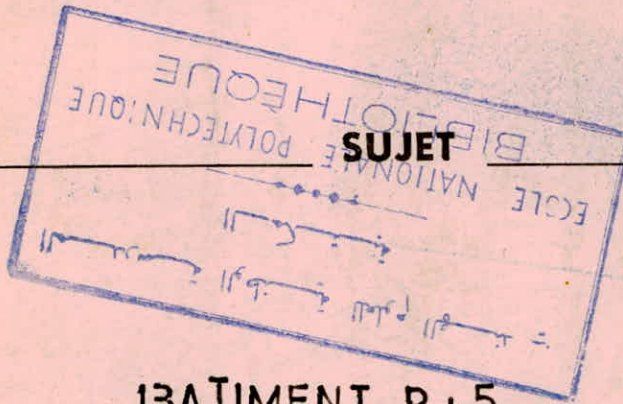


# ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : DE GENIE CIVIL

## PROJET DE FIN D'ETUDES



BATIMENT R+5

Proposé par :

ETAU

Etudié par :

L MAHMOUDI

A TAL BI

Dirigé par :

D BENOUAR



PROMOTION : JANVIER 84

## ► DEDICACES ◄



c'est avec joie que je dédie ce modeste projet de fin d'études :

- à mes parents.
- à mes frères et sœurs.
- à mes amis de toujours

Amor

mes dédicaces vont à :

- mes défunts grands parents maternels.
- la mémoire de mon grand père Mohamed.
- ma grand mère.
- mes parents.
- Fatima pour son soutien moral.
- toute ma famille.
- tous mes amis.

Laid

## ► REMERCIEMENTS ◄

nous remercions vivement notre promoteur monsieur S. Benouar pour les précieux conseils qu'il nous a prodigués durant tout le semestre ainsi que monsieur Malek directeur de l'E.T.A.U (casbah) et tout le personnel de cet atelier. nos remerciements vont également à tous les enseignants de l'ENPA qui ont contribué à notre formation et toutes les personnes qui nous ont apporté leur aide durant notre travail.

# SOMMAIRE

PRESENTATION . . . . .	1
CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX . . . . .	3
CALCUL DES ELEMENTS	
. ACROTERE . . . . .	8
. ESCALIERS (BLOC A ET B) . . . . .	11
CHARGES ET SURCHARGES . . . . .	25
CALCUL DES POUTRELLES	
. EFFORTS . . . . .	28
. FERRAILLAGE . . . . .	34
. VERIFICATION . . . . .	35
CALCUL DES PANNEAUX . . . . .	48
CALCUL DES POUTRES (BLOC A)	
. EFFORTS . . . . .	62
. FERRAILLAGE . . . . .	79
. VERIFICATION . . . . .	88
ETUDE AU SEISME	
. SEISME HORIZONTAL (BLOC A ET B) . . . . .	98
. ETUDE A LA TORSION (BLOC A) . . . . .	106
. CALCUL DES INERTIES DES VOILES . . . . .	113
. REPARTITION DES EFFORTS SISMQUES DANS LES VOILES . . . . .	119
. SEISME VERTICAL (BLOC A) . . . . .	124
CALCUL DES VOILES	
. EFFORTS . . . . .	124
. FERRAILLAGE ET VERIFICATION . . . . .	134
. CALCUL ET FERRAILLAGE DES LINTEAUX . . . . .	153
. DEFORMATIONS . . . . .	161
CALCUL DES POTEAUX (BLOC A) . . . . .	167
CALCUL DES EFFORTS (BLOC B) . . . . .	177
. FERRAILLAGE DES POUTRES . . . . .	223
. FERRAILLAGE DES POTEAUX . . . . .	229
CALCUL DES FONDATIONS . . . . .	236
CALCUL DES LONGRINES . . . . .	258

## —PRESENTATION DE L'OUVRAGE—

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usages multiples dont un dépôt, des bureaux, un centre de santé et des logements d'habitation.

Ce bâtiment sera implanté à ALGER (Zone de moyenne sismicité) il est à ossature mixte, voiles et Poutres-Poutrelles.

nous avons fait la supposition que tous les efforts horizontaux soient repris par les voiles vu la faible inertie des poteaux qui est négligeable devant celle des voiles.

le contreventement sera donc assuré uniquement par les voiles et dans les 2 directions longitudinale et transversale puisque le CTC impose que le système de contreventement soit le même dans les deux directions.

notre bâtiment se compose de :

a/ un bloc A comprenant

- . un vide sanitaire
- . un dépôt de médicament
- . un étage qui servira de bureaux
- . 2 étages de centre de santé
- . 2 " " comme logements d'habitation.

b/ une cage d'escalier indépendante du Bloc A qui servira pour les deux logements d'habitation.

Béton Armé : tous le béton entrant dans la construction de l'immeuble sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (C.C.B.A 68) et de tous les règlements en vigueur applicables en Algérie (P.S 69 + le complément de l'organisme de contrôle technique de construction (C.T.C 84))

en principe la composition d'un m<sup>3</sup> de béton est de :

- . 800 litres de gravillons ( $D_0 \leq 25 \text{ mm}$ )
- . 400 " " " sable ( $D_0 \leq 5 \text{ mm}$ )
- . 175 " " d'eau
- . 350 kg de ciment 325

### Acier :

nous utiliserons de l'acier doux (lisse) et de l'acier à haute adhérence il sera propre et débarrassé de toute trace de rouille non adhérente.

### Planchers :

nous avons utilisé 2 types de planchers

- . à corps creux 16 + 4 cm
- . à dalle pleine 16 cm

nous avons choisi le plancher sur vide sanitaire en dalle pleine pour abaisser le centre de masse de notre bâtiment quitte à perdre son coffrage.

et nous avons choisi tous les autres planchers à corps creux pour gagner le coffrage et pour sa facilité d'exécution vu qu'il repose sur poutrelles en Préfabriqué et ceci augmentera l'économie.

la terrasse est inaccessible. elle comporte une forme de pente pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales.

Escaliers: ils seront construits étage par étage en même temps que l'ossature de façon à limiter l'emploi des échelles et seront en béton armé et les marches seront recouvertes de carrelage

taux de travail du sol: la contrainte admissible du sol est de  $\bar{\sigma}_s = 3$  bars d'une profondeur de 5m.

## CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

### // Béton:

- le béton est dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA 325 et contrôle atténué.

- la Résistance nominale de compression à 28 jours

$$\sigma_n' = \sigma_{28}' = 270 \text{ bars} = 275 \text{ kg/cm}^2$$

- la Résistance nominale de traction à 28 jours

$$\sigma_n = \sigma_{28} = 23,2 \text{ bars} = 23,6 \text{ kg/cm}^2$$

du pt de vue mécanique, le béton est défini par sa résistance à la compression et à la traction à 28 jours d'âge.

#### a/ Contrainte de Compression Admissible (cc8A63):

La contrainte de compression admissible du béton est désignée par le symbole ( $\sigma_3'$ ) et donnée par la formule

$$\sigma_3' = \rho_3' \cdot \sigma_n' \quad \text{avec } \rho_3' = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon$$

$\alpha$ : est fonction de la classe de ciment utilisé, il prend les valeurs:

- 1 pour les bétons dont le ciment constitutif est de classe 32
- 9/10 " " " " " " " " " " " " " " " " 40
- 5/6 " " " " " " " " " " " " " " " " 45

$\gamma$ : dépend des épaisseurs relatives ( $h_m$ ) des éléments de construction et des dimensions des granulats

$$\gamma = 1 \quad \text{pour } h_m > 4 C_g$$
$$\gamma = \frac{h_m}{4 C_g} \quad \text{pour } h_m < 4 C_g$$

$h_m$ : l'épaisseur min de la pièce;

$C_g$ : grosseur d'un granulats

la grosseur d'un granulats étant le diamètre min des trous d'un passoire susceptible de livrer passage à 90% des granulats

$\beta$ : est fonction de l'efficacité du contrôle, il prend les valeurs

- 5/6 contrôle atténué
- 1 contrôle strict.

$\delta$ : dépend de la nature des sollicitations:

$$\delta = \begin{cases} 0,30 \text{ en compression simple} \\ 0,60 \text{ dans le cas de la flexion simple et dans le cas de la flexion composée lorsque l'effort normal est de traction.} \end{cases}$$

$$\delta = \min \begin{cases} 0,3 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \\ 0,6 \end{cases} \quad \text{pour la flexion composée où l'effort normal est de compression.}$$

avec:

$e_0$ : l'excentricité de la résultante des forces extérieures / aux centre de gravité du béton seul

$e_1$ : 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 press.



## 2/ Aciers :

En généralité les aciers utilisés pour le béton armé sont classés en 3 catégories

### 1. Acier doux :

le rond lisse a 3 nuances :  $F_e E 22$  ;  $F_e E 24$  ;  $F_e E 34$

a/ ronds lisses de nuance  $F_e E 22$

$$\sigma_{bn} = 2160 \text{ bars} = 2200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{bn} = 1440 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP}_1$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{bn} = 2200 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP}_2$$

b/ ronds lisses de nuance  $F_e E 24$  :

$$\sigma_{bn} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP}_1$$

$$\bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP}_2$$

c/ ronds lisses de nuance  $F_e E 34$

$$\sigma_{bn} = 3340 \text{ bars} = 3400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 3400 \cdot \frac{2}{3} = 2270 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP}_1$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{bn} = 3400 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP}_2$$

2. Acier à haute adhérence : ce sont des aciers qui ont subi un traitement mécanique leur conférant une limite d'élasticité élevée.

la haute adhérence est généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature ou par torsion  $\sigma/\sigma$ . Profil circulaire ou par les deux procédés à la fois.

les armatures à haute adhérence sont réparties en 4 classes

$F_e E 40 A$  ;  $F_e E 40 B$  ;  $F_e E 45 A$  ;  $F_e E 50$

a/ Pour les armatures  $F_e E 40$  généralement utilisées ( $\psi < 20$ ) :

$$\sigma_{bn} = 4120 \text{ bars} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP}_1$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{bn} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP}_2$$

b/ Pour les diamètres ( $\phi > 20$ ), nous avons :

$$\sigma_{bn} = 3920 \text{ bars} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{bn} = 2667 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP}_1$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{bn} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP}_2$$

## 3. Treillis Soudés

les treillis soudés sont des grillages en fil écroui se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leur pt de croisement. les caractéristiques mécaniques des treillis soudés sont donnés par le tabl suivant.

Diamètre $\phi$ (mm)	$\sigma_{bn}$	$\sigma_{bn}$
	bars	kg/cm <sup>2</sup>
$\phi \leq 6$	5200	5300
$\phi > 6$	4410	4500

le coefficient de fissuration  
( $\eta = 1$ )



## Conditions de fissuration du béton et contrainte de traction:

la théorie de fissuration permet le calcul de répartition et d'ouverture des fissures en flexion et en traction.  
on définit le pourcentage de fissurations par

$$\tilde{\omega}_f(\gamma) = \frac{A}{B_f}$$

A: section d'acier

B<sub>f</sub>: section de béton enrobant les aciers tendus

il y'a 2 types de fissurations

- fissurations systématiques.
- " " accidentelles.

### Fissuration systématique:

lors de la mise en traction, l'effort transmis au béton est supérieur à son effort de rupture, les contraintes de traction admissibles sont données par:

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f}$$

### Fissuration accidentelle

elle est due aux effets de retrait, de variation de température etc...

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \sigma'_b}$$

$\phi$ : diamètre nominal en mm de la plus grosse barre tendue

$\eta$ : coefficient de fissuration

$\eta = 1$  pour les ronds lisses

$\eta = 1,6$  pour les H.A

k: coefficient dépendant des conséquences de la fissuration tant sur le comportement de l'ouvrage que sur son aspect

$k = 15 \cdot 10^6$  - fissuration peu nuisible.

$k = 9 \cdot 10^6$  - fissuration préjudiciable

$k = 0,5 \cdot 10^6$  - fissuration très préjudiciable.

la contrainte de traction des aciers à considérer sera

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

Coef. d'équivalence: on suppose que l'adhérence béton-acier est non rompue sous F d'où la même déformation dans l'acier et le béton  
d'où  $\epsilon_a = \epsilon_b$

la loi de Hook nous donne  $\frac{\sigma'_a}{E_a} = \frac{\sigma'_b}{E_b}$

posons  $\eta = \frac{E_a}{E_b} \Rightarrow \sigma'_a = \eta \sigma'_b$  ( $\sigma'_a$  et  $\sigma'_b$  étant les contraintes dans l'acier et dans le béton)

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

d'où un coef. d'équivalence  $\frac{21000}{5000} \leq \eta \leq \frac{21000}{1000}$

$$4,2 \leq \eta \leq 21$$

le CEA se fixe pour un béton moyen  $\underline{\underline{\eta = 15}}$

## Les sollicitations Pondérées :

les sollicitations à prendre en compte dans les justifications d'équilibre statique à la résistance et à la stabilité de forme sont les sollicitations totales pondérées définies ci-dessous.

### Notation:

G: sollicitation due à la charge permanente

P: sollicitation due aux surcharges d'exploitation y a leur majorations éventuelles pour effet dynamique

V: sollicitation due aux surcharges climatiques normales

W: " " " " " " " " " extrêmes

T: surcharges due aux effets de température et de retrait.

S<sub>i</sub>: sollicitations dues aux seisme

### Sollicitations totales Pondérées du 1er genre (SP<sub>1</sub>)

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

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

### Sollicitations totales Pondérées de 2<sup>ème</sup> genre (SP<sub>2</sub>)

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

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

$$S''_2 = G + P + T + S_1$$

le coef.  $\gamma_w$  étant donné par la formule

$$\gamma_w = 1,10 - 0,5 \frac{P_{g \max}}{G} \quad \text{dans le cas où } P_{g \max} < 0,20G$$

$$\gamma_w = 1 \quad \text{si non}$$

$P_{g \max}$  représente la sollicitation maximale développée par les surcharges pesantes d'exploitation.

## - ACROTÈRE -

l'acrotère sera calculé comme une console encastrée à sa base au plancher terrasse.

### 1. Forces agissantes sur l'acrotère:

- son poids propre qui sera un effort normal de compression
- une surcharge due à la main courante qui sera prise de 100 kg/ml

#### dimensions:

- l'épaisseur  $e = 15 \text{ cm}$
- la largeur  $b = 100 \text{ cm}$
- la hauteur  $h = 100 \text{ cm}$

rem: pour les calculs, nous prendrons un mètre largeur de l'acrotère ( $b = 100 \text{ cm}$ )

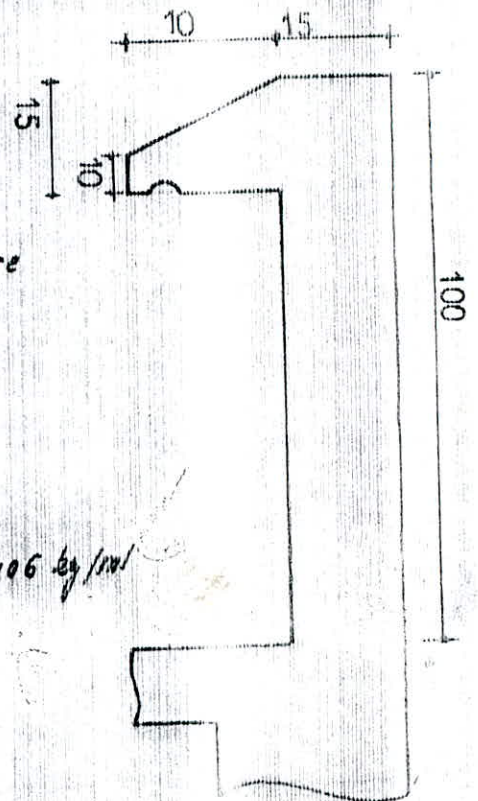
### 2. Calcul des efforts dans l'acrotère:

- 1/ sous le poids propre  
(effort normal de compression)

$$G = 2500 \cdot 0,15 \cdot 1 + \frac{(0,15 + 0,1)}{2} \cdot 0,1 \cdot 2500 = 406 \text{ kg/ml}$$

- 2/ sous les surcharges:  
(effort horizontal)

$$S = 100 \cdot 1,2 = 120 \text{ kg/ml}$$

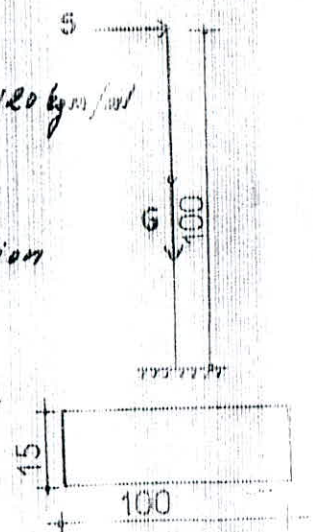


### 3. Schéma statique

- l'effort normal  $N = G = 406 \text{ kg/ml}$
- le moment fléchissant:  $M_b = S \cdot h = 120 \cdot 1,1 = 120 \text{ kgm/ml}$   
(section d'encastrement)

la section d'encastrement étant la plus sollicitée donc la plus dangereuse, nous avons de cette section

$$\begin{cases} M = 120 \text{ kgm} \\ N = 406 \text{ kg} \end{cases}$$



4) Ferraillage de l'acrotère :  
nous utiliserons la méthode de P. Charron.

a) calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{180}{406} \cdot 100 = 44,34 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_1}{6} = \frac{15}{6} = 2,5 \text{ cm}$$



$e_0$  : l'excentricité de l'effort normal par rapport au CGG du béton seul  
 $e_1$  : la distance du CGG du béton seul au bord du noyau central

$N > e_1$  : effort de compression }  $\Rightarrow$  la section est partiellement comprimée.

le ferraillage d'une telle section se fera exactement comme si elle était sollicitée en flexion simple en considérant un moment fictif  $M_{bf}$  par rapport aux aciers tendus

$$M_{bf} = N \cdot f$$

$$M_{bf} = 406 \left( 44,34 + \frac{15}{6} - 2 \right) = 14233 \text{ kg cm/m}$$

$$\mu = \frac{\eta M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 14233}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 4,51 \cdot 10^{-3}$$

On tire

$$K = 148$$

$$\xi = 0,9693$$

$$\sigma'_s = \frac{\bar{\sigma}_s}{K} = \frac{2800}{148} = 18,91 < \bar{\sigma}'_s = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ nous n'avons donc pas besoin de mettre des aciers comprimés}$$



$b_f$  : est la surface hachurée

détermination de la section d'armatures

$$A_f = \frac{M_{bf}}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{14233}{2800 \cdot 0,9693 \cdot 13} = 0,403 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,403 - \frac{406}{2800} = 0,258 \text{ cm}^2$$

Vérifications :

1. condition de non fragilité : (Art 52 CCBA 68)

il faut avoir

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h \quad (\bar{\sigma}_s = 5,9 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{d'où } A \geq 0,69 \cdot \frac{5,9}{2800} \cdot 100 \cdot 13 = 1,26 > A = 0,258 \text{ cm}^2$$

cette condition n'étant pas vérifiée, nous adopterons un ferrailage de  $A = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ce qui correspond à

$$ST6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ avec un espacement } (t = 20 \text{ cm})$$

### 2. Vérification à la fissuration:

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{\bar{\sigma}_a}}$$

$k = 10 \cdot 10^6$  fissuration préjudiciable (l'acrotère est exposé aux intempéries.)  
 $\eta = 16$  coef. de fissuration pour acier H.A

d'où

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{b_f} = \frac{1,41}{2 \cdot d \cdot b} = \frac{1,41}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 352 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = 10^6 \cdot \frac{16}{6} \cdot \frac{352 \cdot 10^{-3}}{1 + 10 \cdot 352 \cdot 10^{-3}} = 906,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{10^6 \cdot \frac{16 \cdot 5,9}{6}} = 3010,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3010,38 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

donc la contrainte  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  est bien admissible.

### 3. Vérification à l'effort tranchant:

il faut vérifier la formule suivante

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \quad (\text{Art 35.32 CCB 68})$$

$M$  est pris avec son signe algébrique

$$M = -120 \text{ kgm}$$

$$T = 120 \text{ kg} ; \quad z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 13 = 11,37 \text{ cm}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 1,41 \cdot 2800 = 3948$$

$$T + \frac{M}{z} = 120 - \frac{12000}{11,37} = -935 \text{ kg} < 0$$

$$\text{d'où } A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z} \quad (\text{vérifiée})$$

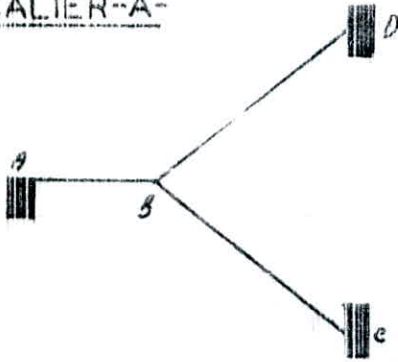
donc les armatures tendues au niveau de l'appuis ne seront soumises à aucun effort supplémentaire de traction vu que la condition est largement vérifiée

en plus des armatures verticales dans l'acrotère, nous prendrons des armatures horizontales de répartition. nous adopterons ST6/ml avec un espacement donc de 20 cm.

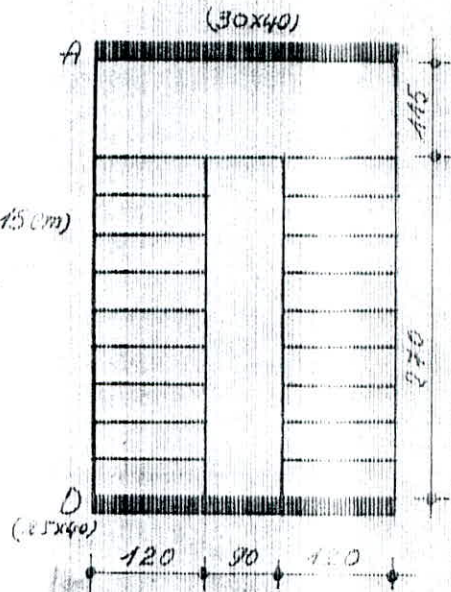
## — CALCUL DES ESCALIERS —

1. Description : nos Escaliers comportent 2 palissades et un palier intermédiaire à mi étage.

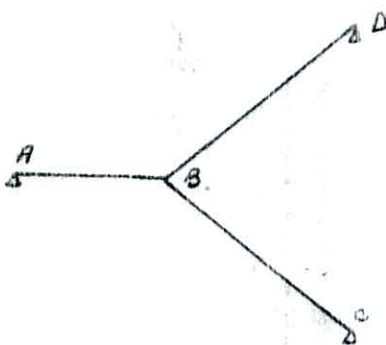
ESCALIER-A-



( $e = 150\text{cm}$ )

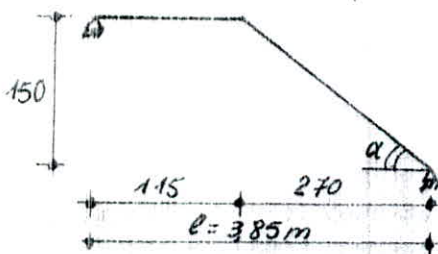


2. schéma statique adopté :



nous décomposerons l'escalier en deux parties. l'étude sera faite pour une seule volée (ABC) et nous adopterons le même ferrailage pour la volée ABC. tout en tenant compte de la poussée au vide qui existe ds la volée ABC et non dans la volée ABD où elle est reprise par le béton compris.

Volée étudiée



$$\tan \alpha = \frac{15}{27} = 0,555 \rightarrow \alpha = 29,05^\circ$$

Pour avoir un tracé idéal, les dimensions des marches et contre-marches doivent vérifier la condition empirique de Blondel

$$59 < 2h + g < 64$$

$$\begin{aligned} h \text{ (hauteur de la marche)} &= 16,5 \text{ cm} \\ g \text{ (giron)} &= 30 \text{ cm} \end{aligned} \rightarrow 2h + g = 63 \text{ cm (vérifié)}$$

3. dimensionnement de la palissade et du palier :

- $l = 3,85\text{m}$  (projetée)
- $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$  : on choisi  $e = 15\text{cm} > 10\text{cm}$  (préconisé par le arc)

#### 4. détermination des charges et surcharges:

rem1: le palier et la pailasse forment une poutre brisée qu'on peut calculer comme droite en projetant sur l'horizontale les efforts sur la pailasse

rem2: pour tous les calculs, on prendra un mètre largeur de la dalle formant le palier et la pailasse et les charges seront prises en ml horizon (projetées).

rem3: les marches seront considérées comme des charges uniformément réparties.

##### 4.1 charges et surcharges:

a/ Pailasse:

• pds propre ( $e=15\text{cm}$ ) =  $\frac{2500e}{\cos\alpha} = \frac{2500 \cdot 15 \cdot 10^{-2}}{0,74 \cdot 10^{-1}} = 429 \text{ kg/ml}$

• pds propre des marches ( $h=165\text{mm}$ ) =  $\frac{2200 \cdot 165 \cdot 10^{-2}}{2} = 181,5 \text{ kg/ml}$

• revêtements (carrelage + mortier) =  $2200 \cdot 0,05 \cdot 1,00 = 110 \text{ kg/ml}$

• pds propre du garde corps ..... =  $10 \text{ kg/ml}$

• Surcharges:  $S = 1.400 \text{ kg/m}^2$  (Centre de santé) =  $400 \text{ kg/ml}$

$$q = G + 1,2S = 1210,5 \text{ kg/ml}$$

b/ palier

• pds propre ..... =  $2500 \cdot 0,15 = 375 \text{ kg/ml}$

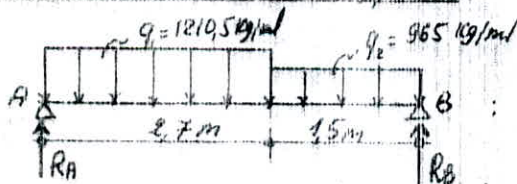
• revêtement ..... =  $2200 \cdot 0,05 = 110 \text{ kg/ml}$

• Surcharges:  $S = 400 \text{ kg/m}^2 \times 1 = 400 \text{ kg/ml}$

$$q_2 = G + 1,2P = 965 \text{ kg/ml}$$

#### 5. détermination des efforts:

5.1



cette poutre est supposée appuyée simplement à ses extrémités. nous déterminerons d'abord les efforts max. statiques et on prendra compte par la suite des encastresments reels existants aux appuis.

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_A = 2288,05 \text{ kg}; R_B = 2090,05 \text{ kg}$$

##### 5.2 efforts ds les $\neq$ sections:

EFFORT	$0 \leq x \leq 2,7$	$2,7 < x \leq 3,85$
M (kgm)	$0 \rightarrow 2123,5$	$1765,05 \rightarrow 0$
T (kg)	$980,3$	$-780,3$
	$-989,3$	$-2090,05$

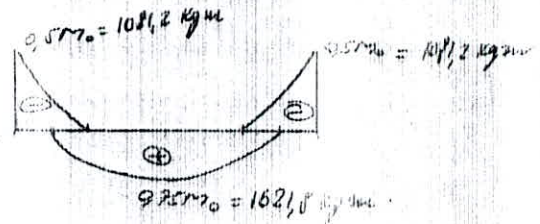
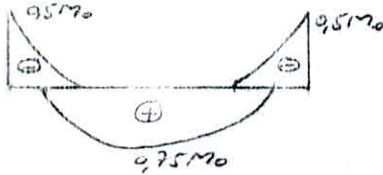
## détermination de la valeur max du moment

$$\frac{dM}{dx} = T = 0 \rightarrow x = x^* \text{ pour laquelle Max de valeur max.}$$

$$T = 2289,5 - 1210,5x = 0 \rightarrow x = 1,89 \text{ m}$$

$$M(x=1,89) = M_{\max} = 2162,40 \text{ Kg m}$$

en tenant compte des encastres au niveau des appuis, nous aurons la courbe enveloppe des moments.



## 6. Calcul du ferrailage: (METHODE P. CHIRON)

### 6.1. à mi travée:

$$M_k = 1621,8 \text{ Kg m.}$$

caractéristiques géom. de la section

$$h_k = 15 \text{ cm}$$

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

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



$$\alpha = \frac{\eta \cdot M}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1621,8 \cdot 10^3}{2100 \cdot 100 \cdot 13^2} = 9,0514 \rightarrow \begin{cases} k = 32,4 \\ \epsilon = 0,1945 \end{cases}$$

contrainte dans le béton:

$$\sigma'_s = \frac{\bar{\sigma}_s}{k} = \frac{2100}{32,4} = 64,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_s = 137,7 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

section d'acier

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1621,8 \cdot 10^3}{2100 \cdot 0,1945 \cdot 13} = 4,98 \text{ cm}^2$$

On adoptera 7 T10/ml soit  $A = 5,40 \text{ cm}^2$  et l'espacement  $e = 14 \text{ cm}$ .

### 6.2 sur appuis:

$$M_a = 1081,2 \text{ Kg m}$$

$$\alpha = \frac{\eta M}{\bar{\sigma}_s b h^2} = \frac{15 \cdot 1081,2}{2100 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0342 \rightarrow \begin{cases} k = 48 \\ \epsilon = 0,2206 \end{cases}$$

$$\sigma'_s = \frac{\bar{\sigma}_s}{k} = \frac{2100}{48} = 43,75 < \bar{\sigma}'_s = 137,7 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{pas besoin d'acier comprimés.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1081,2 \cdot 10^3}{2100 \cdot 0,2206 \cdot 13} = 3,22 \text{ cm}^2$$

on adoptera 5 T10/ml soit  $A = 3,92 \text{ cm}^2$  avec un écartement  $e = 10 \text{ cm}$ .



## Vérifications -

a) les contraintes :

• en travée :  $A = 5,49 \text{ cm}^2$ ;  $M = 1621,8 \text{ kgm}$

$$- \tilde{w} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 5,49}{100 \cdot 13} = 0,422 \rightarrow \left. \begin{array}{l} K = 35,4 \\ E = 0,9008 \end{array} \right\}$$

$$- \sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{1621,8 \cdot 10^2}{5,49 \cdot 0,9008 \cdot 13} = 2522,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

$$- \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2522,6}{35,4} = 71,25 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

• sur appuis :  $A = 3,92 \text{ cm}^2$ ;  $M = 1081,2 \text{ kgm}$

$$- \tilde{w} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3,92}{100 \cdot 13} = 0,301 \rightarrow \left. \begin{array}{l} K = 43 \\ E = 0,9131 \end{array} \right\}$$

$$- \sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{1081,2 \cdot 10^2}{3,92 \cdot 0,9131 \cdot 13} = 2321,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

$$- \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2321,8}{43} = 53,99 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

b) Condition de non fragilité : (Art 52 CEB A 68)

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_t}{\bar{\sigma}_m} \quad (\text{on vérifie pour la section d'acier min})$$

$$A_{\text{min}} = A_{\text{appuis}} = 3,92 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4800} = 1,26 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

c) Vérification au cisaillement :

$$\sigma_b = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} \cdot h \quad (\text{Art 25.92 CEB A 68})$$

$$T_{\text{max}} = 2288,05 \text{ kg}$$

$$z = 11,37 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

d'où

$$\sigma_b = \frac{2288,05}{100 \cdot 11,37} = 2,01 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

$$\sigma_b < 1,15 \bar{\sigma}_b \quad (\text{dalle})$$

Armatures de répartition :

$$\frac{1}{4} A \leq A_r \leq \frac{1}{3} A$$

nous prenons  $\frac{1}{4}$  des armatures principales (longitudinales) puisque les escaliers sont considérés comme chargés uniformément.

$$\frac{A}{4} = \frac{5,49}{4} = 1,37 \text{ cm}^2 \text{ soit } 378 \text{ /ml qui correspondent à } (A_r = 1,37 \text{ cm}^2)$$

espacées de  $t = 33 \text{ cm}$ .

d) Vérification des conditions d'appuis : (Art 31.32 CEB A 68)

il faut vérifier

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

$$T = 2889,05 \text{ kg} ; M = -1081,2 \text{ kgm} ; z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 13 = 11,37 \text{ cm}$$

$$A \bar{M} \geq T + \frac{M}{z} = 2889,05 - \frac{1081,2 \cdot 10^4}{11,37} = -7221,18 \text{ kg} < 0$$

$T + \frac{M}{z} < 0 \Rightarrow$  il n'y aura pas d'effort supplémentaire de traction dans les armatures inférieures au niveau de l'appui

### e/ Vérification des espacements des barres

• Armatures principales :

$$t = 14 \text{ cm} < \min \begin{cases} 3h_e = 45 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{vérifié})$$

• Armatures de répartition

$$t = 33 \text{ cm} < \min \begin{cases} 4h_e = 60 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{vérifiée})$$

### f/ Vérification à la fissuration : (Art 49-22 CCBA 68)

$$\sigma_f = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} ; \quad \sigma_s = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_s}$$

$K = 15 \cdot 10^6$  fissuration peu nuisible

$\eta = 1,6$  aciers HA

$\phi = 10$

$A = 5,49 \text{ cm}^2$

$B_f = 2 \cdot d \cdot b = 2 \cdot 2 \cdot 100 = 400$   
(section de béton entourant les aciers tendus)



$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{5,49}{400} = 0,0137$$

$$\sigma_s = 2891,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2855,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_f = \min \begin{cases} \max(\sigma_s, \sigma_s) = 2891,82 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_s = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

donc  $\bar{\sigma}_f = 2800 \text{ kg/cm}^2$  est bien la contrainte adm. et il n'y a pas risque de fissuration.

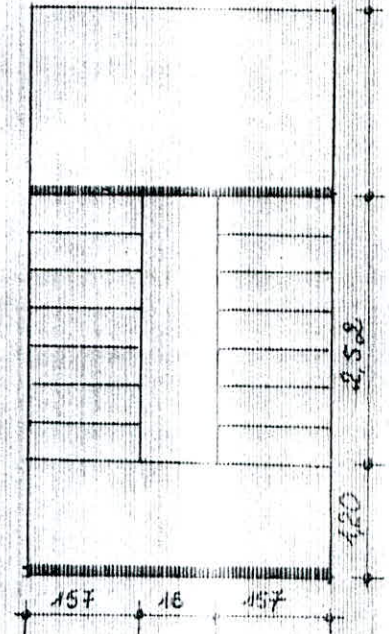
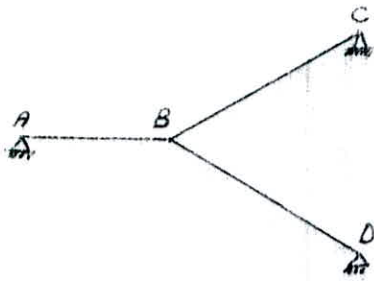
### g/ Vérification à la flèche : (Art 61, 21 CCBA 68)

$$\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \rightarrow A = 5,49 \text{ cm}^2 \leq \frac{43}{4200} \cdot 100 \cdot 13 = 1330 \text{ (vérifié)}$$

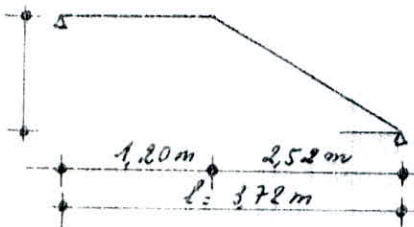
rem: les poutres paliers de l'escalier (A) seront calculées avec celles de l'escalier (B).

## - CALCUL DE L'ESCALIER-B -

1. DESCRIPTION: ces escaliers sont à usage d'habitation, ils permettent l'accès aux deux étages situés au dessus du centre de ronte. ces escaliers sont constitués de deux paillasse et un palier intermédiaire.



### 2. schéma statique adopté



$$\tan \alpha = \frac{1.5}{2.52} = 0.595$$

$$\alpha = 30.76^\circ$$

vérification de la relation de Blondel

$$59 \leq 2h + g \leq 64 \rightarrow 2h + g = 2 \cdot 16.5 + 28 = 61 \text{ cm (vérifié)}$$

### 3. dimensionnement de la paillasse et du palier:

- $l = 3.72 \text{ m}$
- $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \rightarrow$  on choisit  $e = 15 \text{ cm} > 10 \text{ cm (min. etc)}$

### 4. détermination des charges et surcharges (voir escalier A)

a) Paillasse:

- pds propre ( $e = 15 \text{ cm}$ ) . . . . .  $\frac{2500 \cdot e}{\cos \alpha} = \frac{2500 \cdot 0.15}{0.83 \cdot 10^{-1}} = 436.39 \text{ kg/ml}$
- pds propre des marches ( $h = 16.5 \text{ cm}$ ) . . . . .  $\frac{2200 \cdot h}{2} = 181.5 \text{ kg/ml}$
- revêtement (carrelage + mortier) . . . . .  $2200 \cdot 0.05 = 110 \text{ kg/ml}$
- surcharge ( $S = 250 \text{ kg/m}^2$ )  $\rightarrow 1 \cdot 250 = 250 \text{ kg/ml}$

$$q_1 = G + 1.2P = 1037.89 \text{ kg/ml}$$

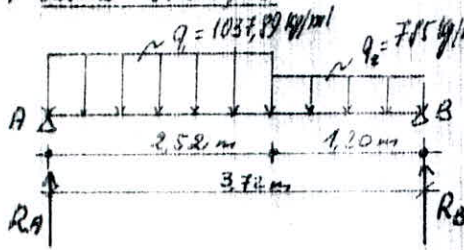
b) Palier

- pds propre . . . . .  $2500 \cdot 0.15 = 375 \text{ kg/ml}$
- revêtement . . . . .  $2200 \cdot 0.05 = 110 \text{ kg/ml}$
- surcharges  $S = 250 \text{ kg/m}^2 = 1 \cdot 250 = 250 \text{ kg/ml}$

$$q_2 = G + 1.2P = 785 \text{ kg/ml}$$

## 5. détermination des efforts:

### 5.1 schéma statique



nous calculerons d'abord les efforts statiques en supposant la poutre appuyée simplement et on tiendra en suite compte des encastrement existants au niveau des appuis.

### 5.2 efforts dans les 4 sections.

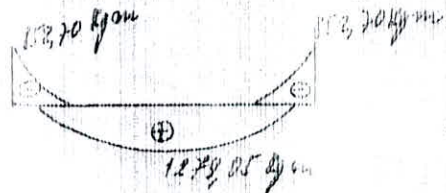
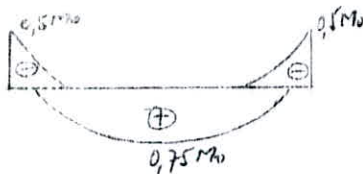
effort	$x=0$	$x=2.52$	$x=3.72$
$M_0$ (kgm)	0	1445.89	0
$T_0$ (kg)	1881.51 kg	-733.9	-1675.05

détermination de la valeur max. du moment: elle l'est là où  $T=0$

$$T_x = R_a - q_1 \cdot x \Rightarrow T_x = 0 \rightarrow x = x^* = \frac{R_a}{q_1} = 1.81m$$

$$M_{max} = M_1(x=1.81m) = 1705.41 \text{ kgm.}$$

en tenant compte des encastrement au niveau des appuis, on aura la courbe enveloppe des moments



## 6/ calcul du ferrailage: (methode P. Charon)

### 6.1 à mi-travée:

- $M_0 = 1279.05 \text{ kgm}$

### caractéristiques géométriques

- $h_c = 15 \text{ cm}$

- $b = 100 \text{ cm}$

- $d = 8 \text{ cm}$

$$\bullet \alpha = \frac{n \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1279.05 \cdot 10^2}{210 \cdot 100 \cdot 15^2} = 0.0405 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k = 43.4 \\ e = 0.9144 \end{array} \right.$$



### contrainte de la béton

- $\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{43.4} = 64.51 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137.7 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$  les armatures

comprimées ne sont pas nécessaires.

### section d'acier

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot e \cdot h} = \frac{1279.05 \cdot 10^2}{210 \cdot 0.9144 \cdot 15} = 3.84 \text{ cm}^2$$

on adoptera 5 T10/ml ( $A = 3.92 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $t = 80 \text{ cm}$ .

6.2 sur appuis:

•  $M_a = 852,7 \text{ kgm}$

•  $\mu = \frac{\eta M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 852,7 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0270 \rightarrow \begin{cases} k=55 \\ \epsilon=0,9286 \end{cases}$

•  $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{55} = 50,90 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$  Pas besoin d'aciers comprimés

•  $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{852,70}{2800 \cdot 0,9286 \cdot 13} = 2,52 \text{ cm}^2$

on choisit 4T10/ml ( $A = 3,14 \text{ cm}^2$ ); avec un espacement  $t = 25 \text{ cm}$ .

Vérification des contraintes:

a/ contraintes:

• en travée:  $A = 3,92 \text{ cm}^2$ ;  $M = 1279,05 \text{ kgm}$   
 $\tilde{\omega} = \frac{100M}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 1279,05}{100 \cdot 13} = 0,3015 \rightarrow \begin{cases} k=43 \\ \epsilon=0,9138 \end{cases}$

-  $\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1279,05 \cdot 10^2}{3,92 \cdot 0,9138 \cdot 13} = 2746,67 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$  (vérifié)

-  $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2746,67}{43} = 63,87 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$

• aux appuis:  $A = 3,14 \text{ cm}^2$ ;  $M = 852,70 \text{ kgm}$

-  $\tilde{\omega} = \frac{100M}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 852,70}{100 \cdot 13} = 0,2415 \rightarrow \begin{cases} k=48 \\ \epsilon=0,9216 \end{cases}$

-  $\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{852,7 \cdot 10^2}{3,14 \cdot 0,9216 \cdot 13} = 2266,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

-  $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2266,63}{48} = 46,44 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$

b/ condition de non fragilité:

$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{an}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,2}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2 < A_a = 3,14 \text{ cm}^2$  (vérifié)  
 $A_a = 3,92 \text{ cm}^2$

c/ vérification au cisaillement:

$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot f} = \frac{1881,51}{100 \cdot 7 \cdot 13} = 1,65 \text{ kg/cm}^2$

cas d'une dalle  $\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}'_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 1,65 = 1,89 \text{ kg/cm}^2$  (vérifié)

Armatures de répartition:

$\frac{A}{4} \leq A_2 \leq \frac{A}{3}$   $A$ : section d'armatures principales (longitudinales)

pour une charge uniformément répartie, on prend  $\frac{A}{4} = \frac{1}{4} \cdot 3,92 = 0,98 \text{ cm}^2$   
 soit 3T8 ( $A = 1,50 \text{ cm}^2$ ) /ml avec un espacement  $t = 33 \text{ cm}$

d/ vérification à l'effort tranchant:  $A_2 = 35,32 \text{ ccBA 5T}$

il faut vérifier:

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

$$T + \frac{M}{z} = 1881,51 - \frac{852,70}{\frac{7}{8} \cdot 13} = -5618,05 \text{ kg} < 0$$

$A\sigma_a > 0 \Rightarrow A\sigma_a > T + \frac{M}{z}$  il n'y aura donc pas d'effort de traction

supplémentaire, dû à l'effort tranchant, dans les armatures inférieures au niveau des appuis.

e/ Vérification des écartements:

• Armatures principales:  $t = 20 \text{ cm} < \min \begin{cases} 3h_e = 45 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases}$  (vérifié)

• Armatures de répartition:  $t = 33 \text{ cm} < \min \begin{cases} 4h_e = 60 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$  (vérifié)

f/ Vérification à la fissuration (Art 4.2.22 CCBA 68)

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f}; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \cdot \tilde{\sigma}_0^2}$$

$k = 15 \cdot 10^6$  fissuration peu nuisible.

$\eta = 1,6$  Acier H.A

$\phi = 10$ ;  $A = 3,92 \text{ cm}^2$ ;  $B_f$  (voir escalier A)

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,92}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,0098$$

$$\sigma_1 = 2148,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2855,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tilde{\sigma}_a = \min \begin{cases} \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2855,89 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \tilde{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

donc la contrainte  $\tilde{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  est bien admissible vis à vis de la fissuration.

g/ Vérification à la flèche: (Art 61.21 CCBA 68)

$$A \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h \rightarrow A = 3,92 \text{ cm}^2 < \frac{43}{4300} \cdot 100 \cdot 13 = 13,30 \text{ (vérifiée)}$$

II/ Calcul des poutres palières: le calcul en détail sera fait

pour une seule poutre et nous établirons des tableaux pour les autres.

nous détaillerons donc la poutre  $P_n$  de l'escalier "A"

et nous donnerons les autres sous forme de tableaux.

1. Description: toutes les poutres palières sont encastrees aux 2 poteaux de la cage d'escalier.

2. Dimensions:

2.1 escalier A

- poutre P<sub>A</sub>: h<sub>e</sub> = 40 cm  
b = 30 cm  
d = 30 m  
l = 3,3 m
- poutre P<sub>D</sub>: h<sub>e</sub> = 40 cm  
b = 25 cm  
d = 3 cm  
l = 3,3 m

2.2 escalier B

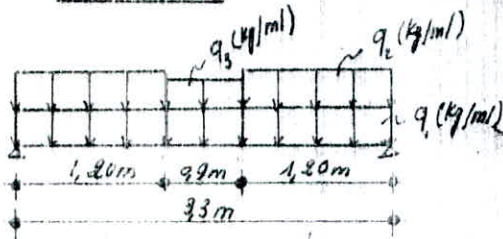
- poutre P<sub>B</sub>: h<sub>e</sub> = 40 cm  
b = 25 cm  
d = 3 cm  
l = 3,20 m

3. charges et surcharges:

Escalier	Poutre	Pds propre de la poutre (kg/ml)	Réaction provient du palier (kg/ml)	mur reposant sur la poutre	Partie restante du palier (kg/ml)
A	A	300	2090,05	522	983,25
	D	250	2288,05	/	/
B	A	187,5	1675,95	616,5	/

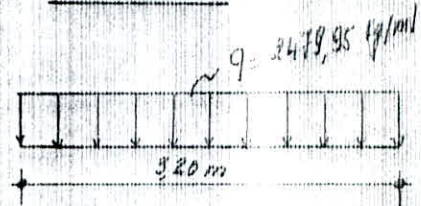
3.1 schémas statiques:

escalier A

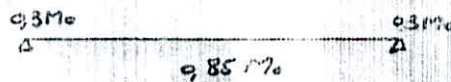


Poutre	q <sub>1</sub> (kg/ml)	q <sub>2</sub> (kg/ml)	q <sub>3</sub> (kg/ml)
A	822	2090,05	983,25
D	250	2288,05	0

escalier B



rem: les poutres seront calculées comme isostatiques, et nous prendrons compte par la suite de deux encastresments partiels au niveau des appuis pour mettre en évidence la solidarité de la poutre et le poteau selon le schéma suivant:



rem: concernant les efforts tranchants hyperstatiques, sachant que nous sommes isostatiques.

$$T_x = T_{ox} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

T<sub>ox</sub>: effort tranchant isostatique pour la section d'abscisse(x)  
T<sub>x</sub>: " " " " hyperstatique " " " " " "

dans notre cas M<sub>w</sub> = M<sub>e</sub> = 0,31m ⇒ [T<sub>x</sub> = T<sub>ox</sub>]

4/ EFFORTS:

a) tableau donnant les moments dans les différentes sections des poutres.

Escalier	Poutre	$M_0$ (kgm)	$M_a = 0,3 M_0$	$M_b = 0,85 M_0$
A	A	3255,17	976,55	2766,90
	D	1887,44	596,23	1609,32
B	A	3174,3	952,29	2698,15

b) efforts tranchants:

pour toutes les poutres [ $T_{appui} = T_{travée}$ ] et  $T_{uv} = T_e = T$

Escalier	Poutre	$T_{appui}$ (kg)
A	A	4307,36
	D	3158
B	A	3967,92

5. détermination du ferrillage (Méthode P. Charon)

Escalier	Poutre	Section	d (cm)	b (cm)	hc (cm)	M (kgm)	$\mu$	$\xi$	K	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )
A	A	APPUI	3	30	40	976,55	0,0127	0,9498	84,5	33,13	0,992
		TRAVÉE	3	30	40	2766,9	0,0360	0,9188	46,6	60,08	2,902
	D	APPUI	3	25	40	596,23	0,0093	0,9255	100	38	0,6
		TRAVÉE	3	25	40	1609,32	0,0264	0,9296	56	50	1,75
B	A	APPUI	2	25	30	952,29	0,0260	0,9301	56,5	49,55	1,3
		TRAVÉE	2	25	30	2698,15	0,0737	0,8891	34,1	83,02	3,87

Conclusion:

- pour tous les cas  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow$  nous n'avons pas besoin d'acier comprimé
- ferrillage adopté pour les 4 sections

Escalier	Poutre	Section	Acier (cm <sup>2</sup> )	Ferrillage adopté	Adopté (cm <sup>2</sup> )
A	A	appui	0,992	3T8	15
		travée	2,9	3T12	339 cm <sup>2</sup>
	D	appui	0,6	3T8	1,5
		travée	1,75	3T10	2,35
B	A	appui	1,3	3T8	1,5
		travée	3,87	3T14	4,62

6/ Vérifications:

a) contraintes:

Escalier	Poutre	Section	b (cm)	h (cm)	M (kgm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_s = \frac{M}{A \cdot d}$	K	$\xi$	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	- Vérifier -
A	A	appui	30	37	976,55	15	0,135	67,5	0,9394	1878,05	2874	
		travée	30	37	2766,9	339	0,305	42,7	0,9134	2415,07	56,55	
	D	appui	25	37	596,23	1,5	0,162	61	0,9342	1449,95	18,25	
		travée	25	37	1609,32	2,35	0,254	47,4	0,9199	2112,03	44,55	
B	A	appui	25	28	952,29	1,5	0,214	52	0,9254	2450,13	44,41	
		travée	25	28	2698,15	4,62	0,66	27	0,8110	2367,5	87,68	

avec  $\bar{\sigma}_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\bar{\sigma}_s' = 137,7 \text{ kg/cm}^2$



b/ condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 b h \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_s = 5,9 \text{ kg/cm}^2; \sigma_{bc} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Esc.	Aut/ee	Section	b (cm)	h (cm)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub>
A	H	APPUI	30	37	1,07	1,5
		TRAVÉE	30	37	1,07	3,39
	D	APPUI	25	37	0,89	1,5
		TRAVÉE	25	37	0,89	2,35
B	H	APPUI	25	28	0,671	1,5
		TRAVÉE	25	28	0,671	4,62

toutes les valeurs adoptées sont vérifiées.

c/ vérification de la fissuration:

$$\sigma_f = k \frac{\eta}{\phi} \frac{w_f}{1 + 10 w_f}; \quad \eta = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \cdot \sigma_s}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (aciers H.A.)}$$

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

$$w_f = \frac{A}{B_f} \quad A: \text{section d'acier}$$

B<sub>f</sub>: section de béton entourant les aciers tendus si d est l'enrobage choisi. Alors d est la largeur de la section de la poutre considérée.

$$[B_f = 2d \cdot b]$$

Escalier	Poutre	A (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	d (cm)	B <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )	w <sub>f</sub>	φ (mm)	σ <sub>f</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>f</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
A	A	3,39	30	3	6x30	0,0118	12	3169,7	2807,06
	D	2,35	25	3	6x25	0,0156	10	3249,37	2155,19
B	A	4,62	25	2	4x25	0,0462	14	5417,23	2413,6

Pour toutes les valeurs trouvées:

$$\bar{\sigma}_f = \min \left\{ \frac{\max(\sigma_{f1}, \sigma_{f2})}{\sigma_a} \right\} = \bar{\sigma}_a \text{ qui est bien la contrainte adm.}$$

il n'y a donc pas risque de fissuration.

d/ condition de flèche: on peut se dispenser de faire une vérification de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$h_e/l \geq \frac{M_E}{10 M_0}; \quad \frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{bc}}; \quad \frac{h_e}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\text{Rem: pour toutes les poutres } M_E = 0,85 M_0 \Rightarrow \frac{M_E}{10 M_0} = 0,085.$$

Esc.	Poutre	h <sub>e</sub> (cm)	b (cm)	h (cm)	l (m)	A (cm <sup>2</sup> )	h <sub>e</sub> /l ≥ 20/85	A/bh ≤ 43/σ <sub>bc</sub>	h <sub>e</sub> /l ≥ 1/16	h <sub>e</sub> /l ≥ 1/16	
A	A	40	30	37	3,3	3,39	0,121	0,003	0,0102	0,121	0,0625
	D	40	25	37	3,3	2,35	0,121	0,0025	0,0102	0,121	0,0625
B	A	30	25	28	3,2	4,62	0,0937	0,0066	0,0102	0,0937	0,0625

toutes les valeurs sont vérifiées. on peut donc se dispenser de faire un calcul de la flèche.

e/ conditions d'appuis: (vérification à l'effort tranchant)

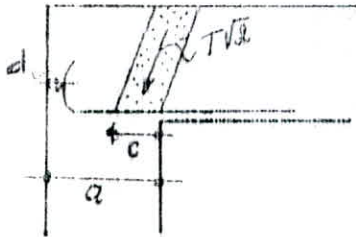
il faut vérifier qu'au niveau des appuis, l'effort tranchant ne provoque pas un effort de traction supplémentaire de les armatures inférieures

$$A\sigma_a \geq T + \frac{M}{E}$$

Escalier	Poutre	$T_{max}(Q)$	$M(\text{kgm})$	$Z = \frac{I}{b}$	$M/E$	$A(\text{cm}^2)$	$A\sigma_a \geq T + M/E$
A	A	4307,36	-976,55	82,37	-3016,8	339	109956
	D	3158	-596,23	32,37	-1841,92	2,35	1318
B	A	3967,02	-952,29	84,5	-3886,88	4,62	8108

toutes les valeurs sont vérifiées.

f/ condition d'appuis: l'effort tranchant a pour effet de créer des efforts de compression dans la bielle de béton inclinée de  $45^\circ$ . pour cela, il faut vérifier :



$$c \geq c_0 = \frac{2T}{b \cdot \sigma'_b}$$

$$c = a - (z + e)$$

$e = 5\phi$  barres N.A.

1. Escalier A:

a/ poutre A : cette poutre est encastree d'un côté dans le plateau ( $a = 40 \text{ cm}$ ) et de l'autre dans le voile ( $a = 30 \text{ cm}$ )

$$\phi = 12$$

• cas où  $a = 30 \text{ cm} \Rightarrow c = 30 - (5 \cdot 12 + 3) = 21 \text{ cm}$ ,

• cas où  $a = 40 \text{ cm} \Rightarrow c = 40 - (5 \cdot 12 + 3) = 31 \text{ cm}$ .

$$c_0 = \frac{2T}{b \cdot \sigma'_b} = \frac{2 \cdot 4307,36}{30 \cdot 69} = 4,16$$

$c > c_0$  (vérifiée)

b/ Poutre D : ( $\phi = 10$ )

$$c = a - (z + d) = a - (5\phi + d) = 35 - (5 \cdot 10 + 3) = 27 \text{ cm}$$

$$c_0 = \frac{2T}{b \cdot \sigma'_b} = \frac{2 \cdot 3158}{25 \cdot 69} = 3,66 \text{ cm}$$

$c > c_0$  (vérifiée)

2. Escalier B:

poutre A :  $\phi = 14$

$$c = a - (z + d) = 35 - (5 \cdot 14 + 3) = 25 \text{ cm}$$

$$c_0 = \frac{2T}{b \cdot \sigma'_b} = \frac{2 \cdot 3967,02}{25 \cdot 69} = 4,6 \text{ cm}$$

$c > c_0$  (vérifiée)

Armatures transversales: pour pouvoir utiliser des armatures transversales  
 1. la ligne moyenne, il faudrait que la relation suivante soit vérifiée.

$$\bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}'_b$$

et

$$\bar{\sigma}'_b = \begin{cases} 35 \bar{\sigma}'_b & \text{si } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \\ (45 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_b}) \bar{\sigma}'_b & \text{si } \bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \leq 20 \bar{\sigma}'_b \end{cases}$$

calcul de l'espacement

$$t = \frac{A_t \cdot \sigma_{at}}{T}$$

-  $A_t$ : section d'armatures transversales (on choisit pour toutes les poutres un cadre + un étrier en  $\Phi 8 \rightarrow A_t = 241 \text{ cm}^2$  (4 brins) en acier classe Fe E 24 ( $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ )

$$- z = \frac{T}{p} \cdot h$$

$$- \bar{\sigma}'_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en} \text{ avec } \rho_{at} = \max\left(\frac{z}{s}, 1 - \frac{\sigma_z}{9 \bar{\sigma}'_b}\right)$$

-  $T$ : effort tranchant max

• l'espacement admissible est donné par

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = h \left(1 - \frac{0,3 \bar{\sigma}_z}{\bar{\sigma}'_b}\right) \\ \bar{t}_2 = 0,2 h \end{array} \right.$$

esc.	Poutre	T (kg)	$\sigma'_b$ ( $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ )	$\tau_b$ ( $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ )	$\bar{\sigma}'_b$ ( $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ )	$\rho_{at}$	$\sigma_{at}$	h (cm)	t (cm)	$\bar{t}_1$ (cm)	$\bar{t}_2$ (cm)
A	A	4307	27,74	4,43	20,65	0,916	2199,74	37	33,23	28,66	7,40
	D	3158	18,85	3,90	20,65	0,926	2223,72	37	45,00	29,66	7,40
B	A	5967,22	47,11	6,47	20,65	0,878	2109,60	2,8	11,07	18,78	5,60

• espacements adoptés:

• Escalier A

- Poutre A:  $\bar{t} = 28,66 \text{ cm}$ . Comme la valeur admissible de l'espacement est inférieure à celle donnée par le calcul ( $t = 33,23 \text{ cm}$ ) nous adopterons celle donnée par le règlement constante sur toute la poutre ( $t = 22 \text{ cm}$ ), dont le premier lit commence à  $\frac{t}{2} = 11 \text{ cm}$  à partir de l'appui.

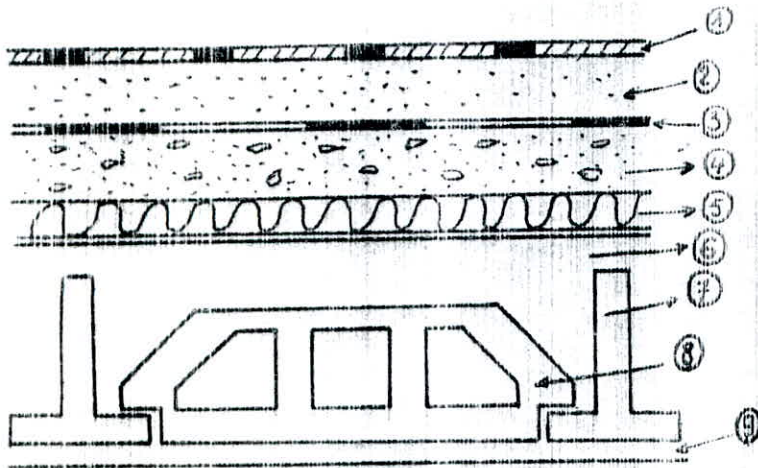
- Poutre D: on adoptera  $t = \bar{t} = 22 \text{ cm}$  qu'on prendra constant sur toute la poutre pour la même raison que la poutre A.

• Escalier B:

- poutre A: on adoptera  $t = 11 \text{ cm}$  à l'appuis, on applique la règle de Caquot pour la répartition des armatures transversales ce qui nous donne  $(4 \times 11 + 4 \times 13 + 4 \times 16)$ .

— CHARGES ET SURCHARGES —

charges permanentes:



- ① carreaux de granito
- ② sable (lit de pose)
- ③ étanchéité
- ④ forme de pente (béton maigre  $c_{1000} - Fe$ )
- ⑤ isolation liège (4cm)
- ⑥ dalle de compression (4cm)
- ⑦ poutrelle
- ⑧ Moudis (16 cm)
- ⑨ enduit (plâtre)

① + ②	.....	120 kg/m <sup>2</sup>
③	.....	20 kg/m <sup>2</sup>
④	..... $2200 \times 0,09 =$	198 kg/m <sup>2</sup>
⑤	..... $400 \times 0,04 =$	16 kg/m <sup>2</sup>
⑥ + ⑦ + ⑧	.....	280 kg/m <sup>2</sup>
⑨	.....	28 kg/m <sup>2</sup>

$G = 662 \text{ kg/m}^2$

surcharge d'exploitation (terrasse accessible)

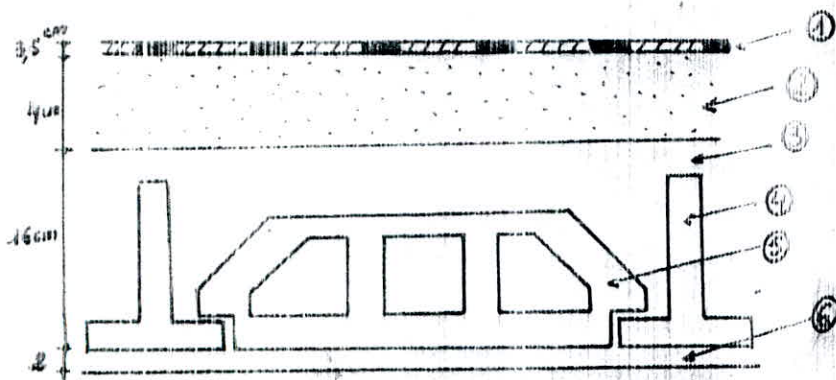
$E = 175 \text{ kg/m}^2$

d'où

$$S_1 = G + 1,2 P = 662 + 1,2 \cdot 175 = 872 \text{ kg/m}^2$$

## Plancher courant

a) charges permanentes:



- ① carrelage + mortier de pos.
- ② sable (lit de pose)
- ③ dalle en compression.
- ④ Poutrelle
- ⑤ Hourdis
- ⑥ enduit (plafond.)

$$\begin{aligned}
 \text{①} + \text{②} & \dots\dots\dots 120 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{③} + \text{④} + \text{⑤} & \dots\dots\dots 280 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{⑥} & \dots\dots\dots 2.14 = 28 \text{ kg/m}^2 \\
 & \dots\dots\dots = 428 \text{ kg/m}^2 \\
 + \text{cloisons} & \dots\dots\dots 75 \text{ kg/m}^2 \\
 \hline
 G & = 503 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

b) surcharges d'exploitation:

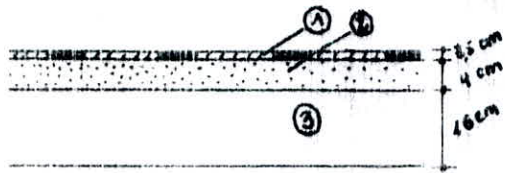
- S.1 : 175 kg/m<sup>2</sup> pour les planchers niveau 5 et 6 (habitations)
- S.2 : 400 kg/m<sup>2</sup> " " " " " " " 3 et 4 (centre de santé)
- S.3 : 250 kg/m<sup>2</sup> " " " " " " " 2 (bureaux)
- S.4 : 500 kg/m<sup>2</sup> " " " " " " " 1 (dépot)

ce qui nous donne :

$$\begin{aligned}
 G_1 + 1,2 P_1 & = 503 + 1,2 \cdot 175 = 713 \text{ kg/m}^2 \\
 G + 1,2 P_2 & = 503 + 1,2 \cdot 400 = 983 \text{ kg/m}^2 \\
 G + 1,2 P_3 & = 503 + 1,2 \cdot 250 = 803 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

### 3. Plancher sur vide sanitaire:

a/ charges permanentes:



- ① carrelage + mortier de pose
- ② sable (lit de pose)
- ③ dalle pleine

$$\begin{aligned}
 \text{①} + \text{②} & \dots\dots\dots 120 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{③} & \dots\dots\dots 0,16 \cdot 2500 = 400 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{cloisons} & \dots\dots\dots 75 \text{ kg/m}^2 \\
 \hline
 G & = 595 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

b/ surcharges d'exploitation

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

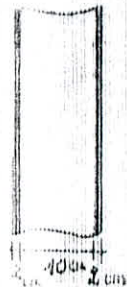
$$\text{d'où } G + 1,2P = 595 + 1,2 \cdot 500 = 1195 \text{ kg/m}^2$$

### 4. Remplissage:

a/ murs intérieurs: cloisons en brique avec 2 trous

$$\begin{aligned}
 \text{brique creuse (e=10cm)} & \dots\dots\dots 1400 \cdot 0,1 = 140 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{enduit (e=4cm)} & \dots\dots\dots 14 \cdot 4 = 56 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

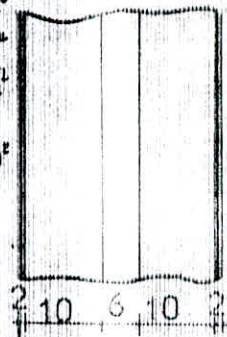
$$G = 196 \text{ kg/m}^2$$



b/ murs extérieurs:

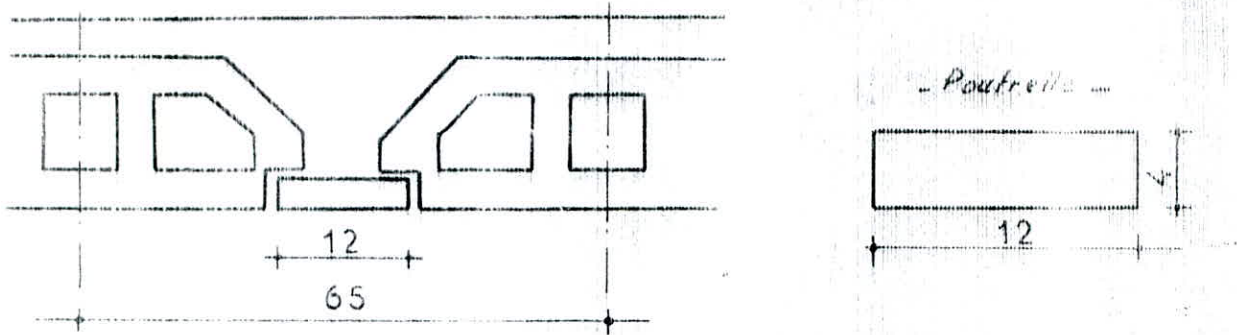
$$\begin{aligned}
 \text{briques creuses (10+10)cm} & \dots\dots\dots 1400 \cdot 0,2 = 280 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{enduit extérieur (e=2cm)} & \dots\dots\dots 2000 \cdot 0,02 = 40 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{enduit intérieur (e=2cm)} & \dots\dots\dots 2 \cdot 14 = 28 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

$$G = 348 \text{ kg/m}^2$$



## — CALCUL DES POUTRELLES —

### 1. Poutrelles du plancher terrasse:



le plancher terrasse est constitué de corps creux (16+4) cm dont la distance entre axes des nervures est de 65 cm

dimensions de la nervure :

- la largeur est de 12 cm.
- la hauteur est de 4 cm.

les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées sous la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (G+1,2P)

leur disposition se fera selon le sens longitudinal du bâtiment, ou que les poutres porteuses sont disposées dans le sens transversal

### 2/ le calcul des poutrelles se fera en 2 étapes :

1<sup>ère</sup> étape : avant le coulage du béton (table de compression).

la poutrelle est considérée comme reposant sur 2 appuis simple et chargée par :

- son poids propre . . . . . 2500 kg/m<sup>3</sup>
- le pds de l'hourdis (corps creux) . . . . . 95 kg/m<sup>2</sup>
- surcharge due à l'ouvrier . . . . . 100 kg/m<sup>2</sup>

2<sup>ème</sup> étape : après le coulage et le durcissement du béton (de la table de compression) : la poutrelle sera considérée comme une poutre continue et sa section sera prise en T à mi-travée.

### 3. Calcul

#### a/ entre axes des appuis



#### b/ portées entre nus des appuis :



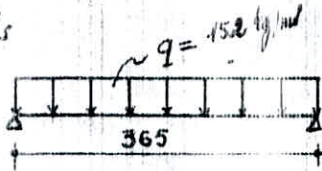
1<sup>ère</sup> étape de calcul: (poutrelle sur 2 appuis simples)

charges et surcharge

- poids propre de la poutrelle . . . . .  $q_{12} \cdot 0,04 \cdot 2500 = 12 \text{ kg/ml}$
- " " " " du corps creux . . . . .  $q_{65} \cdot 95 = 61,75 \text{ kg/ml}$
- surcharge due à l'ouvrier . . . . .  $12 \cdot 0,65 \cdot 100 = 78 \text{ kg/ml}$

TOTAL  $q = 151,75 = 152 \text{ kg/ml}$

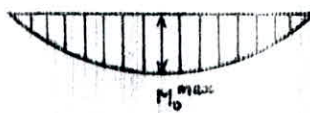
détermination des efforts  
a) schéma statique



rem: on calcule une seule poutrelle, celle qui a la plus grande portée.

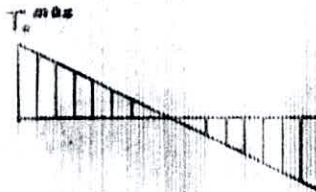
b) efforts:

8.1 moment fléchissant  
(M)



$$M_0^{\max} = q \frac{l^2}{8} = 152 \cdot \frac{365^2}{8} = 253 \text{ kg}$$

8.2 effort tranchant  
(T)



$$T_0^{\max} = q \frac{l}{2} = 152 \cdot \frac{365}{2} = 277 \text{ kg}$$

détermination de la section d'armatures:

pour cela nous utiliserons la méthode de P. Choron

$$\mu = \frac{m M}{\sigma_s \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 253 \cdot 10^4}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2} = 4,82 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,5979 \\ \eta = 1,65 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s' = \frac{\sigma_s}{\eta} = \frac{2800}{1,65} = 1697 >> \bar{\sigma}_s' = 137 \text{ kg/cm}^2$$



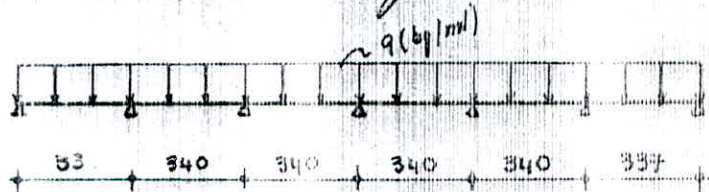
Le béton comprimé ne peut reprendre seul les efforts. Il faut mettre donc des armatures comprimées. Mais ces armatures ne pourront pas être placées à cause de la faible hauteur de la poutrelle (4cm) on prévoit alors des échafaudages destinés à aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges avant le coulage du béton.

2<sup>ème</sup> étape de calcul

a) charge à prendre en compte

$$q_1 = q + 1,2P = 662 + 1,2 \cdot 175 = 772 \text{ kg/ml}^2$$

b) schéma statique



nous utiliserons pour le calcul, la méthode forfaitaire exposée par le CBA 58 Art 55 après avoir vérifié les conditions d'application.



Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- les travées ne doivent pas être trop différentes

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25 \quad l_{i-1} \leq l_i \leq l_{i+1}$$

- les charges variables n'excèdent pas de trop les charges permanentes. il faut vérifier la relation

$$S \leq 2G \quad (1,75 < 2 \cdot 662) \text{ vérifiée.}$$

S: surcharges d'exploitation non majorée  
G: charges permanentes

- la fissuration ne doit pas être considérée comme préjudiciable à la tenue du béton armé ni à celle des revêtements
- les éléments solidaires doivent avoir une même section constante dans leurs différentes travées.

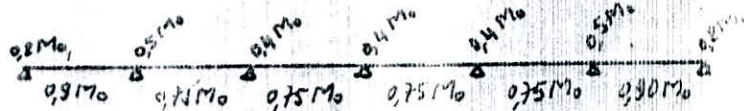
tout en respectant l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_{wv} + M_e}{2} \leq 1,15 M_0$$



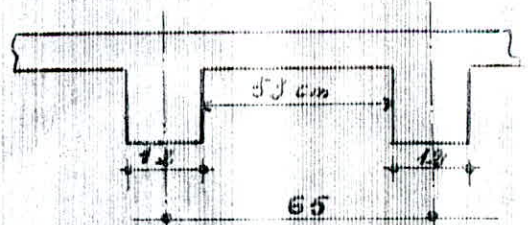
$M_0$ : moment isostatique en travée

toutes les conditions citées ci-dessus étant vérifiées, nous adopterons le schéma suivant pour les  $\pm$  valeurs des moments fléchissants



charge revenant à la poutrelle :

$$q = q_1 \cdot 0,65 = 872 \cdot 0,65 = 566,8 \text{ kg/ml}$$

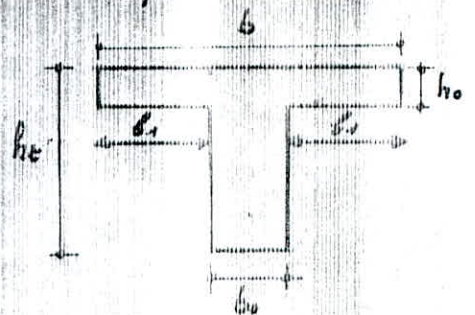


détermination de la largeur de la table de compression à faire partie avec la poutrelle pour la reprise des efforts de compression Art 23.3 cc8 n

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

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

$$h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$$



la valeur de  $b_1$ , est donnée par le CBA 68 Art 23.3

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{l}{2}; \quad l: \text{étant la distance entre 2 faces voisines de deux} \\ \text{nervures consécutives.} \\ \bullet \frac{1}{6} \text{ de la distance entre points de moment nul. pris} \\ \text{égale à } \frac{l'}{10} \\ \quad l': \text{portée de la poutre entre nus des appuis.} \\ \bullet (6 \div 8) h_0 \end{array} \right.$$

ce qui nous donne :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ \frac{l'}{10} = \frac{340}{10} = 34 \text{ cm} \\ 24 \div 30 \end{array} \right.$$

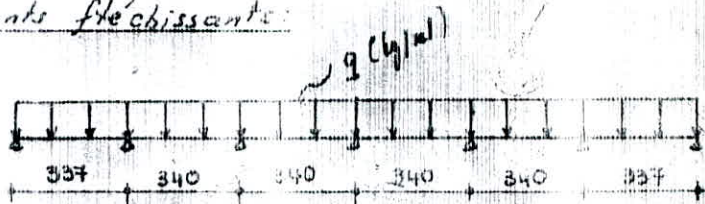
nous choisirons  $b_1 = 24 \text{ cm}$ ; Comme  $b_2 = \frac{b - b_0}{2}$ , nous aurons  
 $b = 60 \text{ cm}$

### détermination des efforts :

rem 1: vu que toutes les travées sont presque identiques, nous ferons le calcul en considérant la plus grande et cela nous place en sécurité.

### détermination des moments fléchissants :

schéma statique



principe de la méthode :

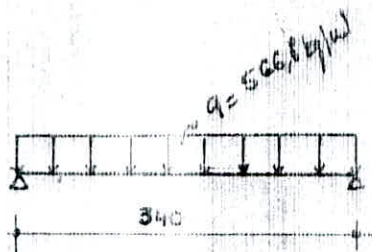
nous calculerons les moments en supposant les travées isostatiques et les moments réels seront des fractions des moments isostatiques.

rem 2: nous serons en sécurité si pour le calcul des différents moments isostatiques pour les différentes travées, nous calculerons un seul, le plus grand et tous les moments dans la poutre seront une fraction de celui-ci.

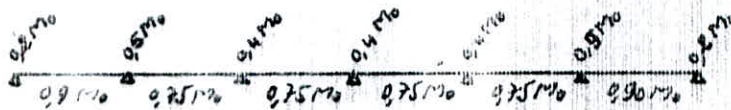
efforts isostatiques

$$M_0^{max} = q \frac{l^2}{8} = 566,8 \cdot \frac{3,4^2}{8} = 819,89 \text{ kgm}$$

$$T_0^{max} = q \frac{l}{2} = 566,8 \cdot \frac{3,4}{2} = 963,56 \text{ kg}$$



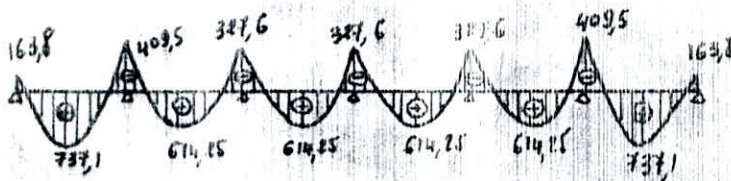
la répartition du moment fléchissant se fera selon le schéma suivant:



d'où le tableau suivant:

$M_0(\text{kgm})$	$0,9M_0$	$0,25M_0$	$0,4M_0$	$0,75M_0$	$0,75M_0$	$0,90M_0$	$0,9M_0$
	819	163,8	327,6	409,5	614,25	614,25	327,6

et le diagramme des moments fléchissants



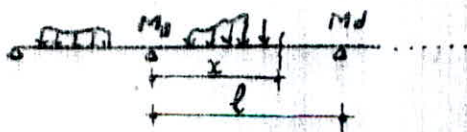
**EFFORT TRANCHANT**: la valeur de l'effort tranchant pour les poutres continues sera calculée selon le CCBR68 Art 55.4 qui préconise de calculer les efforts tranchants en faisant abstraction de la continuité, exception faite pour les travées de rive où on doit tenir compte de la continuité.

il y'a deux possibilités de faire:

- soit en considérant les moments de continuité adoptés
- soit en majorant forfaitairement les réactions correspondant aux travées indépendantes de
  - 15% s'il s'agit d'une poutre à deux travées
  - 10% " " " " " " " " plus de deux travées

nous choisissons la 1<sup>ère</sup> possibilité. nous ferons donc le calcul des efforts tranchants en tenant compte des moments adoptés.

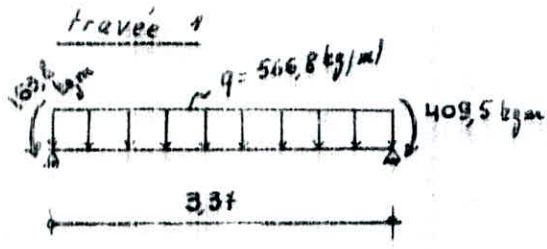
$$T_x = T_{0x} + \frac{M_g - M_d}{l}$$



$T_{0x}$ : effort tranchant isostatique pour section d'abscisse  $x$

$T_x$ : effort tranchant pour la section  $x$

$M_g$  et  $M_d$ : les moments sur les appuis gauche (resp. de droite)



$$T_x^{max} = T_{0a}^{max} + \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$T_{0a}^{max} = \left| q \frac{l}{2} \right|$$

d'où

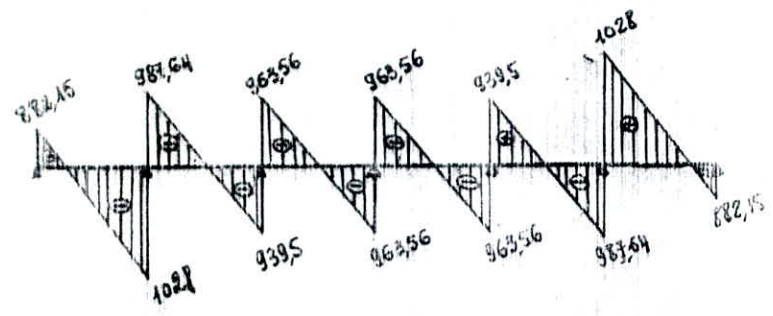
$$T_g = q \frac{l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} = 566,8 \cdot \frac{3,37}{2} + \frac{1638 - 409}{3,37}$$

$$T_d = -q \frac{l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} = -566,8 \cdot \frac{3,37}{2} + \frac{1638 - 409}{3,37}$$

tableau donnant les valeurs des efforts tranchants

travée	1	2	3	4	5	6
T gauche (kg)	882,15	987,64	963,56	963,56	939,5	1028
T droit (kg)	-1028	-939,5	-963,56	-963,56	-987,64	-882,15

diagramme des efforts tranchants :



les efforts max. sont :

- a/ moment fléchissant
  - sur appuis . . . . .  $M_{max}^a = 409,5 \text{ kgm}$
  - en travée . . . . .  $M_{max}^t = 737,1 \text{ kgm}$

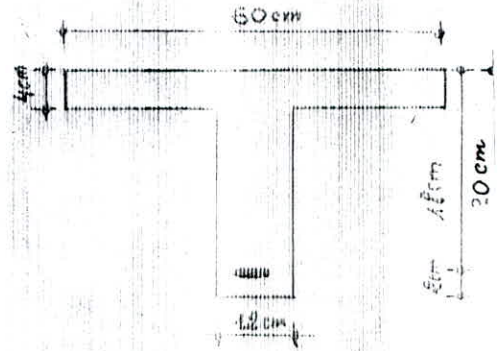
- b/ effet tranchant
  - $T_{max} = 1028 \text{ kg}$

pour le calcul du ferrailage, nous utilisons, les efforts max. déterminés ci. dessus.

## DETERMINATION DES ARMATURES LONGITUDINALES

section en travée :

$$\begin{aligned} b &= 60 \text{ cm} \\ h &= 18 \text{ cm}, \quad d = 14 \text{ cm} \\ h_0 &= 4 \text{ cm} \\ b_0 &= 18 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}_a &= 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \bar{\sigma}_s' = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$



$M_{\min} = 7371 \text{ kg/m}$   
nous utiliserons la méthode P. Charon.

$$\mu = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 7371 \cdot 10^2}{2800 \cdot 60 \cdot 18^2} = 0,203$$

on tire

$$\begin{aligned} \alpha &= 0,1875 \\ k &= 65 \\ \xi &= 0,9375 \end{aligned}$$

détermination de la position de l'axe neutre

$$y = \alpha \cdot h = 0,1875 \cdot 18 = 3,375 \text{ cm}$$

$y < (h_0 = 4 \text{ cm}) \Rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression.

et notre section sera donc calculée comme rectangulaire (60x60)

Vérification de la contrainte de béton

$$\sigma_s' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{65} = 43 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s' = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

d'où la section d'acier tendu

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{7371 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9375 \cdot 18} = 156 \text{ cm}^2$$

nous choisirons 2 T10  $\rightarrow A = 157 \text{ cm}^2$

Section sur appuis :

$$M_a^{\max} = 4085 \text{ kg.m.}$$

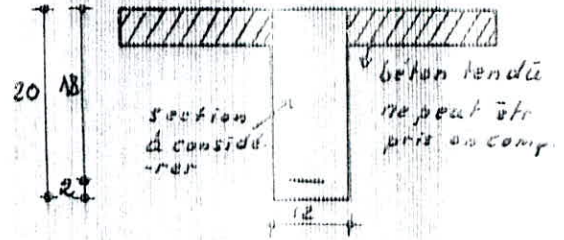
dans ce cas, vu que la table de compression est tendue, elle ne pourra pas être prise en considération puisqu'elle ne participe pas à la reprise des efforts avec la nervure (poutrelle). la section à considérer sera donc rectangulaire (18x20) cm.

## calcul de la section d'acier

$$\mu = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15.4095 \cdot 10^3}{2800 \cdot 12 \cdot 18^2} = 0,0564$$

$$\varepsilon = 0,9011$$

$$k = 35,6$$



$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{35,6} = 78,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{4095 \cdot 10^3}{2800 \cdot 0,9011 \cdot 18} = 0,901 \text{ cm}^2$$

Pour la facilité d'exécution des poutrelles, nous choisirons 1T10 qui correspond à une section ( $A = 1,13 \text{ cm}^2$ )

## VERIFICATIONS

### 1. Vérification des contraintes

1.1. en travée:  $A = 1,57 \text{ cm}^2$ ;  $b = 60 \text{ cm}$ ;  $h = 18 \text{ cm}$ ;  $M = 7371 \text{ kg cm}$

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 1,57}{60 \cdot 18} = 0,1453 \quad \left| \begin{array}{l} k = 64,7 \\ \varepsilon = 0,9373 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{7371 \cdot 10^3}{1,57 \cdot 0,9373 \cdot 18} = 2782,75 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2782,75}{64,7} = 43,14 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

1.2. sur appuis:  $A = 1,13 \text{ cm}^2$ ;  $M = 4095 \text{ kg cm}$ ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b_0 \cdot h} = \frac{100 \cdot 1,13}{12 \cdot 18} = 0,5231 \quad \left| \begin{array}{l} \varepsilon = 0,8915 \\ k = 31,1 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{4095 \cdot 10^3}{1,13 \cdot 0,8915 \cdot 18} = 2258,21 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2258,21}{31,1} = 73,61 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

### 2. Condition de non fragilité (Art 52 CBA66)

on doit vérifier la relation suivante

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{an}}$$

5.2.1 en travée :

$$A = 157 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 60 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,04 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

2.2 sur appuis

$$A = 113 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,209 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

### 3. Vérification à la flèche: (Art 58.4 CCBA 68)

selon cet article, on peut se dispenser de donner une justification de la flèche lorsque les conditions suivantes sont vérifiées:

$$1. \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_E}{M_0}$$

$M_E$ : moment fléchissant max en travée.  
 $M_0$ : " " " isostatique  
 $h_t$ : hauteur totale  
 $l$ : portée de la poutrelle.

Application numérique:

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$l = 337 \text{ cm}$$

$$M_E = 0,9 M_0$$

$$\text{d'où } \frac{20}{337} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{0,9 M_0}{M_0}$$

$$0,06 \approx 0,06 \text{ (vérifiée)}$$

$$2. \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{l}{22,5}$$

$$20 > \frac{337}{22,5} = 14,97 \text{ (vérifiée)}$$

$$3. \bar{\omega} = \frac{A}{b_0 \cdot h} \leq \frac{36}{\sigma_{\text{en}}} \Rightarrow A = 157 \text{ cm}^2 \leq \frac{36 \cdot b_0 \cdot h}{\sigma_{\text{en}}} = \frac{36 \cdot 12 \cdot 18}{4200} = 1,85 \text{ (Vérifiée)}$$

Ces trois conditions étant vérifiées, la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

### 4. Vérification de la fissuration: (art 49.22 CCBA 68)

la vérification à la fissuration se fait avec la condition de fissuration qui impose une limite à la contrainte admissible de l'acier, celle-ci est le max ( $\sigma_1, \sigma_2$ )

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta}{\phi} \bar{\sigma}_c} ; \sigma_1 = k \cdot \frac{\sigma_s}{\phi} \cdot \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f}$$

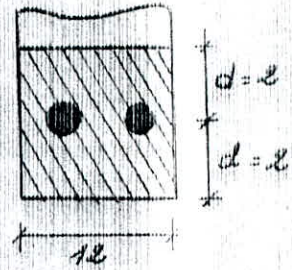
$$\sigma_{2f} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) \\ \bar{\sigma}_c = 3800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{15f}{4 \cdot 12} = 0,0327$$

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

$$k = 15 \cdot 10^6 \text{ (fissuration peu nuisible)}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier H.A)}$$



$$B_f = 12 \cdot 2d$$

d'où

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 15 \cdot 10^6 \frac{1,6}{10} \frac{0,0327}{1 + 10 \cdot 0,0327} = 5914 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{1,6 \frac{15 \cdot 10^6}{10} \cdot 5,9} = 2856 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) = 5914 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

donc  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  est bien admissible et il n'ya pas risque de fissuration.

### 5. Vérification d'adhérence : (Art 29.11. CCBA68)

• condition de non entrainement (art 29. CCBA68)

on doit vérifier

$$\tau_{ad} < \bar{\tau}_{ad} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \tau_{ad} = 2 \cdot \psi_{ad} \cdot \bar{\sigma}_b \\ \psi_{ad} \text{ (coef. de scellement droit)} = 15 \text{ (acier)} \\ \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_{ad} = 2 \cdot 15 \cdot 5,9 = 177 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} \quad \text{cette contrainte est calculée pour l'effort tranchant max}$$

$$T_{\max} = 1028 \text{ kg}$$

$$p: \text{ (périmètre utile d'1 barre)} = \pi \cdot \phi = 3,14 \text{ pour } 1 \phi 10$$

$$n: \text{ (nombre de barres)} = 2$$

$$z: \text{ bras de levier} = \frac{2}{3} \cdot h$$

d'où

$$\tau_{ad} = \frac{1028}{2 \cdot 3,14 \cdot \frac{2}{3} \cdot 18} = 10,39 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{ad} = 177 \text{ kg/cm}^2$$

il n'ya donc pas risque d'entrainement.



## 6. Vérification des conditions d'appuis (Art 35.32 CCBA 68)

les armatures inférieures au niveau des appuis doivent vérifier la relation suivante :

$$R \cdot R_a \geq T + \frac{M}{z} = 1028 - \frac{4095 \cdot 10^2}{\frac{7 \cdot 18}{8}} = -157,2 \text{ kg/cm}^2 < 0$$

donc il n'y a pas d'effort (de traction) supplémentaires dans les armatures inférieures dû à l'effort tranchant sur appuis.

## DÉTERMINATION DES ARMATURES TRANSVERSALES : (Art 25. CCBA 68)

1/ puisque les poutrelles seront préfabriquées il serait plus intéressant d'adopter un même ferrailage et de simplifier l'exécution des ferrailages pour des raisons économiques

pour toutes les poutrelles, nous adopterons donc les mêmes armatures transversales qui seront calculées à partir de l'effort tranchant maximum.

$$T_{\max} = 1028 \text{ kg} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; h = 18 \text{ cm}$$

2. La contrainte de cisaillement :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_0 \cdot z} = \frac{1028}{12 \cdot \frac{7}{8} \cdot 18} = 5,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{R_a}{k} = \frac{2536,5}{305} = 75,71 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}'_b = 69 \leq \sigma'_b = 75,71 \text{ kg/cm}^2 \leq 2\bar{\sigma}'_b = 138$  cette relation nous donne

$$\bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \cdot \bar{\sigma}'_b = \left(4,5 - \frac{75,71}{69}\right) \cdot 69 = 29,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\bar{\sigma}_b = 5,43 \text{ kg/cm}^2) < (\bar{\sigma}'_b = 29,07 \text{ kg/cm}^2)$$

la vérification de cette inégalité nous permet d'utiliser des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne.

nous choisissons comme armatures transversales un tiers en Ø6 soit une section ( $A_t = 9,56 \text{ cm}^2$ ) correspondant à 2 brins en acier doux Fe 24.

3. Calcul de la contrainte admissible des armatures transversales  
(Art 25.12 C.C.B.A 68)

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{en} \quad \text{avec } \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_a = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} = 0,66 \\ 1 - \frac{\bar{\sigma}_s}{9\bar{\sigma}_s} = 1 - \frac{5,43}{9 \cdot 5,9} = 0,897 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,897 \cdot 2400 = 2152,8 \text{ kg/cm}^2$$

4. Espacement des armatures transversales:

$$t = \frac{A_e \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{0,56 \cdot 78 \cdot 18 \cdot 2152,8}{1028} = 18,43 \text{ cm}$$

toutefois cet écartement ne doit pas dépasser celui admissible donné par le (C.C.B.A 68 Art 25.12)

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = h \left( 1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_s} \right) = 18 \left( 1 - 0,3 \frac{5,43}{5,9} \right) = 13,03 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = 0,2 h = 0,2 \cdot 18 = 3,6 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\bar{t} = \max(t_1, t_2) = 13,03 \text{ cm}$$

nous adopterons un espacement  $t = 13 \text{ cm}$ , le 1<sup>er</sup> cours d'armature sera placé à une distance  $t/2$  du nu de l'appui. en plus afin d'éviter les erreurs éventuelles lors de la préfabrication des poutrelles nous conserverons le même espacement ( $t = 13 \text{ cm}$ ) tout le long de la poutrelle.

la condition  $t \leq h'$  (art. 25.12 CCBA 68) étant évidemment vérifiée.

FERRAILLAGE DE LA TABLE DE COMPRESSION (art 51 CCBA 68)

- le hourdis doit avoir une épaisseur min. de 4 cm.
- il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne dépassent pas
  - 20 cm (5 p.m) pour les armatures  $\perp$  nervures.
  - 33 cm (3 p.m) " " " " " // " " "

nous adopterons un treillis soudés en  $\Phi 5$

$$A_L \geq \frac{43 l_n}{\sigma_{en}} \quad \left| \begin{array}{l} \text{dans notre cas} \\ l_n = 65 \text{ cm (entre-axe des nervures)} \end{array} \right.$$

$$50 \leq l_n \leq 80 \text{ cm} \quad \left| \begin{array}{l} \sigma_{en} = 5200 \text{ bars } (\Phi < 6) \end{array} \right.$$

$$A_L \geq \frac{43.55}{5800} = 0,537 \text{ cm}^2$$

$$A_{II} \geq \frac{A_L}{2} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$A_L$ : section des armatures  $\perp$  nervures par mètre linéaire. donc on adopteras un treillis roude' en  $\Phi 5$  de  $30 \times 20$  de maille.

$$A_L = 5 \cdot 0,154 = 0,775 > 0,537 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

rem:  $A(\Phi 5) = 0,154 \text{ cm}^2$  et il y'a 5 p.m.

## CALCUL DES POUTRELLES DES AUTRES NIVEAUX

de la même manière que pour les poutrelles du plancher terrasse, on regroupe les résultats de calculs des poutrelles des autres niveaux sous forme de tableau.

1. pour la première étape de calcul des poutrelles, (voir pour plus de détail la poutrelle du plancher terrasse), c'est le même calcul et la même conclusion

2. Pour la 2<sup>ème</sup> étape de calcul des poutrelles:

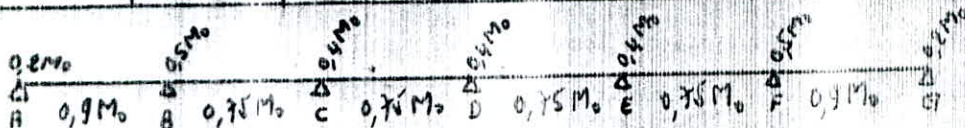
2.1 tableau des charges et surcharges

niv.	Poids propre Plancher (kg/m <sup>2</sup> )	surcharges (kg/m <sup>2</sup> )	G + 1,2 P (kg/m <sup>2</sup> )	q = 0,65(G + 1,2P) (kg/m <sup>2</sup> )
2	503	250	803	582
3-4	503	400	983	639
5-6	503	175	713	463,45

2.2 Détermination des efforts:

a) moments fléchissants

niveau	$M_0$ (kgm)	$0,2 M_0$	$0,4 M_0$	$0,5 M_0$	$0,75 M_0$	$0,90 M_0$	/
2	754,81	151	302	378	566	679	/
3 et 4	923,35	184,67	369,34	461,67	692,51	831	/
5 et 6	669,68	133,93	267,87	334,84	502,26	609,71	/



rem. la méthode forfaitaire C.C.B.A68 Art 51 reste toujours applicable pour toutes les poutres des différents planchers, les conditions d'application étant vérifiées.

8/ Efforts tranchants:

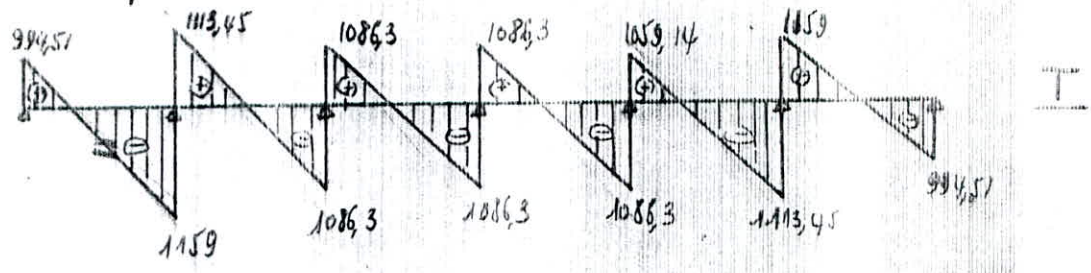
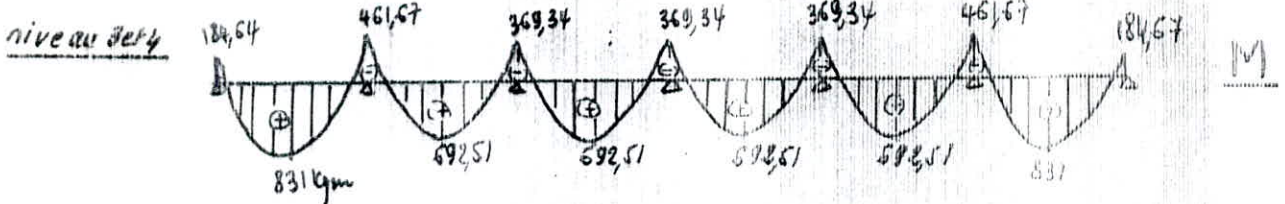
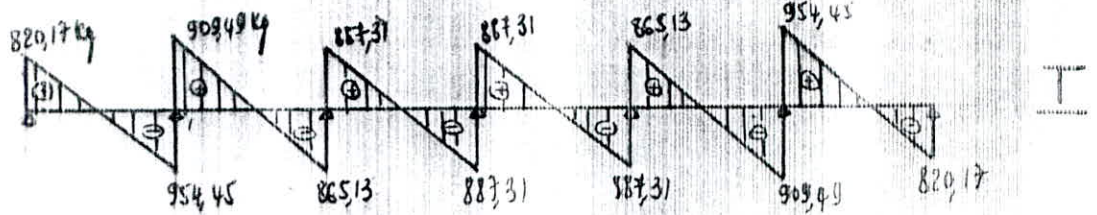
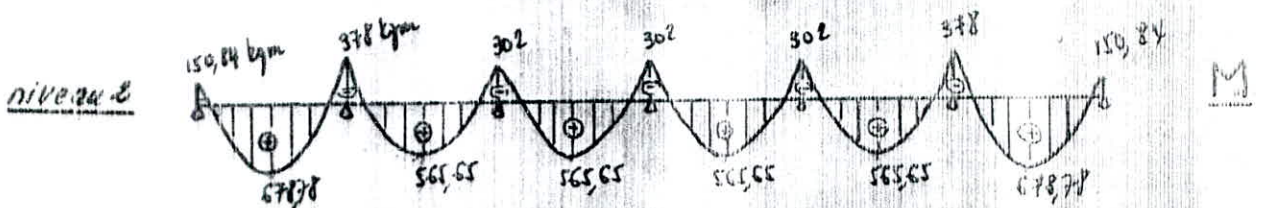
toujours comme pour la poutrelle du plancher terrasse

travée	AB		BC		CD		DE		EF		FG	
niveau	Tg (kg)	Td (kg)	Tg (kg)	Td (kg)	Tg (kg)	Td (kg)	Tg (kg)	Td (kg)	Tg (kg)	Td (kg)	Tg (kg)	Td (kg)
2	820,17	-954,45	909,49	-865,13	887,30	-887,3	887,3	-887,3	865,13	-909,45	954,45	-820,17
3 et 4	994,51	-1158,9	113,45	-1086,3	1086,3	-1086,3	1086,3	-1086,3	1059,14	-1113,45	1158,9	-994,51
5 et 6	721,29	-840,5	807,56	-787,86	787,86	-787,86	787,86	-787,86	768,16	-807,56	840,56	-721,29

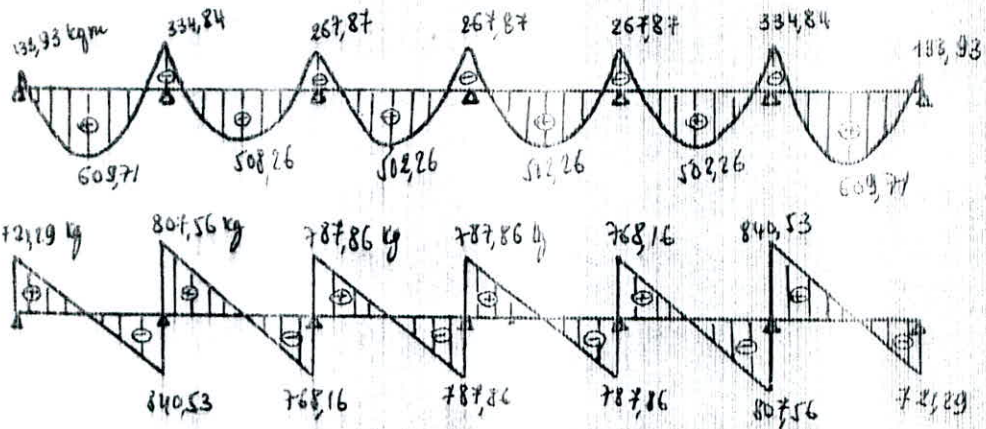
Tg: effort tranchant sur l'appui gauche

Td: " " " " " " droit

2.3 diagrammes des efforts:



## niveaux 5 et 6



### Détermination des armatures longitudinales:

nous calculons les sections dont les efforts sont max. et nous adapterons le même ferrailage pour toutes les poutrelles d'un même niveau.

niv	Section	M (kgm)	$\mu$	K	$\alpha$	E	$\gamma = \alpha h$	$\sigma_c < \bar{\sigma}_c'$	Acont	ferr. min	Acont
2	travée	678,78	0,0180	695	0,1775	0,9903	3,195	40,88	0,13	2770	1,57
	APPuis	378	0,0520	384	/	0,9040	/	74,86	0,13	2770	1,13
3 et 4	travée	831	0,0229	695	0,1903	0,9333	3,56	46,88	0,13	2770	2,26
	APPuis	461,67	0,0636	33	/	0,8958	/	84,84	0,13	2770	1,13
5 et 6	travée	609,71	0,0168	1,2	0,1724	0,99485	3,10	38,88	0,13	2770	1,57
	APPuis	334,84	0,0461	49,2	/	0,9084	/	69,65	0,13	2770	0,78

rem: toutes les valeurs de  $\gamma = \alpha h$  sont inférieures à  $h_0 = 4 \text{ cm}$ . L'axe neutre tombe donc dans la table de compression et la section sera calculée comme rectangulaire.

### Vérifications

1. les contraintes:

niveau	Section	Acont	$\sigma_c$	K	E	$\sigma_a$	$\sigma_s$
3	travée	1,57	0,145	64,7	0,9373	2562,60	3960
	appui	1,13	0,533	3,10	0,8915	2084,5	6703
3 et 4	travée	2,26	0,209	52,70	0,9263	2205,3	4180
	appui	1,13	0,533	3,10	0,8915	2546	3186
5 et 6	travée	1,57	0,145	64,7	0,9373	2301	3557
	appui	0,78	0,361	38,7	0,9069	2529	68

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

$$\bar{\sigma}_a' = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

Toutes les valeurs sont vérifiées.

Condition de non fragilité (Art. 52 CCBA 68)

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

$$\bar{\sigma}_s = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = \begin{cases} 60 \text{ cm} & \text{en travée} \\ 12 \text{ cm} & \text{sur appuis} \end{cases}$$

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

$$A \geq 1,04 \text{ cm}^2 \quad \text{en travée}$$

$$A \geq 0,209 \text{ cm}^2 \quad \text{sur appui}$$

niveau	section	A <sub>accepté</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	observation
2	travée	1,57	1,04	vérifiée
	appui	1,13	0,209	" "
3 et 4	travée	2,26	1,04	" "
	appui	1,13	0,209	" "
5 et 6	travée	1,57	1,04	" "
	appui	0,78	0,209	" "

Vérification de la flèche (Art 51.4 CCBA 68)

si les trois conditions suivantes sont vérifiées il sera inutile de donner une justification de flèche.

$$\bullet \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{20}{337} > \frac{0,9}{15} \quad (\text{Vérifié pour toutes les poutres.})$$

$$\bullet \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{235} = 0,0044 \rightarrow \frac{20}{337} = 0,059 > 0,0044 \quad (\text{Vérifié pour toutes les poutres.})$$

$$\bullet \bar{\omega} = \frac{A}{b_0 \cdot h} \leq \frac{36}{\sigma_{en}} \rightarrow A \leq \frac{36 \cdot b_0 \cdot h}{\sigma_{en}} = \frac{36 \cdot 12 \cdot 18}{4200} = 1,85$$

cette 3ème condition n'est pas vérifiée pour les poutres des niveaux 3 et 4. nous ferons une vérification selon l'art 61.3 CCBA 68

il faut vérifier que

$$f_0 - f_{00} < \begin{cases} \frac{l}{500} & \text{si } l < 5 \text{ m} \\ 0,5 \text{ cm} + \frac{l}{1000} & \text{si } l > 5 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{avec : } f_0 = \frac{M \cdot l^2}{10 E_s \cdot I_{f_0}}$$

$$f_{00} = \frac{M \cdot l^2}{10 E_p \cdot I_{f_0}}$$

$$\text{et } I_f = \frac{I_c}{1 + \lambda \cdot \mu}$$

$$\lambda = \lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_i}{72(2 + \frac{3b_0}{b}) \bar{\omega}} \text{ pour les charges de faible durée d'application.}$$

$$\lambda = \lambda_p = \frac{\bar{\sigma}_p}{180(2 + \frac{3b_0}{b}) \bar{\omega}} \text{ " " " permanentes.}$$

$$\mu = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_i}{4 \omega \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_b} \\ 0 \end{array} \right.$$

$$\omega = \frac{A}{b_0 h}$$

Calcul du moment d'inertie:

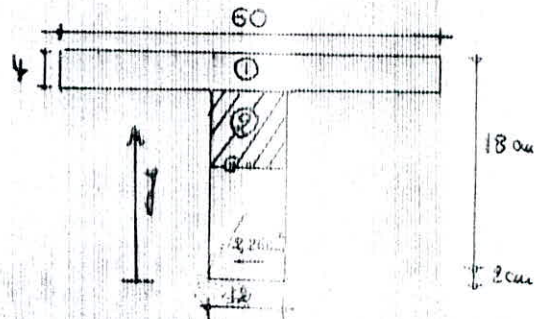
$$I_0 = \frac{\sum I_i \alpha_i}{\sum \alpha_i} = \frac{460.18 + 1802.8 + 15.226.2}{4.60 + 12.16 + 15.226} = 12,71 \text{ cm}$$

$$I_{t_1} = \frac{60.4^3}{12} + 60.4.5,39^2 = 7292,5 \text{ cm}^4$$

$$I_{t_2} = \frac{12.16^3}{12} + 12.16.4,71^2 = 8335,3 \text{ cm}^4$$

$$I_{t_3} = 226.15.10,71^2 = 3888,46 \text{ cm}^4$$

$$I_t = I_{t_1} + I_{t_2} + I_{t_3} = 19516,26 \text{ cm}^4$$



Calcul des valeurs de  $\lambda$  et  $\mu$

$$\omega = \frac{A}{b_0 h} = \frac{226}{12.18} = 0,0104$$

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_i}{72(2 + \frac{3b_0}{b}) \bar{\omega}} = \frac{5,9}{72(2 + \frac{3.12}{60}) \cdot 0,0104} = 3,03$$

$$\lambda_p = \frac{\bar{\sigma}_p}{180(2 + \frac{3b_0}{b}) \bar{\omega}} = \frac{5,9}{180(2 + \frac{3.12}{60}) \cdot 0,0104} = 1,21$$

$$\mu = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_i}{4 \omega \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_b} \\ 0 \end{array} \right. = 0,78$$

$$I_{f_i} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{19516,26}{1 + 3,03 \cdot 0,78} = 5802,54 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_p} = \frac{I_t}{1 + \lambda_p \mu} = \frac{19516,26}{1 + 1,21 \cdot 0,78} = 10090,26 \text{ cm}^4$$

Calcul des modules de déformation longitudinale du béton:

Art.

$$E_c = 21000 \sqrt{f_{c_j}} \text{ (bars)} = 21000 \sqrt{270} = 345065,21 \text{ bars}$$

$$E_s = 20000 \sqrt{f_{s_j}} \text{ (bars)} = 20000 \sqrt{270} = 325021,74 \text{ bars}$$

(j = 28)

le moment max. à mi-travée :  $M = 831 \text{ kgm}$ .

calcul des flèches :

$$f_0 = \frac{M \cdot l^2}{10E_s \cdot I_{f_0}} = \frac{831 \cdot 10^2 \cdot 340^2}{10 \cdot 345000 \cdot 21.5802,54} = 0,479$$

$$f_{in} = \frac{M \cdot l^2}{10E_s \cdot I_{f_2}} = \frac{831 \cdot 10^2 \cdot 340^2}{10 \cdot 115021,74 \cdot 10040,26} = 0,83$$

$$\Delta f = f_{in} - f_0 = 0,83 - 0,479 = 0,351$$

la valeur admissible de  $\Delta f$  étant

$$\bar{\Delta f} = \frac{l}{500} = \frac{340}{500} = 0,68$$

$\Delta f = 0,351 < \bar{\Delta f} = 0,68$  la flèche est vérifiée.

Vérification de la fissuration : (art 49.22 CBA 68)

niveau	A	$\phi$ (mm)	$\beta_s$ (cm)	$\omega_s$	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{st}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\max(\sigma_s, \sigma_{st})$
2	1,57 cm <sup>2</sup>	10	48	0,0324	5914	2856	5914
3 et 4	2,26 cm <sup>2</sup>	12	48	0,0470	7673	2607	7673
5 et 6	1,57 cm <sup>2</sup>	10	48	0,0324	5914	2856	5914

il n'y a donc pas risque de fissuration.

Vérification d'adhérence : (Art 29 CBA 68)

niveau	$\phi$	nbre	$\pi \phi$	$z = \frac{1}{2} h$	$T_{max}$ (kg)	$\sigma_{at}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_{at}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	observé
2	10	2	3,14	15,75	954,45	9,64	17,70	vérifié
3 et 4	12	2	3,77	15,75	1159	9,76	17,70	" "
5 et 6	10	2	3,14	15,75	840,56	8,49	17,70	" "

Vérification des conditions d'appuis (Art 35.32 CBA 68)

il faut vérifier

$$A \bar{\sigma}_{at} \geq T + \frac{M}{z}$$

niveau	A (cm <sup>2</sup> )	$A \cdot \bar{\sigma}_{at}$	$T_{max}$ (kg)	M (kg.m)	z (cm)	$T + \frac{M}{z}$ (kg)
2	1,57	4396	954,45	-378.10 <sup>2</sup>	15,75	1996
3 et 4	2,26	6328	1159	-461.10 <sup>2</sup>	15,75	3396
5 et 6	1,57	4396	840,56	-334,14.10 <sup>2</sup>	15,75	2870

toutes les valeurs sont vérifiées.



## Détermination des armatures transversales (Art 25 CCBA 68)

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

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

$$j = \frac{7}{8} h = 15,75 \text{ cm}$$

(Art 25.12 CCBA 68)

niveau	T (kg)	j (cm)	$\bar{\sigma}_s = \frac{T}{S_0}$	$\sigma_s' = \frac{S_0}{S_0'}$	Art 25.12 CCBA 68		observation
					si $\sigma_s' \leq \sigma_{s0} = 69 \text{ kg/cm}^2$	si $\sigma_s' > \sigma_{s0} = 69 \text{ kg/cm}^2$	
2	954,45	15,75	5,05	39,60	$\bar{\sigma}_s \leq 35 \sigma_s'$	/	vérifier
3 et 4	1158	15,75	6,13	41,80	$\bar{\sigma}_s \leq 35 \sigma_s'$	/	" "
5 et 6	849,56	15,75	4,44	35,37	$\bar{\sigma}_s \leq 35 \sigma_s'$	/	" "

nous pouvons donc utiliser des cadres et étriers  $\perp$  la ligne moyenne  
on choisira pour toutes les poutrelles un cadre en  $\phi 6$  soit  $A_s = 0,56 \text{ cm}^2$  (2 brins)  
en acier doux Fe 24

### Calcul des contraintes admissibles dans les armatures transversales: (Art 25.12 CCBA 68)

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_a = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{f}{j} = 0,66 \\ 1 - \frac{\bar{\sigma}_s}{90 \sigma_s'} \end{array} \right.$$

Valeur de  $\bar{\sigma}_{at}$  pour tous les niveaux :

niveau	$\bar{\sigma}_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$1 - \frac{\bar{\sigma}_s}{90 \sigma_s'}$	$\rho_a$	$\bar{\sigma}_{at}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_{en}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
2	5,05	0,904	0,904	2169,6	2400
3 et 4	6,13	0,884	0,884	2121,6	2400
5 et 6	4,44	0,916	0,916	2198,4	2400

### espacement des armatures transversales :

$$t \leq \frac{A_s \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}}$$

cet écartement doit être inférieur à l'écartement admissible donné par le (CCBA 68 Art 25.12)

$$t_{max} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = h \left( 1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_s}{\sigma_s'} \right) \\ t_2 = 0,8 h \end{array} \right.$$

tableau donnant l'espacement (t) adopté pour chaque niveau :

$$A_s = 0,56 \text{ cm}^2 \text{ (2 brins en } \phi 6)$$

$$j = \frac{7}{8} h = 15,75 \text{ cm} ; \quad \bar{\sigma}_s = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

niveau	T (kg)	$\bar{\sigma}_{at}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$t = \frac{A_s \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}}$	$\bar{\sigma}_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$t_1$	$t_2$	t adopté
2	954,45	2169,6	20,04 cm	5,05	13,37	14,4	13 cm
3 et 4	1158	2121,6	16,4 cm	6,13	12,38	14,4	12 cm
5 et 6	849,56	2198,4	23,06 cm	4,44	13,93	14,4	13 cm

## Ferrailage de la table de compression (Art 58 CCBA68)

Comme pour celle du plancher terrasse, en respectant les prescriptions de cet article, nous adopterons un treillis soudé en  $\phi 5$  (voir pour plus de détails le plancher terrasse)

$$A_L \geq \frac{43 \cdot l_n}{\sigma_{sn}} ; \quad l_n = 65 \text{ cm} \\ \sigma_{sn} = 5200 \text{ bars } (\psi < 6)$$

$$A_L \geq \frac{A_t}{2}$$

$$A_L \geq \frac{43 \cdot 65}{5200} = 0,537 \text{ cm}^2$$

$$A_L \geq \frac{A_t}{2} = 0,87 \text{ cm}^2$$

$A_L$ : section d'armatures,  $\perp$  aux nervures, exprimée en  $\text{cm}^2/\text{ml}$   
on adoptera donc un treillis soudé en  $\phi 5$  de  $20 \times 20$  de maille  
ce qui correspond à  $5 \phi 5/\text{ml}$

$$A_L = 5 \phi 5/\text{ml} = 5 \cdot 0,154 = 0,785 \text{ cm}^2 > 0,537 \text{ cm}^2$$

## — CALCUL DES PANNEAUX —

### II. Panneaux sur vide sanitaire - Bloc A-

1.1 Introduction: tous nos planchers sont réalisés en corps creux sauf celui sur le vide sanitaire qui est choisi en dalle pleine en béton armé et ce choix se justifie dans le sens que d'une part pour abaisser le centre de gravité du bâtiment et d'autre part pour respecter les recommandations du CRC en ce qui concerne les dispositions générales de l'infrastructure afin d'assurer la rigidité de l'iron (infra - super) structure.

1.1 Méthode de calcul: nous utiliserons la méthode exposée par le (CCBA 68 Annexe A.21) qui n'est autre que l'utilisation de l'abaque de Pigeaud concernant le cas de la charge uniformément répartie sur toute la surface de la dalle.

rem: cette méthode est faite pour le calcul des panneaux articulés simplement sur 4 côtés. on pourra l'appliquer au cas des panneaux continus (selon l'exposé de la méthode).

1.3 Exposé de la méthode de calcul d'un panneau articulé sur son contour (Annexe A21 CCBA 68):

soient  $l_x, l_y$  ( $l_x < l_y$ ) les dimensions d'un panneau prises entre nus des appuis.

2 cas se présenteront donc:

cas 1:

$\frac{l_x}{l_y} < 0,4$  la dalle portera

dans un seul sens. celui de la plus petite dimension. ( $l_x$ )



cas 2:

$0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} < 1$  le panneau sera porteur dans les deux sens.

soit  $q$ : la charge uniformément répartie par unité d'aire et couvrant entièrement le panneau.

dans le 1<sup>er</sup> cas: ( $\frac{l_x}{l_y} \leq 0,4$ ) le calcul du panneau se réduit à celui d'une

poutre (d'un m largeur) d'axe  $\perp$  la grande dimension ( $l_y$ ). toute fois on disposera des armatures pour la répartition des charges dans l'autre sens.

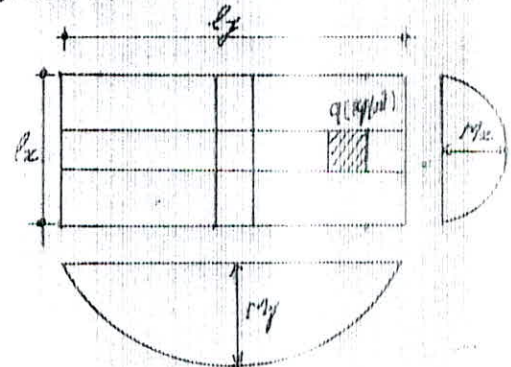
dans le 2<sup>ème</sup> cas: ( $0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$ ), les moments fléchissants développés au centre du panneau auront pour expression

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

la valeur des coef.:  $\mu_x = \frac{M_x}{q \cdot l_x^2}$  ;  $\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$

sont donnés en fonction du rapport  $p = \frac{l_x}{l_y}$  donné par l'abaque fonctionnelle (CCBA 68 Annexe 21).

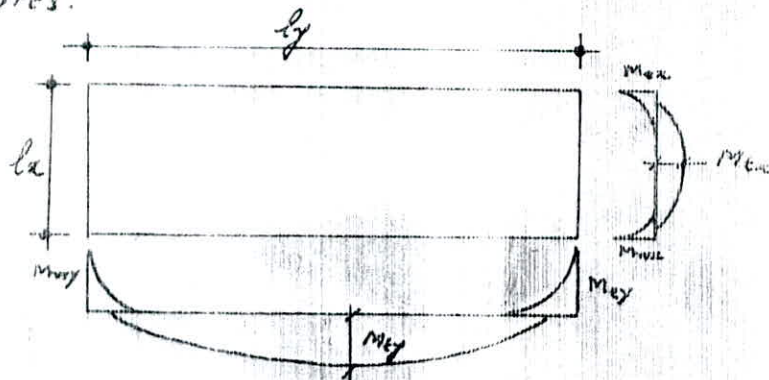


ces résultats ainsi calculés sont valables pour le cas de panneaux articulés.

dans le cas des panneaux continus ou semi-encastés, on applique aux moments fléchissants ainsi calculés les réductions indiquées à l'art 57.2 CE 90 68.

on fait donc d'abord le calcul des moments fléchissants dans le panneau comme s'il était librement appuyé (pour pouvoir utiliser la méthode exposée ci-dessus). Soient  $M_{0x}$ ,  $M_{0y}$ , les moments en travée  $M_{1x}$ ,  $M_{1y}$  seront des fractions de  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  qui peuvent être réduites (selon l'art 57.2 CE 90 68) de 15 à 25% selon les conditions d'encastement. les moments d'encastement sur les grands côtés seront évalués au moins 40 à 50% des moments fléchissants max évalués dans l'hypothèse de l'articulation.

on doit en pendant tenir compte de ce que les moments d'encastement sur les petit côtés atteignent des valeurs du même ordre que sur les grand côtés.



1.3/ choix des valeurs du moment à adopter.

• dans le sens de  $l_x$ :

$$M_{1x} + \frac{M_{1x} + M_{1x}}{2} \geq 1,25 M_{0x}$$

(relation valable seulement dans le sens de  $l_x$ )

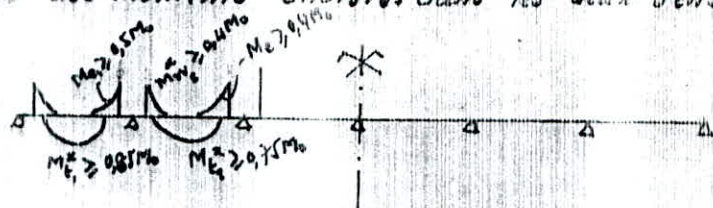
• dans le sens de  $l_y$ :

on adoptera  $M_{1y} \geq \begin{cases} 0,85 M_{0y} \text{ (cas d'1 travée de rive)} \\ 0,75 M_{0y} \text{ (cas d'1 travée intermédiaire)} \end{cases}$

•  $M_{0y}$  = sera pris égal à  $M_{0x}$ .

1.4/ schéma des valeurs des moments choisis dans les deux sens:

a/ sens de  $l_x$



b/ sens de  $l_y$



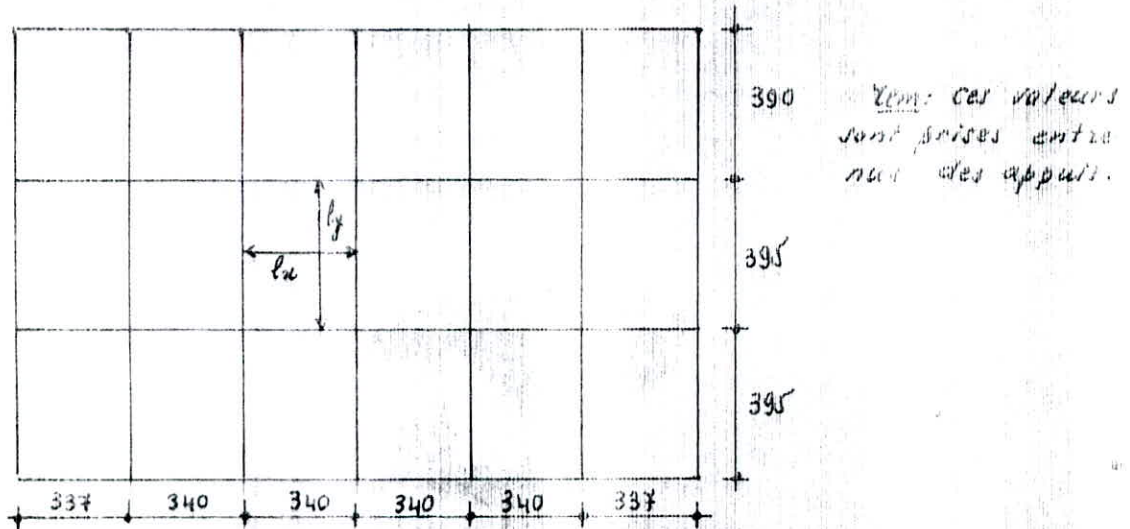
les moments sur appuis seront pris les mêmes que pour  $l_x$

1.5 Détermination des charges et surcharges :

notre plancher sera constituée d'une dalle pleine de 16cm d'épaisseur

- pds propre plancher . . . . .  $0,16 \cdot 2500 = 400 \text{ kg/m}^2$
  - cloisons . . . . .  $75 \text{ kg/m}^2$
  - revêtement . . . . .  $120 \text{ kg/m}^2$
  
  - surcharges . . . . .  $1,2 \cdot 500 = 600 \text{ kg/m}^2$
- $G + 1,2P = 1195 \text{ kg/m}^2$

1.6 Représentation des panneaux :



rem: Vu que les panneaux sont presque identiques, et afin de faciliter l'exécution des travaux de ferrailage, nous calculerons le moment isostatique pour la plus grande travée.

$$\left. \begin{aligned} l_x &= 3,40 \text{ m} \\ l_y &= 3,95 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,4}{3,95} = 0,8607 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,055 \\ \mu_y = 0,774 \end{cases}$$

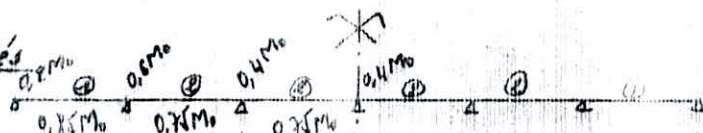
$$\mu_x = \frac{M_x}{q \cdot l_x^2} \Rightarrow M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,055 \cdot 1195 \cdot 3,4^2 = 760 \text{ kgm/m}$$

$$\mu_y = \frac{M_y}{M_x} \Rightarrow M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,774 \cdot 760 = 588 \text{ kgm/m}$$

2. Calcul des efforts :

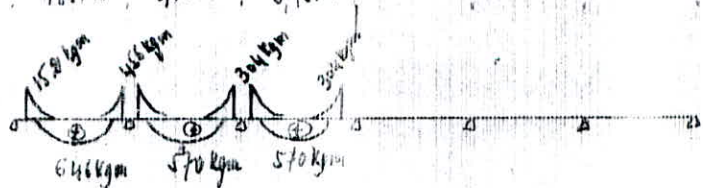
2.1 dans le sens de l\_x :

a) moments adoptés



b) diagramme du moment fléchissant

$M_0 = 760 \text{ kgm/m}$



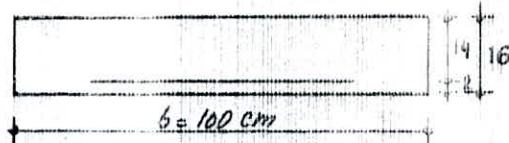
## CALCUL DU FERRAILLAGE - Methode R. Chiron-

le ferrailage sera déterminé pour une bande de largeur de largeur de la dalle.

### a/ définition de la section

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

$$h_t = 15 \text{ cm}; d = 2 \text{ cm.}$$



### b/ détermination de la section d'acier:

$$\mu = \frac{nM}{\sigma_a b \cdot h^2} \rightarrow \begin{cases} K \\ E \end{cases}$$

#### • Vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} \begin{cases} \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \text{ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires} \\ \text{si } \sigma'_b > \bar{\sigma}'_b \text{ il faut mettre des armatures comprimées.} \end{cases}$$

• section d'acier  $A = \frac{M}{\sigma_a k h}$   
 nous donnerons les résultats sous forme de calcul

Section	/	M (kgm)	$\mu = \frac{nM}{\sigma_a b h^2}$	K	E	$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$A = \frac{M}{\sigma_a E h}$	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
travée	①	646	0,0176	70,5	0,9415	39,71	1,75 cm <sup>2</sup>	0,77
	②	570	0,0155	75,5	0,9450	37,08	1,53 cm <sup>2</sup>	0,77
Appui	1 <sup>er</sup>	152	0,0041	156	0,9708	18	0,40 cm <sup>2</sup>	0,77
	2 <sup>eme</sup>	456	0,0124	85,5	0,9502	32,74	1,12 cm <sup>2</sup>	0,77
	3 <sup>eme</sup>	304	0,0083	107	0,9590	26,16	0,81 cm <sup>2</sup>	0,77

#### Vérification de la condition de non fragilité Art 19.2 CEB A68

$$A_{min} = \begin{cases} \frac{0,69 b h \bar{\sigma}_s \cdot 2-p}{\sigma_{sn} \cdot 2} \text{ pour les armatures // petit côté.} \\ \frac{0,69 b h \bar{\sigma}_s \cdot 1+p}{\sigma_{sn} \cdot 4} \text{ pour les armatures // grand côté.} \end{cases}$$

avec  $p = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,4}{3,95} = 0,86$

ce qui nous donne :

$$A_{min} = \begin{cases} \frac{0,69 \cdot 100 \cdot 14,59 \cdot 2 - 0,86}{4200 \cdot 2} = 0,77 \text{ cm}^2 \text{ dans le sens de } l_x. \\ \frac{0,69 \cdot 100 \cdot 14,59 \cdot 1 + 0,86}{4200 \cdot 4} = 0,63 \text{ cm}^2 \text{ dans le sens de } l_y. \end{cases}$$

### c/ sections d'acier adoptées :

c.1 en travée: pour faciliter les travaux d'exécution du ferrailage on adoptera la même section d'acier pour tous les panneaux en prenant le plus sollicité. ce qui nous placera en sécurité.

$$A_{travée}^{max} \text{ (calculé)} = 1,75 \text{ cm}^2$$

toutefois le complément du CCEP au PS69 recommande d mettre pour les planchers sur vide sanitaire une armature continue en une ou deux nappes sous forme de quadrillage de barres ancrées dans le voile périphérique avec un pourcentage min. de 0,25% dans chaque direction. ce qui nous donne

$$A_{min} = \frac{0,25 \cdot b \cdot h}{100} = \frac{0,25 \cdot 100 \cdot 14}{100} = 0,35 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T}10 \text{ /ml qui correspondent}$$

à  $A = 3,98 \text{ cm}^2$  avec un écartement ( $t = 80 \text{ cm}$ ).

### Vérifications:

a/ condition de non fragilité (déjà vérifiée)

b/ les contraintes

$$\tilde{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3,98}{100 \cdot 14} = 0,28 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9164 \\ K = 44,8 \end{cases}$$

$$\text{Aciers : } \sigma_a = \frac{M}{A \cdot b} = \frac{646 \cdot 10^2}{3,98 \cdot 0,9164 \cdot 14} = 1085 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{béton : } \sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1085}{44,8} = 24,2 < \bar{\sigma}_b' = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

c/ Vérification de la fissuration:

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,98}{100 \cdot 4} = 9,8 \cdot 10^{-3}$$

$B_f$ : section de béton enrobant les aciers tendus

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} ; \sigma_2 = 2,4 \sqrt{K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b'}$$

$K = 15 \cdot 10^6$  fissuration peu nuisible

$\eta = 1,6$  aciers H.A

$\phi = 10$

ce qui nous donne:  $\sigma_1 = 2142 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\sigma_2 = 2856 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{af} = \min \begin{cases} \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2856 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

la contrainte  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  est bien admissible, il n'y a donc pas risque de fissuration à craindre.

d/ Vérification à l'effort tranchant

$$\text{il s'agit de vérifier } \tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

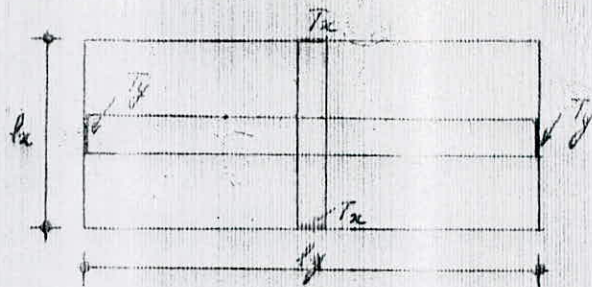
nous ferons la vérification pour le panneau le plus sollicité

$$l_x = 3,40 \text{ m}$$

$$l_y = 3,95 \text{ m}$$

au milieu de  $l_x \rightarrow T_y = \frac{P}{3l_y}$

au milieu de  $l_y \rightarrow T_x = \frac{P}{2l_y + l_x}$



avec  $P = q \cdot l_x \cdot l_y = 1105 \cdot 3,4 \cdot 3,95 = 15049 \text{ kg}$

$$\bullet T_y = \frac{15049}{3 \cdot 3,95} = 1354,5 \text{ kg}$$

$$\bullet T_x = \frac{15049}{2 \cdot 3,95 + 3,4} = 1420,5 \text{ kg}$$

$$\bullet \sigma_b = \frac{T_{ma}}{b \cdot j} = \frac{1420,5}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 1,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2 \text{ (v\u00e9rifi\u00e9)}$$

e/ v\u00e9rification des conditions d'appuis

$$T + \frac{M}{Z} \leq A \cdot \bar{\sigma}_a$$

- appui de rive :  $T_x = 1420,5 \text{ kg/ml}$   
 $M_a = -152 \text{ kgm/ml}$

$$T + \frac{M}{Z} = 1420,5 - \frac{152 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 14} = 173,6 < 3,92 \cdot 2800 = 10976 \text{ kg.} \text{ (v\u00e9rifi\u00e9)}$$

- appui interm\u00e9diaire :  $T_x = 1420 \text{ kg/ml}$   
 $M_a = -456 \text{ kgm/ml}$

$$T + \frac{M}{Z} = -2302 < 10976 \text{ (v\u00e9rifi\u00e9)}$$

donc les armatures inf\u00e9rieures sur appuis, peuvent r\u00e9sister \u00e0 l'effort de traction suppl\u00e9mentaire d\u00fa \u00e0 l'effort tranchant.

c-2/ sur appui :  $A_{max} = 1,22 \text{ cm}^2$  :

nous prendrons 5T6/ml  $\rightarrow (A = 1,41 \text{ cm}^2)$  espac\u00e9es de ( $e = 20 \text{ cm}$ ).

V\u00e9rifications

a/ condition de non fragilit\u00e9 (d\u00e9j\u00e0 v\u00e9rifi\u00e9e)

b/ contraintes :

$$\bullet \bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 1,41}{100 \cdot 14} = 0,101 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 9,9471 \\ \kappa = 79,5 \end{cases}$$

$$\bullet \sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{456 \cdot 10^2}{1,41 \cdot 9,9471 \cdot 14} = 2439 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bullet \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{2439}{79,5} = 30,67 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$



c/ Vérification à la fissuration :

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} ; \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \frac{\eta}{\phi} \sigma_b}$$

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

$$\eta = 1,6$$

$$\phi = 6$$

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = 352 \cdot 10^{-3}$$

d'où

$$\sigma_1 = 1361 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3687 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{\text{af}} = \min \begin{cases} 2700 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3687 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} = 2700 \text{ kg/cm}^2$$

donc la fissuration n'est pas à craindre.

2.2. Calcul des efforts dans le sens Ly

1. section à prendre

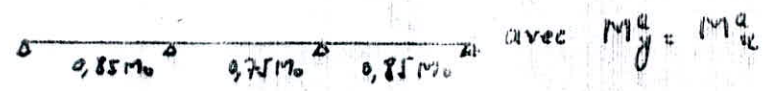
$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h_L = 16 \text{ cm}$$

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



2. schéma de répartition des moments



$$M_{0y} = 588 \text{ kgm/ml} \rightarrow M_{y, \text{max}}^t = 0,85 M_0 = 500 \text{ kgm/ml}$$

rem: nous calculerons le ferrailage pour le panneau le plus sollicité et nous adopterons le même ferrailage pour tous les panneaux.

3. détermination de la section d'acier entravée :

$$\alpha = \frac{n M}{\sigma_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 500 \cdot 10^2}{2700 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0136 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9482 \\ \mu = 81,5 \end{cases}$$

$$\sigma_s' = \frac{F_s}{\epsilon} = \frac{2700}{81,5} = 34,35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{F}_s = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$A_y = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon h} = \frac{500 \cdot 10^2}{2700 \cdot 0,9482 \cdot 14} = 1,34 \text{ cm}^2$$

## Vérifications:

### a/ condition de non fragilité

$$A_y \geq \frac{469 \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_s}{\sigma_{sn}} \frac{1+\mu}{4} = 0,63 \text{ cm}^2 \text{ (déjà calculé)}$$

$$A > A_y \text{ (1,34 cm}^2 > 0,63 \text{ cm}^2)$$

en tenant compte des recommandations de l'art 81, dans les planchers sur vide sanitaire

$$A_{\min} = 0,25\% \cdot b \cdot h = 0,25 \cdot 10^{-2} \cdot 100 \cdot 14 = 3,5 \text{ cm}^2$$

on adopte ST10/mml ( $A = 9,92 \text{ cm}^2$ ) espacées de  $e = 20 \text{ cm}$ .

Vu que les efforts sont plus grand dans le sens de  $l_x$ , et que nous avons adopté la même section d'armatures, les vérifications

- des contraintes
- de fissuration.
- de l'effort tranchant
- des conditions d'appuis

seront faites seulement pour le sens  $l_x$ , et si elles sont vérifiées pour  $l_x$ , elles le sont dans le sens de  $l_y$ .

### b/ Vérification de la flèche: (Art 51.22 CCBA 68) pour les dalles rectangulaires s'appuyant sur 4 côtés.

Il n'est pas utile de donner une justification de la flèche des hourdis si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\bullet \frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_y}{M_x}$$

$M_x, M_y$ : les moments max entrelevé par bande de largeur unitaire dans les sens  $l_x$  et  $l_y$  de la dalle supposée non encastree sur ses appuis et non continues au delà de ceux ci

$$\bullet \bar{\omega}_0 = \frac{A}{bh} < \frac{20}{\sigma_{sn}} \text{ avec } A: \text{ section des armatures tendues par bande de largeur } b.$$

$h$ : hauteur utile  
 $\sigma_{sn}$ : la lim. d'élasticité.

APPLICATION :  $h_0 = 18 \text{ cm}$  ;  $M_x = 750 \text{ kgm/ml}$   
 $l_x = 3,4 \text{ m}$  ;  $M_y = 0,55 M_x = 646 \text{ kgm/ml}$

$$\bullet \frac{h_0}{l_x} = \frac{16}{340} = 0,0470 ; \frac{1}{20} \cdot \frac{M_y}{M_x} = \frac{1}{20} \cdot \frac{0,55 M_x}{M_x} = 0,0275$$

$$\frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_y}{M_x} \text{ (vérifiée)}$$

$$\bullet \bar{\omega} = \frac{A}{bh} = \frac{3,92}{100 \cdot 14} = 2,8 \cdot 10^{-3} ; \frac{20}{\sigma_{sn}} = 4,76 \cdot 10^{-3}$$

$$\frac{A}{bh} < \frac{20}{\sigma_{sn}} \text{ (Vérifiée)}$$

il n'y'a donc pas lieu de donner une justification à la flèche  
 c/ Vérification des écartements:

c-1: écartements adoptés

- sens  $l_x$ 
  - travée ( $t = 20\text{ cm}$ )
  - sur appuis ( $t = 20\text{ cm}$ )
- sens  $l_y$ 
  - travée ( $t = 20\text{ cm}$ )
  - sur appuis ( $t = 20\text{ cm}$ )

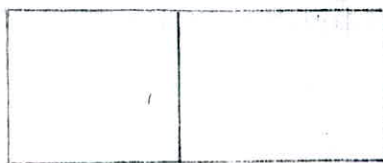
c-2: écartements admissibles:

- suivant  $l_x$ :  $t \leq \min(3h_t, 33\text{ cm}) = (48, 33)$  [vérifiée]
- suivant  $l_y$ :  $t \leq \min(4h_t, 45\text{ cm}) = (64, 45)$  [vérifiée]

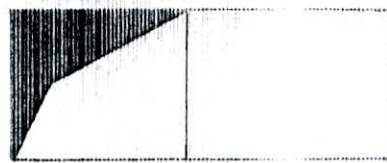
## II. Planchers du bloc B:

ag<sup>tes</sup> ce sont des panneaux en dalle pleine. il y'a deux types de panneaux.

- 1/ Panneaux sur vide sanitaire et niveau terrasse: Ces planchers ont deux panneaux (schéma a)
- 2/ Panneaux sur étage courant: les planchers des étages courants sont constitués d'un seul panneau (schéma b)



- schéma a -



- schéma b -

b/ Méthode de calcul: nous utiliserons la même méthode que celle utilisée pour les panneaux du bloc A... méthode exposée au CBA 68 Annexe A21

c/ choix des valeurs des moments à adopter

• dans le sens  $l_x$ :

$$M_{tx} + \frac{M_{tx} + M_{cx}}{2} \geq 1,25 M_{0x}$$

• dans le sens de  $l_y$ :

$$M_{ty} = 0,95 M_{0y} \text{ (cas de travées ad'rive)}$$

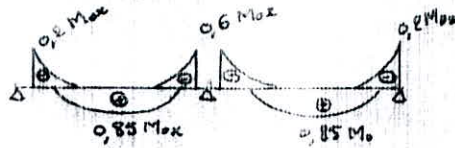
$M_{0x}$ : moment isostatique en travée

$M_{tx}$ : " hyperstatique " "

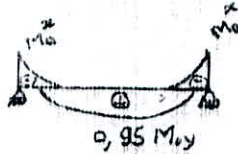
$M_{cx}, M_{cy}$ : moments sur appuis de la travée correspondant

C.1. moments adoptés pour le schéma (a)

• sens de  $l_x$

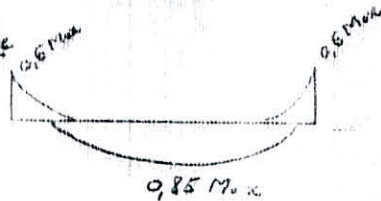


• sens de  $l_y$



C.2 moments adoptés pour le schéma (b) (étages courants)

• sens de  $l_x$



• sens de  $l_y$

on prend  $M_{oy} = 0,85 M_{oy}$   
et  $M_{ax} = M_{ay}$

Charges et surcharge

1. Plancher terrasse

les planchers seront constitués d'une dalle pleine de 15 cm. d'épaisseur.

- poids propre plancher . . . . .  $0,15 \cdot 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$
- revêtement + isolation . . . . .  $312 \text{ kg/m}^2$
- surcharge d'exploitation ( $P = 175 \text{ kg/m}^2$ ) .  $1 \cdot 175 = 175 \text{ kg/m}^2$

$G + 1P = 960 \text{ kg/m}^2$

2. Plancher courant

- poids propre . . . . .  $0,15 \cdot 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$
- revêtement . . . . .  $180 \text{ kg/m}^2$
- surcharge . . . . .  $1 \cdot 250 = 250 \text{ kg/m}^2$

$G + 1,2P = 795 \text{ kg/m}^2$

calcul de  $\mu$ :

$\mu = \frac{l_x}{l_y}$  ;  $l_x = 3,3 \text{ m}$  ;  $l_y = 4,20 \text{ m}$ .  
 $\mu = \frac{3,3}{4,2} = 0,785 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0635 \\ \mu_y = 0,65 \end{cases}$

le plancher sera porteur dans les deux directions ( $\mu > 0,4$ )

calcul des moments:

a/ plancher terrasse:

•  $M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0635 \cdot 96,7 \cdot 3,3^2 = 668,59 \text{ kgm/ml}$   
 •  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,774 \cdot 668,59 = 517,56 \text{ kgm/ml}$

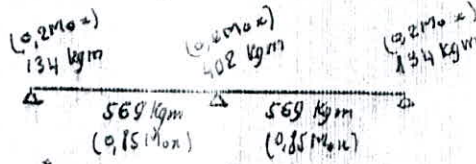
b/ plancher courant:

•  $M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0635 \cdot 795 \cdot 3,3^2 = 549,7 \text{ kgm/ml}$   
 •  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,774 \cdot 549,7 = 425,5 \text{ kgm/ml}$

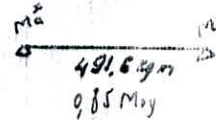
Diagrammes des efforts:

a/ plancher terrasse:

• sens  $l_x$ :



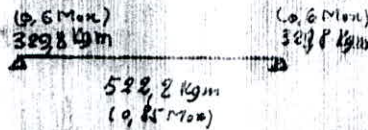
• sens  $l_y$ :



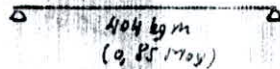
b/ Plancher courant:

$M_{0x} = 549,7 \text{ kgm/ml}$  ;  $M_{0y} = 425,5 \text{ kgm/ml}$

• sens  $l_x$



• sens  $l_y$



calcul du ferrailage:

a. méthode de calcul: on utilise la méthode de P. Charon

b. définition de la section: le calcul se fera pour une bande d'un m de largeur de la dalle

- $b = 100 \text{ cm}$
- $h_c = 15 \text{ cm}$
- $d = 8 \text{ cm}$



c/ calcul de la section d'acier  
(méthode P. Charon)

$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \epsilon \cdot h}$

Plancher	Section	M(kgm)	$\mu$	K	$\sigma_s'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$	$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \epsilon \cdot h}$	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	observ.	
terrasse	Appui	402	0,0127	84,5	33,13	0,9488	1,16	0,76	Arminelc	
	travée	$M_{0x}$	569	0,018	69,5	40,28	0,9408	1,66	0,76	" "
		$M_{0y}$	491	0,015	77	36,36	0,9457	1,42	0,56	" "
courant	Appui	329	0,0104	94,5	28,62	0,9543	0,94	0,76	" "	
	travée	$M_{0x}$	522	0,165	73	38,35	0,9432	1,52	0,76	" "
		$M_{0y}$	404	0,012	87	32,18	0,9510	1,16	0,56	" "

$A_{min}$  est donnée par la condition de non fragilité

$A_{min} = \begin{cases} 0,69 \cdot \frac{b \cdot h}{\sigma_{sn}} \cdot \bar{\sigma}_b \cdot \frac{1-\beta}{\beta} = 0,765 \text{ cm}^2 & \text{pour les Armatures // petit côté} \\ 0,69 \cdot \frac{b \cdot h}{\sigma_{sn}} \cdot \bar{\sigma}_b \cdot \frac{1+\beta}{4} = 0,562 \text{ cm}^2 & \text{pour les Armatures // grand côté} \end{cases}$

remarque: Pour accélérer et faciliter l'exécution du ferrailage, on adoptera la même section d'acier pour tous les panneaux vu que les sections calculées ne sont pas trop différentes. soient

• en travée:

$A = 1,66 \text{ cm}^2$  on adoptera 4T8/ml qui correspondent à  $A = 1,91 \text{ cm}^2$ , dans les 2 sens avec un espacement ( $e = 25 \text{ cm}$ )

• sur appuis: on adoptera 4T8/ml comme chapeaux dans les deux sens espacés de  $e = 25 \text{ cm}$ .

Vérifications:

a/ condition de non fragilité: (déjà vérifiée)

b/ vérification des contraintes:

$$\tilde{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 1,91}{100 \cdot 13} = 0,154 \rightarrow \begin{cases} E = 99355 \\ k = 62,5 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{AEk} = \frac{559 \cdot 10^2}{2,07 \cdot 99355 \cdot 13} = 2327,71 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2327,71}{62,5} = 37,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

c/ condition de non fissuration:

la contrainte admissible dans le béton est limitée par le max de

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \tilde{\omega}_f}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \frac{\phi}{\phi} \cdot \sigma'_b}$$

- $k = 15 \cdot 10^6$  fissuration peu nuisible
- $\phi = 16$  Aciers H.A
- $b$ : diamètre de la barre. ( $\phi = 8$ )

•  $\omega_f$ : pourcentage de fissuration

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} ; \quad \begin{array}{l} A: \text{section d'acier} \\ B_f: \text{section de béton entourant les aciers} \\ B_f = b \cdot 2d = 100 \cdot 2 \cdot 2 = 400 \\ \omega_f = \frac{A}{B_f} = 5 \cdot 10^{-2} \end{array}$$

d'où

$$\sigma_1 = 1428,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3192,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{af} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3192,9 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  est bien la contrainte admissible. il n'y a pas lieu de craquer la fissuration.

d/ vérification de l'effort tranchant

il s'agit de vérifier  $\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$

rem. puisque tous les panneaux sont presque identiques on fera la vérification pour le plus sollicité

$l_x = 3,30 \text{ m}$

$l_y = 4,20 \text{ m}$

$q = 967 \text{ kg/m}^2$  (planches terrasse)

$P = q \cdot l_x \cdot l_y = 967 \cdot 3,3 \cdot 4,2 = 13402,62 \text{ kg}$

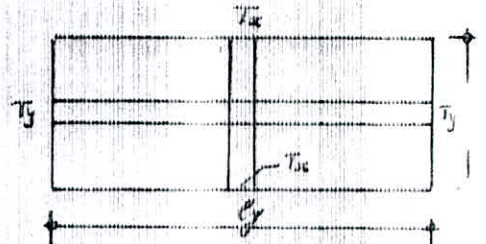
détermination des efforts tranchants :

$T_y = \frac{P}{3l_y}$  : effort tranchant au milieu de  $l_x$

$T_x = \frac{P}{2l_y + l_x}$  : effort tranchant au milieu de  $l_y$

$T_y = \frac{13402,62}{3 \cdot 4,2} = 1063,7 \text{ kg}$

$T_x = \frac{13402,62}{2 \cdot 4,2 + 3,3} = 1145,52 \text{ kg}$



$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{1145,52}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 1 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$  (vérifiée)

e/ Vérification de la condition d'appui

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

• sur appui dérivé :  $T_{max} = 1145,52 \text{ kg/m}$   
 $M_{max} = 134 \text{ kgm/m}$

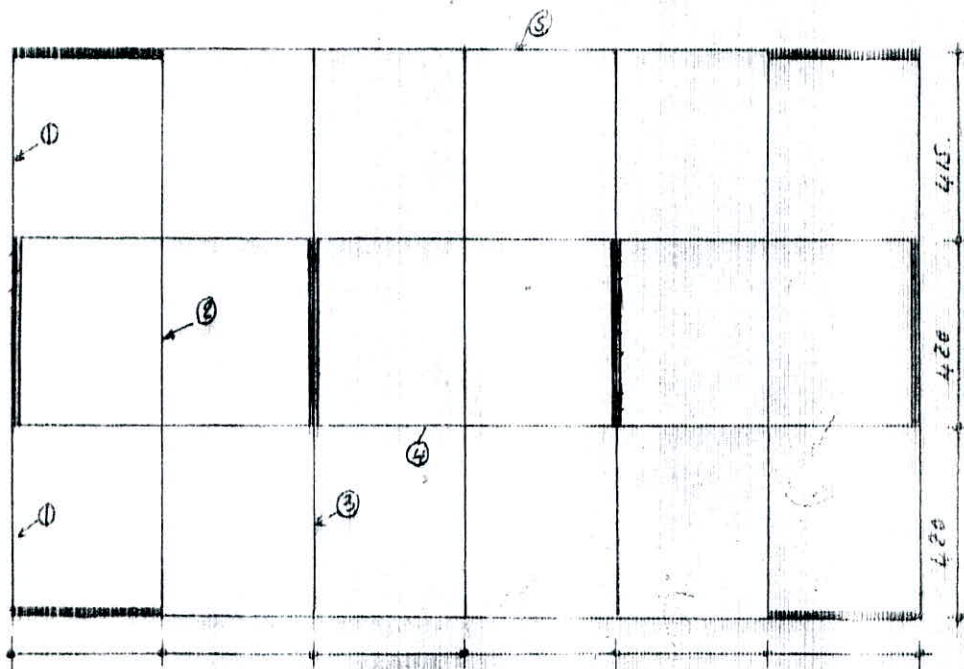
$T + \frac{M}{z} = 1145,52 - \frac{134 \cdot 10^3}{\frac{7}{8} \cdot 13} = -30,5 < A \bar{\sigma}_a = 2,01 \cdot 1000 = 5628 \text{ kg}$  (vérifiée)

• sur appuis intermédiaire

$T_{max} = 1145,52 \text{ kg/m}$

$M = 402 \text{ kgm/m}$

1. Disposition des poutres :



les poutres seront calculées sous la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre conformément aux règles du C.T.C. puisque les efforts horizontaux sont supposés être repris en totalité et dans les deux directions par les voiles.

les poutrelles des planchers à corps creux sont disposées selon le sens longitudinal du bâtiment. par conséquent les poutres disposées dans le sens transversal seront porteuses. et celles disposées parallèlement aux poutrelles serviront de chaînage.



— CALCUL DES EFFORTS DANS LES POUTRES —

BLOC-A-

1. Méthode de calcul: nous utiliserons la méthode forfaitaire exposée par le (C.C.B.A 68 Art 55) après vérification des conditions d'application.

Conditions d'application de la méthode:

- les travées ne sont pas trop différentes  
 $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$  (vérifiée pour toutes les travées)
- $P < 2G$  (vérifiée) pour tous les niveaux.

Pour la valeur du moment à adopter, le C.C.B.A Art 55.3 prescrit

$$M_e + \frac{M_{i-1} + M_i}{2} \geq 1,15 M_0$$



en tenant compte de la constatation que:

- le moment max en travée n'est pas inférieur à
  - $0,5 M_0$  dans le cas d'une travée intermédiaire.
  - $0,6 M_0$  " " " " " " " " de rive.
- et les valeurs absolues de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieure à
  - $0,6 M_0$  dans le cas d'une poutre à 2 travées.
  - $0,5 M_0$  dans le cas des appuis voisins de l'appui de rive d'1 poutre à plus de 2 travées.
  - $0,4 M_0$  dans le cas des autres appuis intermédiaires d'1 poutre à plus de 2 travées.

Calcul des efforts dans la Poutre N°1

af Plancher terrasse:

1. Portée de la poutre

$$l = 420 - 30 = 390 \text{ cm (entre nu des appuis)}$$

2. Charge et surcharge

charges

Plancher . . . . .  $662 \cdot 1,66 = 1099 \text{ kg/ml}$

Pds propre . . . . .  $0,3 \cdot 0,4 \cdot 2500 = 300 \text{ kg/ml}$

Acrotère . . . . .  $406 \text{ kg/ml}$

surcharges: ( $P = 175 \text{ kg/m}^2$ )

sur le plancher . . . . .  $1,2 \cdot 175 \cdot 1,66 = 348,6 \text{ kg/ml}$

" la poutre . . . . .  $0,3 \cdot 1,2 \cdot 175 = 63 \text{ kg/ml}$

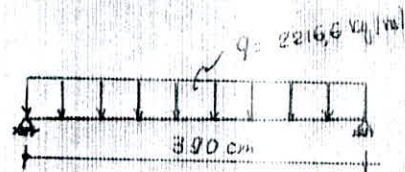
$$q = G + 1,2P = 2216,6 \text{ kg/ml}$$

le principe de cette méthode est basée sur le calcul des efforts isostatiques et de déduire par la suite les efforts hyperstatiques qui seront des fractions des premiers. et la répartition se fera selon (l'art 55. C.C.B.A 68).

détermination des efforts isostatiques:

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 2216,6 \cdot \frac{3,9^2}{8} = 4214,3 \text{ kgm}$$

$$T_0 = q \cdot \frac{l}{2} = 2216,6 \cdot \frac{3,9}{2} = 4322,3 \text{ kg}$$



déduction des efforts hyperstatiques:

a) moment fléchissant

$M_0$ (kgm)	$0,5 M_0$	$0,8 M_0$	$0,2 M_0$
4214,3	2107	3582	843

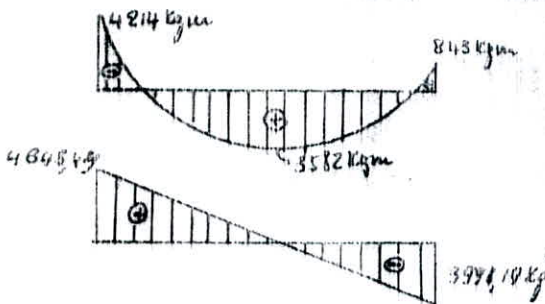
$0,8 M_0$		$0,2 M_0$
$\Delta$	$0,85 M_0$	$\Delta$
gauche		droite

Calcul des efforts tranchants: (Art 55 CCAS) cette méthode a été traitée lors du calcul des poutres. nous donnerons ici directement les résultats.

$T_0$ (kg)	$T_g$ (kg)	$T_d$ (kg)
4322,3	4648,4	-3998,19

rem:  $g$  gauche  
 $d$  droit

diagrammes des efforts



moment fléchissant

effort tranchant

B) détermination des efforts dans la poutre N°1 Pour les autres niveaux:

1. charges et surcharges: elles seront données sous forme de tableau:

niveau	faîche propre du Plancher	pds propre de la Poutre	pds du mur sur la Poutre	surcharges sur le Plancher	surcharges sur la Poutre	TOTAL	$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8}$ (kgm)
3 et 4	835	300	1009,2	796,8	144	3085	5165,4
5 et 6	835	300	74,8	348,6	63	2456,4	4661
2	835	300	1009,2	498	90	2732,2	5194,5

2 EFFORTS

a) moments fléchissants:

niveau	$M_0$ (kgm)	$0,2 M_0$	$0,5 M_0$	$0,85 M_0$	/
3 et 4	5165,3	1173	2932	4985	/
5 et 6	4661	932	2330	3962	/
2	5194	1039	2597	4415	/

6/ Efforts tranchants:

Niveau	$T_0$	$T_1$	$T_2$
3 et 4	6015	6466,02	-5563,9
5 et 6	4780,2	5138,66	-4421,73
2	5327,7	5727,18	-5327,69

C/ détermination des efforts dans la poutre N°1 niveau 1

le niveau (1) est le plancher sur vide sanitaire. il est en dalle pleine et les poutres donc seront porteuses dans les 2 sens.

répartition des charges sur les poutres:

soient  $l_x, l_y$  les dimensions de la dalle reposant sur 4 côtés, tel que  $l_x \leq l_y$ .

deux cas peuvent se présenter:

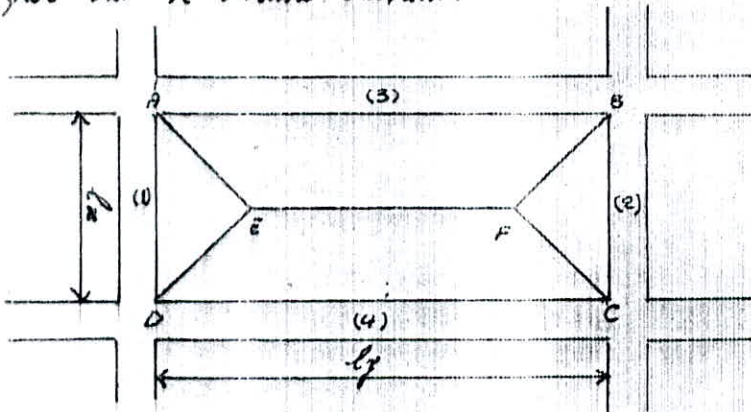
cas 1:  $\frac{l_x}{l_y} \leq 0,4$  la dalle portera sur 2 côtés seulement

cas 2:  $\frac{l_x}{l_y} > 0,4$  la dalle portera sur 4 côtés.

dans le premier cas il n'y aura que les 2 poutres //  $l_y$  qui seront chargées chacune par une moitié de la dalle.

dans le 2<sup>ème</sup> cas la répartition de la charge se fera selon les lignes de ruptures à 45°.

dans notre cas  $\frac{l_x}{l_y} > 0,4$ ; la répartition des charges se fera donc comme indiqué sur le schéma suivant.



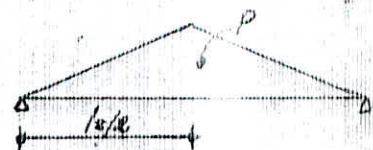
les charges transmises par le panneau ABCD se subdivisent en 2 types de charges, trapézoïdales (AEFB et DEFC) prises par les poutres (3) et (4) et deux charges triangulaires (AED et BFC) prises par les poutres (1) et (2)

a/ charges triangulaires

$$M_{max} = p \cdot \frac{l_x^2}{12}$$

$$T_A = T_B = \frac{p \cdot l_x}{2}$$

avec  $p = q \frac{l_x}{4}$  où  $q$ : charge par  $m^2$



d'où  $M_{max} = \frac{q l_x^2}{24}$

$T_A = T_B = \frac{q l_x}{8}$

b/ Charge trapézoïdale

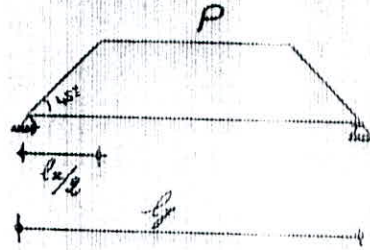
$M_{max} = \frac{p}{24} (3 l_y^2 - 4 a^2)$

$T_A = T_B = p \cdot \frac{(l_x - a)}{8}$

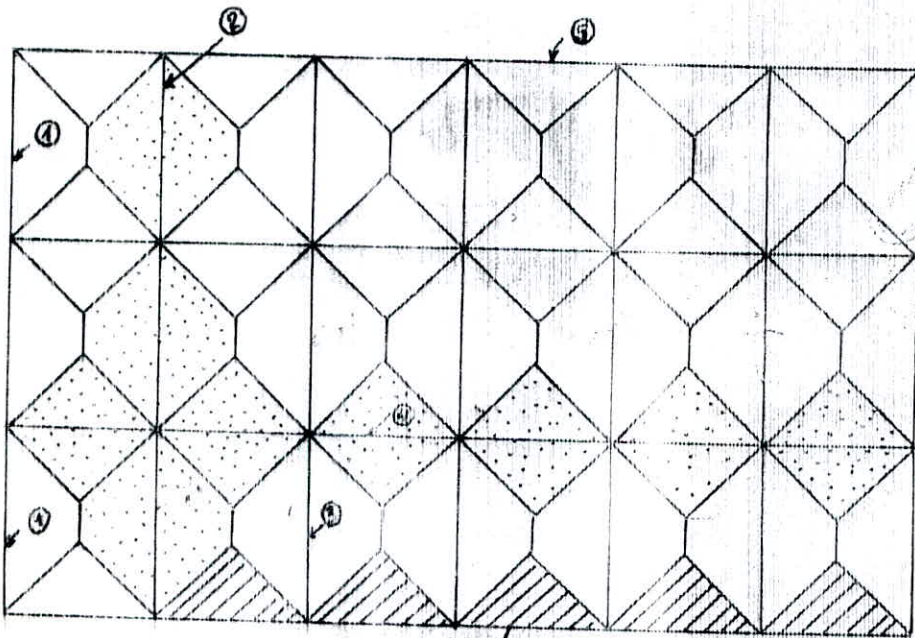
avec  $a = \frac{l_x}{2}$  et  $p = q \frac{l_x}{2}$

nous aurons:  $M_{max} = q \frac{l_x}{48} (3 l_y^2 - l_x^2)$

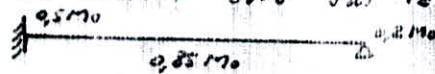
$T_A = T_B = q \frac{l_x}{8} (2 l_y - l_x)$



Répartition des charges sur les poutres du plancher N°1



Comme pour les autres planchers, la poutre N°1 est ancrée d'un côté dans le voile et appuyée de l'autre côté sur le poteau.

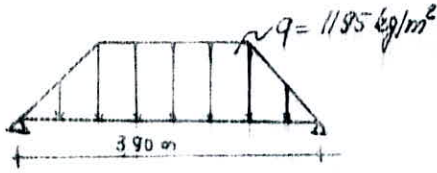


charges revenant à la poutre :

- charges trapézoïdales dues au plancher . . . . . 1195 kg/m
- poids propre de la poutre . . . . . 0,3 m . 2500 = 750 kg/m
- surcharges revenant à la poutre . . . . . 1,2 . 0,30 . 500 = 180 kg/m
- poids d'un mur reposant sur la poutre . . . . . 348,3 = 1044 kg/m

on détermine d'abord les efforts dus à la charge trapézoïdale puis ceux dus aux charges uniformément réparties et on fera la répartition.

charge trapézoïdale



$l_y = 3,90 \text{ m}$

$l_x = 3,35 \text{ m}$

$M_{max} = \frac{q l_y^2}{48} [3 l_y^2 - l_x^2] = 3869,52 \text{ kgm}$

$T_{1A} = -T_{1B} = \frac{q l_x}{2} (2 l_y - l_x) = 2226,8 \text{ kg}$

le moment isostatique résultant sera

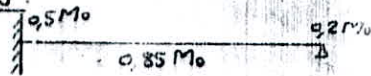
$M_0 = M_{1max} + M_{max} = 5715,76 \text{ kg.m}$

l'effort tranchant résultant :

$T_0 = T_{1A} + T_{1B} = 5140,1 \text{ kg}$

les moments et efforts tranchants deels seront

a) les moments :



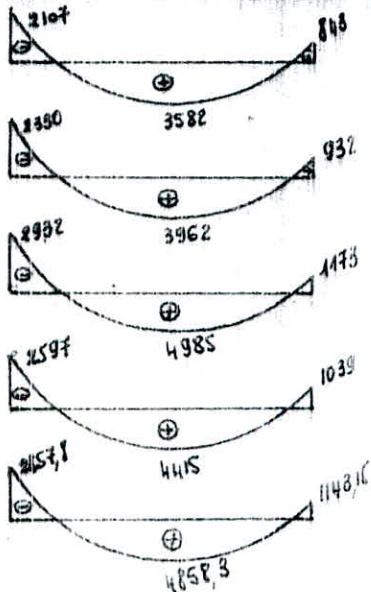
$M_0 \text{ kg.m}$	$0,5 M_0$	$0,85 M_0$	$0,2 M_0$
	2857,8	4858,39	1143,15

b) les efforts tranchants :

$T_0 \text{ (kg)}$	$T_A$	$T_B$
5140,1	5579,75	4700,3

Diagrammes des efforts pour la poutre N°1

Moments fléchissants en kgm



niveau 7

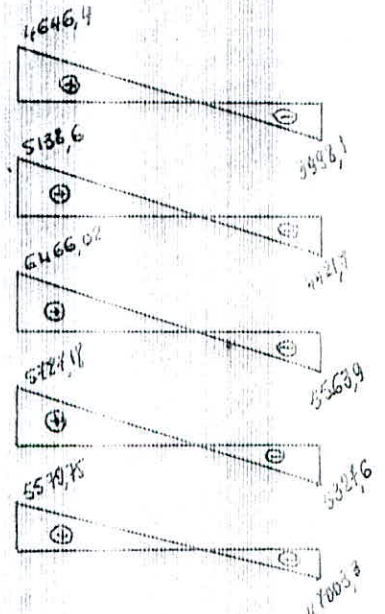
niveaux 5 et 6

niveaux 4 et 3

niveau 2

niveau 1

Efforts Tranchants en (kg)

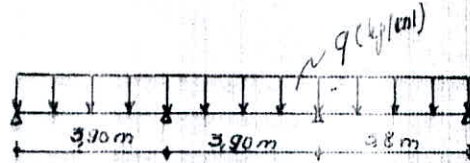


Calcul de la poutre N° 2 : cette poutre est composée de trois travées. elle repose à ses extrémités sur les poteaux.

dimensions de la poutre :

$$\begin{aligned} b &= 40 \text{ cm} \\ b &= 85 \text{ cm} \\ l &= 3,90 \text{ m} \end{aligned}$$

schéma statique



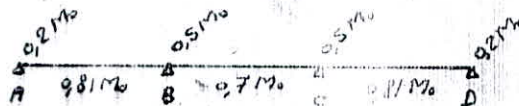
Charges et surcharges revenant à la poutre :

niveau	Ads. propr. Planch.	P.P. poutre	Surcharges sur le plancher	surch. sur la poutre	total (q) kN/m
7	2250,8	250	714	52,5	3267,3
5 et 6	1710,8	250	714	52,5	2786,7
3 et 4	1710,8	250	1632	120	3712,2
2	1710,2	250	1080	75	3055,2

la méthode forfaitaire étant toujours applicable, nous choisirons les moments selon la formule suivante

$$M_b + \frac{M_{a1} + M_{c1}}{2} \geq 1,15 M_0$$

ce qui nous donne



comme pour les poutres calculées précédemment, nous calculons d'abord les moments max. en travées supposées isostatiques et nous en déduisons les efforts de cis.

a/ moments pléchiants :

niveau	q (kN/m)	l (m)	M <sub>0</sub> (kNm)	0,2M <sub>0</sub>	0,5M <sub>0</sub>	0,5M <sub>0</sub>	0,2M <sub>0</sub>
7	3267,3	3,9	6311,9	1242,3	5031,6	3105,9	1242,3
5 et 6	2786,7	3,9	5184,1	-1036,8	4129,12	2592,05	3628,87
4 et 3	3712,2	3,9	7057,8	1411,56	5716,8	3528,9	4840
2	3055,2	3,9	5808,6	-1161,7	4107,9	2904,3	4066,02

b/ efforts tranchants :



$$T_x = T_{0x} + \frac{M_w - M_0}{l}$$

dans le cas d'une charge uniformément répartie

$$T_w = q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_0}{l}$$

$$T_e = -q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_0}{l}$$

à partir du tableau suivant :

niveau	q (kg/ml)	T <sub>0</sub> (kg)	T (kg)	travée		
				AB	BC	CD
7	3267,3	6371,23	T <sub>w</sub>	5293,3	6371,83	6349,07
			T <sub>e</sub>	-6849,07	-6371,83	-5893,3
5 et 6	2726,7	5317,06	T <sub>w</sub>	4506,2	5317,06	6127
			T <sub>e</sub>	-6127,9	-5317,06	-4506,2
3 et 4	3712,2	7238,7	T <sub>w</sub>	6695,7	7238,7	7781,6
			T <sub>e</sub>	-7781,6	-7238,7	-6695,7
2	3055,2	5957,6	T <sub>w</sub>	5510,7	5957,6	6404,4
			T <sub>e</sub>	-6404,4	-5957,6	-5510,7

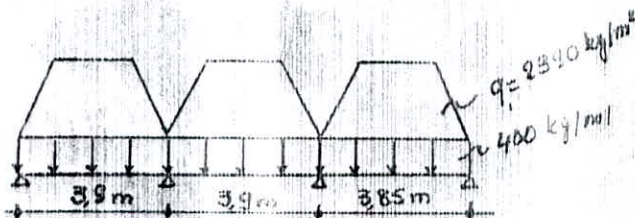
2/ Poutre N°2 niveau 1

2.1 charges et surcharges :

charges aux :

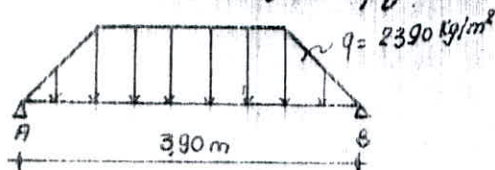
- planchers situés de part et d'autre de la poutre . . . . . q = 1105 = 2390 kg/m<sup>2</sup>
- poids propre de la poutre . . . . . 250 kg/ml
- surcharge revenant à la poutre . . . . . 150 kg/ml

2.2. Schéma statique



détermination des effort isostatiques

sous la charge trapezoidale



$l_x = 3,4m ; l_y = 3,90m$

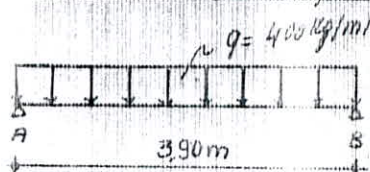
$M_{1,max} = \frac{q \cdot l_x}{48} [3l_y^2 - l_x^2]$

$M_{1,max} = 5767,76 \text{ kgm}$

$T_{1A} = T_{1B} = \frac{q l_x}{8} [2l_y - l_x]$

$T_{1A} = T_{1B} = 4469,3 \text{ kg}$

sous la charge uniforme



$M_{2,max} = q \frac{l^2}{8} = 760,5 \text{ kgm}$

$T_{2A} = T_{2B} = \frac{q l}{2} = 780 \text{ kg}$

$M_0 = M_{1,max} + M_{2,max} = 6528,26 \text{ kg} \cdot m$

$T_0 = T_{1A} + T_{2A} = 5249,3 \text{ kg}$

détermination des efforts hyperstatiques : de la même manière que pour les autres niveaux, nous obtenons :

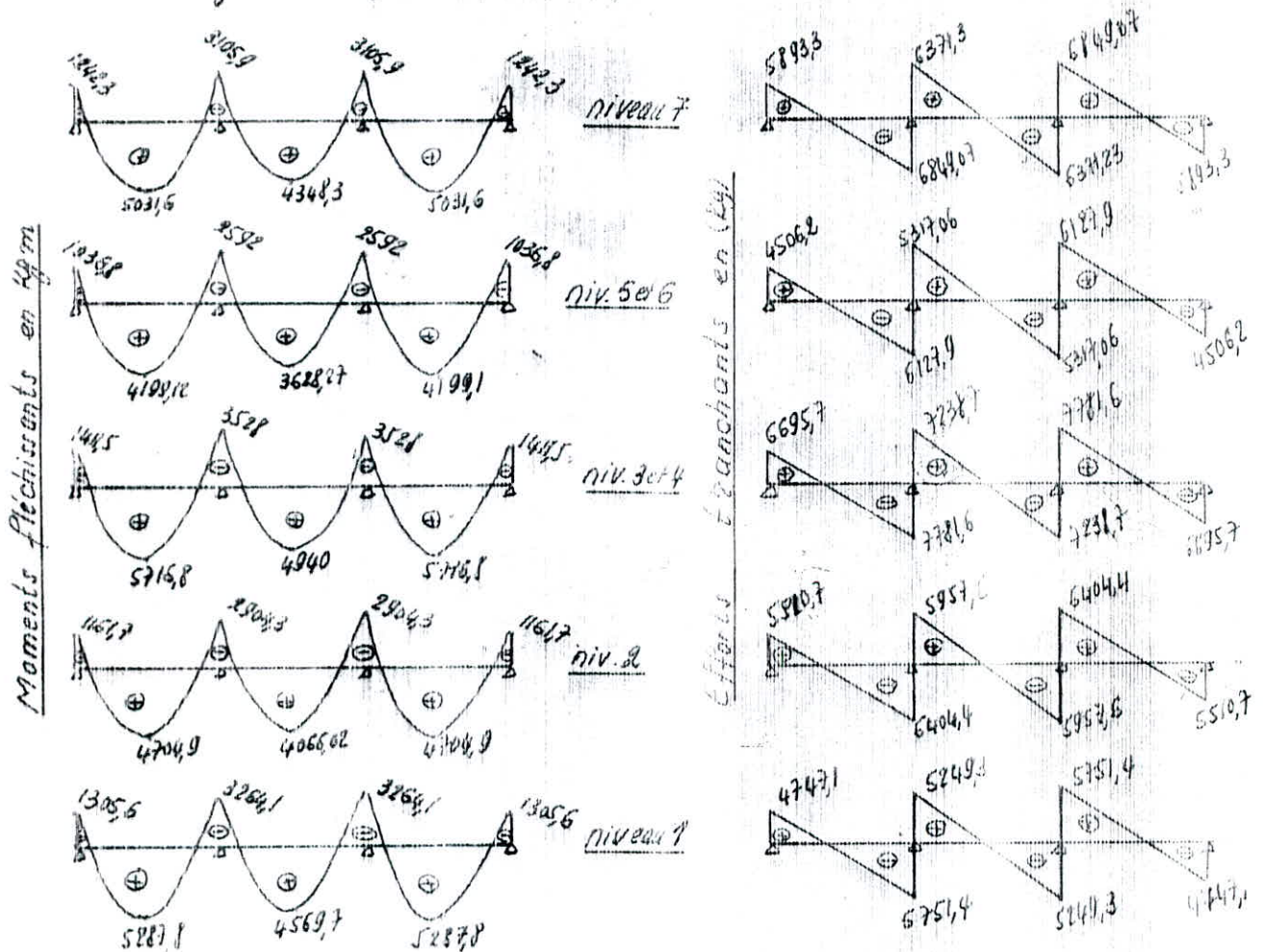
a/ moments fléchissants

$M_0$ (kgm)	0,2 $M_0$	0,5 $M_0$	0,8 $M_0$	0,7 $M_0$
	6522,2	1305,6	3264,1	5287,8

b/ Efforts tranchants :

$T_0$ (kg)	T	travée		
		AB	BC	CD
5242,3	$T_w$ (kg)	4742,1	5242,3	5751,4
	$T_e$ (kg)	-5751,4	-5242,3	-4742,1

d'où les diagrammes finaux des efforts :





# Poutre N° 3

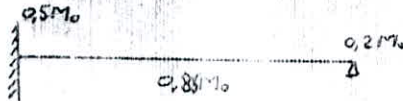
## 1. Schéma statique :

d'un côté notre poutre sera appuyée sur le poteau, de l'autre côté elle sera encastrée dans le voile. un calcul théorique de la poutre nous donnerait un grand moment à mi-encastrement et sous-estime les moments en travée mais vu le phénomène du fluage et d'adaptation du béton, il sera plus réel (dire plus intéressant) de ne pas prendre les efforts tel qu'il sont calculés par une méthode exacte, mais plutôt de sous-estimer le moment à l'encastrement et surestimer celui en travée.

il faut remarquer qu'un encastrement parfait ne peut exister en pratique.

puisque nous sous-estimerons les moments sur appuis (l'encastrement) il y aura automatiquement apparition de fissures au début d'application des charges et surcharges, mais ces fissures se refermeront au cours du temps à cause du phénomène d'adaptation du béton à long terme. les efforts passeront en ce moment de la section d'encastrement à la section à mi-travée où nous avons prévu des aciers nécessaires pour reprendre les efforts.

d'où le choix suivant.



## 2. détermination des charges et surcharges.

niveau	Pds du plancher (kg/ml)	Pds prop de la poutre (kg/ml)	Surcharge sur la poutre (kg/ml)	Surcharge sur le plancher (kg/ml)	total (kg/ml)
7	2250,8	250	714	52,5	3267,3
Set 6	1710,2	250	714	52,5	2726,7
Set 4	1710,2	250	1632	120	3712,2
2	1710,2	250	1020	75	3055,2

## 3. détermination des effets : de la même manière que pour les poutres précédentes nous aurons :

a) moments pléchiants :

niveau	q (kg/ml)	l (m)	M <sub>0</sub> (kgm)	0,5M <sub>0</sub>	0,85M <sub>0</sub>	0,21M <sub>0</sub>
7	3267,3	3,9	6122,33	3106	5281	1243
Set 6	2726,7	3,9	5184,18	2592	4407	1037
Set 4	3712,2	3,9	7057	3529	5989	1412
2	3055,2	3,9	5809	2905	4931	1162

## b) EFFORTS TRANCHANTS

niveau	q (kg/ml)	T <sub>0</sub> = q * l	T <sub>1/2</sub>	T <sub>e</sub>
7	3267,3	6271,6	6849	-5894
Set 6	2726,7	5317,06	5715,77	-4918
Set 4	3712,2	7283,7	7782	+6636
2	3055,2	5957,6	5405	-5511

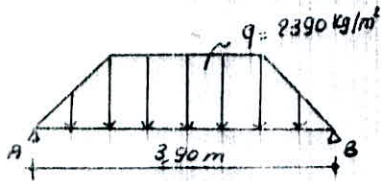
#### 4. détermination des efforts dans la poutre N°3 - suite - niveau (en dalle pleine)

##### 4.1. charges et surcharges :

- charge trapézoïdale (plancher) en  $\text{kg/m}^2$  . . . . .  $q = 2390 \text{ kg/m}^2$
- charges uniformes réparties en ( $\text{kg/ml}$ )
  - poids propre de la poutre . . . . .  $0,25 \cdot 04 \cdot 2500 = 250 \text{ kg/ml}$
  - surcharges sur la poutre . . . . .  $0,25 \cdot 12 \cdot 500 = 150 \text{ kg/ml}$

##### 4.2 détermination des efforts isostatiques :

###### 4.2.a charges trapézoïdale



$$l_x = 3,4 \text{ m}; \quad l_y = 3,90 \text{ m}$$

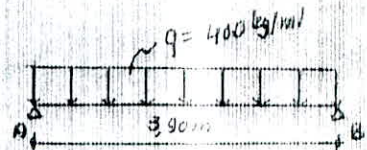
$$M_{1,max} = \frac{q l_x}{48} [3 l_y^2 - l_x^2]$$

$$M_{1,max} = 5750,94 \text{ kgm}$$

$$T_{1A} = T_{1B} = \frac{q l_x}{8} [2 l_y - l_x]$$

$$T_{1A} = T_{1B} = 4460,06 \text{ kg}$$

###### 4.2.b charge uniforme



$$M_{2,max} = q \frac{l_y^2}{8} = 760,5 \text{ kgm}$$

$$T_{2A} = T_{2B} = q \frac{l_y}{2} = \frac{400}{2} \cdot 3,9 = 780 \text{ kg}$$

##### efforts résultants :

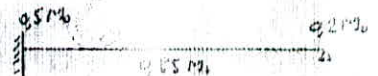
$$M_{max} = M_{1,max} + M_{2,max} = 5750,94 + 760,5 = 6511,44 \text{ kgm}$$

$$T_0 = T_1 + T_2 = 4460,06 + 780 = 5240,06 \text{ kg}$$

##### 4.3 efforts hyperstatiques

###### a/ moments pléochissants :

$M_0$ (kg.m)	$q_1$ (kg/ml)	$0,85 M_0$ (kg.m)	$q_2$ (kg/ml)
6511,44	3265,72	5534,72	1302,28



###### b/ EFFORTS TRANCHANTS :

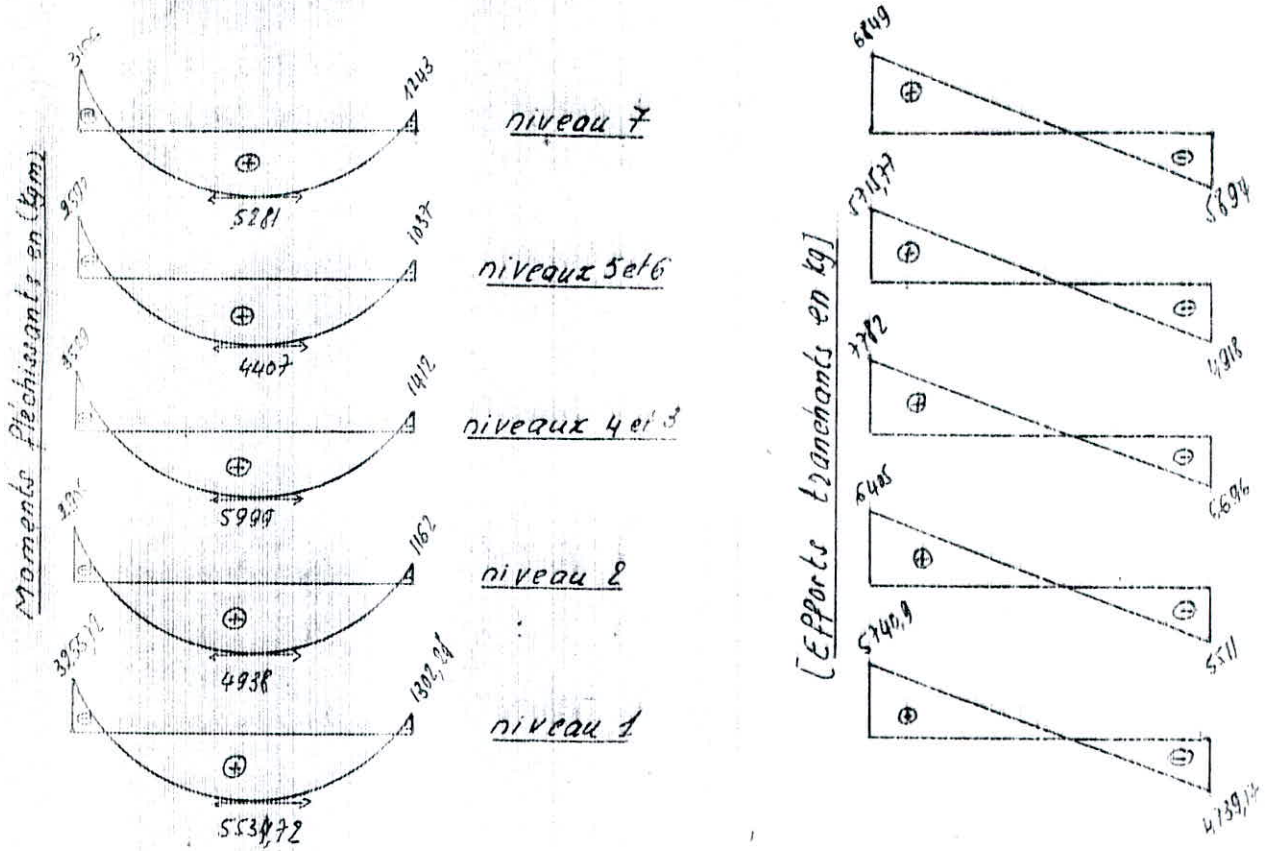
$T_0$ (kg) = $q \frac{l}{2}$	$T_w$ (kg)	$T_e$ (kg)
5240,06	5740,94	-4739,17

$$T_w = q \frac{l}{2} + \frac{M_{0w} - M_{0e}}{l}$$

$$T_e = -q \frac{l}{2} + \frac{M_{0w} - M_{0e}}{l}$$

rem : pour plus de détails de calcul de l'effort tranchant, voir les poutres précédentes.

## 5. Diagrammes linéaires des efforts Pour la poutre N° 3



## Calcul de la poutre N° 4

comme pour les poutres précédentes, elle supportera deux types de planchers selon les niveaux.

type 1: poutres des niveaux (2-3-4-5-6-7):

un que le plancher de ces niveaux est en corps creux et que ces poutres sont placées parallèlement aux poutrelles, elles ne seront donc pas porteuses elles serviront uniquement pour le chaînage. elles seront noyées dans le plancher pour des raisons architecturales. elles seront prises donc de 25x20 cm.

type 2: pour le niveau 1

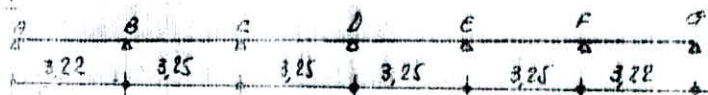
ce plancher étant en dalle pleine, la poutre sera porteuse. ses dimensions seront de (40x25) cm de section.

a/ calcul de la poutre type 1:

a-1. charges et surcharges: elles seront composées de:

- 1/ pds propre de la poutre
- 2/ surcharges revenant à la poutre
- 3/  $\frac{1}{2}$  bandes de chaque côté:
  - charges permanentes
  - surcharges.

a-2. schéma statique:



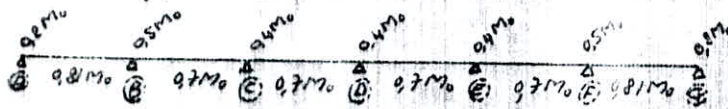
Pour gagner de la place, nous rassemblerons les résultats sous forme de tableaux:

2.3/ charges et surcharges:

niveau	Pds propre de la poutre (kg/m)	Surcharge sur la poutre	Pds du Hourdis	Surcharge sur le hourdis	TOTAL (en kg/m)
7	100	42	430,3	113,75	686,05
5 et 6	100	42	326,95	113,75	582,7
3 et 4	100	96	326,95	260	783,95
2	100	96	326,95	168,5	649,45

2.4/ détermination des efforts:

2.4.1/ moments pléchiissants: nous déterminerons en premier lieu les moments isostatiques et en déduire les moments hyperstatiques selon la distribution suivante.



rem: le choix de cette répartition a été fait à la base de la formule

$$M_2 + \frac{M_{uv} + M_e}{2} \geq 1,15 M_0$$

ce qui nous donne:

niveau	q (kg/ml)	momf. Isost. Mo	0.2Mo, kgm	0.7Mo, kgm	0.5Mo, kgm	0.7Mo, (kgm)	0.4Mo, (kgm)
7	686,05	905,8	181,16	733,60	452,9	634,06	362,32
5 et 6	582,7	769,34	153,86	623,16	384,63	538,50	307,70
3 et 4	783,95	962,44	192,48	779,57	481,22	673,70	384,90
2	649,45	857,47	171,49	694,55	428,7	600,23	342,90

2.4.2/ efforts tranchants: comme pour les poutres précédentes

Niveau	q (kg/ml)	T <sub>0</sub> = qL/2	effort tranchant	travée					
				AB	BC	CD	DE	EF	FG
7	686,05	1114,8	Tuv	1031,8	-1205,38	1114,8	1114,8	-1024,22	1198,4
			Te	-1198,4	-1024,22	-1114,8	-1114,8	-1205,38	-1031,8
5 et 6	582,7	946,8	Tuv	875,86	-970,56	946,88	946,88	-923,19	1013,89
			Te	-1013,89	-923,19	-946,88	-946,88	-970,56	-875,86
3 et 4	783,95	1184,59	Tuv	1095,60	-1214,17	1184,54	1184,54	-1154,9	1273,30
			Te	-1273,38	-1154,9	-1184,54	-1184,54	-1214,17	-1095,60
2	649,45	1055,35	Tuv	976,80	-1081,75	1055,35	1055,35	-1028,0	1134,40
			Te	-1134,49	-1028,95	-1055,35	-1055,35	-1081,75	-976,2

3/ calcul de la poutre type 2

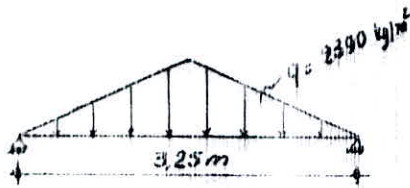
3.1/ charges et surcharges:

- charges dues au plancher (triangulaire) . . . . . 2300 kg/m<sup>2</sup>
- pds propre de la poutre . . . . . 225.0.4 = 250 kg/ml
- surcharges sur la poutre . . . . . 150 kg/ml

## 8.2) détermination des efforts :

### 1. isostatiques

sous la charge triangulaire



$$l_c = 3,25 \text{ m}$$

$$M_{1\max} = q \frac{l_c^3}{24} = 3418,5 \text{ kgm}$$

$$T_{1A} = T_{1B} = q \frac{l_c^2}{8} = 3155,54 \text{ kg}$$

donc

$$M_0 = M_{1\max} + M_{2\max} = 3418,5 + 528,12 = 3946,62 \text{ kgm}$$

$$T_0 = T_1 + T_2 = 3155,54 + 650 = 4133,55 \text{ kg}$$

comme pour la poutre - type I nous déclarons les efforts hyperstatiques

### 2. Efforts hyperstatiques

#### 2.1 moments fléchissants :

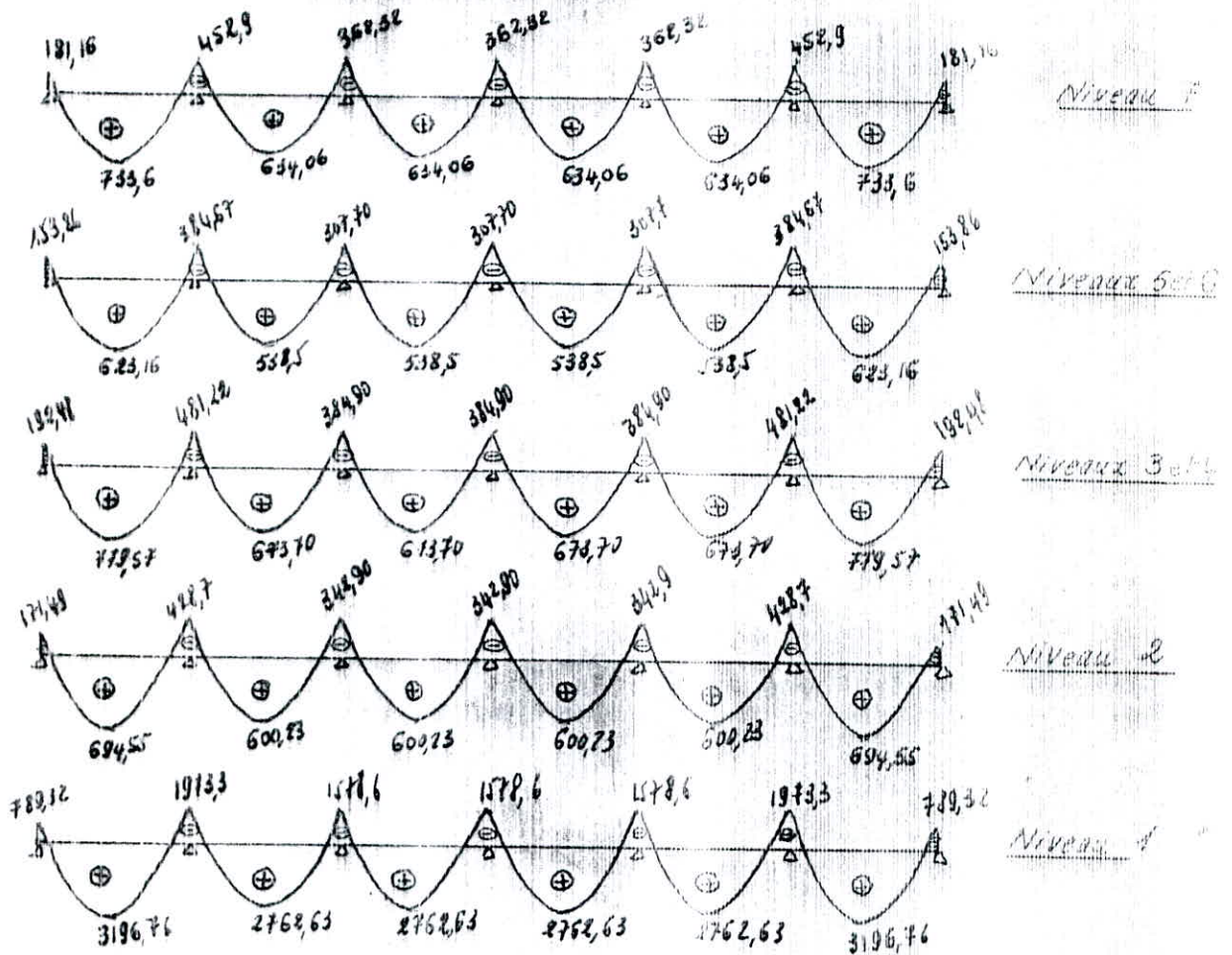
$M_0$ (kgm)	0,2 $M_0$ (kgm)	0,4 $M_0$ (kgm)	0,5 $M_0$ (kgm)	0,7 $M_0$ (kgm)	0,8 $M_0$ (kgm)
3946,62	789,32	1578,60	1973,3	2762,63	3186,76

#### 2.2) Efforts tranchants :

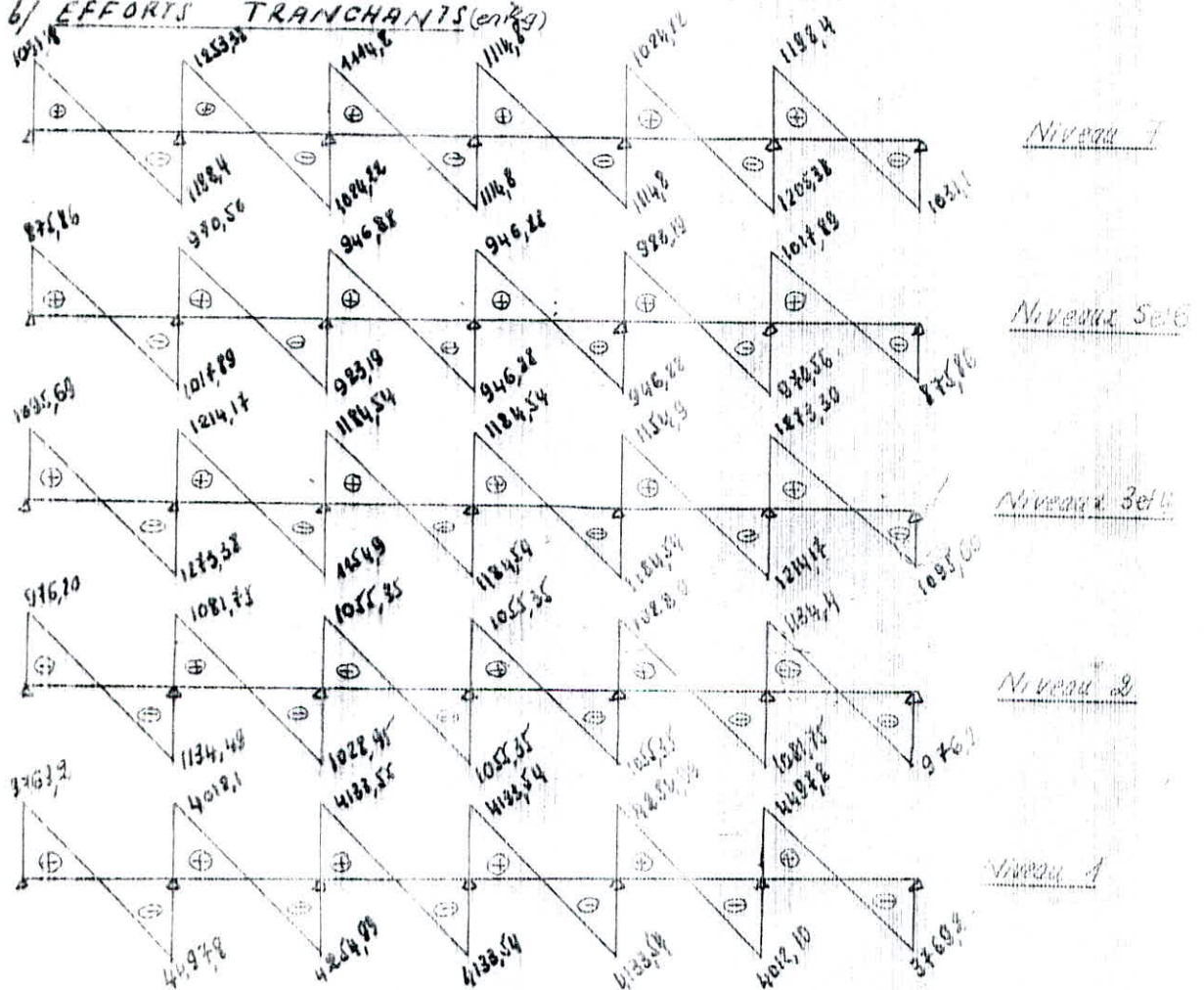
$T_0$ (kg)	T	travée					
		AB	BC	CD	DE	EF	FG
4133,55	$T_w$	3769,2	4012,1	4133,55	4133,55	4254,99	4497,5
	$T_c$	-4497,5	-4254,99	-4133,55	-4133,55	-4012,10	-3769,2

diagramme des efforts (Poutre N° 4)

a/ Moments fléchissants en kg.m



b/ EFFORTS TRANCHANTS (en kg)



## Calcul de la poutre N°5

- description: c'est une poutre de rive placée dans le sens longitudinal du plancher. elle repose sur les poteaux de rive. elle est encastée des 2 côtés dans les voiles.
- dimension: elle comporte 4 travées de 3,25 m de portée. sa section transversale est de (30x40)cm.

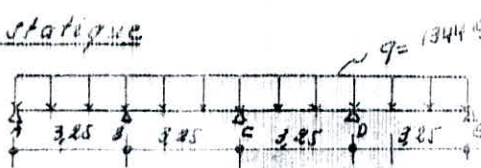
comme la poutre N°4, elle sera chargée selon le type du plancher.

a/ niveaux: (2-3-4-5-6 et 7) planchers à corps creux. notre poutre étant disposée parallèlement aux portées, elles ne sera pas porteuse du plancher.

a.1. charges et surcharges revenant à la poutre:

- pds propre de la poutre  $0,3 \cdot 0,4 \cdot 2500 = 300 \text{ kg/ml}$
- " " " du mur reposant sur la poutre  $34,13 = \frac{1048 \text{ kg/ml}}{1344 \text{ kg/ml}}$

a.2. schéma statique

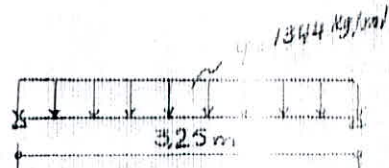


2/ détermination des efforts:

2.1 isostatiques

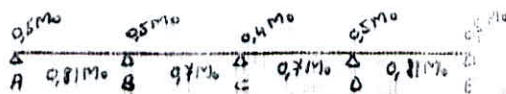
$$M_{\text{max}} = q \frac{l^2}{8} = 1774,5 \text{ kgm}$$

$$T_0 = q \frac{l}{2} = 2184 \text{ kg}$$



2.2 hyperstatiques:

a/ moments fléchissants: selon le schéma suivant



$M_b \text{ (kgm)}$	0,5Mo	0,41Mo	0,71Mo	0,5Mo
	1774,5	709	1437,34	1242,15

b/ efforts tranchants:

$T_0 \text{ (kg)}$	T	travée			
		AB	BC	CD	DE
2184	$T_{uv}$	2184	2233,6	2184	2184
	$T_c$	-2184	-2233,6	-2184	-2184

6/Poutre 5 niveau 1

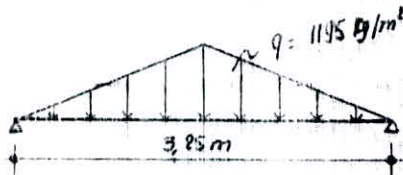
6.1 charges et surcharges :

- fds propre de la poutre . . . . .  $0,3 \cdot 0,4 \cdot 2500 = 300 \text{ kg/m}$
- fds propre du mur . . . . .  $1044 \text{ kg/ml}$
- charges dues au plancher ( $\text{kg/m}^2$ ) . . . . .  $1195 \text{ kg/m}^2$   
( triangulaire)

6.2/ détermination des efforts :

6.2.1 efforts isostatiques

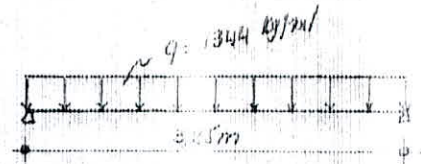
sous la charge triangulaire



$$M_{1\max} = q \frac{l^3}{24} = 1709,35 \text{ kgm}$$

$$T_{1A} = T_{1B} = \frac{q l^2}{8} = 1577,77 \text{ kg}$$

sous la charge uniforme



$$M_{2\max} = q \frac{l^2}{8} = 1774,5 \text{ kgm}$$

$$T_{2A} = T_{2B} = 1184 \text{ kg}$$

d'où

$$M_{0\max} = M_{1\max} + M_{2\max} = 3483,75 \text{ kgm}$$

$$T_{0\max} = T_{01} + T_{02} = 3761,77 \text{ kg}$$

6.2.2 efforts hyperstatiques

• moments fléchissants :

$M_0(\text{kgm})$	$0,5M_0$	$0,81M_0$	$0,4M_0$	$0,77M_0$
	3483,75	1741,77	1393,5	2431,62

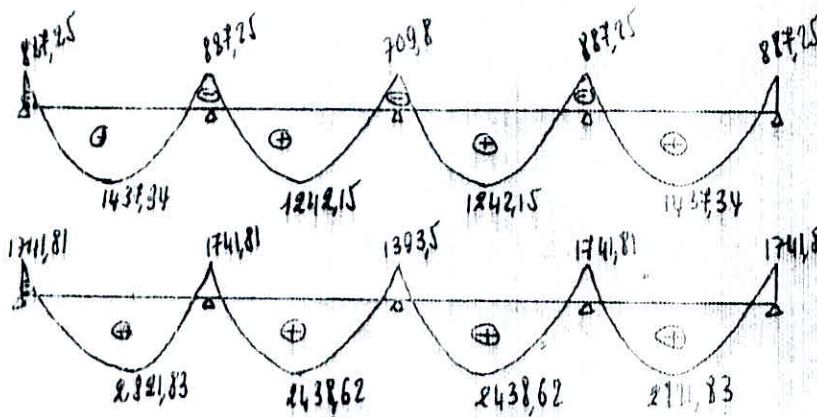
• efforts tranchants :

$T_0(\text{kg})$	T	arrivée			
		AB	BC	CD	DE
3761,77	$T_w(\text{kg})$	3761,77	3854,84	3654,84	3761,77
	$T_e(\text{kg})$	-3761,77	-3854,84	-3854,84	-3761,77

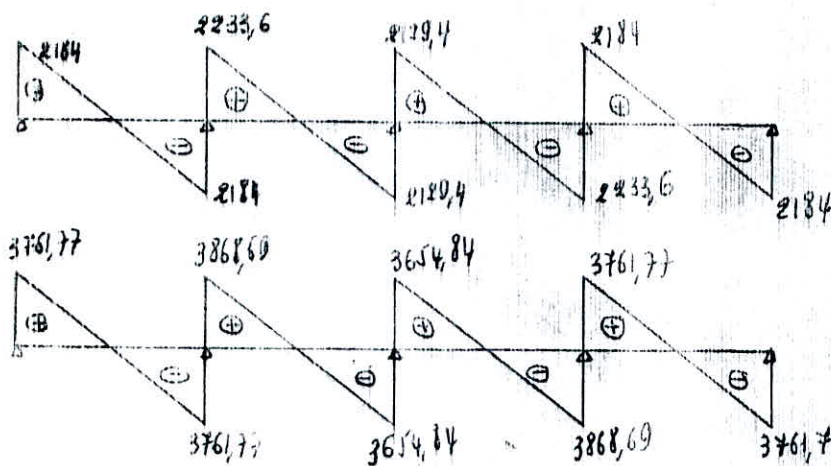


# Diagrammes des efforts de la poutre N°5

## 1. moments fléchissants en (kg.m)



## 2/ EFFORTS TRANCHANTS en (kg)



BLOC - A -

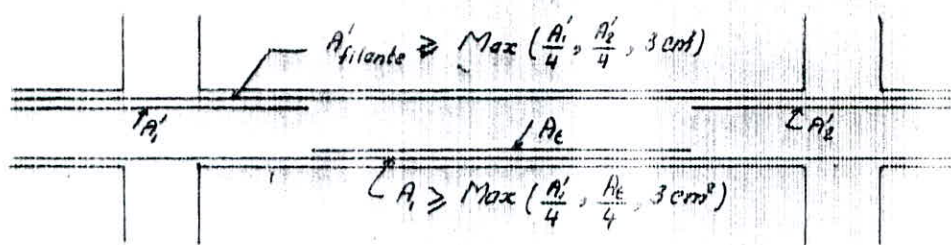
1. Méthode de calcul :

vu que toutes les poutres sont calculées pour la sollicitation pondérée de 1<sup>er</sup> genre, toutes nos poutres seront calculées en flexion simple.  
nous utiliserons pour le calcul des armatures, la Méthode de A. Charon.

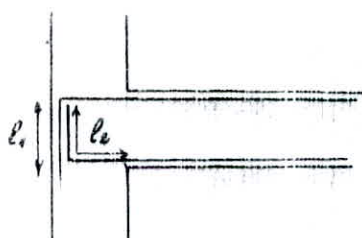
2. Prescriptions relatives au ferrailage (C.T.C 81)

a) Armatures longitudinales :

- la section et les pts d'arrêt des barres doivent être calculés en utilisant les diagrammes enveloppes des moments pléchiants des combinaisons les plus défavorables.
- le pourcentage minimal total des aciers sur toute la longueur doit être de 93% pour les aciers H.A et de 95% pour les Aciers doux.
- le pourcentage maximal des aciers doit être de 25%.
- les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes (supérieures et inf.) d't section minimale donnée par la figure ci-dessous.



- les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par des forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis
- les jonctions par recouvrement doivent pouvoir équilibrer la force de traction maximale des barres.
- l'ancrage dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué comme suit :

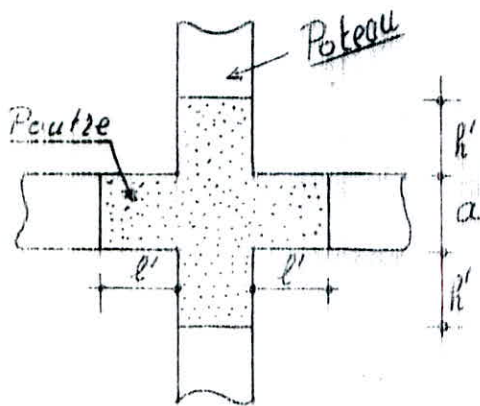


$l_a \geq 20\phi$   
 $l_a \geq \text{max}(30\phi, 50\text{cm})$

## b) Armatures transversales:

- ces armatures doivent être calculées en utilisant les diagrammes enveloppes d'efforts tranchants résultants des combinaisons les plus défavorables.
- dans la zone nodale, les armatures doivent être telle que toutes les barres longitudinales soient individuellement entourée par une armature s'opposant à leur flambement. en dehors de la zone nodale, au moins une sur deux doit être ainsi entourée.
- l'espacement max est
  - dans la zone nodale :  $\min(0,3h, 12\phi)$
  - en dehors de la zone nodale :  $0,5h$ .

### définition de la zone nodale :



$$h' = \max(b/c, b_1, b_2, 60 \text{ cm})$$

$$l' = 2a$$

avec  $b_1, b_2$  : section du poteau.  
 $h$  : hauteur de l'étage.

## 3. détermination des armatures:

- méthode P. CHARON -

### 3.1 Poutre N°1

rem: nous ferons un calcul détaillé pour celle du niveau terrasse et celles des autres niveaux seront regroupées sous forme de tableaux.

#### a) détermination des armatures longitudinales:

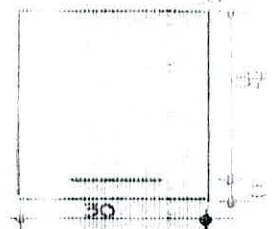
- caractéristiques géométriques:

$$h_2 = 40 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 30 \text{ cm}$$

$$h = h_2 + d = 70 \text{ cm}$$



- sections à étudier



section 1:

$$M_a = 2,107 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{\eta \cdot M}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 2,107 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 37^2} = 0,0274 \rightarrow \begin{cases} K = 54,4 \\ \epsilon = 0,9285 \end{cases}$$

$$\sigma'_s = \frac{\bar{\sigma}_s}{K} = \frac{2800}{54,4} = 51,47 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_s = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{les armatures}$$

comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{2,107 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9285 \cdot 37} = 2,19 \text{ cm}^2$$

section 2:

$$M_b = 3,582 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{\eta \cdot M}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 3,582 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 37^2} = 0,0467 \rightarrow \begin{cases} K = 39,6 \\ \epsilon = 0,9090 \end{cases}$$

$$\sigma'_s = \frac{\bar{\sigma}_s}{K} = \frac{2800}{39,6} = 70,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_s = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{les armatures}$$

comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{3,582 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9090 \cdot 37} = 3,80 \text{ cm}^2$$

section 3:

$$M_c = 0,843 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{\eta \cdot M}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,843 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 37^2} = 0,0109 \rightarrow \begin{cases} K = 92 \\ \epsilon = 0,9533 \end{cases}$$

$$\sigma'_s = \frac{\bar{\sigma}_s}{K} = \frac{2800}{92} = 30,43 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_s = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{les armatures}$$

comprimées ne sont pas nécessaires.

Tableau donnant le ferrailage de la poutre N°1 pour tous les niveaux.

niveau	Section	M(t.m)	$\mu$	K	$\epsilon$	$\sigma'_s < \bar{\sigma}'_s$	A (cm <sup>2</sup> )	ferrailage admissible	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
7	1	2,107	0,0274	54,40	0,9285	51,47	2,19	3T12	3,39
	2	3,582	0,0467	39,60	0,9090	70,7	3,80	3T14	4,62
	3	0,843	0,0109	92,0	0,9533	30,43	0,85	3T12	3,39
5et6	1	2,33	0,0303	51,40	0,9249	54,47	2,43	3T12	3,39
	2	3,962	0,0516	37,60	0,9048	74,46	4,22	3T14	4,62
	3	0,932	0,0121	86,70	0,9509	32,29	0,94	3T12	3,39
3et4	1	2,932	0,0382	45,00	0,9167	62,22	3,08	3T12	3,39
	2	4,985	0,0650	32,60	0,8955	85,88	5,37	3T12	5,65
	3	1,173	0,0153	76,70	0,9453	36,15	1,19	3T12	3,39
2	1	2,597	0,0338	48,30	0,9210	57,97	2,72	3T12	3,39
	2	4,415	0,0575	35,20	0,9005	79,54	4,73	3T12	5,65
	3	1,039	0,0135	81,30	0,9425	34,44	1,05	3T12	3,39
1	1	2,857	0,0312	46,80	0,9177	61,13	3,00	3T12	3,39
	2	4,858	0,0633	33,10	0,8960	84,59	5,23	3T12	5,65
	3	1,143	0,0149	77,50	0,9438	36,12	1,16	3T12	3,39

La section d'armatures imposée par le CTC 81 est de

$$A \geq 0,3\% \cdot b \cdot h = 0,3 \cdot 10^{-2} \cdot 30 \cdot 37 = 333 \text{ cm}^2 \text{ respectées pour toutes}$$

les sections choisies.

en plus, puisque la poutre N°1 est portante, elle doit comporter des armatures filantes (sup. et inf.) dont la section minimale est imposée par le CTC

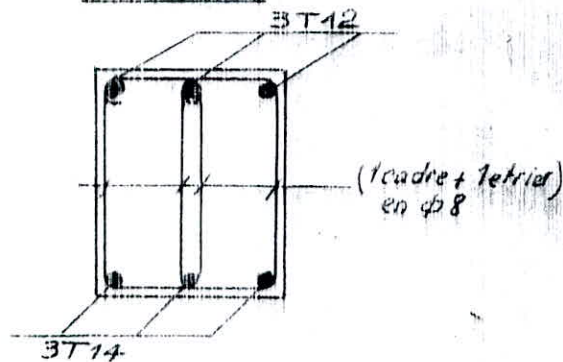
$$A_{\text{sup}} \geq \frac{R_i}{4}, \frac{R_e}{4}, 3 \text{ cm}^2 \quad \text{voir page: 79}$$

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{R_i}{4}, \frac{R_e}{4}, 3 \text{ cm}^2$$

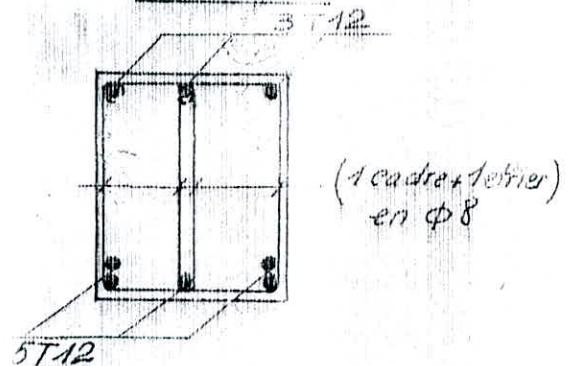
ce qui correspond à 3T12 filantes (supérieures et inf.) au minimum. dans notre cas, nous avons 3T12 filantes jusqu'au bout de la poutre et nous continuerons toutes les armatures pour faciliter l'exécution et elles serviront pour équilibrer l'effort tranchant sur appuis.

d'où le choix des sections suivantes:

a/ niveaux 5, 6 et 7  
- sections 1, 2, 3 -

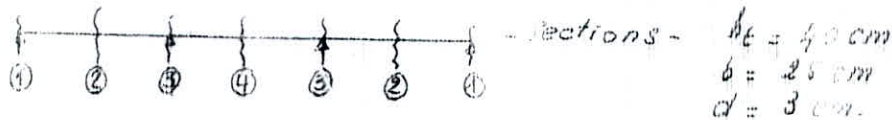


b/ niveaux 1, 2 et 4  
sections 1, 2, 3



3.2 Poutre N°2 : nous utiliserons pour le calcul des aciers la méthode P. Charon. Comme nous avons calculé la poutre N°1 en détail, nous nous contenterons pour celles-ci de donner les résultats sous forme de tableaux.

Tableau donnant le ferrailage de la poutre N°2 pour tous les niveaux.



niveau	section	M(k.m)	$\mu$	$K$	$\epsilon''$	$\sigma'_s < \bar{\sigma}'_s$	A(cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	Déplacement
7	1	1,242	0,0194	66,8	0,9389	41,91	1,27	3T12	3,39
	2	5,031	0,0787	28,9	0,8859	96,88	9,48	5T12	5,65
	3	3,105	0,0486	38,9	0,9079	71,97	3,80	3T12	3,39
	4	4,348	0,0680	31,7	0,8928	88,32	4,70	5T12	5,65
5et6	1	1,036	0,0162	73,7	0,9434	37,99	1,05	3T12	3,39
	2	4,199	0,0657	32,4	0,8944	86,41	4,53	5T12	5,65
	3	2,592	0,0405	43,5	0,9146	64,36	2,73	3T12	3,39
	4	3,628	0,0567	35,5	0,9010	78,87	3,88	5T12	5,65
3et4	1	1,411	0,0220	62,0	0,9381	45,16	1,45	3T12	3,39
	2	5,716	0,0894	26,6	0,8798	105,26	6,27	5T14	6,47
	3	3,528	0,0522	36,1	0,9021	77,56	3,77	5T12	5,65
	4	4,940	0,0713	29,2	0,8869	95,89	5,37	5T14	6,47
2	1	1,161	0,0181	69,3	0,9406	40,4	1,19	3T12	3,39
	2	4,709	0,0736	30,1	0,8891	93,02	5,10	5T12	5,65
	3	2,904	0,0454	40,6	0,9101	68,96	3,079	3T12	3,39
	4	4,066	0,0636	33,0	0,8958	84,84	4,38	5T12	5,65
1	1	1,305	0,0204	64,8	0,9373	43,20	1,34	3T12	3,39
	2	5,287	0,0827	28,0	0,8831	100	5,77	5T14	6,47
	3	3,264	0,051	37,8	0,9053	74,07	3,48	5T12	5,65
	4	4,569	0,0715	30,7	0,8906	90,61	4,95	5T14	6,47

conclusion:

• pour tous les cas  $\sigma'_s < \bar{\sigma}'_s \Rightarrow$  nous n'avons pas besoin d'aciers comprimés.

• section min. imposée par le CTC

$$A \geq 3\% \cdot b \cdot h = \frac{93}{100} \cdot 25 \cdot 37 = 87,075 \text{ cm}^2 \text{ respecté pour toutes les sections}$$

• toutes les armatures inférieures seront filantes jusqu'au bout pour la facilité de l'exécution et équilibrer l'effort tranchant sur appuis.

• comme pour la poutre N°1, nous adopterons des barres filantes supérieures et inférieures dont le min. est donné par

$$A_{sup} \geq \left( \frac{A_1}{4}, \frac{A_2}{4}, 3 \text{ cm}^2 \right) \quad \text{Voir page : 79}$$

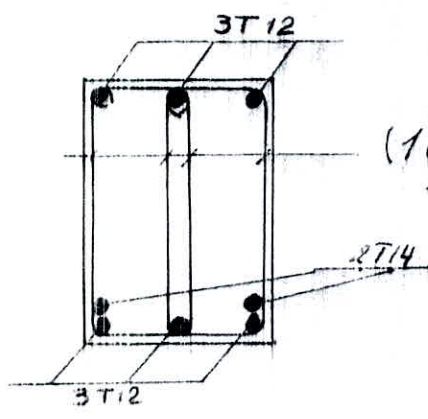
$$A_{inf} \geq \left( \frac{A_1}{4}, \frac{A_2}{4}, 3 \text{ cm}^2 \right)$$

ce qui correspond à 3T12 supérieures et 3T12 inf. au min. qui seront filantes sur toute la poutre.

Fermeture des différentes sections:

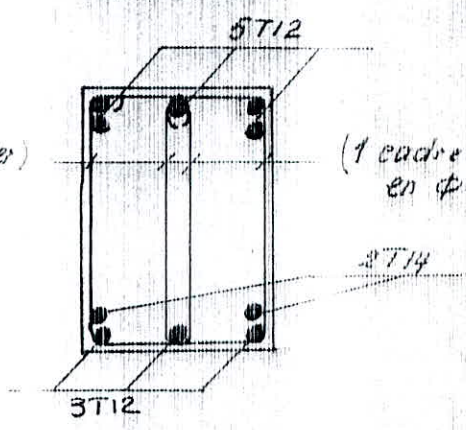
a/ niveaux 1-3 et 4

a.1/ - Sections 1-2-4 -



(1 cadre + 1etrier)  
en  $\Phi 8$

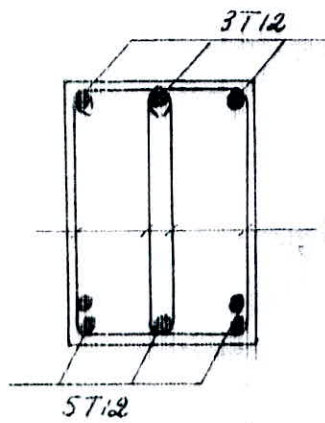
a.2/ - section 3 -



(1 cadre + 1etrier)  
en  $\Phi 8$

b/ niveaux 2-5-6 et 7

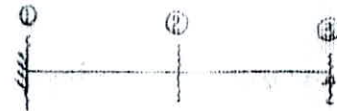
- sections 1-2-3-4 -



(1 cadre + 1etrier)  
en  $\Phi 8$

### 33. Poutre N°3 :

a) Position des sections :



b) caractéristiques géométriques :

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

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = 30 \text{ cm}$$

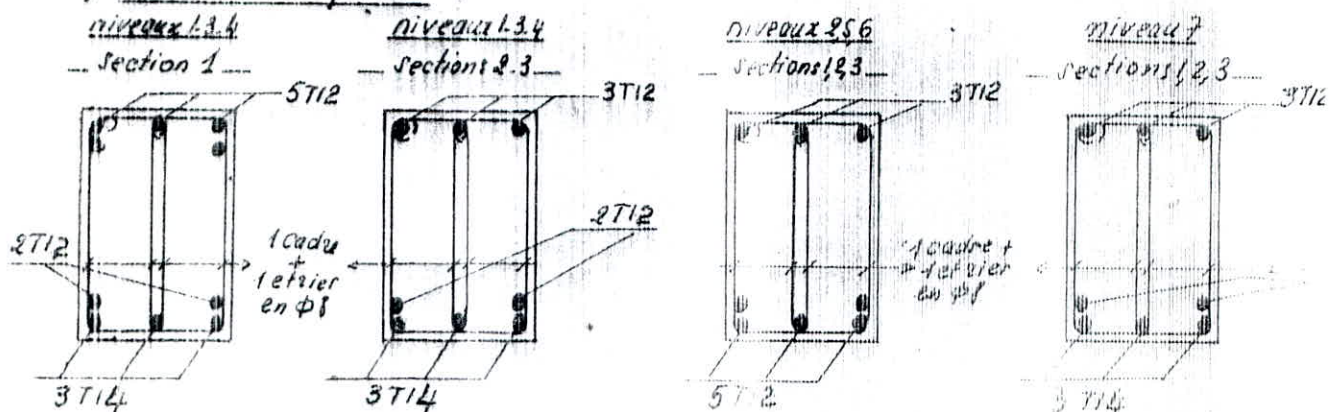
c) tableau donnant le ferrailage de la poutre N°3 pour tous les niveaux.

niveau	Section	M(k.m)	$\alpha$	K	$\xi$	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$	A(cent) calculé	Ferrillage	A(cent) requis
7	1	3,106	0,0486	39	0,9073	71,79	3,30	5T12	3,39
	2	5,281	0,0826	28	0,8821	100	5,76	5T12 + 2T14	6,88
	3	1,243	0,0194	66,45	0,9380	42,13	1,27	3T12	3,39
set 6	1	2,592	0,0405	43,5	0,9145	64,36	2,73	3T12	3,39
	2	4,407	0,0639	31,4	0,8922	89,17	4,76	5T12	5,65
	3	1,037	0,0162	73,55	0,9436	38,07	1,061	3T12	3,39
3 et 4	1	3,219	0,0532	36	0,9024	77,77	3,77	5T12	5,65
	2	5,999	0,0939	25,8	0,8773	108,52	6,60	5T12 + 2T14	6,88
	3	1,412	0,0221	62	0,9350	45,16	1,45	3T12	3,39
2	1	2,905	0,0454	40,6	0,9101	68,96	3,08	3T12	3,39
	2	4,938	0,0772	29,2	0,8869	95,89	5,37	5T12	5,65
	3	1,162	0,0181	69,45	0,9407	40,31	1,19	3T12	3,39
1	1	3,255	0,0509	37,6	0,9054	74,46	3,47	5T12	5,65
	2	5,534	0,0866	27,2	0,8845	102,9	6,05	5T12 + 2T14	6,88
	3	1,302	0,0203	65	0,9375	43,07	1,34	3T12	3,39

conclusion :

- $\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow$  pour tous les niveaux les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.
- section min. imposée par le CTC  $\sigma_s b h = 2,77 \text{ cm}^2$  (respectée)
- les armatures filantes sup. et inf. doivent avoir une section min. de  $3 \text{ cm}^2$  soit 3T12.
- toutes les armatures inférieures seront filantes de bout en bout pour une facilité d'exécution et la reprise en un temps des efforts de traction engendrés par l'effort tranchant dans appuis.

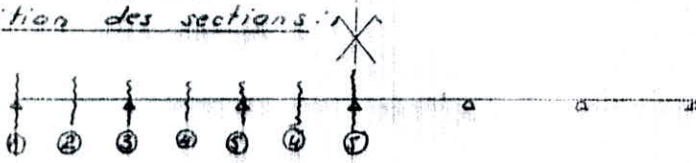
d) sections adoptées :





### 3.4. Poutre N° 4:

a) Position des sections:



rem: pour les niveaux 2, 3, 4, 5, 6 et 7 cette poutre servira pour chaînage on prendra comme section d'armatures le max. (des résultats de calcul sous les charges qui reviennent à la poutre et le min. imposé par le etc pour le chaînage horizontal) soit 4T12.

b) caractéristiques géométriques

b.1: niveaux 2, 3, 4, 5, 6 et 7

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = 3 \text{ cm}$$

b.2 niveau 1:

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

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = 3 \text{ cm}$$

c) Tableau donnant le ferrailage de la poutre N° 4 pour tous les niveaux

niveau	section	M(km)	$\mu$	K	E	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s'$	Acier (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage (cm <sup>2</sup> )	Abandonné (cm <sup>2</sup> )
7	1	0,181	0,0167	72,5	0,9419	38,62	0,403	2T12	2,26
	2	0,733	0,0679	31,7	0,8929	88,32	1,72	2T12	2,26
	3	0,452	0,0418	42,7	0,9137	65,57	1,039	2T12	2,26
	4	0,634	0,0587	34,7	0,8993	80,69	1,48	2T12	2,26
	5	0,362	0,0335	48,6	0,9244	57,6	0,825	2T12	2,26
5 et 6	1	0,153	0,0141	79,7	0,9473	35,13	0,339	2T12	2,26
	2	0,623	0,577	35,1	0,9006	79,77	1,45	2T12	2,26
	3	0,384	0,0355	47,0	0,9194	59,57	0,877	2T12	2,26
	4	0,538	0,0496	38,5	0,9061	72,72	1,24	2T12	2,26
	5	0,307	0,0284	53,8	0,9272	52,04	0,695	2T12	2,26
3 et 4	1	0,192	0,0177	70,3	0,9419	39,82	0,428	2T12	2,26
	2	0,779	0,0712	30,5	0,8901	91,80	1,83	2T12	2,26
	3	0,481	0,0445	41,1	0,9109	68,12	1,10	2T12	2,26
	4	0,673	0,0623	33,4	0,8968	83,83	1,57	2T12	2,26
	5	0,384	0,0355	47,0	0,9194	59,57	0,877	2T12	2,26
2	1	0,171	0,0158	75,0	0,9445	37,33	0,38	2T12	2,26
	2	0,694	0,0643	32,8	0,8953	85,36	1,62	2T12	2,26
	3	0,428	0,0396	44,1	0,9154	63,49	1,004	2T12	2,26
	4	0,600	0,0556	35,6	0,9018	78,65	1,39	2T12	2,26
	5	0,342	0,0316	50,3	0,9234	55,66	0,77	2T12	2,26
1	1	0,789	0,0713	86,0	0,9501	32,55	0,80	3T12	3,39
	2	3,196	0,0500	38,3	0,9063	73,10	3,4	3T12	3,39
	3	1,973	0,0308	51,1	0,9244	54,79	2,06	3T12	3,39
	4	2,762	0,0432	41,8	0,9120	66,98	2,92	3T12	3,39
	5	1,578	0,0246	58,1	0,9311	48,19	1,63	3T12	3,39

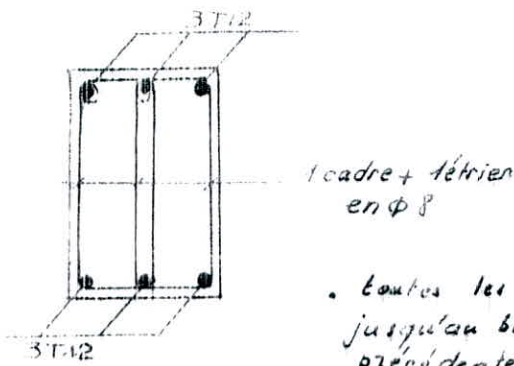
•  $\sigma_s' < \bar{\sigma}_s'$  ⇒ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

• pour les niveaux 2 à 7 nous avons adopté 4T12 par section, nous sommes donc en règle avec les recommandations du etc etc.

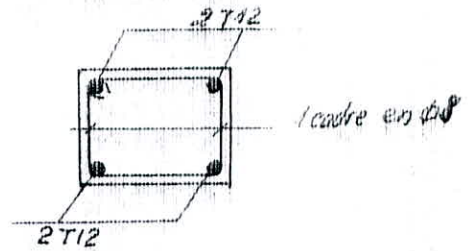
• Pour le niveau (1), respectant les mêmes recommandations que les poutres précédentes nous aurons finalement :

d/ sections adoptées :

niveau 1  
- sections 1a5 -



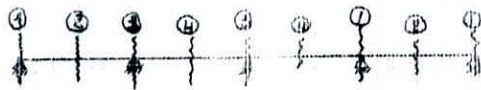
niveau 2 à 7  
- sections 1a5 -



• toutes les barres inférieures et supérieures seront fixées jusqu'au bout pour les mêmes raisons que les poutres précédentes.

3.5 Poutre N°5 :

a/ Position des sections :



b/ caractéristiques géométriques :

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

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 3 \text{ cm}$$

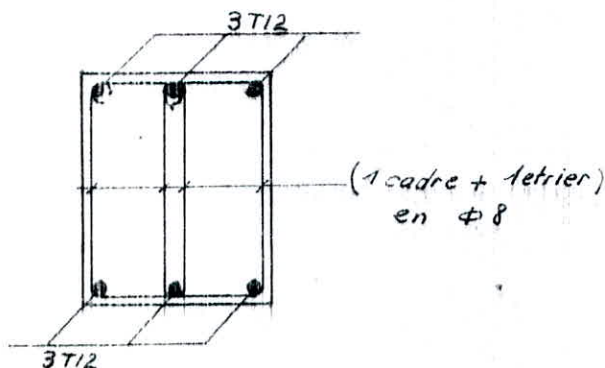
c/ tableau donnant le ferrailage de la poutre N°5 pour tous les niveaux :

niveau	section	M(km)	$\mu$	K	E	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$	Acalculé (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage la poutre	Adopté (cm <sup>2</sup> )
2 à 7	1	0,887	0,0115	89,2	0,9820	31,39	0,899	3T12	3,39
	2	1,437	0,0187	68,0	0,9288	41,17	1,47	3T12	3,39
	3	0,709	0,0092	101	0,9569	27,72	0,71	3T12	3,39
	4	1,242	0,0162	73,8	0,9436	37,94	1,27	3T12	3,39
1	1	1,741	0,0227	61,0	0,9342	45,9	1,79	3T12	3,39
	2	2,821	0,0367	46,1	0,9181	60,73	2,96	3T12	3,39
	3	1,393	0,0181	69,3	0,9406	40,40	1,42	3T12	3,39
	4	2,438	0,0318	50,1	0,9232	55,88	2,54	3T12	3,39

- $\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow$  les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.
- $A \geq 95\% b \cdot h = 95 \cdot 10^{-4} \cdot 30 \cdot 37 = 333 \text{ cm}^2$  respectées.
- elles doivent comporter des armatures filantes supérieures et inférieures dont la section min. est donnée en page :

d/ section adoptée :

- sections 1a4 -



— VERIFICATIONS —

de la même manière que pour le ferrailage, nous détaillerons les différentes vérifications pour une poutre, et les autres seront regroupées sous forme de tableaux.

Poutre N° 1:

a) Vérifications des contraintes: nous vérifierons pour une même section, la plus sollicitée des différents niveaux.

• sections 1.3 :

- Aciers 3T12 →  $A = 339 \text{ cm}^2$
- $M_{\text{max}} = 2,932 \text{ t.m}$  (niveaux 3 et 4)

calcul du % d'armatures

$$\tilde{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 339}{30 \cdot 37} = 0,3054 \xrightarrow[\text{P. Charon}]{\text{abaques}} \left\{ \begin{array}{l} k = 42,7 \\ \epsilon = 0,9133 \end{array} \right.$$

contraintes

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{2,932 \cdot 10^5}{0,9133 \cdot 339 \cdot 37} = 2559,46 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2559,46}{42,7} = 59,94 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

• section 2:

- Aciers: il y'a 2 types de sections à vérifier de cette section selon le niveau

a) section 3T14 :  $A = 4,62 \text{ cm}^2$

- $M_{\text{max}} = 3,962 \text{ t.m}$

calcul du % d'armatures

$$\tilde{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 4,62}{30 \cdot 37} = 0,3567 \xrightarrow{\quad} \left\{ \begin{array}{l} k = 39 \\ \epsilon = 0,9074 \end{array} \right.$$

contraintes

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{3,962 \cdot 10^5}{4,62 \cdot 0,9074 \cdot 37} = 2554,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2554,3}{39} = 65,49 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

b) section 5T12 :  $A = 5,65 \text{ cm}^2$

- $M_{\text{max}} = 4,985 \text{ t.m}$

calcul du % d'armatures

$$\tilde{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 5,65}{30 \cdot 37} = 0,509 \xrightarrow{\quad} \left\{ \begin{array}{l} k = 36 \\ \epsilon = 0,9027 \end{array} \right.$$

contraintes:

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{4,985 \cdot 10^5}{5,65 \cdot 0,9027 \cdot 37} = 2671,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2671,2}{36} = 74,53 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

conclusion: puisque pour une même section d'acier, les contraintes données par le moment max sont vérifiées, les contraintes dues aux efforts inférieurs seront vérifiées.

b/ condition de non fragilité: (Art 52 CCM 68):

$$A \geq 9,69 \text{ b. k. } \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_a} = 9,69 \cdot 30,37 \cdot \frac{f_y}{4200} = 4,17 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée pour toutes les sections adoptées)}$$

c/ vérification de la fissuration: (Art. 49.22 CCM 68)

• sections 1 et 3:

$$A = 339 \text{ cm}^2 \text{ (3T12)}$$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \cdot \frac{m f}{1 + 10 \omega_f} \quad ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$\phi = 1,2$$

$$\eta = 1,6$$

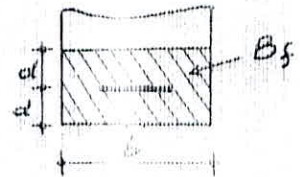
$$k = 15 \cdot 10^6 \quad ; \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{339}{6,30} = 53,48$$

ce qui nous donne

$$\sigma_1 = 3169,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2607,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{s_f} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3169,7 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$



$\bar{\sigma}_{s_f} = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ , donc la contrainte prise pour le calcul ( $\bar{\sigma}_s = 2800 \text{ kg/cm}^2$ ) est bien admissible, et il n'y a pas risque de fissuration.

• sections 2: elle a 2 types d'aciers selon les niveaux.

a/ section 3T14 (A = 4,62 cm<sup>2</sup>):

$$\phi = 1,4$$

$$\eta = 1,6$$

$$k = 15 \cdot 10^6$$

$$B_f = 6,30 \rightarrow \bar{\omega}_f = \frac{4,62}{6,30} = 0,733$$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \cdot \frac{m f}{1 + 10 \omega_f} = 3501,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_s} = 2413,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{s_f} = \min [\max(\sigma_1, \sigma_2); \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2] = 2800 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{pas de risque de fissuration.}$$

b/ section 5T12 (A = 5,65 cm<sup>2</sup>):

$$\phi = 1,2$$

$$\eta = 1,6$$

$$k = 15 \cdot 10^6$$

$$\omega_f = 0,913$$

ce qui nous donne

$$\sigma_1 = 4778,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2607,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{s_f} = \min [\max(\sigma_1, \sigma_2) = 4778,01; \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2] = 2800 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{il n'y a pas risque de fissuration.}$$

d/ Vérification à la flèche : (Art 5.4 CBA 68)

on peut se dispenser de donner une justification du calcul de la flèche lorsque les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\bullet \frac{h_c}{l} > \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{40}{3.90} = 0,1 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{285M_0}{10M_0} = 0,085 \text{ (vérifiée)}$$

$$\bullet \frac{A}{bh} < \frac{43}{M_{tu}} \text{ (vérifiée)}$$

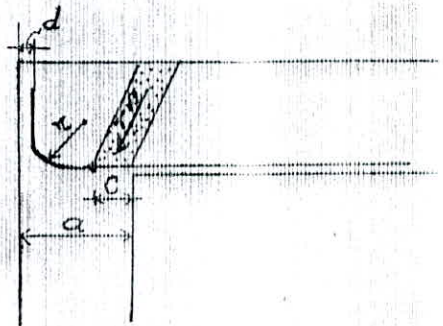
$$\bullet \frac{h_c}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,1 > 0,0625 \text{ (vérifiée)}$$

ces trois conditions étant vérifiées, on peut se dispenser du calcul à la flèche.

e/ condition d'appui

l'effort tranchant a pour effet de créer des efforts de compression dans les bielles de béton inclinées de 45°.

soit T l'effort tranchant au nu de la section d'appui dans l'effort de compression dans la bielle vaut  $T\sqrt{2}$ .



nous devons donc vérifier :

$$c \geq c_0 = \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_b}$$

avec :  $\bar{\sigma}'_b = 69 \text{ kg/cm}^2$ .

c : la distance du nu de l'appui au point A où commence l'enracinement de l'armature inférieure

a : la largeur du poteau,

b : la largeur de la poutre.

nous aurons :

$$c = a - (d + z) = a - (d + 5\phi)$$

$$(z = 5\phi)$$

APPLICATION NUMÉRIQUE :

$$c = 30 - (3 + 5\phi)$$

a/ Pour la section 3T14 :

$$c = 30 - (3 + 5 \cdot 14) = 20 \text{ cm}$$

$$T_{\max} = 5138,6 \text{ kg}$$

$$c_0 = \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_b} = \frac{2 \cdot 5138}{30 \cdot 69} = 4,98 \text{ cm} < c = 20 \text{ cm} \text{ (vérifiée)}$$

b/ section 3T22

$$c = 30 - (3 + 5 \cdot 22) = 21 \text{ cm}$$

$$T_{\max} = 6466,02 \text{ kg}$$

$$c_0 = \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_b} = \frac{2 \cdot 6466,02}{30 \cdot 69} = 6,24 \text{ cm} < c = 21 \text{ cm} \text{ (vérifiée)}$$

f. Vérification des conditions d'appuis (Art 35.32 CEA 68)

au niveau de l'appuis, l'effort tranchant provoque, un effort de traction supplémentaire dans les barres inférieures.

on doit vérifier :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \quad (M \text{ pris avec son signe})$$

rem: aux appuis,  $M < 0$  donc si  $A \bar{\sigma}_a > T$  la relation  $A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}$  est vérifiée

• section 3T14

$$T_{max} = 5138,6 \text{ kg}$$

$$A = 4,62 \text{ cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A \bar{\sigma}_a = 4,62 \cdot 2800 = 12936 \text{ kg} > T_{max} = 5138,6 \text{ kg}$$

donc  $A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}$  (vérifiée)

• section 5T12

$$T_{max} = 6466,02 \text{ kg}$$

$$A = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A \bar{\sigma}_a = 5,65 \cdot 2800 = 15820 > T = 6466,02 \text{ kg (vérifiée)}$$

g/ Vérification d'adhérence: Art 29.22 CEA 68

$$\bar{\sigma}_{ad} = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$\psi_d = 15 \text{ acier H.A (coef. de scellement droit)}$$

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

donc

$$\bar{\sigma}_{ad} = 2 \cdot 15 \cdot 5,9 = 177 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{ad} = \frac{T_{max}}{n \cdot p \cdot z}$$

n: nombre de barres

p: périmètre utile =  $\pi \phi$

z: bras de levier.

• section 3T14

$$\bar{\sigma}_{ad} = \frac{T_{max}}{n \cdot p \cdot z} = \frac{5138,6}{13,9 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 37} = 1141 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{ad} = 177 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

• section 5T12

$$\bar{\sigma}_{ad} = \frac{T_{max}}{n \cdot p \cdot z} = \frac{6466,02}{18,25 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 37} = 10,59 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{ad} = 177 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES: (Art 35. CEA 68)

nous avons choisi un cadre et un étrier en  $\phi 8$  dont la section totale correspond à  $4 \phi 8$  (2,01 cm<sup>2</sup>).

rem: pour éviter de faire de calculs inutiles, nous calculerons les espacements correspondant à l'effort tranchant max (de tout les niveaux) pour la même poutre. si cet effort tranchant max nous donne un espacement ( $e_s$ ) supérieur à celui préconisé par le CTE de les zones courantes et nodales nous déduisons que pour les autres niveaux dont l'effort tranchant est inférieur à celui pris pour le calcul nous prendrons aussi l'espacement min préconisé par le CTE

$$T_{max} = 6466,02 \text{ kg (pour la poutre } N^{\circ}1)$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{6466,02}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 37} = 6,65 \text{ kg/cm}^2$$

la contrainte de cisaillement adm. dépend de l'ordre de grandeur de la contrainte de compression du béton

$$\text{si } \bar{\sigma}_s \leq \bar{\sigma}'_{s0} = 69 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 3,5 \bar{\sigma}'_{s0} \quad \text{--- cas 1 ---}$$

$$\text{si } \bar{\sigma}'_{s0} \leq \bar{\sigma}_s \leq 2 \bar{\sigma}'_{s0} \rightarrow \bar{\sigma}_s = (4,5 - \frac{1}{\frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}'_{s0}}}) \bar{\sigma}'_{s0} \quad \text{--- cas 2 ---}$$

dans notre cas :  $\bar{\sigma}'_{s0} = 84,53 \text{ kg/cm}^2$  (cas 2)

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_s = (4,5 - \frac{84,53}{69}) \cdot 69 = 19,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = 6,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 19,32 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{ nous pouvons utiliser des}$$

armatures perpendiculaires à la ligne moyenne.

nous avons choisi treillis + têtier en  $\Phi 8 \rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2$  (4 brins) en Acier

doux FeE24. ( $\bar{\sigma}_{at} = 2400 \text{ g/cm}^2$ )

l'espacement ( $t$ ) est donné par :

$$t \leq \frac{A_s \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}}$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot h$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{\bar{\sigma}_s}{9 \bar{\sigma}'_{s0}}\right) = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{6,65}{9 \cdot 69}\right) = 0,874$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,874 \cdot 2400 = 2097,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$t \leq \frac{A_s \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{2097,6 \cdot \frac{7}{8} \cdot 37 \cdot 2,01}{6466,02} = 21,11 \text{ cm.}$$

l'espacement admissible donné par le CTE

$$\bar{t}_1 = \min(0,3h; 12 \phi) \text{ en zone nodale.}$$

$$\bar{t}_2 = 0,5h \text{ en zone courante.}$$

$$\bar{t}_1 = \min(11,1; 14,4) \text{ en zone nodale.}$$

$$\bar{t}_2 = 0,5 \cdot 37 = 18,5 \text{ cm en zone courante.}$$

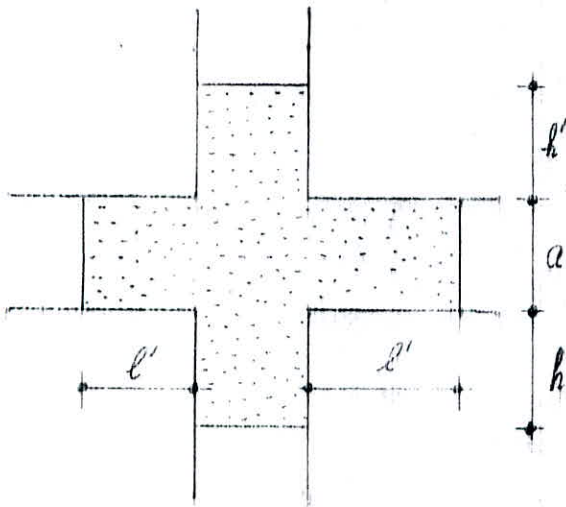
nous voyons que ce que nous avons prévu est vrai. l'espacement admissible étant inférieur à l'espacement calculé avec le plus grand effort tranchant de tous les niveaux pour la poutre (1), nous adopterons donc un espacement de

$$t = 11 \text{ cm en zone nodale}$$

$$t = 18 \text{ cm en zone courante}$$

pour toutes les poutres de tous les niveaux

définition de la zone nodale :



$$h' = \max(h/6; b_s, b_l, 80 \text{ cm})$$

$$h' = \max(300/6; 35; 80) = 60 \text{ cm}$$

$$l = 2a = 2 \cdot 40 = 80 \text{ cm}$$

$b_s, b_l$  : dimensions du poteau.

a) vérifications des contraintes pour les autres poutres :

Poutres	Section	M (tm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\tilde{\omega} = \frac{100M}{b \cdot h}$	$\beta$	K	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (19/100)	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (cm <sup>2</sup> /cm <sup>2</sup> )	observ. + trace
12	3712	3,105	3,39	0,3664	0,9064	38,4	2731,1	71,18	vérifiée
	5712	5,034	5,65	0,6108	0,8845	28,3	2720,8	96,14	✓
	3712 + 2714	5,716	6,47	0,6994	0,8783	26,1	2718,5	104,15	✓
13	3712	3,106	3,39	0,3664	0,9064	38,4	2731,9	71,14	✓
	5712	4,958	5,65	0,6108	0,8845	28,3	2670,5	94,86	✓
	3714 + 2712	5,999	6,88	0,7437	0,8753	25,1	2692,3	102,16	✓
14	2712	0,779	2,26	0,2664	0,8807	26,9	2302,2	85,58	✓
	3712	3,196	3,39	0,366	0,9064	38,4	2811,5	73,20	✓
15	3712	2,821	3,39	0,305	0,9135	42,7	2462,02	57,55	✓

rem: pour la poutre N°4 la section ( $m = 1,96 \text{ tm}$ ) a une contrainte  $\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$  ( $2811,5 > 2800$ ), mais l'art 68 de BA68 nous permet une marge  $\frac{\Delta \sigma_{st}}{\bar{\sigma}_{st}} < 3\%$  qui sera admise si les effort adm. présentés par le CGA n'est pas dépassé de cette marge.

$$\Delta \sigma_{st} = 2811,5 - 2800 = 11,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\Delta \sigma_{st}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{11,5}{2800} = 3,9\% \ll 3\% \text{ donc la contrainte sera prise comme adm. visible.}$$

b) condition de non fragilité :  $A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\rho_{st}}{\sigma_{st}}$

Poutre N°	b (cm)	h (cm)	A (cm <sup>2</sup> )
1 et 5	30	37	1,075
2 et 3	25	37	0,896
4	niveau 2.7	37	0,896
	niveau 2.7	20	1,329

rem: dans toutes les poutres nous avons adopté du mini-mum 3 cm<sup>2</sup>. toutes les valeurs calculées dans ce tableau sont donc vérifiées.

rem: pour la poutre N°4, niveaux 2.7 nous avons adopté 1,86 cm<sup>2</sup> > 0,896 (vérifié)



c/ Vérification à la fissuration: (voir poutre N°1)

Poutre	Section	A (cm <sup>2</sup> )	B <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )	w <sub>f</sub>	φ <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	f <sub>t</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>ct</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	max(σ <sub>t</sub> , f <sub>ct</sub> )	f <sub>ctd</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
P <sub>2</sub>	3T12	3,39	150	0,0226	12	3686,7	2607,06	3686,7	2800
	5T12	5,65	150	0,0376	12	5465,1	2607,06	5465,1	2800
	3T12+2T14	6,47	150	0,0431	14	5163	2413,6	5163	2800
P <sub>3</sub>	3T12	3,39	150	0,0226	12	3686,7	2607,06	3686,7	2800
	5T12	5,65	150	0,0376	12	5465,1	2607,06	5465,1	2800
	3T12+2T12	6,88	150	0,0456	14	5385,7	2413,6	5385,7	2800
P <sub>4</sub>	2T12	2,26	120	0,0188	12	3169,2	2607,06	3169,2	2800
	3T12	3,39	150	0,0226	12	3686,7	2607,06	3686,7	2800
P <sub>5</sub>	3T12	3,39	150	0,0188	12	3169,2	2607,06	3169,2	2800

avec:

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{2} \frac{k \cdot \eta}{\phi}$$

$$\tilde{w}_f = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = 15 \cdot 10^6 \text{ (fissuration peu nuisible)}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (acier H.A.)}$$

$$w_f = \frac{A}{B_f} ; \quad B_f = \text{d.d.b où } \left\{ \begin{array}{l} A: \text{section d'acier tendu} \\ B_f: \text{section de béton enrobant les aciers tendus.} \end{array} \right.$$

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

pour toutes les poutres,  $\tilde{\sigma}_a$  est bien la contrainte admise, il n'y a donc pas risque de fissuration.

d/ Vérification de la flèche: si les trois conditions suivantes sont vérifiées, on peut se dispenser de donner une justification de la flèche.

$$\frac{h_c}{l} \geq \frac{M_e}{10 M_0} ; \quad \frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{bc}} ; \quad \frac{h_c}{l} \geq \frac{1}{16}$$

Poutre	h <sub>c</sub> (cm)	l (cm)	b (cm)	M <sub>e</sub> (M <sub>0</sub> )	$\frac{M_e}{10 M_0}$	h <sub>c</sub> /l	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A/bh	43/σ <sub>bc</sub>	h <sub>c</sub> /l
P <sub>2</sub>	40	3,9	25	0,81 M <sub>0</sub>	0,081	0,102	6,47	0,0069	0,0102	0,0625
P <sub>3</sub>	40	3,9	30	0,85 M <sub>0</sub>	0,085	0,102	6,88	0,0061	0,0102	0,0625
P <sub>4</sub>	40	3,25	25	0,81 M <sub>0</sub>	0,081	0,123	3,39	0,0033	0,0102	0,0625
P <sub>5</sub>	40	3,25	30	0,91 M <sub>0</sub>	0,091	0,123	3,39	0,0034	0,0102	0,0625

les trois conditions étant vérifiées pour toutes les poutres, la flèche est vérifiée.

e/ condition d'appui: (voir détail de la poutre N°1)

$$[C = a - (d + 5\phi)]$$

avant de vérifier si  $C \geq C_0 = \frac{2I}{b \cdot \sigma_s}$ , il faut vérifier la condition de non-

déplacement du béton (Art 39.52 CCBA 68)

$$2 \geq \max \left( \eta_1 = 5\phi ; \eta_2 = 0,10 \phi \frac{\sigma_s}{\sigma_{s1}} \left( 1 + \frac{\phi}{\sigma_s} \right) \right)$$



f. Vérification de la condition d'appuis:

il faut vérifier que  $A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$

Poutre	niveau	T(kg)	A(cm <sup>2</sup> )	M <sub>0</sub> (kgm)	z=z <sub>16</sub>	T + M/z	Aσ̄ <sub>a</sub>	Aσ̄ <sub>a</sub> > T + M/z
P <sub>2</sub>	7	5893,3	5,65	-1242,3	32,37	5854,9	15820	vérifiée
	5-6	4506,2	5,65	-1036,8	32,37	4474,1	15820	" "
	3-4	6695,7	6,47	-1411,5	32,37	6652,09	18116	" "
	2	5510,7	5,65	-1161,7	32,37	5474,48	15820	" "
	1	4747,1	6,47	-1305,6	32,37	4706,7	18116	" "
P <sub>3</sub>	7	6749	6,88	-3106	32,37	6753,04	19264	" "
	5-6	5715	5,65	-2592	32,37	5634,9	15820	" "
	3-4	7782	6,88	-3529	32,37	7672,9	19264	" "
	2	6405	5,65	-2905	32,37	6135,2	15820	" "
	1	5740,9	6,88	-3255,7	32,37	5640,32	19264	" "
P <sub>4</sub>	2+7	1035,69	2,26	-192	14,87	1082,6	6328	" "
	1	3769,2	3,39	-789	32,37	3744,8	9492	" "
P <sub>5</sub>	2+7	3761,77	3,39	-1741,81	32,37	3707,96	9492	" "
	1	3761,77	3,39	-1741,81	32,37	3707,96	9492	" "

conclusion: toutes les valeurs sont vérifiées, il n'y a donc pas d'effort de traction supplémentaire dû à l'effort tranchant dans les armatures inférieures au niveau des appuis.

g) Vérification d'adhérence:

$$\bar{\sigma}_a = 2,4 \cdot \bar{\sigma}_s \quad ; \quad \frac{1}{z} \text{ (coefficient de scellement droit)} = 1,5 \text{ (aciers N.A.)}$$

$$\bar{\sigma}_s = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{T}{npz} \quad ; \quad n: \text{ nombre de barres}$$

$$p: \text{ périmètre utile}$$

$$z: \text{ bras de levier}$$

il faut vérifier que  $\bar{\sigma}_a \leq \bar{\sigma}_a = 2,4 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$ .

Poutre	section	Tmax(kg)	z	z <sub>16</sub>	np	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_a$	vérifiée
P <sub>2</sub>	5712	6849,07	32,37	5	18,85	11,22	17,7	vérifiée
	3714 + 2714	7781,6	32,37	5	20,11	11,95	17,7	" "
P <sub>3</sub>	5712	6405	32,37	5	18,85	10,69	17,7	" "
	2714 + 3712	7782	32,37	5	20,73	11,59	17,7	" "
P <sub>4</sub>	3712	4497,8	32,37	3	11,31	12,28	17,7	" "
	2712	1173,38	14,87	2	7,54	11,33	17,7	" "
P <sub>5</sub>	3712	3868,69	32,37	3	11,31	10,56	17,7	" "

conclusion:  $\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_a$  est vérifié pour toutes les poutres, il n'y a pas lieu de craindre la non adhérence.

Armatures transversales: (voir pour plus de détails la poutre N°1).

- pour pouvoir utiliser des armatures transversales à la ligne moyenne il faudrait que la relation suivante soit vérifiée.

$$\bar{\sigma}_s \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } \bar{\sigma}_b = \frac{I}{b \bar{x}}$$

$$\bar{\sigma}_b = \begin{cases} 35 \bar{\sigma}_b' & \text{si } \sigma_b' \leq \bar{\sigma}_b' \\ (4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_b'}) \bar{\sigma}_b' & \text{si } \bar{\sigma}_b' \leq \sigma_b' \leq 2 \bar{\sigma}_b' \end{cases}$$

$$t = \frac{A_t \cdot E \cdot \bar{\sigma}_t}{T}$$

$A_t$ : section d'armatures transversales = 2,01 cm<sup>2</sup> (4 brins) sur cadre + un étier  $\phi 8$

$$\bar{\sigma}_t = f_{at} \cdot \bar{\sigma}_s \quad \text{avec } f_{at} = \min\left(\frac{t}{s}, 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}_b'}\right)$$

- espacement adm. donné par le CTE:

- $t_n = \min(0,3h, 12\phi)$  zone nodale.

- $t_c = 0,5h$  en zone courante

$$\bar{t}_n = \begin{cases} 0,3h = 0,3 \cdot 37 = 11,1 \text{ cm} \\ \text{min} \\ 12\phi = 12 \cdot 8 = 96,4 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \bar{t}_n = 11 \text{ cm}$$

$$\bar{t}_c = 0,5h = 0,5 \cdot 37 = 18,5 \text{ cm}$$

Poutre	Niveau	$T_{max}(kg)$	$\sigma_b'$	$\bar{\sigma}_b (kg/cm^2)$	$\bar{\sigma}_s (kg/cm^2)$	$A_t (cm^2)$	$f_{at}$	$\bar{\sigma}_t (kg/cm^2)$	$t (cm)$
P <sub>1</sub>	7	6849,07	96,14	8,48	18,32	2,01	0,840	2016	10,15
	Set6	6127,9	30,15	7,57	18,84	2,01	0,857	2056,8	21,83
	Set4	7791,6	84,33	9,61	19,33	2,01	0,819	1965,6	16,43
	2	6404,4	75,99	7,91	20,05	2,01	0,851	2042,4	20,74
	1	5751	70,33	7,10	20,53	2,01	0,866	2078,4	23,51
P <sub>2</sub>	7	6849	74,36	8,46	20,19	2,01	0,84	2016	10,15
	Set6	5715,77	107,66	7,06	17,37	2,01	0,867	2070,8	23,68
	Set4	7782	85,38	9,61	19,23	2,01	0,819	1965,6	16,43
	2	6405	57,25	7,91	20,65	2,01	0,851	2072,4	20,74
	1	5740,9	100,20	7,09	17,98	2,01	0,844	2078,4	23,55
P <sub>3</sub>	1	4437	77,20	5,55	19,94	2,01	0,895	2048	34,07
P <sub>4</sub>	107	3868,09	57,65	3,98	20,65	2,01	0,925	2020	37,34

Les espacements que nous prendrons donc seront

- $t_n = 11 \text{ cm}$  en zone nodale

- $t_c = 18 \text{ cm}$  " " courante, qui restera constante sur toute la

zone courante puisque même à l'appui où l'effort tranchant est nul, c'est l'espacement donné par le CTE qui a été pris.

### Effets du séisme :

les secousses sismiques engendrent dans les constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de gravité ( $g \approx 9.8 \text{ m/s}^2$ ). les efforts qui en résultent peuvent s'exercer selon une direction quelconque qui peut être oblique ou verticale.

### Recommandations :

- il faut réduire autant que possible la hauteur du bâtiment et surtout le rapport de cette hauteur à la largeur
- éviter les grandes ouvertures
- prévoir si possible un sous sol général ou des fondations profondes, massives qui ancrent la construction dans le sol
- éviter les encorbellements à tous les niveaux à tous les éléments mais liés à l'ossature.
- choisir de préférence un terrain compact et établir des fondations profondes bien chaînées et bien ancrées dans le sol pour s'opposer au soulèvement du bâtiment.

### pour la superstructure

- abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction
- réaliser des nœuds assez rigides
- assurer l'indéformabilité de l'ensemble des contreventements dans tous les sens.
- les barres d'attentes dans les poteaux doivent avoir une hauteur min. de  $50\phi$ .
- prévoir autour des ouvertures des encadrements armés liés à l'ossature

### Calcul des efforts sismiques :

la vérification de la stabilité d'un bâtiment vis à vis de l'action sismique se fait en substituant aux effets dynamiques réels ou sollicitations statiques en considérant le système statique équivalent ce système résulte

- d'un système de forces horizontales  $S_H$
- d'un système de forces verticales ascendantes ou descendantes ( $S_V$ )
- d'un système de couple de torsion d'axe vertical  $S_T$

### 1/ le système de forces horizontales (Art 3.111.11, PS 69)

composé de forces élémentaires qui s'exercent au centre de gravité des éléments.

ces forces sont //, de même sens et proportionnelles au poids des charges qui leur sont appliquées

pour la commodité de calcul on peut admettre que les charges et fractions de surcharges sont ramenés au niveau des planchers inférieurs rigides.

l'intensité de la force agissant sur un élément donné dans une direction quelconque est :

$$F = \sigma_H \cdot W \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_H = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot S \quad (\text{coef. sismique}) \\ W = G + \frac{P}{5} \quad (\text{pds des charges permanentes et surcharges}) \\ \text{Propre à l'élément soumis à l'action sismique} \end{array} \right.$$

## 2/ Système de forces verticales : (Art 3.11-12 PS69)

- le système de forces verticales à considérer est composé de forces élémentaires qui s'exercent au CG des éléments de construction.
  - elles ont toutes un même sens et peuvent être dirigées soit vers le bas, soit vers le haut.
- L'intensité de la force verticale agissant sur un élément donné est

$$F_v = \pm \sigma_v \cdot W \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \sigma_v : \text{coéf. sismique de l'élément pour la direction} \\ \text{Verticale} \\ \sigma_v = \pm \sigma_H \quad (\text{selon le complément au CRC au PS69}) \\ \text{avec } \sigma_H = \max(\sigma_{HL}, \sigma_{HT}) \end{cases}$$

### détermination des coef. sismiques

#### a/ coefficient sismique dans les directions horizontales (Art 3.12-1 PS69)

$$\sigma_H = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$$

a.1/ coefficient d'intensité ( $\alpha$ ) : dépend de l'intensité nominale pour laquelle doit être établi le projet. Il permet l'ajustement de la résistance de la construction à l'intensité sismique.  
nous prendrons ( $\alpha=1$ ) car notre bâtiment est implanté en zone de moyenne sismicité (Alger) et cela conformément aussi au complément C.T.C P9 aux règles (PS69)

a.2/ coefficient  $\beta$  (Art 3.12-13 PS69) : il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence

elle dépend de :

- la période du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée.
- du degré d'amortissement de l'ouvrage
- de la nature du sol de fondation

le complément C.T.C P9 rajoute deux conditions supplémentaires :

- 1/ la choix de  $\beta$  sera réduit à l'amortissement moyen ou faible seulement.
- 2/ on ne tient pas compte de la réduction de  $\beta$  dans le cas d'une importante formation de sol meuble.

ce qui nous donne en définitive

1. dans notre cas, le degré d'amortissement est considéré comme moyen
2. le contreventement est assuré par voiles

$$\beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}} \quad \text{avec } 0,065 \leq \beta \leq 0,13$$

### a-2.1) évaluation de la période du mode fondamental (Art 3,115-22 PS 69)

. le contreventement est supposé être assuré en totalité par les voiles, la période (exprimée en secondes) du mode fondamental dans une direction donnée est:

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{\frac{H}{L+H}}$$

avec :

H: la hauteur du bâtiment

L: dimension en plan (en mètres) du bâtiment dans la direction considérée.

dans notre cas

$$H = 19,4 \text{ m}$$

sens longitudinal  $L_L = 22,14 \text{ m}$

$L = \begin{cases} \nearrow \\ \searrow \end{cases}$

sens transversal  $L_T = 12,85 \text{ m}$

d'où

. sens transversal :

$$T_T = 0,08 \frac{19,4}{\sqrt{12,85}} \cdot \sqrt{\frac{19,4}{19,4+12,85}} = 0,335 \text{ s}$$

. sens longitudinal

$$T_L = 0,08 \frac{19,4}{\sqrt{22,14}} \cdot \sqrt{\frac{19,4}{22,14+19,4}} = 0,285 \text{ s}$$

on aura donc :

. sens transversal

$$\beta_T = \frac{0,085}{\sqrt{0,335}} = 0,122$$

. sens longitudinal

$$\beta_L = \frac{0,085}{\sqrt{0,285}} = 0,139$$

on prendra  $\beta_L = \beta_T = 0,13$

a-3 coefficient de distribution ( $\gamma$ ) : ne dépend que de la structure elle-même il caractérise à l'intérieur de celle-ci le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

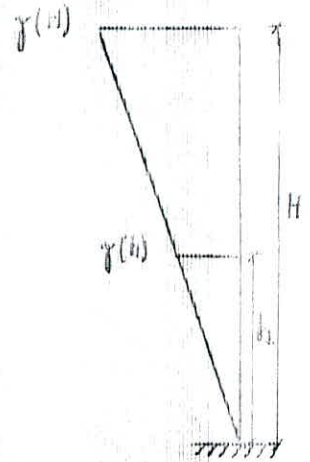
dans les constructions courantes composées d'un système porteur et de planchers, il est permis de considérer, sauf anomalie marquée dans la distribution des charges, que toutes les masses sont concentrées aux nœuds des planchers et d'assimiler la déformée du système à une cloche.

Pour des Planchers différents le PS 69 donne l'expression de  $\gamma$

$$\gamma(h) = h \cdot \frac{\sum z \cdot M(z)}{\sum z^2 \cdot M(z)}$$

où

$M(z)$ : est la masse "concentrée" à la cote  $z$   
 (1): on considère la masse composée des charges et  $\frac{1}{5}$  surcharges comme indiqué à l'art. 3.101. PS 69



CALCUL DES VALEURS DE  $\gamma$ :

rem: les charges et surcharges sont concentrées au niveau des planchers

a-3-1/ niveau 6

- Acrotère . . . . .  $2.406 \cdot (22,14 + 12,85) = 27.92 t$
  - plancher . . . . .  $662 [34 \cdot 4 \cdot 12 + 334 \cdot 4 \cdot 6] = 167.10 t$
  - Poutres longitudinales . . .  $2500 (2 \cdot 93 \cdot 0,4 \cdot 3 \cdot 25 + 2 \cdot 92 \cdot 0,2 \cdot 3 \cdot 25 \cdot 6) = 11.70 t$
  - Poutres transversales . . .  $39 \cdot 2500 (4 \cdot 93 \cdot 0,4 + 2 \cdot 92 \cdot 0,4 + 4 \cdot 92 \cdot 0,4 \cdot 3) = 18.33 t$
  - $\frac{1}{2}$  poteaux . . . . .  $\frac{1}{2} \cdot 14 \cdot 93 \cdot 0,4 \cdot 3 \cdot 2500 = 6,3 t$
  - $\frac{2}{2}$  voiles . . . . .  $\frac{1}{2} (4 \cdot 332 + 3 \cdot 39) \cdot 3 \cdot 92 \cdot 2500 + \frac{1}{2} \cdot 14 \cdot 93 \cdot 0,4 \cdot 3 \cdot 2500 = 23.46 t$
  - $\frac{1}{2}$  murs façade  $\frac{1}{2} \cdot 348 (2 \cdot 13,10 + 4 \cdot 3,9) \cdot 26 = 18.91 t$
- G = 267,72 t

$P = 175 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow P = 175 \cdot 22,14 \cdot 12,85 = 49,78 t$   
 $G = 267,72 \text{ kg}$

ce qui nous donne  $G + \frac{P}{5} = 267,72 + \frac{49,78}{5} = 277,65 t$

on procède de la même manière pour le calcul des charges au niveau des autres planchers.

rem: le niveau "0" est pris au niveau du 1<sup>er</sup> plancher puisque nous avons prévu un voile périphérique qui ceinture le bâtiment entre le niveau des semelles et le 1<sup>er</sup> plancher.



Tableau donnant les  $\pm$  charges concentrées au niveau des  $\pm$  planchers

niveau plancher	6	5	4	3	2	1
Acrotère (t)	27,92	/	/	/	/	/
Poutres long. (t)	11,70	11,70	11,70	12,67	13,16	13,16
Poutres. tran. (t)	18,33	18,33	18,33	18,33	18,33	18,33
Plancher (t)	169,10	115,56	115,56	115,56	115,56	115,56
Poteaux (t)	6,3	12,6	13,23	13,86	13,86	14,28
Voiles (t)	23,46	46,92	48,87	50,82	50,82	53,14
Murs. ext. (t)	18,91	37,82	40	42,18	42,18	43,63
Escaliers (t)	/	/	/	3,48	6,96	6,96
Charge total	267,72	248,93	247,69	256,91	260,88	264,71
$q$ (kg/m <sup>2</sup> )	175	175	171	400	400	250
$P_0$ (t)	9,95	9,95	9,95	22,75	22,75	14,22
$W = G + \frac{P}{5}$ (t)	277,67	258,88	257,64	279,66	283,63	278,93

d'où la valeur de  $\gamma$  pour les différents niveaux

niveau	6	5	4	3	2	1
$z$ (m)	19,4	16,4	13,4	10,1	6,8	3,5
$z^2$ (m)	376,36	268,96	179,56	102,01	46,24	12,25
$M(z)$ (t)	277,67	258,88	257,64	279,66	283,63	278,93
$z \cdot M(z)$	5386,79	4147,23	3452,37	2824,56	1928,68	976,25
$z^2 \cdot M(z)$	104503,88	68014,6	46261,83	28528,11	13115,05	3416,89
$\frac{\sum z \cdot M(z)}{\sum z^2 \cdot M(z)}$	0,0709	0,0709	0,0709	0,0709	0,0709	0,0709
$\gamma = h \frac{\sum z \cdot M(z)}{\sum z^2 \cdot M(z)}$	1,375	1,162	0,950	0,716	0,482	0,248

a-4/ Coefficient de fondation  $\delta$ : c'est un facteur correcteur qui tient compte de l'incidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage.  
 il est indépendant des propriétés dynamiques de la construction  
 dans notre cas, on utilise des semelles sur puits, la valeur de  $\delta$  nous est donnée par le Ps 69 égale à l'unité  
 ( $\delta = 1$ )

d'où le coefficient sismique horizontal

$$\sigma_{HL} = \sigma_{HT} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta = 1 \cdot 0,13 \cdot 1 \cdot \gamma(h) = 0,13 \gamma(h)$$

b/ le coefficient sismique vertical: pour un élément donné de construction

d'où 
$$\sigma_v = \pm \sigma_H \text{ avec } \sigma_H = \max(\sigma_{HL}, \sigma_{HT})$$

$$[\sigma_v = \pm \sigma_H]$$

c/ tableau donnant les valeurs de  $\sigma_H$  et  $\sigma_v$

niveau	6	5	4	3	2	1
$\gamma(h)$	1,375	1,162	0,950	0,716	0,482	0,248
$\sigma_H$	0,178	0,151	0,123	0,093	0,062	0,032
$\sigma_v = \pm \sigma_H$	$\pm 0,178$	$\pm 0,151$	$\pm 0,123$	$\pm 0,093$	$\pm 0,062$	$\pm 0,032$

d/ détermination des valeurs des forces horizontales et verticales

elles sont données par la formule  $F = \sigma_H \cdot W$  avec  $\left\{ \begin{array}{l} W = G + \frac{P}{\gamma} \\ \sigma_H = 0,13 \delta \end{array} \right.$

niveau	$\sigma_H$	W	$F_H(t)$	$F_v(t)$
6	0,178	277,67	49,42	$\pm 49,42$
5	0,151	252,88	38,18	$\pm 38,18$
4	0,123	257,64	31,68	$\pm 31,68$
3	0,093	279,66	26	$\pm 26$
2	0,062	283,63	17,58	$\pm 17,58$
1	0,032	278,93	8,92	$\pm 8,92$

## Etude au seisme du bloc B :

(comme pour le bloc A)

• détermination des coef. sismiques

a/ coef. d'intensité ( $\alpha$ )

$$\alpha = 1 \text{ (zone de moyenne sismicité)}$$

b/ coef.  $\beta$  :

$$\beta = \frac{0,085}{\sqrt{T}} \text{ (amortissement moyen)}$$

calcul de la période fondamentale

$$T = 0,1 N \text{ avec } N: \text{nbre d'étage}$$

pour les bâtiments dans lesquels le système de contreventement est une ossature autostable capable de reprendre la totalité des forces horizontales et que cette ossature n'est ni enfermée ni contiguë à d'autres éléments plus rigides tendant à éviter qu'elle reprenne la totalité des efforts horizontaux.  
notre structure répond à ces conditions, nous aurons donc

$$T = 0,1 N$$

d'où  $N = 5 \text{ étages} \rightarrow T = 0,1 \cdot 5 = 0,5 \text{ s dans les 2 sens}$

$$\beta = \frac{0,085}{\sqrt{0,5}} = 0,107 \text{ et comme } 0,065 \leq \beta \leq 0,13 \text{ on prend } \beta = 0,101.$$

c/ détermination de  $W$  : (masses concentrées au niveau de chaque plancher)

nous donnerons tous les résultats sous forme de tableau :

niv	6	5	4	3	2	1	0
Acrotère	10,23	/	/	/	/	/	/
P. transvers	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97
P. long	4,86	4,86	4,86	4,86	4,86	4,86	4,86
Plancher	10,02	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	10,02
Poteaux	2,02	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05	2,02
Mur ext	11,58	23,80	23,8	23,8	23,8	23,8	11,58
Escalier	-	2,44	4,88	4,88	4,88	4,88	2,44
CF	41,68	43,31	45,75	45,75	45,75	45,75	33,89
P	6,14	8,77	8,77	8,77	8,77	8,77	8,77
W	42,9	45,06	47,50	47,50	47,50	47,50	35,6

rem1:

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

rem2: toutes les valeurs dans le tableau sont en (t)

d) détermination du coef. de distribution ( $\gamma$ )

$$\gamma = \frac{3r}{2n+1} \text{ (bâtiments d'habitation)}$$

n : nombre de plancher  
r : rang

n = 6	
n°	$\gamma_n$
6	1,385
5	1,154
4	0,923
3	0,692
2	0,452
1	0,231

6  
5  
4  
3  
2  
1  
0

e) détermination du coef. de fondation:  
 $\delta = 1$  (voir bloc A)

finalement

$$\left. \begin{aligned} \sigma_y &= \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta = 1,0107 \cdot 1 \cdot \gamma(h) = 0,107 \gamma(h) \\ \sigma_v &= \pm \sigma_H \end{aligned} \right\}$$

tableau donnant les coef. sismiques horizontaux et verticaux:

niveau	6	5	4	3	2	1
$\gamma(h)$	1,385	1,154	0,923	0,692	0,452	0,231
$\sigma_H$	0,148	0,1234	0,098	0,074	0,048	0,024
$\sigma_v$	$\pm 0,148$	$\pm 0,1234$	$\pm 0,098$	$\pm 0,074$	$\pm 0,048$	$\pm 0,024$

détermination des forces sismiques verticales et horizontales:

elles sont données par la formule

$$\left. \begin{aligned} F_N &= \sigma_H \cdot W \\ \sigma_v &= \pm \sigma_H \end{aligned} \right\} \begin{cases} W = G + P_s \\ \sigma_H = \alpha \beta \gamma \delta \end{cases}$$

tableau donnant les forces horizontales et verticales au niveau des plancher

niveau	6	5	4	3	2	1
$\sigma_H$	0,148	0,1234	0,098	0,074	0,048	0,024
$W(t)$	42,908	45,06	47,50	47,50	47,50	47,50
$F_H(t)$	6,35	5,56	4,65	3,51	2,28	1,14
$F_v(t)$	$\pm 6,35$	$\pm 5,56$	$\pm 4,65$	$\pm 3,51$	$\pm 2,28$	$\pm 1,14$

Largeur du joint entre les blocs A et B: (Art. 3.21 Ps 69)

la largeur minimale du joint vis à vis des déformations est

$$e = 36 (T_1^2 \cdot \sigma_1 + T_2^2 \cdot \sigma_2) = 36 (0,225^2 \cdot 0,128 + 0,5^2 \cdot 0,148) = 1,6 \text{ cm}$$

on adopte un joint  $e = 5 \text{ cm}$ .

— ETUDE A LA TORSION —

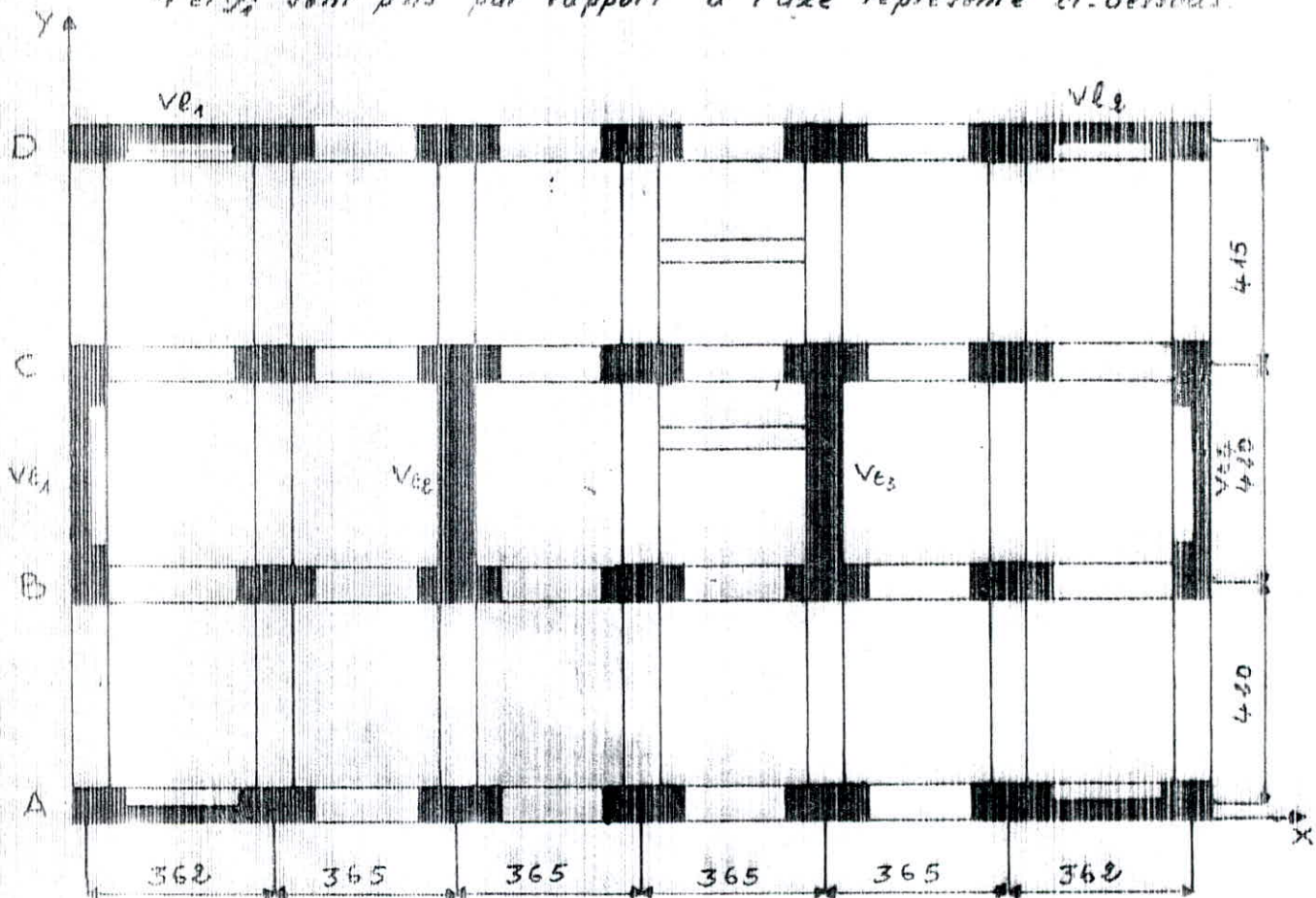
1. trouvons le centre de masse pour chaque plancher

les coordonnées du centre de masse sont données par

$$x_{cm} = \frac{\sum x_i \cdot m_i}{\sum m_i}$$

$$y_{cm} = \frac{\sum y_i \cdot m_i}{\sum m_i}$$

$x_i$  et  $y_i$  sont pris par rapport à l'axe représenté ci-dessous.



on déterminera d'abord les centres de masse des différents éléments

$$x_{G_i} = \frac{\sum x_i \cdot m_i}{\sum m_i}$$

$$y_{G_i} = \frac{\sum y_i \cdot m_i}{\sum m_i}$$

puis nous déduirons les centres de masse des  $n$  niveaux

$$x_G = \frac{\sum x_{G_i} \cdot m_{G_i}}{\sum m_{G_i}}$$

$$y_G = \frac{\sum y_{G_i} \cdot m_{G_i}}{\sum m_{G_i}}$$

## Centre de masse du Plancher terrasse

a) éléments symétriques:

éléments	$m_i$ (t)	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)
Acrotère	27,92	11,07	6,425
Poutres long(ive)	7,8	11,07	6,425
Voiles	23,46	11,07	6,425
Poteaux	6,3	11,07	6,425
murs	18,91	11,07	6,425
$\Sigma$	84,39	$x_G = 11,07$	$y_G = 6,425$

b) les poutres

Poutres	désignation	$m_i$ (t)	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)
longitudinales Intermédiaires	1	0,977	5,71	8,55
	2	0,652	18,38	8,55
	3	1,954	11,07	4,35
	4	0,340	-12,89	7,4
	5	0,340	-12,89	-10,70
transversales	1	2,325	0,15	6,41
	2	2,912	3,77	6,42
	3	2,912	7,42	6,42
	4	1,937	11,07	6,41
	5	2,912	14,72	6,42
	6	2,912	18,37	6,42
	7	2,325	21,99	6,41
$\Sigma$		22,50	$x_G = 11,10$	$y_G = 6,47$

c) Planchers

Plancher	$m_i$ (t)	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)	plancher	$m_i$ (t)	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)	plancher	$m_i$ (t)	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)
P <sup>1</sup>	11,65	1,97	2,20	P <sup>1</sup>	11,82	1,89	6,45	P <sup>1</sup>	11,50	1,97	10,68
P <sup>2</sup>	11,72	5,59	2,27	P <sup>2</sup>	11,86	5,59	6,45	P <sup>2</sup>	11,56	5,59	10,60
P <sup>3</sup>	11,72	9,24	2,27	P <sup>3</sup>	11,93	9,25	6,45	P <sup>3</sup>	11,56	9,24	10,60
P <sup>4</sup>	11,72	12,89	2,27	P <sup>4</sup>	8,50	12,88	5,87	P <sup>4</sup>	5,18	-12,89	10,67
P <sup>5</sup>	11,72	16,54	2,27	P <sup>5</sup>	11,86	16,54	6,45	P <sup>5</sup>	11,56	16,54	10,60
P <sup>6</sup>	11,65	20,18	2,20	P <sup>6</sup>	11,82	20,25	6,45	P <sup>6</sup>	11,5	20,18	10,60
								$\Sigma m_i$	200,83	$x_G = 10,97$	$y_G = 6,04$

centre de masse:

élément	$m_i$ (t)	$x_{G_i}$ (m)	$y_{G_i}$ (m)
symétriques	84,39	11,07	6,425
Poutres	22,50	11,10	6,47
Planchers	200,83	10,97	6,04
$\Sigma$	307,72	$x_G = 11$	$y_G = 6,17$

## BIBLIOGRAPHIE

GUERRIN (TOME 4)

FUENTES

MARIUS DIVERS

BULLETIN CTC

CCBA 68

PS 69

COMPLEMENT CTC AUX REGLES PS 69

P. CHARRON

PROJETS DE FIN D'ETUDE

M. FORNI

COURS DE M<sup>re</sup> BELAZOUGUI (BETON III)

