.91	-0.57	-5.72	-2.90
A'_1	—	—	-11	+8.99
Amin	0.75	1.89	3.03	2.15
A réelle = max	2.91	1.89	3.03	2.15

avec

$$M_{at} = M + N \left(\frac{ht}{2} - d \right) \quad M_{ac} = M - N \left(\frac{ht}{2} - d' \right) \quad \mu = \frac{N M_{at}}{\bar{\sigma}_a b h^2}$$

$$\delta' = \frac{d'}{h} \quad \mu'_1 = \frac{M_{at}}{\bar{\sigma}_b b h^2} \quad \mu'_2 = \frac{M_{ac}}{\bar{\sigma}_b b h^2} \quad ; \quad \bar{w}' = \frac{\mu'_1 - \mu'_2}{f}$$

$$\bar{w} = \frac{100 (\mu'_2 + g)}{k (1 - \delta')} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{\bar{w} b h}{100} \quad A' = \frac{w' b h}{100}$$

File B sous SP1

Le poteau 2-5 est calculé en flexion composée $r_1 = 0.04 \text{ km}$ $\bar{N} = 27.43 \text{ t}$
 Les autres poteaux sont calculés en compression simple car $r_1 = 0$

Poteau 2-5

$r_1 = 0.04 \text{ km}$

$\bar{N} = 27.43 \text{ t}$

$e_0 = \frac{r_1}{N} = \frac{0.04}{27.43} = 0.14 < e_1 = 5.7 \text{ cm} \Rightarrow$ Sections entièrement comprimées.

calcul de $\bar{\sigma}'_b$

$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \gamma \cdot \delta \cdot E \cdot \sigma'_{cs}$

$\delta = 0.30 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) = 0.30 \left(1 + \frac{0.14}{3 \cdot \frac{40}{6}} \right) = 0.3081$

$\Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 1 \times \frac{5}{6} + 1 + 0.3081 \times 270 \times 1.02 = 69.3 \text{ kg/cm}^2$

calcul de

$\rho = \frac{M}{\bar{\sigma}'_b b h^2} = \frac{27.43 \cdot 10^3}{69.3 \cdot 50 \times 40} = 0.20$; $\frac{\pi e_0}{N} = e = 0.14$

$\gamma = \frac{6e\rho}{h^2} = \frac{6 \times 0.14 \times 0.2}{40} = 0.0042$; $E = 12(0.5 - 2e)^2 = 12(0.5 - 0.1)^2 = 1.92$

$c = \frac{1 - \rho - \gamma}{E} = \frac{1 - 0.2 - 0.0042}{1.92} = 0.41$; $D = 0.5 \left[1 - 0.2 + \frac{0.2}{1.92} + 0.41 \right] = 0.66$

$\Rightarrow u = -0.66 + \sqrt{0.66 - 0.41} = -0.50 \Rightarrow A' = \frac{-0.5 \cdot 50 \times 40}{30} = -33.33 \text{ cm}^2$

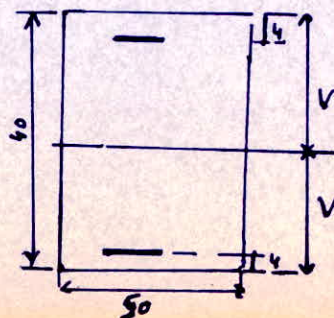
La section trouvée est négative \Rightarrow on prendra $A' = A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$

Vérifions qu'avec cette section on a $0 < \sigma'_1, \sigma'_2 < \bar{\sigma}'_b$

En appliquant les formules d'RDR pour une section armée symétriquement

$\sigma'_1 = \frac{N}{B} + \frac{M V}{I}$

$\sigma'_2 = \frac{N}{B} - \frac{M V'}{I}$



$V = V' = 20 \text{ cm}$

$$B = bht + 2nA' = 40 \times 50 + 2 \times 15(1.14) = 2034,2 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{bht^3}{12} + 2nA' \left(\frac{ht}{2} - d' \right)^2 = \frac{50 \times 40^3}{12} + 30 \times 1.14 (20-4)^2 = 275422 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_1 = \frac{27,43 \cdot 10^3}{2034,2} + \frac{0,04 \cdot 10^5 \times 20}{275422} = 13,771 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_2 = \frac{27,43 \cdot 10^3}{2034,2} - \frac{0,04 \cdot 10^5 \times 20}{275422} = 13,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0 < \sigma_1, \sigma_2 < \bar{\sigma}_b = 69,3 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Verifiée'}$$

File B suite : Ces poteaux sont calculés en compression simple $\bar{\sigma}_{b0} = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$

Poteaux	5-8	8-11	11-14
N (t)	68.7	109.95	150.43
A ₁ (cm ²)	-66,47	-26.32	+13.07
A ₂	100	100	100
A _{min}	5.69	9.11	6.42
A _{max}	5.69	9.11	13.07

$$\textcircled{1} A_1 = \frac{1}{n} \left(\frac{N}{\sigma_{b0}} - B \right)$$

$$A_2 \leq \frac{B}{2}$$

$$\textcircled{2} A_{min} \geq 1.25 \frac{\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3}{1000} \frac{N}{\sigma_b}$$

$$A_{finale} = \text{Max}(\textcircled{1} \text{ et } \textcircled{2})$$

Nota: La section A_{max} est la section totale d'armature à répartir dans toute la section de béton.

File C Sous SP_a

Les poteaux de cette file sont calculés en compression simple comme la File B

Poteaux	3-6	6-9	9-12	12-15
N (t)	26.04	66.68	107.32	145.54
A ₁ (cm ²)	-108	-68.44	-28.9	8.31
A ₂	100	100	100	100
A _{min}	2,16	5.53	8.89	6.81
A _{max}	2.16	5.53	8.89	8.31

• même nota que précédemment.

Calcul des fibres de poteaux sous SP_2 :

Toutes les fibres de poteaux seront calculées en flexion composée

Fibre A

$\sigma_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ $e_1 = \frac{h_t}{6} = 6,7 \text{ cm}$
 $b = 50 \text{ cm}$ $h_t = 40 \text{ cm} \rightarrow R = 36 \text{ cm}$

Poteaux	1-4	4-7	7-10	10-13
l_1 (km)	10,58	14,01	16,08	10,9
N (t)	13,97	33,57	55,94	75,62
e_0 (cm)	76	42	29	14,4
$\bar{\sigma}_b$ Kg/cm^2	205,5	205,5	205,5	178
$\text{Nat } t_m$	12,8	19,38	25,03	23
$\text{Nac} (t_m)$	8,34	8,64	7,13	-1,2
μ	0,0705	0,1068	0,1379	0,1267
K	30,96	23,7	19,98	21,15
\bar{K}	20,4	20,4	20,4	23,6
E	0,8912	0,8708	-	-
μ'_1	-	-	0,1000	0,199
μ'_2	-	-	0,0535	-0,0104
$K(\mu'_1, \mu'_2)$	-	-	15	10
\bar{w}	-	-	0,507	0,126
\bar{w}'	-	-	-0,195	-0,376
A_1	9,5	14,7	-	-
A	6,17	6,72	9,12	3,35
A'	-	-	-3,51	-6,76
A_{min}	0,75	1,89	3,03	2,15
A_{finale}	6,17	6,72	9,12	3,35

$e_0 > e_1$ toutes les sections sont partiellement comprimées et tendues

$A_1 = \frac{Nat}{\sigma_a e_1 h}$

$A = A_2 - \frac{N}{\sigma_a}$ qd $K > \bar{K}$

$A = \frac{\bar{w} b h}{100}$

$A' = \frac{\bar{w}' b h}{100}$ quand $K < \bar{K}$

File B Sous SP2 $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Poteaux	2-5	5-8	8-11
M (tm)	8.13	13.64	16.4
N (t)	23.58	49.65	83.32
e (cm)	34	27	19.6
$\bar{\sigma}'_b$	205,5	205,5	204,5
M _{at}	11.90	21.58	29.73
M _{ac}	4.36	5.70	3.07
μ	0.0448	0.075	0.090
K	40.93	29.72	26.46
\bar{K}	20.4	20.4	20.6
E	0.9106	0.8882	0.8794
A ₁	8.64	16.07	22.36
A	3.03	4.85	2.52
A _{min}	1.14	2.85	4.56
A _{finale} cm ²	3.03	4.85	4.56

$e_0 > e_1 \rightarrow$ sections partiellement comprimées

Poteau 11-14 file B :

$$M = 6.94 \text{ tm} \quad \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$N = 111.77 \text{ t}$$

$$e = \frac{6.94}{111.77} = 6.2 < 6.7 = e_1 \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$P = \frac{N}{\sigma_b b h t} = \frac{111.77 \cdot 10^3}{135 \times 50 \times 40} = 0.414 \quad ; \quad V = \frac{6eT}{ht} = \frac{6 \times 6.2 \times 0.414}{40} = 0.39$$

$$E = 18(0.5 - 2e)^2 = 18(0.5 - 0.1)^2 = 1.92 \quad ; \quad C = \frac{1 - P - V}{E} = 0.102$$

$$D = \left[1 - P + \frac{P}{E} + C \right] \times 0.5 = 0.452 \quad ; \quad u = -D + \sqrt{D^2 - C} = -0.13$$

d'où

$$A = A' = \frac{\mu b h t}{2u} = \frac{-0.13 \times 50 \times 40}{30} = -8.66 \text{ cm}^2 \text{ or prendra donc } \underline{\underline{A_{min} = 3.21 \text{ cm}^2}}$$

File C $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ $\bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$

Poteaux	3-6	6-9	9-12
M (cm)	7.88	13.64	16.40
N (t)	23.56	50.5	77.64
e_0 (cm)	33.4	27	21
Pat (m)	11.65	21.72	28.82
Pat (cm)	4.11	5.56	4
μ	0.0642	0.1197	0.1588
K	32.8	21.98	18.14
\bar{K}	20.4	20.4	20.4
E	0.9954	0.8648	—
μ'_1	—	—	0.216
μ'_2	—	—	0.03
K (μ'_1, μ'_2)	—	—	12.5
\tilde{w}_1	—	—	0.446
\tilde{w}'_1	—	—	-0.067
A_1	8.6	16.6	—
A	2.99	4.58	8.028
A'	—	—	-1.2
Amin	1.08	2.77	4.45
A finale	2.99	4.58	8.028

$e_0 > e_1 = 6,7 \text{ cm}$

Sections partiellement comprimées et tendues

Poteau 12-15 $\bar{\sigma}'_b = 138 \text{ Kg/cm}^2$ $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$M = 6.94 \text{ tm}$

$N = 102.36 \text{ tm}$

$e_0 = \frac{M}{N} = 6,78 > e_1 = 6,7$ La section est quand même entièrement comprimée.

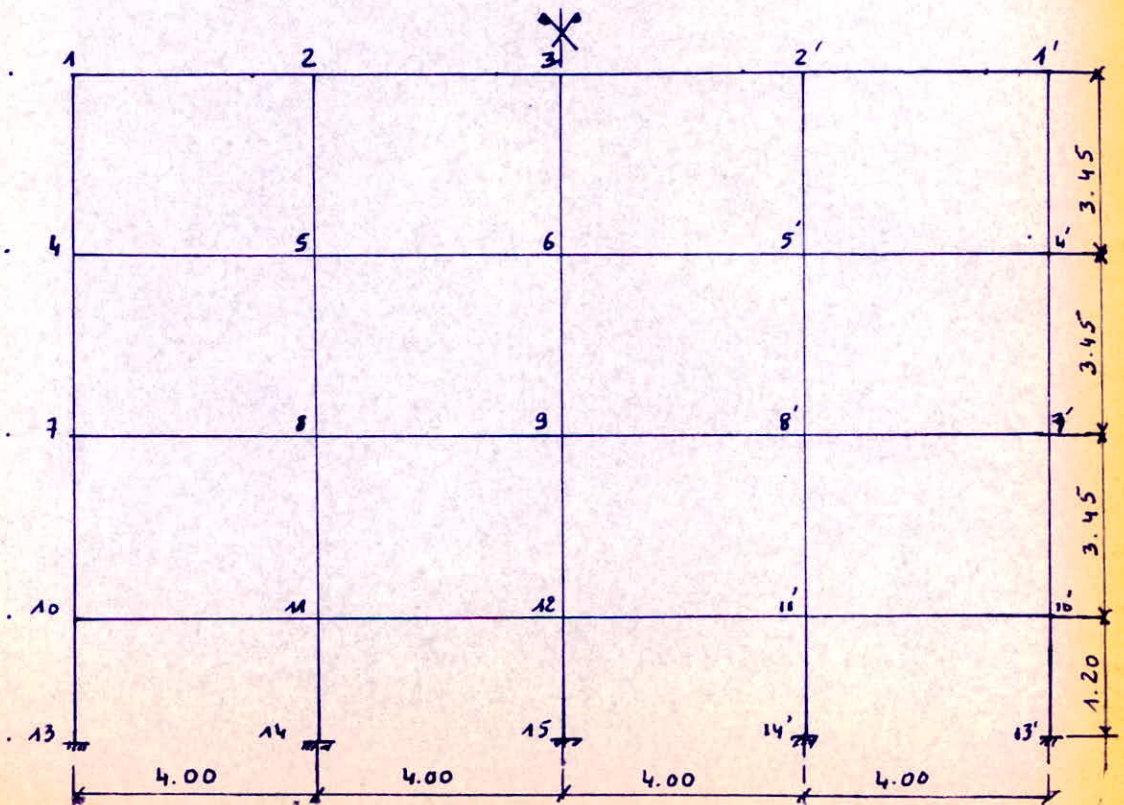
$P = \frac{102.36 \cdot 10^3}{138.50.40} = 0,37$; $V = \frac{6eP}{ht} = 0,38$; $E = 1,92$; $C = \frac{1-P-V}{E} = 0,13$

$D = 0,5 \left[1 - P + \frac{P}{E} + C \right] = 0,48$; $u = -D + \sqrt{D^2 - C} = -0,169$

$\Rightarrow A = \frac{ubht}{2n} = -11,85 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on prendra Amin = Ac = 3.11 cm²

Tableau récapitulatif Pour le Portique Longitudinal:

Files	Poteaux	A_1 Sous SP_1 cm ²	A_2 Sous SP_2	Max ($A_1 A_2$)	nbre de \emptyset
A	1-4	2.91	6.17	6.17	2T25
	4-7	1.89	6.72	6.72	2T25
	7-10	3.03	9.12	9.12	2T25
	10-13	2.15	3.35	3.35	2T25
B	2-5	1.14	3.03	3.03	2T20
	5-8	5.69	4.25	5.69	2T20
	8-11	9.11	4.56	9.11	3T25
	11-14	13.07	3.21	13.07	3T25
C	3-6	2.46	2.99	2.99	2T20
	6-9	5.53	4.58	5.53	2T20
	9-12	8.89	8.03	8.89	2T25
	12-15	8.31	3.11	8.31	2T25



2. Portique Transversal

Calcul du pourcentage minimal d'armatures: art 32.2 CCBA 68

Les poteaux seront armés symétriquement comme nous l'avons mentionnés précédemment. La condition devient alors

$$2A' \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\bar{\sigma}'_{bo}}$$

$$\theta_1 = 1,4 \text{ poteaux de rive}$$

$$\theta_2 = 1,8 \text{ poteaux d'angle.}$$

$$\theta_3 = 1 \text{ poteaux autres.}$$

θ_2 tient compte du flambement

$$\theta_2 = 1 + \frac{lc}{4a - 2c} \quad \text{avec } a = 40 \text{ cm : petit côté de la section}$$

$$c = 2 \text{ cm enrobage}$$

Poteaux au dessus du vide sanitaire

$$Lc_1 = 0,7 l_0 = 2,42 \text{ m} \Rightarrow \theta_2 = 1 + \frac{242}{4 \times 40 - 2 \times 2} = 2,55$$

Poteaux du vide sanitaire

$$Lc_2 = 0,7 \times 1,8 = 0,84 \text{ m} \Rightarrow \theta_2 = 1 + \frac{84}{4 \times 40 - 4} = 1,54$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1 + \frac{2160}{4120} = 1,52$$

$\bar{\sigma}'_{bo}$: contrainte admissible du béton en compression simple
 $\bar{\sigma}'_{bo} = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$

$N' = \sigma'_m B$ effort de compression du béton calculé sous la sollicitation du premier genre $G + 1,2 P$

* Poteaux de rive $\theta_1 = 1,4$ $l_0 = 2,42 \text{ m}$

$$A' \geq \frac{1,25}{2 \times 1000} \times 1,4 \times 2,55 \times \frac{1,52 \cdot N'}{68,5} \Rightarrow \underline{\underline{A' = 4,95 \cdot 10^{-5} N'}}$$

* Poteau central $\sigma_1 = 1$ $\rho_c = 2.42m$

$$A' \geq 3,53 \cdot 10^{-5} N'$$

* Poteau du vide Sanitaire :

poteau de rive $\rho_c = 0,84$ $\sigma_1 = 1.4$

$$A' \geq 2.99 \cdot 10^{-5} N'$$

poteau central $\rho_c = 0.84$ $\sigma_1 = 1.$

$$A' \geq 2.13 \cdot 10^{-5} N'$$

* Tableaux donnant les moments maximaux avec leurs efforts normaux correspondants :

Files	Poteaux	Mt Max sous S_{P1}	Effort N corresp	Mt Max sous S_{P2}	Effort N corresp
A	1-4	11.54	15.24	15.83	15
	4-7	12.55	39.16	17.40	34.3
	7-10	10.96	63.06	19	54.7
	10-13	19.1	85.36	17.7	72,2
B	2-5	2.16	29.09	9.83	25.9
	5-8	2.46	74.86	10,3	57,84
	8-11	2.30	120.16	16	86,25
	11-14	4.3	162.52	8,9	113.86
C	3-6	8.38	13,04	13.01	13,29
	6-9	8.5	33,7	15,4	30,94
	9-12	8.14	54,36	17,1	49,94
	12-15	14.3	73,39	14,5	65.87

D'où le Pourcentage minimal d'armature pour le portique transversal sera déterminé en tirant les efforts du tableau ci-dessus et en les ^{replaçant} dans les relations établies précédemment.

Pourcentage minimal d'armatures

Files	Poteaux	M'(t)	A'mi. (cm ²)
A	1-4	12.54	0.75
	4-7	39.16	1.94
	7-10	63.06	3.18
	10-13	85.36	2.55
B	2-5	29.06	1.02
	5-8	74.86	2.64
	8-11	120.16	4.24
	11-14	162.52	3.46
C	3-6	13.04	0.65
	6-9	33.7	1.66
	9-12	54.36	2.69
	12-15	73.39	2.19

Calcul Des sections d'armatures des poteaux sous SPe

Nature des Sections :

Files	Poteaux	M(t/m)	N(t)	e ₀ cm	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm ²	Nature section
A	1-4	15.83	15	105.5	205.5	partiellement comprimée et tendues
	4-7	17.4	34.2	50.7	205.5	
	7-10	19	54.7	34.7	205.5	
	10-13	18.8	61.8	28.6	205.5	
B	2-5	9.23	25.9	35.6	205.5	Sections comprimées et tendues
	5-8	10.3	57.8	17.8	176.8	
	8-11	16	86.25	18.6	180	
	11-14	8.9	113.86	7.8	135.5	
C	3-6	13.01	13.3	97.9	205.5	Sections partiellement comprimées et tendues
	6-9	15.04	30.94	50	205.5	
	9-12	17.1	49.94	34.24	205.5	
	12-15	14.5	65.9	22	294.2	

$e_1 = \frac{ht}{6} = 8.33 \text{ cm}$
 $e_0 > e_1$ S.P.C.T

$e_0 < e_1 \Rightarrow$ S. E.C.T

Section d'armatures sous spe

File A : Nous utiliserons les mêmes méthodes que précédemment, les calculs ne seront pas détaillés nous donnerons tout simplement les résultats sous forme de tableaux.

Les poteaux de cette file sont partiellement comprimés et tendus

Poteaux	1-4	4-7	7-10	10-13
$M_{at}(km)$	18.98	24.6	30.5	31.8
μ	0.08008	0.1038	0.1287	0.134
K	28.5	24.12	20.92	20.4
\bar{K}	20.4	20.4	20.4	20.4
ϵ	0.8851	0.8722	0.8608	0.8588
$A_1 \text{ cm}^2$	11.09	14.59	18.34	19.2
$A' \text{ cm}$	—	—	—	—
A	7.52	6.42	5.3	4.48
$A_{min.}$	0.75	1.94	3.12	2.55
$M_{ax A}$	7.52	6.42	5.3	4.48

avec $A_1 = \frac{M_{at}}{\sigma_a \epsilon h}$ $M_{at} = M + \left(\frac{h}{2} - d\right) N$

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a}$$

File B

Les sections des poteaux 2-5, 5-8, 8-11 sont partiellement comprimés
on utilise la même méthode que précédemment:

Poteaux	2-5	5-8	8-11
M (tm)	9.23	10.3	16
N	25.9	57.8	86.25
Pat	14.7	22.5	34
Paс	3,8	-1,84	-2
μ	0,062	0,0950	0,1435
K	33,5	25,6	19,43
\bar{K}	20,4	23,75	23,35
μ'_1	-	-	0,223
μ'_2	-	-	-0,0131
ϵ	0,8969	0,8768	-
K (mètres)	-	-	10,5
\bar{w}	-	-	0,1895
\bar{w}'	-	-	-0,0135
A ₁	8,48	13,28	-
A' ₁	-	-	-
A	2,3	-0,48	3,48
A'	-	-	-0,24
A _{min}	1,02	2,64	4,24
A _{max}	2,3	2,64	4,24

Poteau 11-14. Section entièrement comprimée

M = 8,9 tm $\frac{M}{N} = 7,8 < \frac{h}{6} = 8,33 \text{ cm}$
 N = 113,86t

$\rho = \frac{N}{0,6 b h t} = \frac{113860}{135,5 \times 40 \times 50} = 0,42$ $\nu = \frac{6e\rho}{h t} = 0,39$; $\epsilon = 12 \left(0,5 - \frac{0,4}{50}\right)^2 = 2,12$

$c = \frac{1 - 0,42 - 0,39}{2,12} = 0,0896$; $D = 0,5 \left[1 - 0,42 + \frac{0,42}{2,12} + 0,0896 \right] = 0,858 \Rightarrow u = -0,053$

$A = \frac{u b h t}{2n} = -3,53 \text{ cm}^2$ Section négative \Rightarrow on mettra le % minimal $A = 3,46 \text{ cm}^2$

Vérifions avec le pourcentage d'armature trouvé $A = 3.46 \text{ cm}^2$ si la section résiste :

Calculons les contraintes :

$$N = 113,860 \text{ t}$$

$$M = 8.9 \text{ t}$$

$$\sigma_1 = \frac{N'}{B_0} + \frac{M G V_1}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N'}{B_0} - \frac{M G V_2}{I}$$

$$B_0 = B' + 2n(A') = 2000 + 2 \times 15 \times 3,46 = 2283,5 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + 2nA \left(\frac{ht}{2} - d\right)^2 = \frac{40 \times 50^3}{12} + 2 \times 15 \times (21)^2 \times 3,46 = 541,690 \text{ cm}^4$$

$$V = \frac{Rt}{2} = 25$$

$$\sigma_1 = \frac{113860}{2283,5} + \frac{8,9 \times 10^5 \times 25}{541690} = 90,9 \text{ Kg/cm}^2 < 135,5 = \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_2 = \frac{113860}{2283,5} - \frac{8,9 \cdot 10^5 \times 25}{541690} = 8,78 \text{ Kg/cm}^2 > 0$$

Les contraintes : $0 < \sigma_1, \sigma_2 < \bar{\sigma}_b \Rightarrow$ vérifiés

Donc la section résiste

File C Sous SP2

Sections partiellement comprimées et tendues:

Poteaux	3-6	6-9	9-12	12-15
M _{lim}	13.01	15.4	17.1	14.5
M	13.3	30.94	49.94	65.9
e _o cm	97.9	50	34,24	22
$\bar{\sigma}'_b$	205.5	205.5	205.5	194.2
Pat	15,8	22,0	27.5	28.34
Pac	10.2	8.9	6.6	0.66
μ	0.066	0.0962	0.1160	0.1195
K	32.2	25.4	23	22
\bar{K}	20.4	20.4	20.4	21.6
ϵ	0.8941	0,8762	0.8684	0.8649
A _i	9.15	13.47	16.45	16.96
A' _i	-	-	-	-
A	5.98	6.10	4.55	1.27
A'	-	-	-	-
A _{min}	0.65	1.66	2.69	2.19
A _{max}	5.98	6.10	2.69	2.19
nb de ϕ	2T20	2T20	2T20	2T20

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

$$\sigma'_{28} = 270 \text{ bars car béton dosé à } 350 \text{ kg/m}^3$$

$$\beta = 5/6 \text{ Contrôle atténué}$$

$$\gamma = 1, \epsilon = 1 \text{ Section rectangulaire}$$

$$\delta = \min \left[0,6, 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_i} \right) \right]$$

$$\text{Sous SP2 } \bar{\sigma}'_b = 1,5 \alpha \beta \delta \gamma \epsilon \sigma'_{28}$$

Calcul des sections d'armatures sous les sollicitations du 1^{er} genre:

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

Poutres	1-4	4-7	7-10	10-13
M (tm)	11.54	11.50	10.96	19.10
N	15.24	39.16	63.06	85.36
e ₀	76	29,5	17.4	22,4
$\bar{\sigma}'_b$	137	137	115	132
π_{ab}	14.8	19.80	24.21	37.05
π_{ac}	8.4	3.33	-2.27	1,2
μ	0.0937	0.1253	0.1532	0.2345
K	25.7	21.32	18.6	13.75
\bar{K}	20.4	20.4	24.34	21,4
μ'_1	-	-	0.25	0.334
μ'_2	-	-	-0.023	0.108
ϵ	0.8775	0.8623	-	-
K (μ'_1, μ'_2)	-	-	10	11,4
\bar{w}	-	-	0.1452	0.365
\bar{w}'	-	-	-0.267	0.673
A ₁	13.09	17.83	-	-
A' ₁	-	-	-	-
A cm ²	7.64	3.84	2.67	6.71
A' cm ²	-	-	-4.91	12.4
A _{min} cm ²	0.75	1.94	3.12	2.55
A _{max} cm ²	7.64	3.84	3.12	6.71

$$\delta = \frac{4}{46} = 0.087$$

$$\mu = n \pi_{ab} / \bar{\sigma}_a b h^2$$

$$\mu'_2 = \pi_{ac} / \bar{\sigma}'_b b h^2$$

$$\mu'_1 = \frac{\pi_{ac}}{\bar{\sigma}'_b b h^2}$$

$B_0 < e_1 = 8,33 \Rightarrow$ Sections partiellement comprimées et tendues

$$K > \bar{K} \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h^3} \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

$$K < \bar{K} \Rightarrow A' \neq 0 \Rightarrow A = \frac{\bar{w} b h}{100} \quad A' = \frac{\bar{w}' b h}{100}$$

Poteaux pile B

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

Poteaux	2-5	5-8	8-11	11-14
r_{16} (km)	2,16	2,46	2,3	4,3
N (t)	29,09	74,86	123,16	160,52
C_0	7,4	3,3	2	2,6
$\bar{\sigma}'_b$	192	78	73,5	7,6
P	0,16	0,48	0,82	1,07
V	0,14	0,19	0,20	0,34
E	2,12	2,12	2,12	2,12
C	0,33	0,16	-0,02	-0,19
D	0,623	0,453	0,273	0,24
u	-0,38	-0,24	0,034	0,26
$A' = A$	-85,3	-16	2,26	17,06
$A \text{ min cm}^2$	1,02	2,64	4,24	3,46

$e_0 < e_1$ Sections entierevents comprimées

Poteaux de la file c

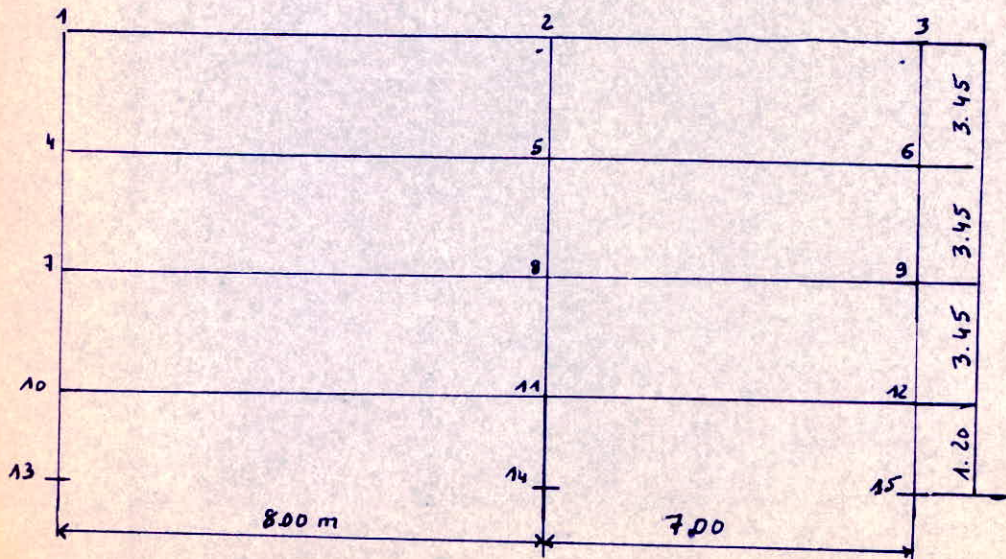
$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

Poteaux	3-6	6-9	9-12	12-15
M (tm)	8.38	8.5	8.14	14.3
N (t)	13.04	33.7	54.36	73.39
e_0 (cm)	64	25	14,9	19,5
$\bar{\sigma}'_b$ kg/cm ²	137	137	110	122
Mat	11.08	15.6	19.6	29.7
$M_{a,c}$	+5.64	+1,42	-3,3	-1,1
μ	0.07	0.099	0.124	0.188
K	31.04	24.87	21.41	16.13
\bar{K}	20.4	20.4	25.5	22.95
μ'_3	-	-	0.21	0.2876
μ'_2	-	-	-0.035	-0.0106
E	0.8914	0.8746	-	-
K	-	-	8.75	10.4
\bar{w}	-	-	0.0376	0.220
\bar{w}'	-	-	-0.336	0,442
A_n cm ²	9.65	13,8	-	-
A'_n	-	-	-	-
A	4,99	1.76	0,69	4,08
A'	-	-	-6,18	8.13
A_{min}	0.65	1,66	2,69	2,19
A_{max}	4,99	1,76	2,69	8.13

$\delta' = \frac{4}{46} = 0.087$

Sections finales Pour Le Portique Transversal

Files	Poteaux	A (SP ₂) cm ²	A (SP ₂) cm ²	A max (SP ₂)	nbre de Ø
A	1-4	7.64	7.58	7,64	2T25
	4-7	3.84	6.42	6,42	2T25
	7-10	3.12	5,3	5,3	2T25
	10-13	12,4	4,48	4,48	3T25
B	2-5	1.02	2,3	2,3	2T20
	5-8	2.64	2.64	2,64	2T20
	8-11	4.24	4.24	4.24	2T25
	11-14	27	3.46	17	4T25
C	3-6	4.99	5,98	5,98	2T20
	6-9	1.76	6,1	6,1	2T20
	9-12	2.69	4,55	4,55	2T25
	12-15	8.13	2,19	8,13	2T25



* Calcul des armatures transversales des poteaux:

Art 32.3 CCBA 68

Les armatures transversales sont généralement constituées par des aciers de faible diamètre de 5 à 12 mm entourant les armatures longitudinales et espacés de 15 fois ces derniers

* Espacement admissible

$$F = \min(t_1, t_2)$$

$$\text{avec } t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{lmax}) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}} \right)$$

$$t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}} \right) \phi_{lmin}$$

* Muance des aciers transversaux

Fe E 24 ou Fe E 22 nous prendrons Fe E 24

$$\frac{\phi_{lmax}}{4} \leq \phi_t \leq \frac{\phi_{lmax}}{3}$$

Pour $\phi_{lmax} \leq 20$ on prend $\phi_t = 6$ ou 8

* Zone de recouvrement:

$$V \geq 3$$

$$V \geq 0,4 \frac{\phi_{lmax}^2}{\phi_t^2} \frac{\sigma'_{enl}}{\sigma'_{ent}}$$

avec V nombre de cours d'armatures transversales par m/l de poteau

σ'_{enl} : limite d'élasticité nominale des armatures longitudinales

σ'_{ent} : limite d'élasticité nominale des armatures transversales.

Dans notre cas $\phi_l = 25 \text{ mm} \Rightarrow \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8,3 \text{ mm}$ Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$\phi_t = 8 \text{ mm}$ Fe E 24. $\sigma_{en} = 240019 / \text{cm}^2$

* Espacement admissible art 32.32

$$\phi_{lmax} = \phi_{lmin}$$

$$\text{on a } \bar{E} = 15 \phi_l = 15 \times 2,5 = 37,5 \text{ cm}$$

$$\text{nous prenons } t = 25 \text{ cm}$$

* zone de recouvrement

$$V \geq 3$$

$$V \geq 0,4 \frac{\phi_l^2}{\phi_t^2} \frac{\sigma_{enl}}{\sigma_{ent}} = \frac{0,4 (2,5)^2}{(8)^2} \frac{4200}{2400} = 4$$

Le nombre de cours de recouvrement sur la longueur de recouvrement est égal à $\text{Max} \left\{ 0,3, 0,4 \frac{\phi_l^2}{\phi_t^2} \frac{\sigma_{enl}}{\sigma_{ent}} \right\}$

$$\underline{\underline{\text{Soit } V = 4}}$$

La longueur de recouvrement est prise égale à la longueur de scellement droit (CCBA 68 art 30.51)

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b}$$

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_d &= 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b & \bar{\sigma}_b &= 5,9 \text{ kg/cm}^2 & \psi_d &= 1,5 \text{ HA coefficient} \\ &= 1,25 \times 1,5 \times 1,5 \times 5,9 & &= 16,6 \text{ kg/cm}^2 & & \text{de scellement} \end{aligned}$$

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{2800}{16,6} = 4,2 \phi \quad \text{Soit } l_d = 40 \phi$$

$$\text{Pour } \phi 20 \Rightarrow l_d = 40 \times 20 = 80 \text{ mm.}$$

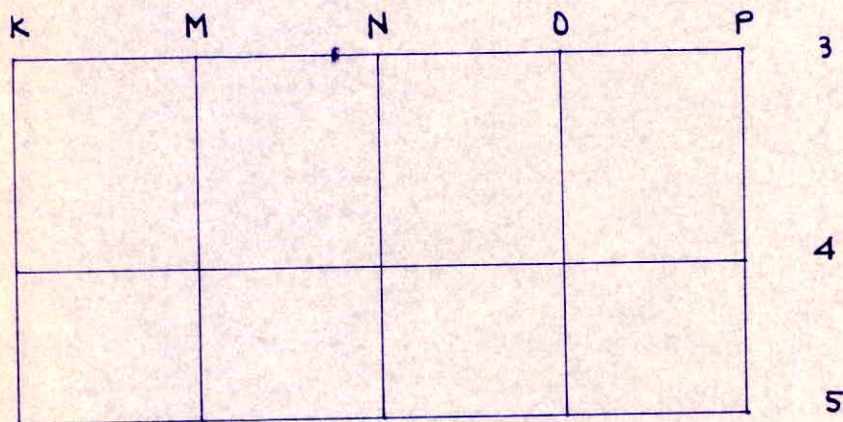
dans les zones de recouvrement.

CHAPITRE 7
CALCUL DES FONDATIONS

1/ CALCUL DES SEMELLES

Les semelles sont calculées en compression simple sous les sollicitations du 1er genre car les différences entre les efforts des deux genres de sollicitations sont de moins de 50%. Pour calculer la section des aciers de la semelle, on divise la force de traction des aciers par $\bar{\sigma}_a$ (voir exposé de la méthode dans la suite); ainsi donc pour une même section d'acier, compte tenu du fait que $1,5 \bar{\sigma}_a$ (1er genre) = $\bar{\sigma}_a$ (2e genre) il faudrait que F (1er genre) soit égale à $1,5 F$ (2e genre) ce qui n'est pas le cas.

Les moments flechissants à la base du poteau seront repris par les longrines.



Les efforts sous SP_1 sont :

Poteaux [(K M N O P) : 3]	$N = 73,39 \text{ t}$	$M = 19,1 \text{ t.m}$
Poteaux [(K M N O P) : 4]	$N = 162,52 \text{ t}$	$M = 4,3 \text{ t.m}$
Poteaux [(K M N O P) : 5]	$N = 86,36 \text{ t}$	$M = 14,3 \text{ t.m}$

Vu la petite différence entre les efforts des poteaux de rives nous déterminerons une seule semelle pour tous les poteaux de rive et une autre pour les poteaux centraux.

Disposition pratique

- le bord de la semelle doit être > 10 à 12 cm
- disposer au dessous de la semelle un béton de propreté de 5 à 10 cm. d'épaisseur
- ce béton ne sera pas pris en compte pour la résistance.
- les armatures ne doivent pas être posées directement sur le béton de propreté (Effet nefaste: corrosion)

Contrainte admissible du sol

Les études de mécanique du sol menées par l'entreprise nous (penetrometre , pressiometre) ont permis de déterminer une contrainte du sol de $2,5 \text{ kg/cm}^2$ à $-1,5$ m du niveau $0,00$ et 3 kg/cm^2 à -2 m . La nappe phréatique a été estimée à une profondeur plus grande . Nous adoptons une contrainte admissible du sol de 3 kg/cm^2 et les fondations seront à $-2,00$ m.

Description - Dimensions - Dispositions constructives.

La semelle est constituée d'un tronc de cône de pyramide .

soient :

N = charge en kg à transmettre au sol

$\bar{\sigma}_s$ = contrainte admissible sur le sol en kg/cm^2

B_x = grand côté du rectangle (b_x pour le pilier) en cm

B_y = petit côté du rectangle (b_y pour le pilier) en cm

Pour que la contrainte sur le sol ne dépasse pas la contrainte admissible , nous devons avoir :

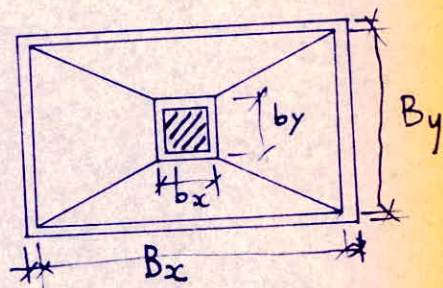
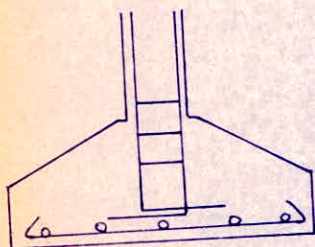
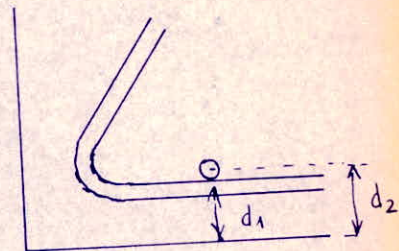
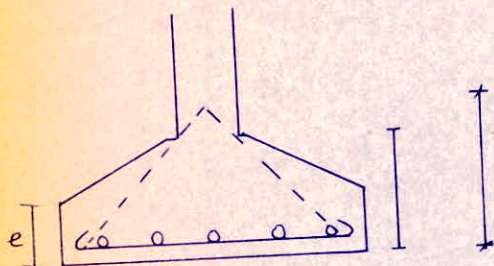
$$B_x B_y \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \quad \text{en d'autres termes} \quad \frac{N}{B_x B_y} \leq \bar{\sigma}_s$$

Nous prendrons $B_x/B_y = b_x/b_y$ de manière que la semelle et le pilier soient sensiblement homothétiques ; les autres dimensions

devront satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_f \geq d_1 + \frac{B_x - b_x}{4}$$

$$e \geq 6\phi + 6 \quad (e \text{ et } \phi \text{ en cm})$$



Les armatures doivent être prolongées jusqu'à la partie inférieure de la semelle et seront munies de crochet (ancrage).

Méthode de calcul (méthode des bielles)

Semelle rattachée à un système d'axes rectangulaires.

Oz dirigé suivant la verticale passant par l'axe de la semelle.

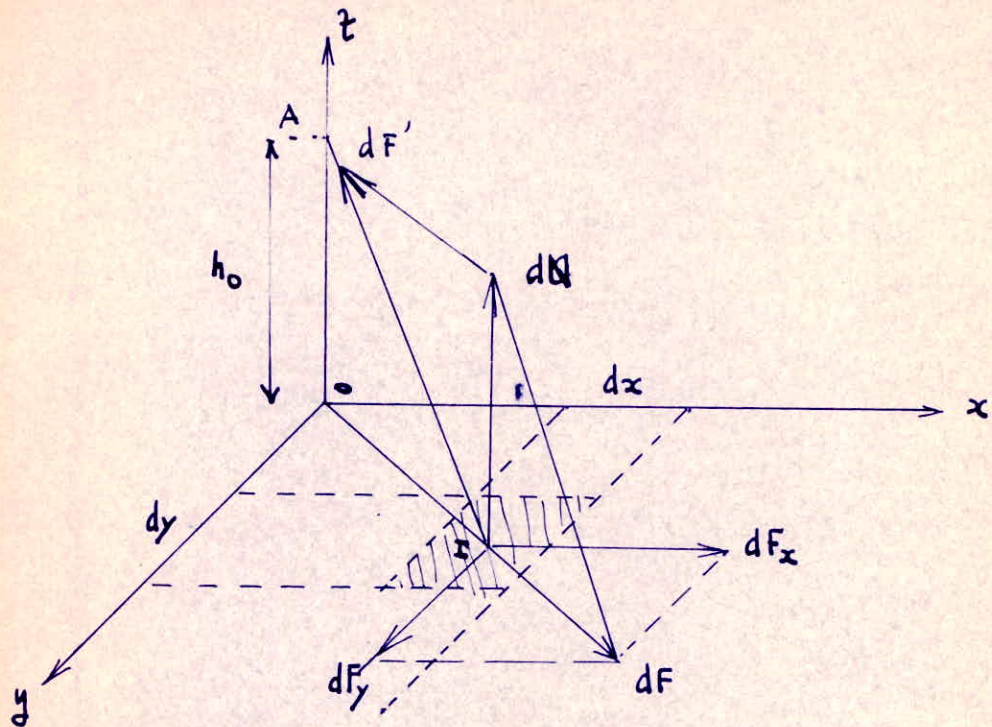
Ox et Oy parallèles aux bords.

h_0 : point A qui détermine la valeur de h_0 étant égal, au point de rencontre de l'axe du pilier avec la droite joignant le point C où commence le crochet de barres, au point B où la semelle rejoint le parement des murs.

Considérons un élément de la semelle de dimensions $d_x d_y$ et de centre I(x, y) voir figure ci-après.

si σ est la contrainte au sol $\sigma = \frac{N}{B_x B_y}$, la réaction du sol sur l'élément envisagé a pour valeur :

$$dQ = \sigma dx dy = \frac{N}{B_x B_y} dx dy$$



Decomposons dQ en dF' suivant la bielle IA et dF dans le plan xoy , nous avons :

$$\frac{dF}{dQ} = \frac{OI}{h_0} \quad (\text{triangles semblables})$$

$$d'o\grave{u} \quad dF = \frac{N}{B_x B_y} \frac{OI}{h_0} dx dy$$

Decomposons maintenant dF parallèlement aux axes ox et oy

$$dF_x = dF \cos \theta = dF \times \frac{x}{OI} = \frac{N}{B_x B_y} \frac{x}{h_0} dx dy$$

d'où

$$F_x = \frac{N}{B_x B_y} h_0 \int_{-\frac{B_y}{2}}^{\frac{B_y}{2}} dy \int_0^{\frac{B_x}{2}} x dx = \frac{N}{B_x B_y} h_0 B_y \frac{B_x^2}{8} = \frac{N B_x}{8 h_0}$$

$$\text{nous avons } \frac{h_t - d_1}{h_0} = \frac{B_x - b_x}{B_x}$$

d'où

$$F_x = \frac{N (B_x - b_x)}{8 (h_t - d_1)}$$

de la même façon on calcule F_y
nous obtenons :

$$F_y = \frac{N(B_y - B_x)}{8(h_t - d_2)}$$

Les armatures seront donc constituées par deux nappes superposées de barres orthogonales et parallèles aux côtés. La section totale des armatures parallèles à ox (placées en lit inférieur), c'est-à-dire au grand côté, aura pour valeur,

$$A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a}$$

section totale

// à oy

$$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a}$$

placé en lit supérieur.

Calcul des semelles.

S_1 semelle des poteaux centraux
 $N = 162,52 \text{ t}$

Détermination des dimensions de la semelle.

$$B_x B_y \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{162520}{3} = 54173 \text{ cm}^2$$

$$\frac{B_y}{B_x} = \frac{b_y}{b_x} = \frac{40}{50} = 0,8 \Rightarrow B_x = \frac{B_y}{0,8}$$

$$\Rightarrow B_x^2 \geq \frac{54173}{0,8} = 67716,25 \Rightarrow B_x = 280$$
$$B_y = 220$$

$$h_t \geq d_1 + \frac{B_x - b_x}{4}$$

$$\text{soit } d_1 = 3,5 \text{ cm} \quad d_2 = 5 \text{ cm}$$

$$h_f \geq 3,5 + \frac{280 - 50}{4} = 61$$

$$d' \text{ où } h_f = 70 \text{ cm}$$

Poids propre de la semelle

Forfaitairement hauteur moyenne 55 cm

$$\Rightarrow N' = 0,55 \times 2,80 \times 2,20 \times 2500 = 8470 \text{ kg}$$

$$\text{Nous avons } N = 162520 + 8470 = 170990 \text{ kg}$$

$$\text{verification } \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{170990}{3} = 57000 \text{ cm}^2 < B_x B_y = 61600 \text{ cm}^2$$

calcul des Forces F_x et F_y

$$F_x = \frac{N}{8} \frac{(B_x - b_x)}{(h_f - d_1)} = \frac{170990 (280 - 50)}{8 (70 - 3,5)} = 74000 \text{ kg}$$

$$F_y = \frac{N}{8} \frac{(B_y - b_y)}{(h_f - d_2)} = \frac{170990 (220 - 40)}{8 (70 - 5)} = 59200 \text{ kg}$$

calcul des sections d'armatures

$$\text{direction } O_x \quad A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{74000}{2800} = 26,43 \text{ cm}^2$$

soit 14 T 16 = 28,04 cm² espacés de 16,5 cm
placé en lit inférieur.

$$\text{direction } O_y \quad A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{59200}{2800} = 21,14 \text{ cm}^2$$

soit 14 T 14 = 21,54 cm² espacés de 21 cm

épaisseur de la semelle $e \geq 6\phi + 6$

$$e \geq 6 \times 1,6 + 6 = 15,6 \text{ cm} \quad e = 20 \text{ cm}$$

S₂ semelles des poteaux de rive

$$N = 85,36 \text{ t}$$

Dimensions

$$\frac{N}{\sigma_s} \leq B_x B_y \Rightarrow B_x B_y \geq \frac{85360}{3} = 28500 \text{ cm}^2$$

$$B_y = 0,8 B_x \Rightarrow B_x^2 = \frac{28500}{0,8} = 35625 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow B_x = 200 \text{ cm}$$

$$B_y = 160 \text{ cm}$$

Vérification $B_x B_y = \cancel{28500} \text{ cm}^2 \times \checkmark$

Poids propre de la semelle

$$h_f = 70 \text{ cm} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\text{hauteur moyenne} \quad 55 \text{ cm}$$

$$0,55 \times 1,8 \times 2 \times 2500 = 4400 \text{ kg}$$

$$N = 85360 + 4400 = 89760 \text{ kg}$$

Vérification $B_x B_y = 32000 \text{ cm}^2 > \frac{N}{\sigma_s} = \frac{89760}{3} = 29920 \text{ cm}^2$

Calcul des forces F_x et F_y

$$F_x = \frac{N (B_x - b_x)}{8 (h_f - d_1)} = \frac{89760 (200 - 50)}{8 (70 - 3,5)} = 25310 \text{ kg}$$

$$F_y = \frac{N (B_y - b_y)}{8 (h_f - d_2)} = \frac{89760 (160 - 40)}{8 (70 - 5)} = 20715 \text{ kg}$$

Calcul des armatures

direction ox $A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{25310}{2800} = 9,04 \text{ cm}^2$

soit 9 T 12 = $10,18 \text{ cm}^2$ espacées de 19,5 cm
placées en lit inférieur

direction oy $A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{20715}{2800} = 7,4 \text{ cm}^2$

soit 11 T 10 = $8,63 \text{ cm}^2$ espacées de 19,5 cm
placées en lit supérieur.

2/ CALCUL DES LONGRINES

Les longrines sont des poutres qui lient les semelles entre elles au niveau de la base du poteau. Leur calcul se fait comme une poutre soumise à une charge répartie (réaction du sol) et à la le poids propre et les moments à la base du poteau.

Nous avons 3 longrines

une longrine de $40 \times 50 \times 7,50$

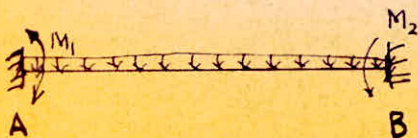
une longrine de $40 \times 50 \times 6,50$

une longrine de $50 \times 50 \times 4,00$

Longrine de $40 \times 50 \times 7,50$

$$M_1 = 19,1 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 4,3 \text{ t.m}$$



Appuis

$$A : M = q \frac{l^2}{12} + M_1$$

$$B : M = q \frac{l^2}{12} + M_2$$

$$M_t = q \frac{l^2}{24} - \frac{M_1 + M_2}{2}$$

calcul de q

pois propre de longrine $0,4 \times 0,5 \times 2500 = 500 \text{ kg/m}$

reaction du sol $0,5 \times 2500 \times \frac{7,5 \times 0,4}{7,5 \times 0,4} = 1250 \text{ kg/m}$

$$q = 1250 - 500 = 750 \text{ kg/m}$$

Appuis :

$$M_A = 22516 \text{ kg.m}$$

$$M_B = 7816 \text{ kg.m}$$

En travée

$$M_t = 13458 \text{ kg.m}$$

Calcul en flexion simple

méthode de Charon

$$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a b h^2}$$

appui A : $\mu = \frac{15 \times 2251600}{2800 \times 40 \times (46)^2} = 0,1425$

$k = 19,5 < \bar{k}$ necessite d'armatures comprimées

$$\alpha = \frac{15 \times \bar{\sigma}'_b}{15 \times \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 137}{15 \times 137 + 2800} = 0,423$$

$$y = \alpha h = 0,423 \times 46 = 19,5$$

$$N'_b = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b b y = \frac{137 \times 40 \times 19,5}{2} = 53430 \text{ kg}$$

$$A_1 = \frac{N_b}{\bar{\sigma}_a} = \frac{53430}{2800} = 19,08 \text{ cm}^2$$

$$M_1 = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b' b h^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \alpha$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 137 \times 40 \times (46)^2 \left(1 - \frac{0,423}{3}\right) 0,423 = 21070 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M = M - M_1 = 22516 - 21070 = 1446 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\bar{\sigma}_a' = \frac{n \bar{\sigma}_b' (y - d')}{y} = \frac{15 \times 137 (19,5 - 4)}{19,5} = 1634 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_2 = \frac{\Delta M}{(h - d') \bar{\sigma}_a} = \frac{144600}{(46 - 4) \cdot 2800} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h - d') \bar{\sigma}_a'} = \frac{144600}{(46 - 4) \times 1634} = 2,11 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 19,08 + 1,23 = 20,31 \text{ cm}^2$$

$$A' = 2,11 \text{ cm}^2$$

Nous placerons la section A symétriquement pour éviter tout risque de désordre du second œuvre.

$$\text{Nous aurons donc : } 5T25 = 24,54 \text{ cm}^2$$

Longrine de 40 x 50 x 650

$$M_1 = 14,3 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = 4,3 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Après nous aurons :

$$M_A = 14300 + \frac{q l^2}{12}$$

$$q = -0,4 \times 0,5 \times 2500 \neq 2500 \times 0,5 = 1250 \text{ kg/m}$$

$$M_A = 16941 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Section d'armatures

$$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1634100}{2800 \times 40 \times (46)^2} = 0,1072$$

$k = 23,06 > \bar{k} = 20,4$ aciers comprimés non nécessaires.

$$\xi = 0,8705$$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{1634100}{2800 \times 0,8705 \times 46} = 15,1 \text{ cm}^2$$

$$5 \text{ T } 20 = 15,70 \text{ cm}^2$$

longrine de 50 x 50 x 400

$$M_1 = 8,05 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 0$$

Appui A

$$M = M_1 + q \frac{l^2}{12} \Rightarrow$$

$$q = -0,5 \times 0,5 \times 2500 + 0,5 \times 2500 = 625 \text{ kg/m}$$

$$M = 8050 + 634 = 8684 \text{ kg.m}$$

Calcul des armatures

$$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 868400}{2800 \times 50 \times (46)^2} = 0,045$$

$$k = 40,8 \quad \xi = 0,9104$$

$k > \bar{k} = 20,4$ aciers comprimés non nécessaires

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{868400}{2800 \times 0,9104 \times 46} = 7,57 \text{ cm}^2$$

$$3 \text{ T } 20 = 9,42 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales des longrines.

Nous prenons les mêmes armatures que les poutres quasi les correspondantes. c'est à dire -

Longrines de 7,50 m

Diamètre des barres : $\emptyset 8$

$$\text{Ecartements : } 4 + 4 \times 7 + 4 \times 8 + 4 \times 9 + 4 \times 10 + 4 \times 11 + 4 \times 13 \\ + 4 \times 16 + 3 \times 25 = 3,75 \text{ cm}$$

Longrines de 6,50 m

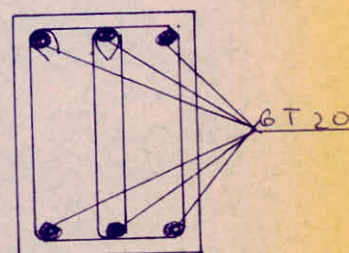
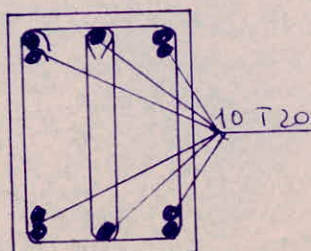
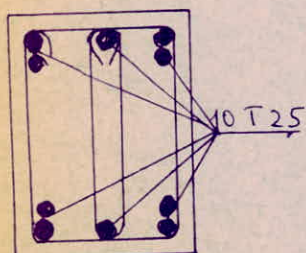
Diamètre des barres : $\emptyset 8$

$$\text{Ecartements } 4 + 4 \times 8 + 4 \times 9 + 4 \times 10 + 4 \times 11 + 4 \times 13 \\ + 4 \times 16 + 1 \times 20 + 1 \times 33 = 325 \text{ cm}$$

Longrines de 4,00

Diamètre : $\emptyset 8$

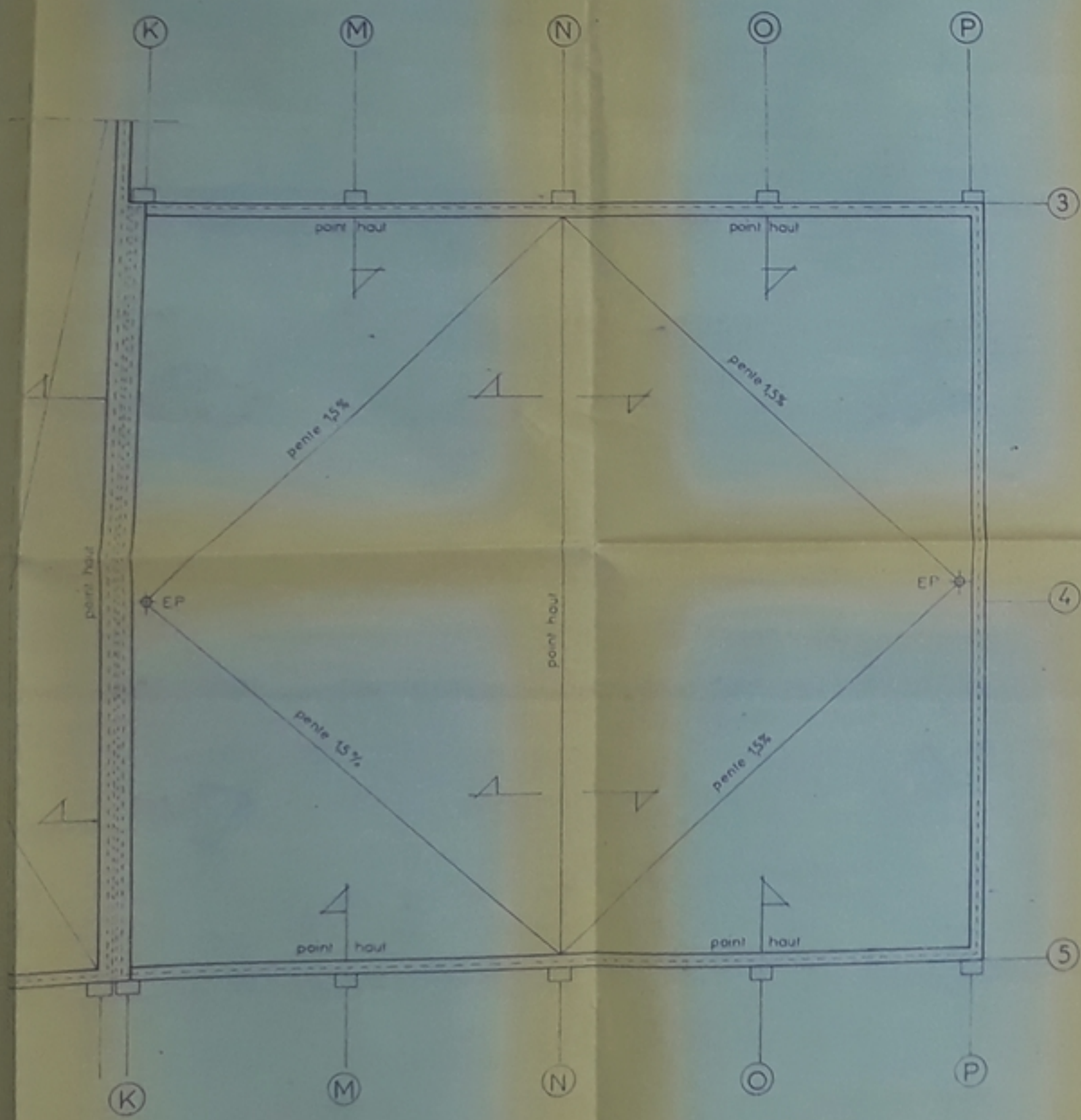
$$\text{Ecartements } 4 + 2 \times 7 + 2 \times 8 + 2 \times 9 + 2 \times 10 + 2 \times 13 + 2 \times 16 \\ + 2 \times 28 = 180 \text{ cm}$$



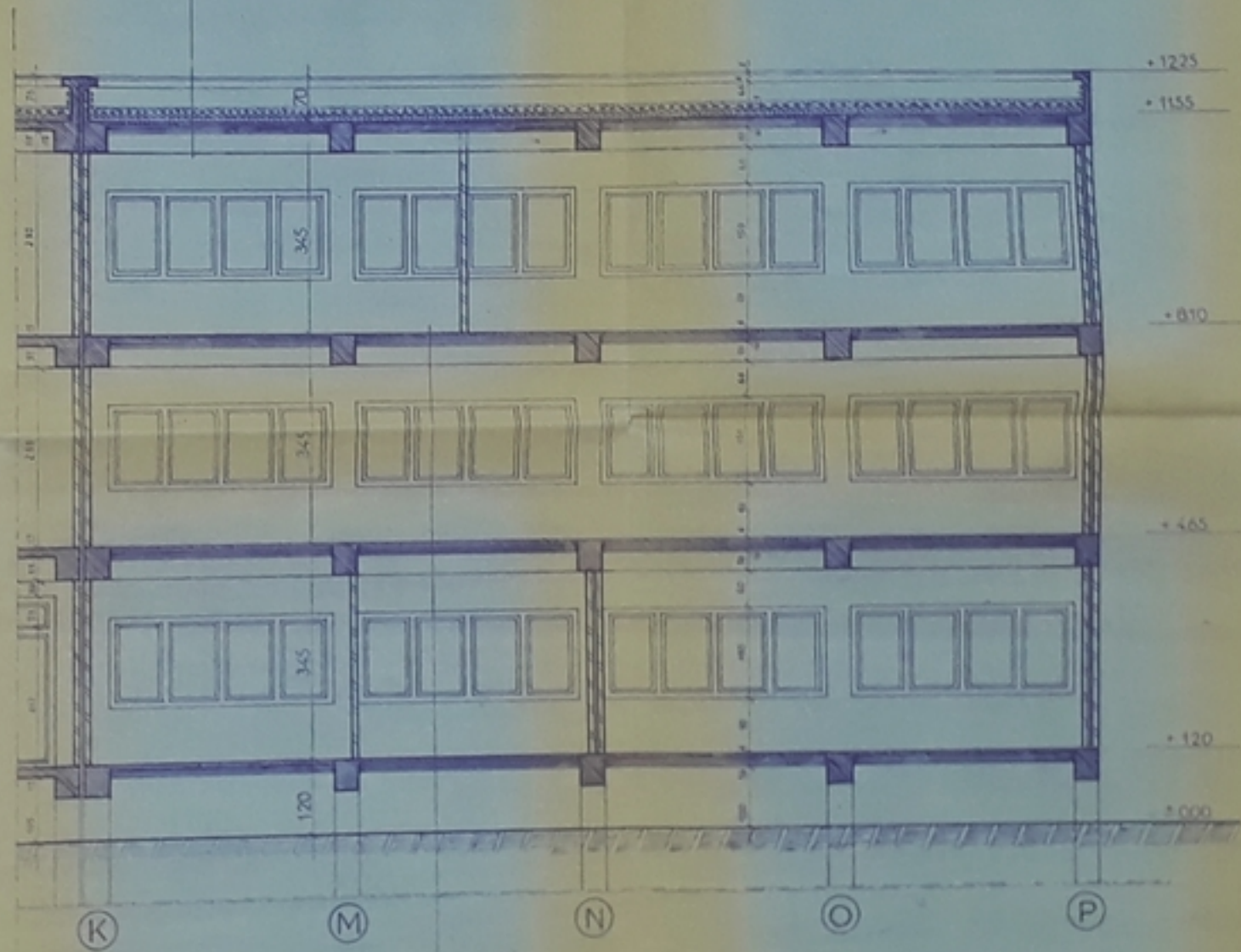
BIBLIOGRAPHIE

- C.C.B.A. 68 Règles de calcul du Béton Armé
- calcul et vérification des ouvrages en Béton Armé
- calcul pratique des sections en B.A. en flexion simple et composée. } P. CHARON
- Traité de Béton Armé Tome 4 A. GUERRIN
- Règles Parasismiques 69
- Calcul des ossatures Fuentes
- Cours de béton II et III Mr Merouani et Mr Bonneville
- cours de Bâtiment II Mr Bejinariu

— o —



- 4 cm de gravier roulé lavé 5/25 mm
- étanchéité multi couche système indépendant
- film polyéthylène
- isolation en liège 5 cm
- forme de pente
- dalle de compression 4 cm
- hourdis 16 cm
- faux plafond acoustique



- carrelage } 5 cm
- mortier de pose }
- dalle de compression 4 cm
- hourdis 16 cm
- faux plafond acoustique

UNIVERSITE D'ALGER
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

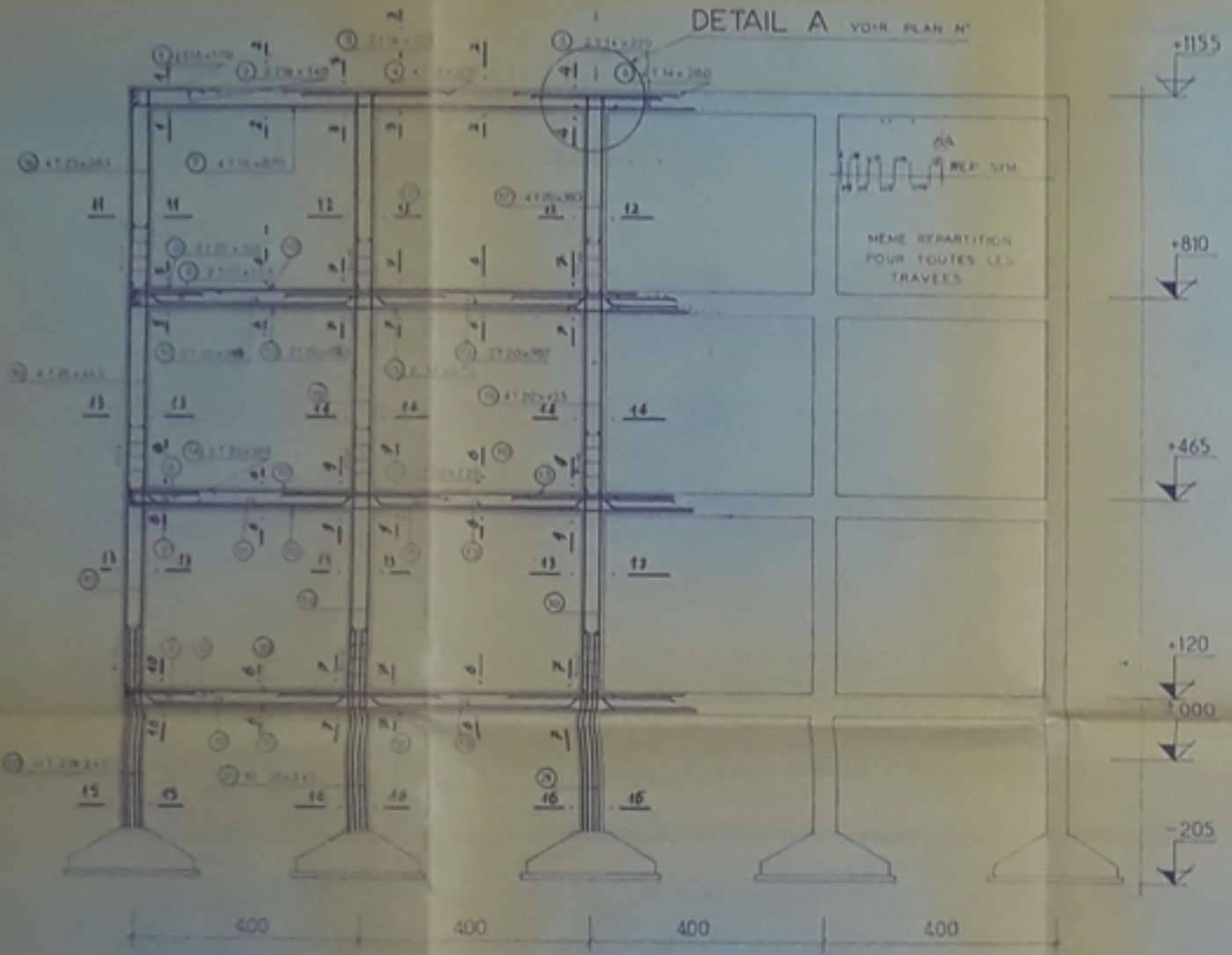
PROJET DE FIN D'ETUDES
 BATIMENT A USAGE DE
 BUREAUX (D.E.T)

PROPOSE PAR DNC-BENEG

TERRASSE
 NIVEAU +1155
 ET
 COUPE A.A

ECHELLE 1/50
 PLAN N° 3
 PROMOTION JANVIER 79
 ETUDIE PAR
 HELLENDHO M. D.
 NOUASSIA MESSAOUD
 DIRIGE PAR M. BELJENOU

PORTIQUE 2-2



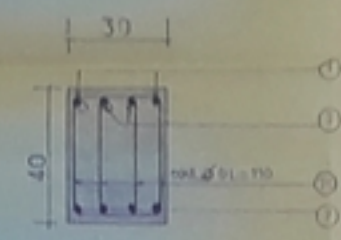
NOTA
 BETON DOSE A 350 kg/m CPA 325
 $\sigma_{28} = 270$ bars
 ACIERS TOR $\sigma_{en} = 4120$ bars
 ACIERS DOUX $\sigma_{en} = 2350$ bars

NOMENCLATURE DES ACIERS

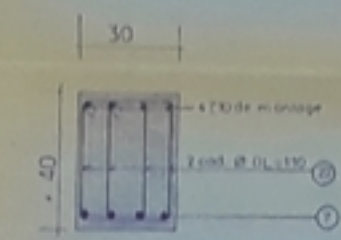
N°	DIAM	NOMBRE	LONGUEUR		FACONNAGE		
			REL	TOT			
1	16	2	2	4	178	712	←
2	16	2	4	8	148	1184	←
3	16	2	2	4	220	880	←
4	16	4	4	16	280	4480	←
5	14	2	1	2	220	440	←
6	14	4	1	4	260	1120	←
7	16	4	2	8	870	6968	←
8	20	2	4	8	85	1464	←
9	20	2	6	12	153	1836	←
10	20	2	12	24	833	20992	←
11	20	2	6	12	680	7320	←
12	20	2	6	12	707	8484	←
13	16	2	4	12	870	10440	←
14	25	2	2	4	189	756	←
15	20	2	3	6	220	1320	←
16	25	4	2	8	383	3064	←
17	20	4	3	12	383	4596	←
18	25	4	2	28	445	12460	←
19	20	4	3	12	425	5100	←
20	25	8	2	16	345	5520	←
21	25	10	3	30	345	10350	←
22	8				990	110	←
23	8				180	184	←
24	8				56	165	←
25	8				28	056	←

RECAPITULATION

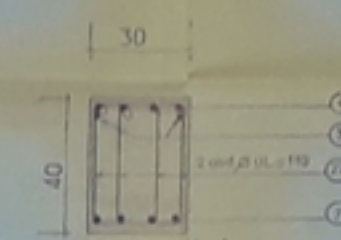
DIAM	ACIER DOUX					ACIER TOR				
	8	14	16	20	25	8	14	16	20	25
LONG (m)	1540	16	247	514	322					
POIDS/U	0.395	1208	1578	2466	3853					
POIDS(kg)	609	20	390	1270	124					
TOTAL	609 kg									2921 kg



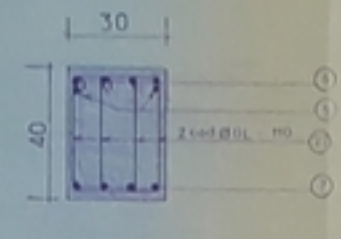
COUPE 1-1



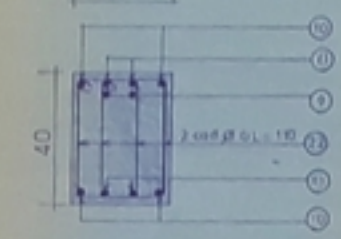
COUPE 2-2



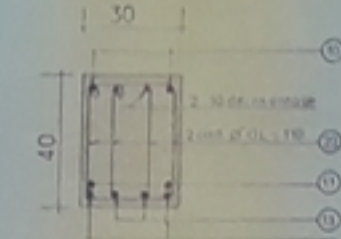
COUPE 3-3



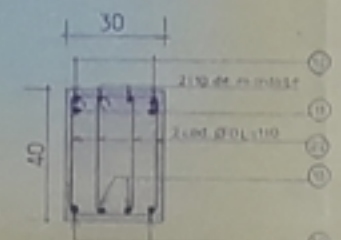
COUPE 4-4



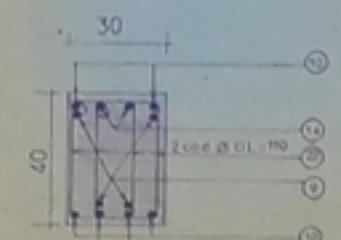
COUPE 5-5



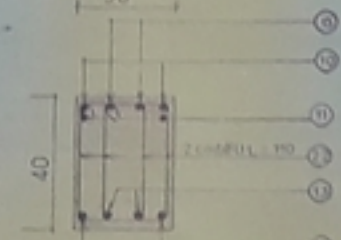
COUPE 6-6



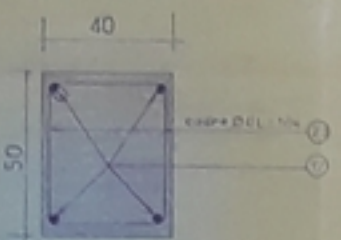
COUPE 7-7



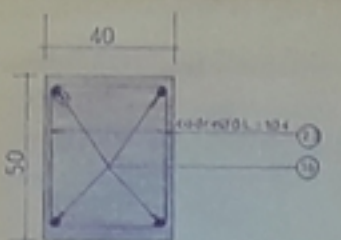
COUPE 8-8



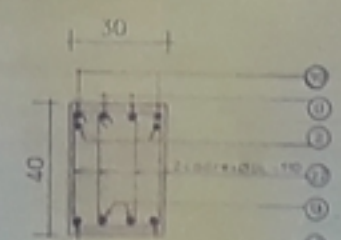
COUPE 9-9



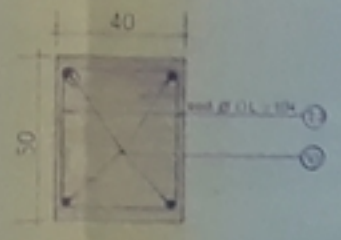
COUPE 12-12



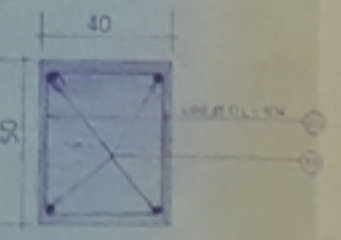
COUPE 11-11



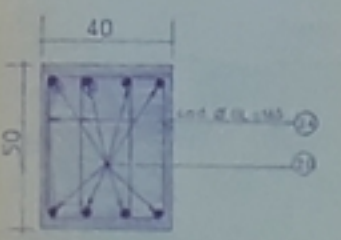
COUPE 10-10



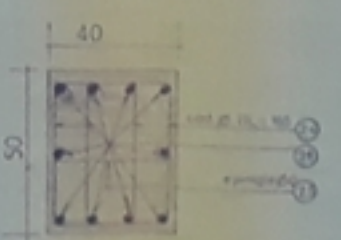
COUPE 13-13



COUPE 14-14



COUPE 15-15



COUPE 16-16

UNIVERSITE D'ALGER
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES
 BATIMENT A USAGE DE
 BUREAUX (D E T)

PROPOSE PAR DNC, SERES

PORTIQUE
 LONGITUDINAL
 COFFRAGE ET
 FERRAILLAGE

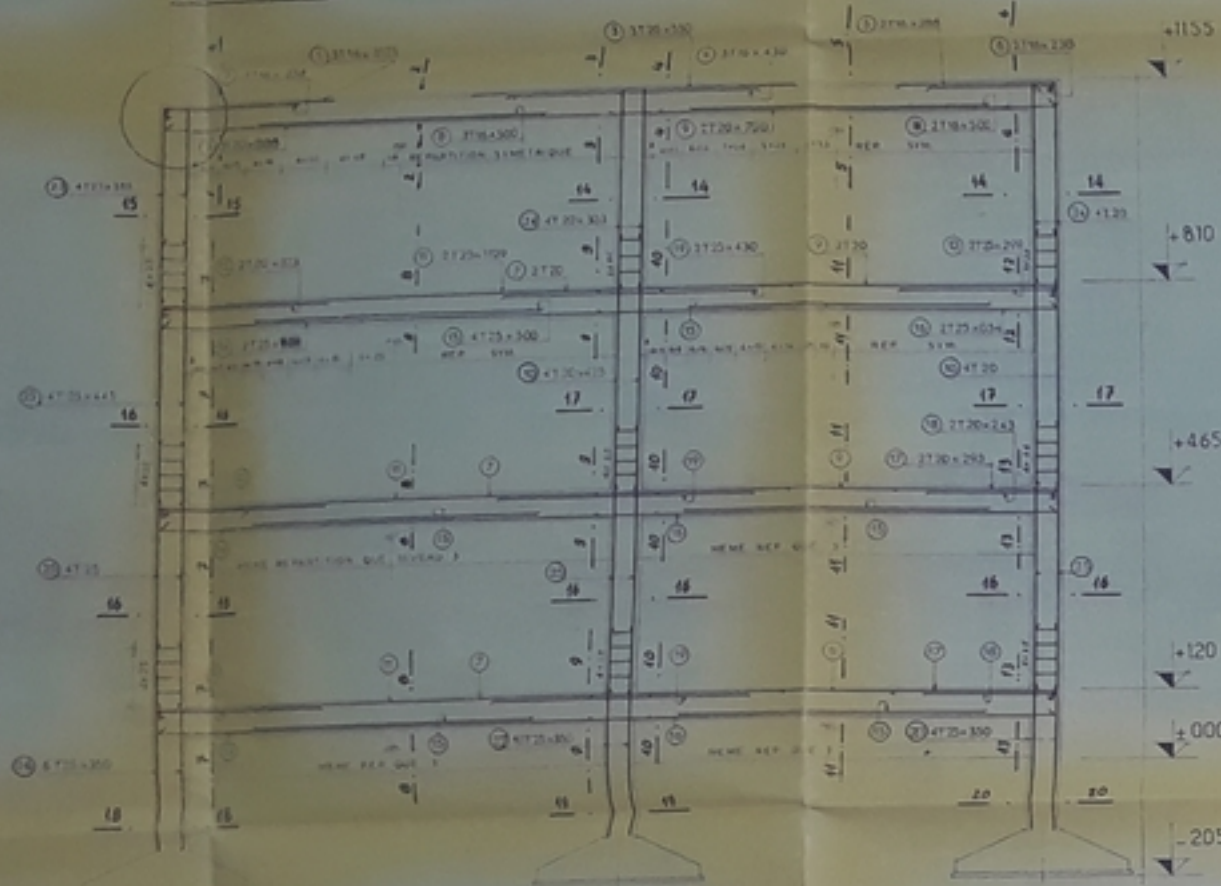
ECHELLES 1/50 1/10
 PROMOTION JANVIER 79
 PLAN N° 5
 ETUDE PAR
 NOUASRIA MESSADOU
 HYLLENOHO M O
 DIRIGE PAR M° DEJAN

PB 00979

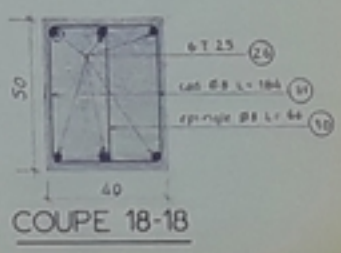
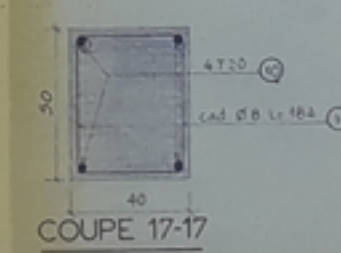
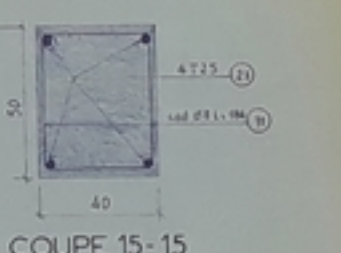
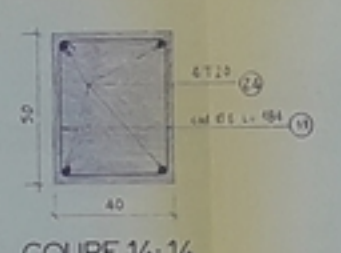
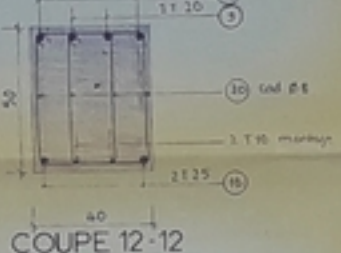
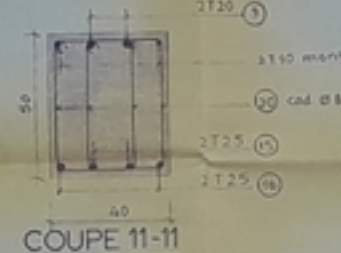
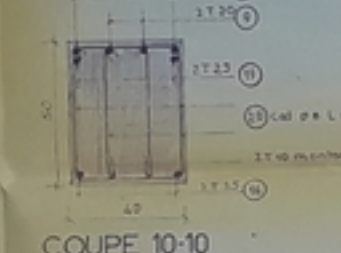
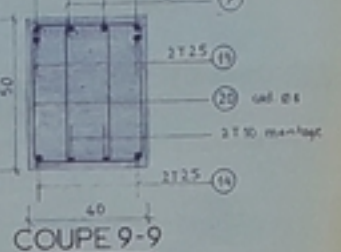
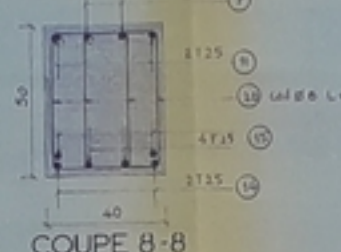
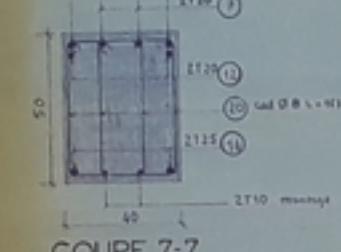
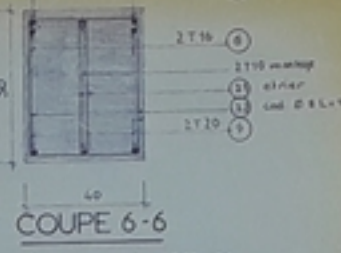
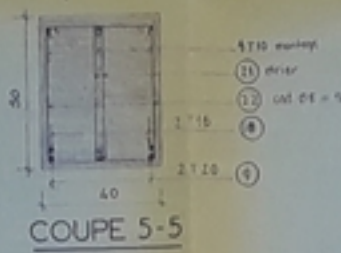
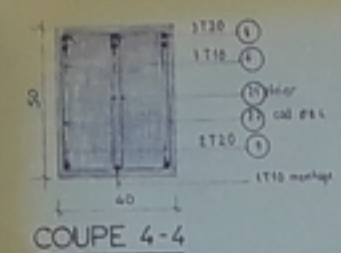
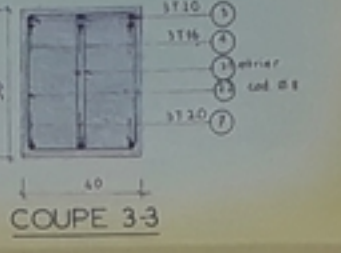
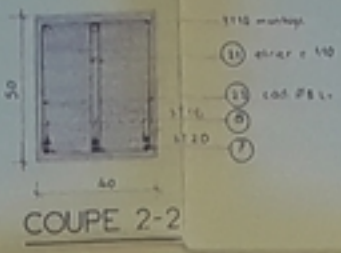
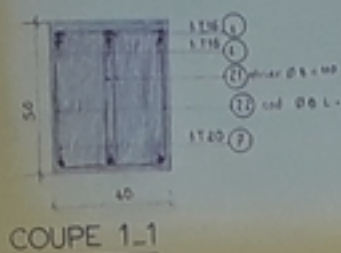
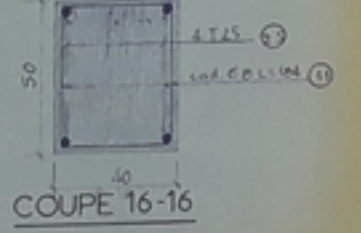
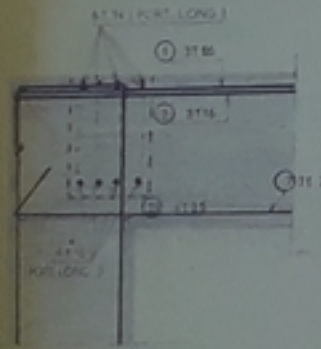
-2-

PORTIQUE 1-1

DETAIL - A -



DETAIL - A -



NOMENCLATURE DES ACIERS

DIAMETRE	NOMBRE	LONGUEUR		PONDAGE	
		INDIV.	TOTALE		
16	1	1	1	333	333
16	3	1	3	258	774
20	3	1	3	950	2850
16	3	1	3	430	1290
16	2	1	2	188	376
16	2	1	2	218	436
20	1	1	1	888	888
16	1	1	1	333	333
20	2	4	8	766	1532
20	4	2	8	425	1700
25	2	3	6	1929	5784
20	2	5	10	323	1615
25	2	4	8	214	856
25	3	3	9	404	1212
25	3	3	9	530	1590
25	2	3	6	854	2562
20	2	2	4	251	1004
20	2	2	4	243	972
25	2	3	6	450	1350
8				696	1392
8				76	152
8				78	156
25	4	1	4	681	2724
20	4	2	8	183	732
25	4	4	16	485	1940
15	6	1	6	345	2070
25	10	4	40	185	7400
25	4	1	4	145	580
8				28	112
10				14	56
8				124	496
8				14	56
TOTAL				651	2436

RECAPITULATION

DIAMETRE	B	ACIER TOR		
		16	20	25
LONGUEUR	6478	6560	2642	4918
POIDS UNIT.	0,515	1,578	2,485	3,853
POIDS	651	104	654	1878
TOTAL				2436

NOTA
 BETON DOSE A 350 kg/m³ CPA 325
 CONTROLE ATTENUÉ $\sigma_{28} = 270$ bars
 ACIER TOR $\sigma_{en} = 4120$ bars
 ACIER DOUX $\sigma_{en} = 2350$ bars

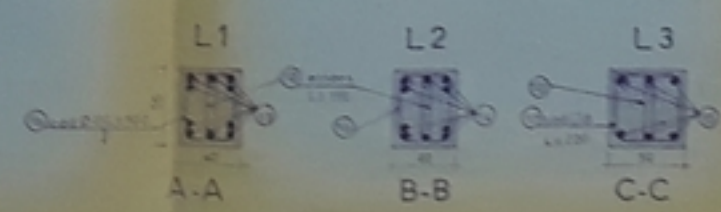
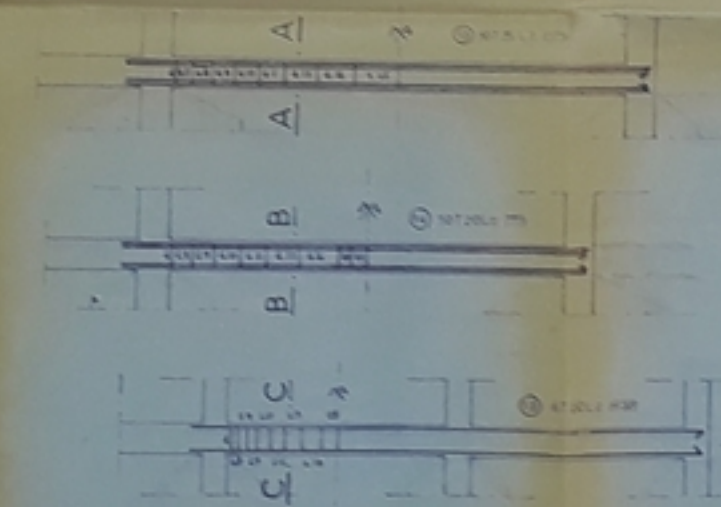
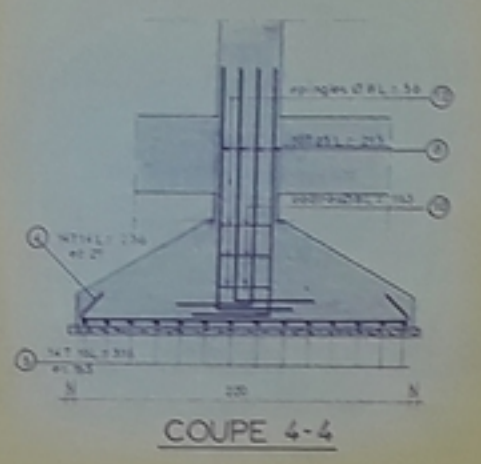
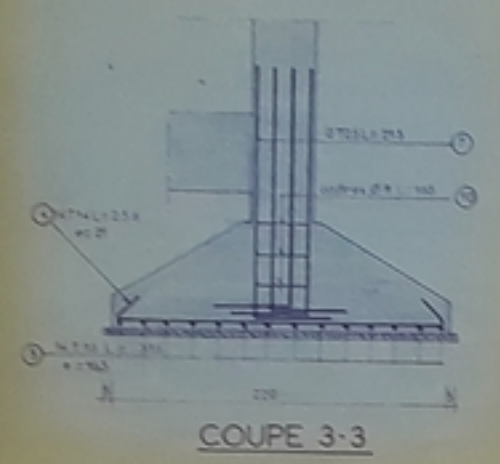
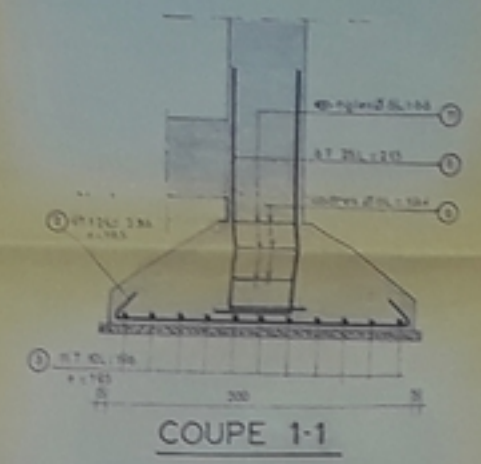
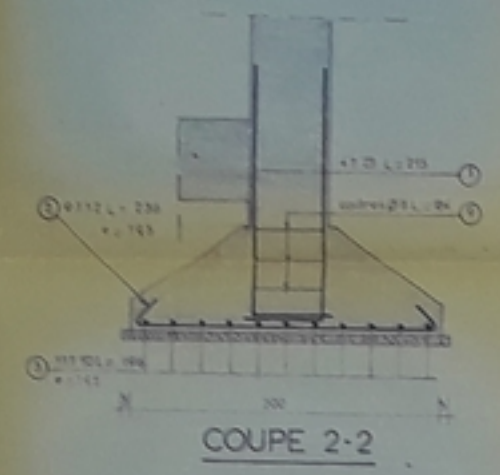
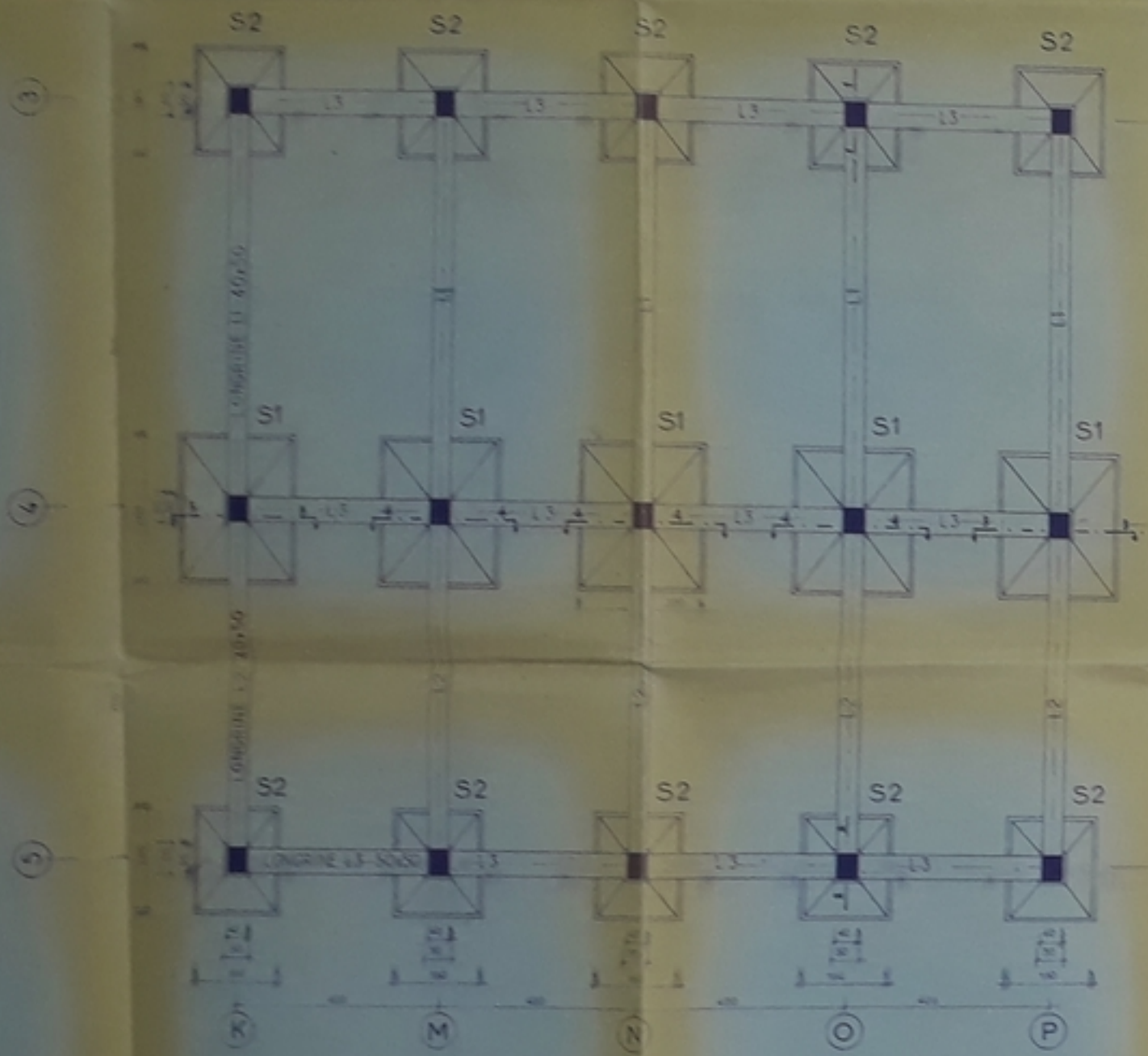
UNIVERSITE D'ALGER
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES
 BATIMENT A USAGE DE
 BUREAUX (D.E.T.)

PROPOSE PAR O.N.C. BEREG
 PORTIQUE TRANSVERSAL
 COFFRAGE
 ET
 FERRAILLAGE
 ECHELLES 1/50 V10
 PROMOTION JAN 79
 PLAN N° 6
 ETUDE PAR
 MYLLENDHO M O
 NOUASRIA M
 DIRIGI PAR M. J. J. J.

13 00 9 79
-1-

NOTA
 BETON DOSE A 350kg/m³ CPA 325
 $\sigma_{28} = 270$ bars
 ACIER TOR $\sigma_{en} = 4120$ bars
 ACIER DOUX $\sigma_{en} = 2350$ bars



RECAPITULATION

	ACIER DOUX					ACIER TOR					
	DIAM	8	10	12	14	16	20	25			
LONG	3022	216	203	180	222	225	659				
POIDS/U	1295	267	388	208	578	2466	3853				
POIDS	1225	133	189	217	350	292	2539				
TOTAL	1225 kg								TOTAL	1984 kg	

NOMENCLATURE DES ACIERS

PROFIL	DIAM	NOMBRE	LONGUEUR	FAÇONNAGE		
#	T	REL	DEL	TOT	UNIT	TOTALE
1	8	5	62	370	134	4150
2	8	8	64	850	5440	
3	6	5	62	310	107	3440
4	6					
TOTAL						930 018 1678

RECAPITULATION

	ACIER DOUX	ACIER TOR
DIAM	8	6
LONG	16740	13835
POIDS U	1222	1022
POIDS	38	290
TOTAL	38 kg	TOTAL 290 kg

ACROTÈRE
COFFRAGE ET
FERRAILLAGE

NOMENCLATURE DES ACIERS

PROFIL	DIAM	NOMBRE	LONGUEUR	FAÇONNAGE		
#	T	REL	DEL	TOT	UNIT	TOTALE
1	25	4	5	20	215	4300
2	12	9	10	90	236	20240
3	10	11	10	110	196	21560
4	14	14	5	70	256	17820
5	16	14	5	70	316	22200
6	25	6	5	30	215	6450
7	25	8	2	16	215	3440
8	25	10	3	30	215	6450
9	8			30	184	5520
10	8			30	165	4950
11	8			15	166	990
12	8			9	156	504
13	25	10	5	50	904	45200
14	20	10	5	50	798	39900
15	25	6	12	72	883	63576
16	8			630	182	74600
17	8			370	200	7400
18	8			992	110	10920

UNIVERSITE D'ALGER
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES
 BATIMENT A USAGE DE
 BUREAUX (DET)

PROPOSE PAR DMC-NEDS

PLAN DE
 FONDATIONS

COFFRAGE ET
 FERRAILLAGE

ECHELLES 1/30 V20
 PLAN N° 7
 PROMOTION JANVIER 79
 ETUDE PAR
 HILLENBRO W.D
 NOUSRIA MESSAOUD
 BOUTOUBA M. ET AL.

