

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL.

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE COMPARATIVE DE REGLEMENTS
SUR UN BATIMENT à USAGE
INDUSTRIEL (R+2).

Proposé par :

ME BELAZOUGUI

Etudié par :

MS SAAI N
IDIR. D.

Dirigé par :

MR BELAZOUGUI



PROMOTION :

Jun 84.

Remerciements.

Ce travail n'aurait pu être entrepris et mené à terme sans la contribution que M^E M. BELAZOUGUI chargé de cours à L'ENP. a bien voulu donner à notre recherche, qu'il reçoit tout le témoignage de notre profonde reconnaissance.

nous ne saurons, non plus manquer de dire combien précieux a été l'appui de toutes les personnes qui nous ont aidés de loin ou de près à l'étude de notre projet.

Nos dettes sont encore grandes vis à vis de ceux qui nous ont dispensé formation et encouragements.

Sommaire

I	INTRODUCTION	
	- présentation.	0
	- Caractéristiques des matériaux	3
	- Predimensionnement	13
II	ETUDES SISMQUES.	18
	- Etude suivant la P.S. 69 ; PS 69 + CTC	21
	- Etude suivant la R.P.A.	24
	- Etude à la torsion.	26
	- Calcul des déformations horizontales	34
III	COMPARAISON DES 3 REGLES PARASISMIQUES.	38
IV	ETUDE AUX FORCES HORIZONTALES	44
V	ETUDE AUX CHARGES VERTICALES	54
VI	SUPPERPOSITION DES DIFFERENTES SOLLICITATIONS	73
VII	FERRAILLAGE DES DALLES	109
VIII	FERRAILLAGE DES POUTRES	132
IX	FERRAILLAGE DES POTEAUX	156
X	FONDACTIONS	173
XI	METRE DES ACIERS	178
XII	COMPARAISON des deux Reglements CCBA 68 ; BAEL 80	187

Introduction

PRESENTATION : Le bâtiment est contreventé par une structure autostable dans les deux directions.

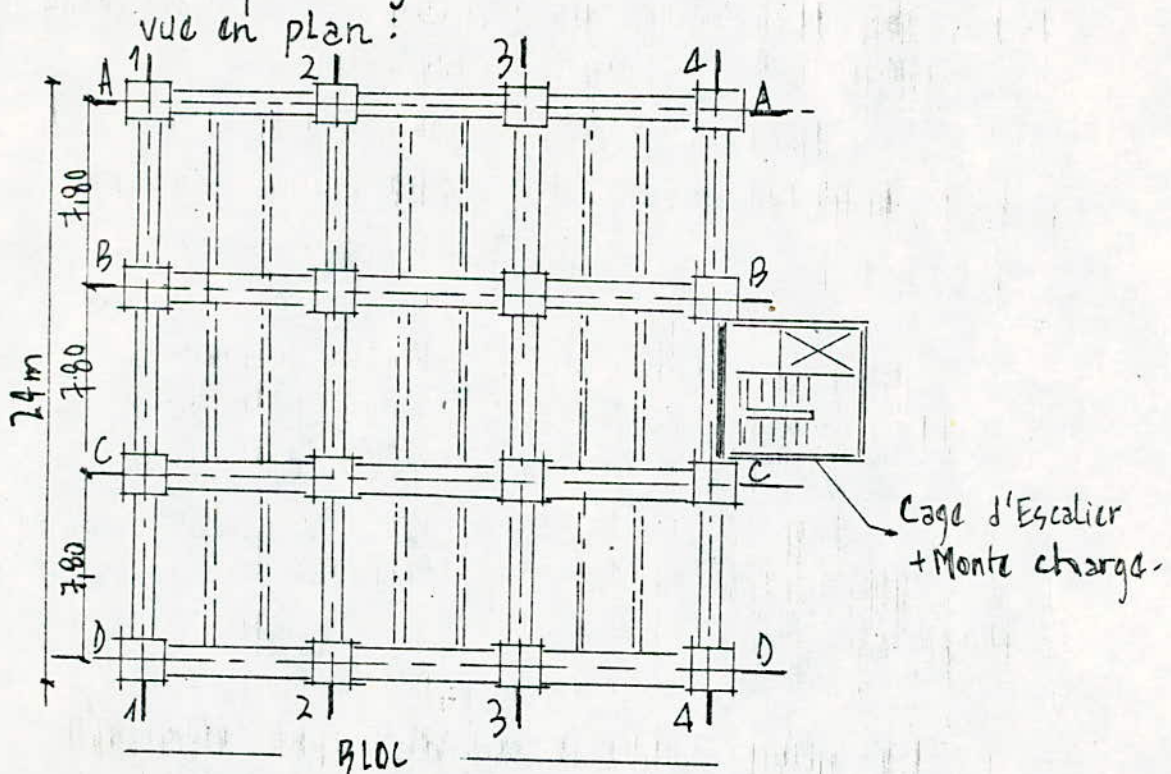
Le remplissage des façades est en maçonnerie.

- Murs Extérieurs : 70 cm d'Épaisseur constitué de 2 cloisons séparés par une lame d'air de 5 cm (15+5+10).
- Dimensions du bâtiment : (symétrique).
 - largeur totale = longueur totale = 24 m.
 - hauteur totale (Acrotère comprise) = 14,8 m.
 - hauteur d'Étage : 4,80 m.

Le plancher R.D.C est constitué d'une dalle pleine de 20 cm d'Épaisseur, reposant directement sur le sol.

Les planchers des niveaux 1, 2 et 3 sont des dalles pleines de 16 cm d'Épaisseur.

L'ensemble cage d'escalier et monte charge est séparée du bloc par un joint de dilatation.



Nous venons par notre projet qui s'intitule
ETUDE COMPARATIVE DE REGLEMENTS SUR
UN BATIMENT INDUSTRIEL (R+2),

Présenter à nos lecteurs en deux parties :

1^o. Etude comparative de Regles parasismiques :

- P.S. 69. " Regles Parasismique 69 "
- P.S 69 + CTC. " Regles Parasismique 69 + Complement du
Contrôle technique de Construction.
- R.P.A 81. " Regles parasismiques algériennes 81.

Chacune de ces regles nous conduira dans notre projet à :
Etablir une comparaison des efforts et des déplacements
horizontaux.

* Méthode de travail : nous utiliserons la méthode statique
équivalente qui consiste à dimensionner l'ensemble des
éléments de l'ossature du bâtiment, et d'endosser les
volumes différentiels en béton suivant chaque règle .

* But : déduire la règle la plus appropriée qui nous
permettra de concevoir la réalisation de l'ouvrage avec des
moyens efficace et peu coûteux.

2^o. Partie : La méthode et le but qu'on vient de citer plus
haut s'avère indispensable et ce en rapport avec notre
projet pour pouvoir aborder cette partie :

comparaison des regles de calcul en béton Armé

- CCBA 68 " Regles techniques de conception et de calcul
des ouvrages et constructions en béton Armé 68".
- B.A.E.L. 80 " Regles de calcul des ouvrages et constructions
en béton armé suivant la méthode des
Etats-Limites 80 " .

nous aurons recours à deux méthodes de travail pour chacune des règles, que nous expliquerons à travers notre projet.

Pour le BAFEL 80, la méthode consiste, dans un premier temps à définir les états-limites.

Etat-limite : tout état d'une structure (ou d'une partie de celle-ci) au delà duquel elle cesse de remplir les fonctions, ou ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles elle a été conçue. On distingue :

- Les états-limites ultimes (indice : u) correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement, etc.....

- États Limites de service (indice : ser) au delà desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité :

ouverture excessive des fissures, déformations excessives des éléments, etc.....

notre but dans cette 2^{ème} partie, est de déterminer la différence des quantités d'Acier donnée par les deux règlements pour notre ouvrage.

Caracteristiques des Materiaux.
Règlements Utilisés

Introduction :

les prescriptions relatives au beton armé utilisés dans nos calculs sont contenues dans les documents intitulés " Règles techniques de conceptions et de calcul des ouvrages et constructions en beton armé", suivant les contraintes admissibles connu sous le nom "CCBA 68" et les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et conceptions en beton armé suivant les états limites connu sous le nom. " Règles BAEL 80 "

I. Règles CCBA 68 -

A. Beton : - Beton dosé à 350 kg/m³, contrôlé.

- ciment CPA 325 (le plus courant).
- résistance nominale $\sigma'_{28} = \sigma'_m - 0,8 e$

σ'_m : moyenne arithmétique des mesures de résistance

e: écart quadratique.

Contrainte de compression admissible (Art: 9.4).

$$\sigma'_b = \beta'_b \sigma'_{28}$$

$$\beta'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon.$$

* α : coefficient de vitesse de durcissement du ciment

{	1	CPA 325	
	0,9	CPA 400	
	5/6	CPA 500 et plus	

β : Coefficient qui depend du controle du beton.

$$\beta : \begin{cases} 1 - \text{beton controle strictement} \\ 5/6 - \text{" a controle attenué} \end{cases}$$

γ : Coefficient qui depend des epaisseurs relatives des elements et de la grosseur du granulat utilise.

$$\begin{cases} - 1 \text{ si } h_m \geq 4 c_g \\ - h_m / 4 c_g \text{ si } h_m < 4 c_g \end{cases}$$

h_m : Epaisseur minimale de l'element

c_g : grosseur du granulat

δ : Coefficient qui depend de la distribution des contraintes dans la section consideré.

$$\begin{cases} - 0,70 \text{ Compression simple} \\ - 0,6 \text{ flexion simple.} \\ - 0,70 \left(1 + \frac{e_0}{3e_a} \right) \text{ flexion composee avec N compression.} \\ - 0,6 \text{ " " N traction} \end{cases}$$

- e_0 : excentricite de la force exterieure par rapport au centre de gravite de la section total du beton seul.

- e_a : rayon vecteur de n signe que e_0 du rayon central de la section du beton seul situe dans le plan radial passant par le centre de pression.

ϵ : Coefficient qui depend de la sollicitation et de la forme de la section.

= 1 Compression simple, quelque soit la forme de la section

= 1 flexion simple ou composee pour les sections rectangulaires.

$0,5 < \epsilon < 1$ pour les sections en T.

Contraintes de reference de traction du beton :

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

1^{er} genre: $A = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_j}$

2^{er} genre: $A = 1,5 \left(0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_j} \right)$

$\alpha, \beta, \gamma, \theta$ m valeurs que precedemment.

Resumé : Notation SP_1 (1^{er} genre).
 SP_2 (2^{er} genre). toutes les contraintes sont majorées de 50%.

* Compression simple :

$SP_1: \bar{\sigma}'_{b0} = 1 \times 1 \times 1 \times 0,3 \times 270 = 81 \text{ bars } (82,5 \text{ kgs/cm}^2)$

$SP_2: \bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \times 82,5 = 124 \text{ kgs/cm}^2$

* Flexion simple :

$SP_1: \bar{\sigma}'_b = 2 \times \bar{\sigma}'_{b0} = 2 \times 82,5 = 165 \text{ kgs/cm}^2$

$SP_2: \bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 165 = 247,5 \text{ kgs/cm}^2$

* Traction simple : $A = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,258$

$SP_1: \bar{\sigma}_b = 7,1 \text{ kgs/cm}^2$

$SP_2: \bar{\sigma}_b = 1,5 \times 7,1 = 10,65 \text{ kgs/cm}^2$

	$\bar{\sigma}'_{b0}$	$\bar{\sigma}'_b$	$\bar{\sigma}_b$	"kgs/cm ² "
SP_1	82,5	165	7,1	.
SP_2	124	247,5	10,65	.

B. Acier :

• Contrainte de traction admissible pour les armatures longitudinales : $\bar{\sigma}_a$.

$\bar{\sigma}_a$ est la plus petite des limites imposées, la première par les caractéristiques mécaniques de l'acier, la seconde par les conditions de fissuration du béton.

• Limite imposée par les caractéristiques mécaniques de l'acier :

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

σ_{en} : Limite nominale d'élasticité

$\rho_a = 2/3$ pour les sollicitations du 1^{er} genre ;

$\rho_a = 1$ pour les sollicitations du 2^o genre.

	kg/cm ²	SP ₁	SP ₂
Nuance de l'acier	σ_{en}	$\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en}$	$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en}$
FeE 24	2400	1600	2400
FeE 40 ($\phi \leq 20$)	4200	2800	4200
	($\phi \geq 20$) mm	4000	2667

• Acier soudé

$\phi \leq 6$ mm $\sigma_{en} = 5300$ kg/cm² $\bar{\sigma}_a = 3533$ kg/cm²

$\phi > 6$ mm $\sigma_{en} = 4500$ kg/cm² $\bar{\sigma}_a = 3000$ kg/cm²

Limite imposée par les conditions de fissuration du béton :

les contraintes admissibles doivent être au plus égales à :

$$\max \left\{ \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{k \eta \bar{\omega}_f}{\delta (1 + 10 \bar{\omega}_f)} && \text{fissuration systématique.} \\ \sigma_2 &= 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} && \text{fissuration accidentelle.} \end{aligned} \right.$$

η : coefficient de fissuration

- 1. Pour l'acier doux

- 1,6 " " à haute adhérence

ϕ : diamètre (en mm) de la plus grosse barre utilisée.

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$ % de fissuration

A : section de l'acier tendue

B_f : " de béton entourant les barres tendues

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de référence de traction du béton.

k : coefficient caractérisant le préjudice des fissures sur l'ouvrage.

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

$k = 1,0 \times 10^6$ " préjudiciable

$k = 0,5 \times 10^6$ " très préjudiciable.

Armatures transversales : elles sont perpendiculaire à la ligne moyenne.

la contrainte de traction admissible est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_m$$

avec $\left\{ \begin{aligned} \rho_{at} &= 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}_b} \text{ si } \rho_{at} > \frac{2}{3} \text{ (pas de reprise de bétonnage)} \\ \rho_{at} &= \frac{2}{3} \text{ sinon.} \end{aligned} \right.$

1 Règles BAEL-80

A. beton Pour un dosage de ciment de 350 kg/m³ de classe (55 et 55R). auto-contrôlé surveillé, la valeur de la résistance caractéristique du béton à 28 jours :

$$f_{c28} = 25 \text{ M.Pa}$$

- La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours est déduite de celle à la compression par la relation :

$$f_{t28} = 0,16 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ M.Pa}$$

Il est à noter que la définition de la résistance caractéristique est analogue à celle de la résistance nominale du CEBT 68.

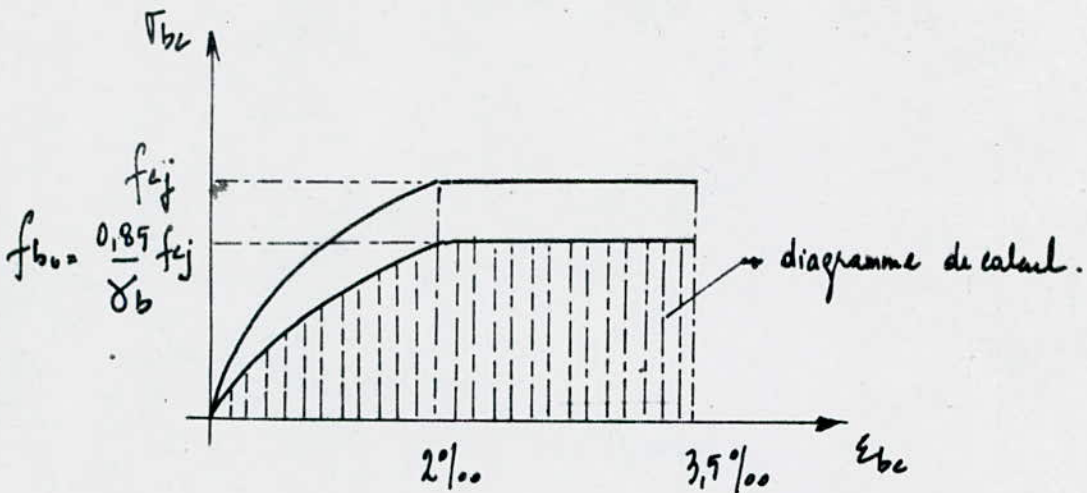
Diagramme contraintes - déformation (σ-ε)

Des diagrammes réels contraintes - déformations que l'on peut observer, lors d'essais d'échassement d'éprouvettes de béton, sont représentés par le diagramme Parabole - Rectangle (ou Rectangle simplifié) adopté par les règlements de calcul aux états - limites.

Diagrammes simplifiés du BAEI (diagramme de calcul)

Pour les vérifications à l'état - limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme non linéaire dit (Parabole - Rectangle), pour les vérifications à l'état - limite de service le béton considéré comme élastique et linéaire est défini par son module d'élasticité.

Le diagramme parabole-rectangle se compose d'un arc de parabole ayant son sommet pour $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et d'un palier horizontal pour $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$.

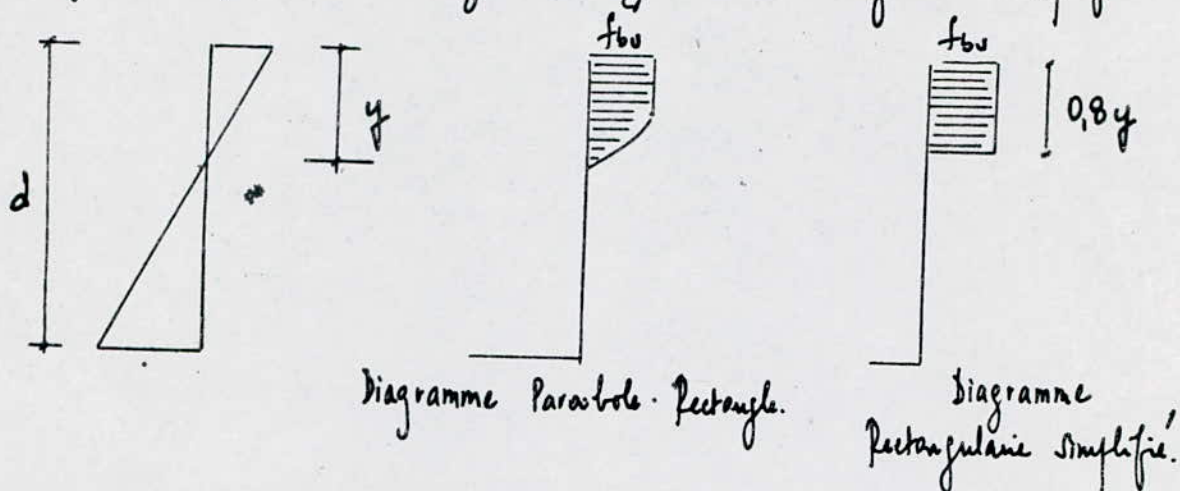


Le coefficient de sécurité γ_b , tient compte d'éventuels défauts localisés ainsi que de la réduction possible de la résistance mise en œuvre par rapport à la résistance caractéristique défini a priori.

- Situation durables ou transitoires $\gamma_b = 1,5$.
- Situation accidentelles $\gamma_b = 1,15$.

• Le coefficient de minoration de 0,85 de la résistance du béton, tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application de la charge et des conditions de bétonnage et d'hygrométrie qui conduisent à la face supérieure de la zone comprimée, à une dessiccation plus rapide et en conséquence, à une diminution de la résistance à la compression.

Lorsque la section n'est pas entièrement comprimée, le calcul à l'état limite ultime peut être effectué en substituant au diagramme parabole-rectangle le diagramme rectangulaire simplifié



L'emploi du diagramme rectangulaire donne une bonne approximation des efforts dans le cas d'une déformation extrême du béton $\epsilon_{bc} = 3,5\%$.

Modules de déformation longitudinales :

Pour un chargement d'une durée d'application $< 24h$.

Le module de déformation instantané $E_{ij} = 12 \times 10^3 (f_{cj})^{1/3}$ agit de j jours. Pour un chargement de longue durée d'application, le module de déformation E_{vj} est pris égal à $E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3}$.

Pour les vérifications courantes, l'âge du béton est $> 28j$ et l'on considère un module « de courte durée » (E_i), et un module de longue durée » (E_v).

$$E_i = 12000 (f_{c28})^{1/3}$$

$E_v = \frac{E_i}{3}$, l'augmentation de résistance au delà de 28 j ne change pas d'une manière significative la valeur du module.

B. Aciers: se distingue. suivant leur nuance et leur état de surface.

Aciers (Armature de type 1): barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur.

- Armature de type 2: barre à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par traction ou torsion sans réduction de section.

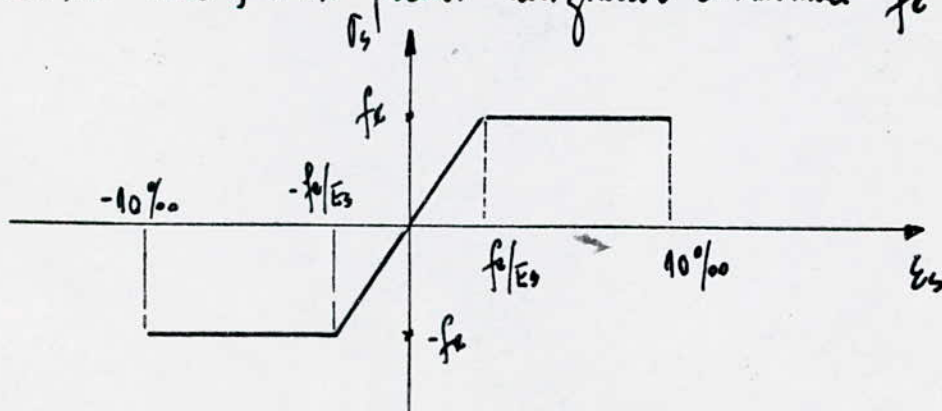
Caractères mécaniques: la limite élastique et la forme du diagramme contrainte - déformation. sont les seules caractéristiques utiles à la justification d'une section.

TYPE	DESIGNATION (NUANCES)	LIMITE D'ELASTICITÉ (f _e) (MPa).
BARRE HA (type 1 et 2)	FcE 40	400
	FcE 50	500.

Diagramme contrainte. de formation

Aciers de type 1 :

Il se compose de la droite de HOOKE de pente $E_s = 200 \times 10^3$ M.Pa, d'un palier horizontal d'ordonnée f_e .



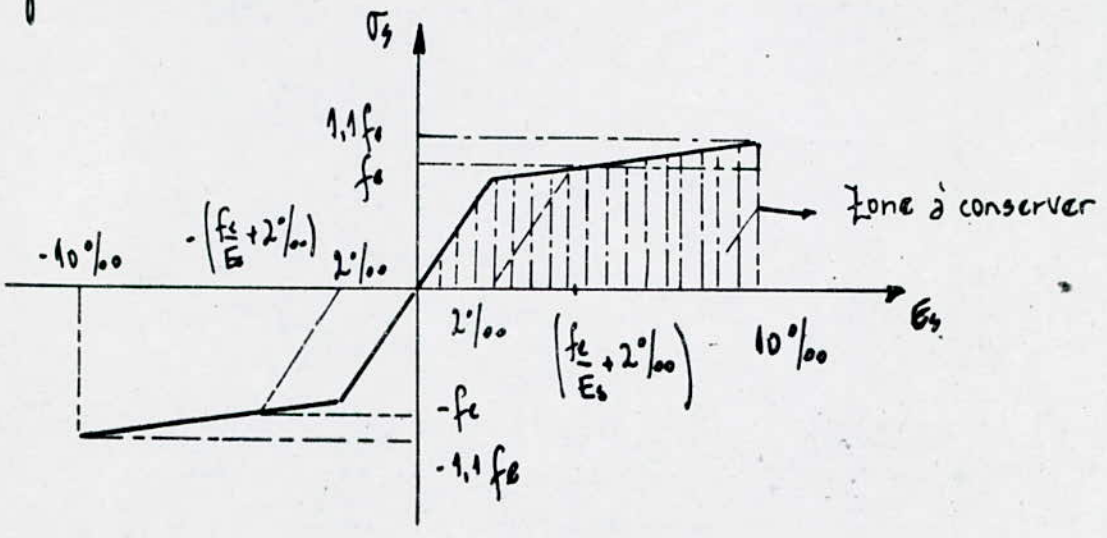
Pour les aciers type 2.

Il se compose de la droite de Hooke de pente 200×10^3 MPa, d'une partie courbe pour $\sigma_s \geq 0.7 f_e$.

L'equation dans le repère (ϵ_s, σ_s) .

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + 0,823 \left[\frac{\sigma_s}{f_e} \pm 0,7 \right]^5 \quad \left\{ \begin{array}{l} - \text{Pour } \sigma_s \geq 0,7 f_e \\ + \text{Pour } \sigma_s < 0,7 f_e. \end{array} \right.$$

Le BAEL. admet comme diagramme de calcul (contrainte - deformation), une autre representation ne comportant que des segments de droites.



Charges Et Surcharges.

I Charges Permanentes:

1°. PLANCHER TERRASSE :

- Gravieron (Protection)	4cm.	$\gamma = 1800$	72 Kg/m ²
- Etanchéité multicouche			10 "
- Forme de pente	0,12	$\times 2000$	240 "
- chappe de beton	3cm	$\times 2200$	66 "
- Isolation thermique (Lierre)	9cm	$\times 400$	20 "
- Dalle en B.A	16cm	$\times 2500$	400 "
- Faux plafond	3cm	$\times 1800$	54 "

$G = 862 \text{ Kg/m}^2$

2°. PLANCHER INDUSTRIEL:

- Dalle en B.A	16cm		400 Kg/m ²
- chappe de beton	5cm		110 "
- Isolation phonique			10 "
- Faux plafond			54 "

$G = 574 \text{ Kg/m}^2$

3°. PLANCHER - REZ DE CHAUSSÉE

- Carrelage			44 Kg/m ²
- Mortier de pose			74 "
- dalle	20cm		500 "
- Cloison			75 "
- Beton mazière	10cm		210 "

$G = 903 \text{ Kg/m}^2$

4°. ACROTÈRE

0,40 x 0,12 x 2500

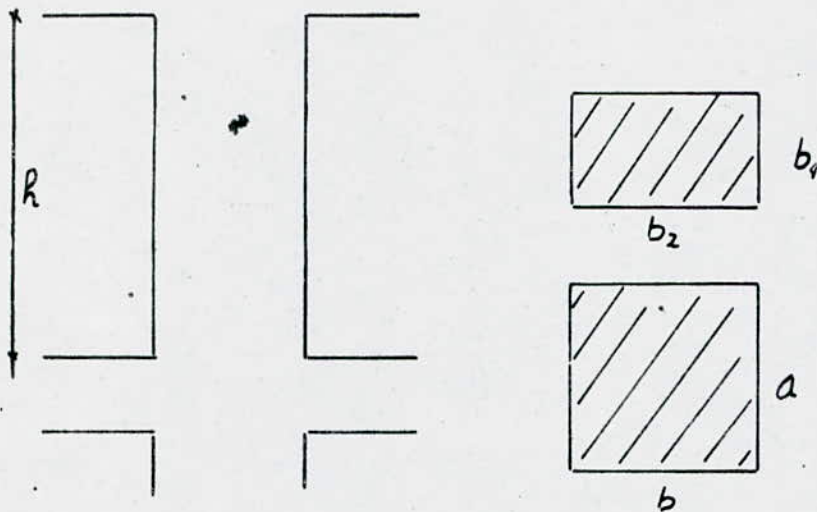
120 Kg/ml

II Surcharges d'Exploitation:

- Plancher terrasse (Inaccessible).		100 Kg/m ²
- Plancher Industriel		1000 "
- Plancher P.D.C. (Bureaux)		250 "

Predimensionnement

- Ossature auto-stable
- Prescriptions relatives au coffrage. (RPA).



- Poteaux : doivent vérifier les conditions suivantes :

$$* A = b_1 \times b_2 \geq \frac{k \cdot N}{\sigma_{28}^c}$$

k : coefficient qui dépend de la Zone sismique
($k=1$ en Zone II)

$$* \min(b_1, b_2) \geq 30 \text{ cm}$$

$$* \frac{1}{3} \leq \frac{b_1}{b_2} \leq 3$$

$$* \min(b_1, b_2) \geq \frac{h}{20}$$

- Poutres : $b \geq 20$ en Zone I et II.
 $a/b \leq 3$

- Longrines : Elles auront les dimensions minimales suivantes:

25 cm x 30 cm. Pour les sols de fondation de consistance moyenne.

30 cm x 30 cm. Pour les sols meubles ou ayant une forte teneur en eau.

1) Predimensionnement des poutres :

- la portée maximale dans les deux sens est de 7,80m

soit b , la largeur de la poutre.

h_t , la hauteur de la poutre.

$$\frac{l}{19} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 52 \text{ cm} \leq h_t \leq 78 \text{ cm} \Rightarrow h_t \begin{cases} 70 \text{ cm} \\ 80 \text{ cm} \end{cases}$$

$$0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \Rightarrow 21 \text{ cm} \leq b \leq 49 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 35 \text{ cm} \end{cases}$$

- Poutrelles $\rightarrow 30 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$

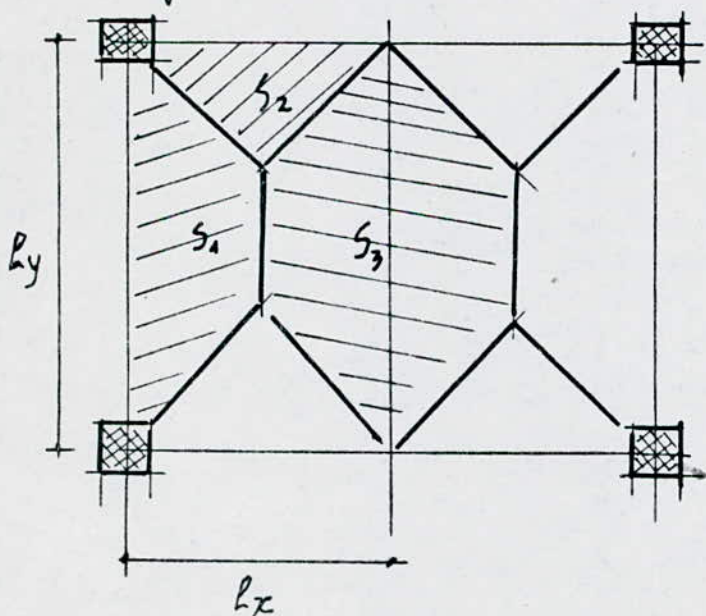
- Poutres $\rightarrow 35 \text{ cm} \times 80 \text{ cm}$.

2) Predimensionnement des poteaux : on fait une descente de charge

par niveau, afin de déterminer les effets normaux qui agissent sur chaque poteau (sous les charges G et E), qu'on majorera de 10% pour tenir compte des effets horizontaux.

PLANCHER TERRASSE.

$$0,4 < \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,90}{7,80} = 0,5 < 1 \quad (\text{Repartition trapézoïdale}).$$



$S_1 = 11,41 \text{ m}^2$

$S_2 = 3,803 \text{ m}^2$

$S_3 = 22,815 \text{ m}^2$

La charge par m² de dalle $q = G + 1,2P = 862 + 1,2 \times 100 = 982 \text{ kg/m}^2$

L'effort N dans le poteau d'angle :

$$\frac{11,41 \times 982}{2} + 3,803 \times 982 + \frac{22,815 \times 982}{4} = 15 \text{ t}$$

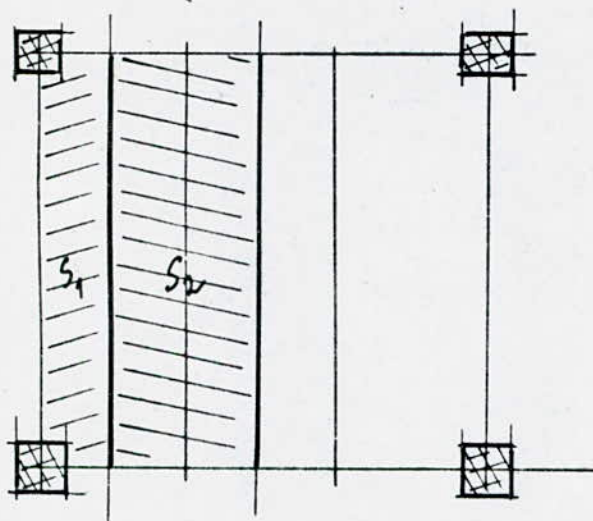
-majoration de 10% $\rightarrow N_a = 16,5 \text{ t}$

• Poteau de rive reprend $2 \times N_a = 33 \text{ t}$

• Poteau Intermediaire reprend $4 \times N_a = 66 \text{ t}$.

PLANCHER (I et II) COURANT

$$\frac{P_x}{L_y} = \frac{2,60}{7,80} = 0,33 < 0,4 \rightarrow \text{Repartition rectangulaire.}$$



$$q = G + 1,2P = 574 + 1,2 \times 1000 = 1774 \text{ Kgs/m}^2$$

$$S_1 = 10,14 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 20,28 \text{ m}^2$$

Le poteau d'angle sera sollicite' par un effort :

$$\left(\frac{10,14}{2} + \frac{20,28}{2} \right) \times 1774 = 27 \text{ t} \times 1,10 (\text{majoration}) = 29,7 \text{ t}$$

$N_a = 29,7 \text{ t}$.

- Poteau de rive : $N_r = 2 \times N_a = 59,4 \text{ t}$

- Poteau Intermediaire $N_i = 4 \times N_a = 118,8 \text{ t}$.

CALCUL D'EFFORT NORMAL POUR CHAQUE POTEAU.

• Niveau 1er de chaussée :

- Poteau d'angle (60x60) $N_2 = 16,5 + 29,7 + 29,7 = 80t$
- Poteau de rive (60x60) $N_1 = 33 + 59,4 \times 2 = 151,8t$
- Poteau Intermédiaire (70x70) $N_0 = 66 + 118,8 \times 2 = 303,6t$

• Niveau II

- Poteau 50x50 $N_1 = 92,4t$
- " 60x60 $N_0 = 184,8t$

• Niveau Terrasse : (II).

- Poteau 50x50 $N_0 = 66t$

• la formule donnée par le RPA $A = b_1 + b_2 \geq \frac{4N}{\sigma_{28}}$ est vérifiée pour chaque poteau, à chaque niveau.

Etude au Seisme.

- INTRODUCTION -

Une grande partie du territoire algérien est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses d'ordre sismique. L'intensité de ces secousses est suffisante pour causer d'importants dommages et/ou ruines des structures, à moins que celles-ci ne soient conçues et construites de manière adéquate pour résister à ces effets, c'est dans ce but que le D.T.4 et le C.T.C ont mis au point les règlements suivants:

"Règles PS69", "Complément du C.T.C aux règles PS69" et le "R.P.A 81"

- PRINCIPE DE CALCUL. -

Dans la conception des présents règlements cités ci-dessus, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictif dont les effets sont censés équivaloir à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal, les forces sismiques horizontales équivalentes, sont considérées appliquées successivement dans deux directions orthogonales choisies par le projecteur; Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Remarque 1: Notre bâtiment satisfait toutes les conditions données par l'article 3.2.11 du R.P.A 81 pour pouvoir utiliser la méthode statique.

Remarque 2: Notre bâtiment étant carré, on ne l'étudiera que dans une seule direction horizontale.

Détermination des charges Sismiques

Les charges sont supposées concentrées au milieu des planchers

ou poteaux : G - charges permanentes.

P - Surcharges.

* Niveau III

Surface du plancher $S = (23,4 + 0,3)^2 = 561,7 \text{ m}^2$

• charges permanentes

- plancher terrasse $0,862 \times 561,7 = 484,20 \text{ t}$

- Acrotère $0,16 \times 0,40 \times 2,5 \times 95,6 = 11,47 \text{ t}$

- retombee des poutrelles $7 \times (0,30 \cdot 0,54 \cdot 2,5 \cdot 22,35) = 63,36 \text{ t}$

- retombee des poutres $4 \cdot (0,35 \cdot 0,64 \cdot 2,5 \cdot 21,90) = 49,06 \text{ t}$

- $\frac{1}{2}$ poteaux $16 \cdot \frac{0,5^2 \cdot 2,5 \cdot (4,80 - 0,10)}{2} = 23,06 \text{ t}$

- $\frac{1}{2}$ murs extérieurs $\frac{1}{2} \{ 2 \cdot 21,9 \cdot (4,80 - 0,80) + 2 \cdot 21,9 \cdot (4,80 - 0,70) \} \cdot 0,3 = 53,22 \text{ t}$
 $G = 684,51 \text{ t}$

• Surcharges

$P = 0,100 \cdot 561,7 = 56,17 \text{ t}$

$W_{III} = G + \frac{1}{5} P = 695,75 \text{ t}$

* Niveau II

• charges permanentes

- plancher $0,574 \cdot 561,70 = 322,42 \text{ t}$

- retombee des 10 poutrelles $90,52 \text{ t}$

- retombee des 4 poutres $48,83 \text{ t}$

- poteaux (12 poteaux 50.50 + 4 poteaux 60.60) $48,95 \text{ t}$

- Murs extérieurs $106,44 \text{ t}$

$G = 617,16 \text{ t}$

• Surcharges

- surcharge machines (600 kg/m²) $0,6 \cdot (23,4 \cdot 15,6) = 219,02 \text{ t}$

- surcharge personnel (400 kg/m²) $0,4 \cdot (23,4 \cdot 15,6) = 146,02 \text{ t}$

- surcharge stockage (1000 kg/m²) $1 \cdot (23,4 \cdot 7,80) = 182,52 \text{ t}$

$$W_{II} = G + P_m + P_s + \frac{1}{2} P_p = 617,16 + 219,02 + 182,52 + \frac{1}{2} \cdot 146,02$$

$$W_{II} = 1093,21 \text{ t}$$

* Niveau I *

• charges permanentes.

- Plancher $322,42 \text{ t}$

- retombées des 10 poutrelles $90,52 \text{ t}$

- retombées des 4 poutres $48,16 \text{ t}$

- poteaux (12 poteaux 60x60 + 4 poteaux 70x70) $62,18 \text{ t}$

- Murs extérieurs $106,44 \text{ t}$

$$G = 629,72 \text{ t}$$

• Surcharges

$P_m = 219,02 \text{ t}$

$P_p = 146,02 \text{ t}$

$P_s = 182,52 \text{ t}$

$$W_I = 629,72 + 219,02 + 182,52 + \frac{1}{2} \cdot 146,02 = 1104,30 \text{ t}$$

$$W_I = 1104,30 \text{ t}$$

Etude aux Règles PS69 ; PS69 + Complément C.T.C

Les systèmes équivalents résultent de la combinaison

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

Ces divers systèmes partiels sont définis dans les articles 3,111-11
3,111-12 et 3,111-13 des "Règles PS69"

$$S_H = \bar{v}_H \cdot W \quad ; \quad S_V = \pm \bar{v}_V \cdot W$$

avec $\bar{v}_H = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$ Coefficient sismique de l'élément considéré

$$\bar{v}_V = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \bar{v}_H \quad \text{Coefficient sismique vertical}$$

$$\text{Pour } \alpha < 1, \quad \bar{v}_V = \bar{v}_H$$

W = poids des charges permanentes et surcharges propres à l'élément

- Coefficient sismique dans la direction horizontale

$$\bar{v}_H = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$$

Dans cette formule, $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ sont des coefficients sans dimensions dénommés respectivement

- Coefficient d'intensité
- Coefficient de réponse
- Coefficient de distribution
- Coefficient de fondation

Ces coefficients sont définis clairement dans les articles 3,112-12
jusqu'à 3,112-15 des règles PS69

- $\alpha = 1,5$ (= 1,8 d'après C.T.C) zones de forte sismicité (III)
- $\alpha = 1$ zones de moyenne sismicité (II)
- $\alpha = 0,5$ zones de faible sismicité (I)

• Notre bâtiment (Industriel) se situe dans la catégorie de l'amortissement faible : $\beta = \frac{0,105}{\sqrt{T^3}}$
 avec $0,075 \leq \beta \leq 0,175$ pour les ouvrages fondés sur une importante formation de sols meubles

T : étant la période du bâtiment

Notre bâtiment étant de forme géométrique simple (carré) et présentant une symétrie dans les deux directions orthogonales, la période de celui-ci sera donc déterminée par la formule forfaitaire donnée par les "règles PS69" et le "RPA 81"

Contreventement par ossature autostable de Béton armé

$$T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}}$$

H : hauteur du bâtiment

L : dimension en plan du bâtiment

$$\begin{matrix} L_x = L_y = 24 \text{ m} \\ H = 14,80 \text{ m} \end{matrix} \quad \left| \longrightarrow \right. \quad T = 0,30 \text{ s}$$

D'où on déduit la valeur de β

$$\beta = 0,259$$

Comme $0,075 \leq \beta \leq 0,175$

on prendra :

$$\beta = 0,175$$

- $\delta = 1,15$

terrazz de consistance moyenne
Semelles superficielles

• évaluation de γ et de Γ

en zone II $\alpha = 1$ donc $\Gamma = 1.0,175.1,15. \gamma = 0,20.\gamma$

Les valeurs de γ et Γ sont représentées par le tableau suivant.

Niv	Z (m)	Z ²	M (t)	Z.M	Z ² .M	$\frac{\sum M.Z}{\sum M.Z^2}$	h (m)	γ	$\Gamma_H = \Gamma_V$
III	14,4	207,36	695,75	10018,80	144270,72	0,954	14,4	1,356	0,273
II	9,60	92,16	1093,21	10494,82	100750,23	0,954	9,60	0,916	0,184
I	4,80	23,04	1104,30	5300,64	25443,07	0,954	4,80	0,458	0,092

- Les valeurs de γ sont évaluées à l'aide de la formule

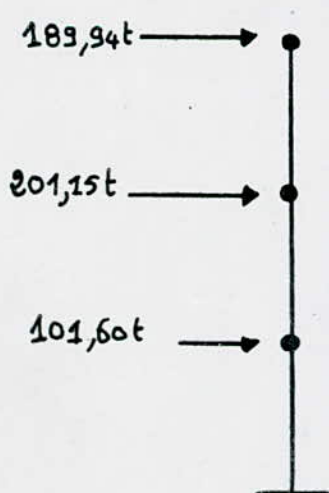
$$\gamma(h) = h \cdot \frac{\sum Z \cdot M(Z)}{\sum Z^2 \cdot M(Z)}$$

avec $M(Z)$ = masse concentrée à la cote Z.

* FORCES SISMQUES :

On remarquera que $\Gamma_H = \Gamma_V \rightarrow F_H = F_V = \Gamma \cdot W$

Niv	W (t)	Γ	F _H (t)	F _{accumulée} (t)
III	695,75	0,273	189,94	189,94
II	1093,21	0,184	201,15	391,54
I	1104,30	0,092	101,60	493,14



modélisation sous forme de console.

Etude au RPA 81

- CALCUL DES FORCES SISMIQUES.

L'intensité de la force horizontale totale est donnée par la formule de l'article 3.3.1 du R.P.A 81

$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$$

V = force horizontale totale.

A = coefficient d'accélération des zones (voir art 3.3.1.1)

D = Facteur d'amplification dynamique moyen (voir art 3.3.1.2)

B = facteur de Comportement de la structure (art 3.3.1.3)

Q = facteur de qualité (art 3.3.1.4)

W = poids de la structure. (art 3.3.1.5)

Et ce qui concerne notre bâtiment on a :

- $$A = \begin{cases} 0,08 & \text{en zone I} \\ 0,15 & \text{en zone II} \\ 0,25 & \text{en zone III} \end{cases}$$

- $T = 0,3 \text{ s} \longrightarrow D = 2$

- $B = 1/4$ portique autostable.

- $Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0,1 + 0,1 = 1,2$.

- $W = W_{III} + W_{II} + W_I = 695,75 + 1093,21 + 1104,30 = 2893,26 \text{ t}$

D'où la valeur de la force V (en zone II)

$$\begin{aligned} V &= 0,15 \cdot \frac{1}{4} \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 2893,26 \\ &= 0,09 \cdot 2893,26 \\ &= 260,4 \text{ t} \end{aligned}$$

- Distribution de la force horizontale totale - Art 3.3.3

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

dans notre cas $F_t = 0$ car $T = 0,3s < 0,7s$

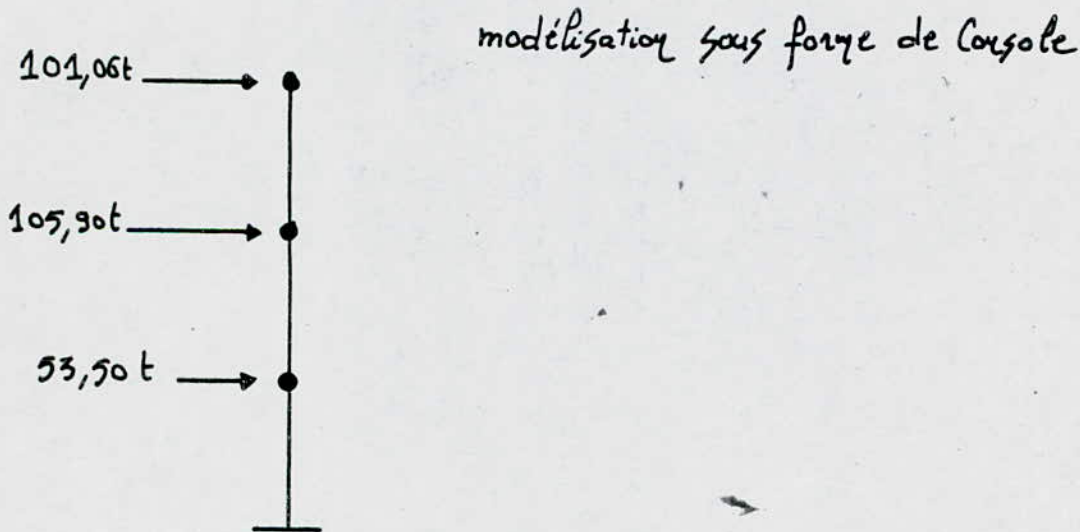
l'effort horizontal total V doit être distribué par la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_k = \frac{(V - F_t) \cdot w_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i}$$

F_k = effort horizontal au niveau k

$w_{i,k}$ = partie de w se trouvant au niveau considéré

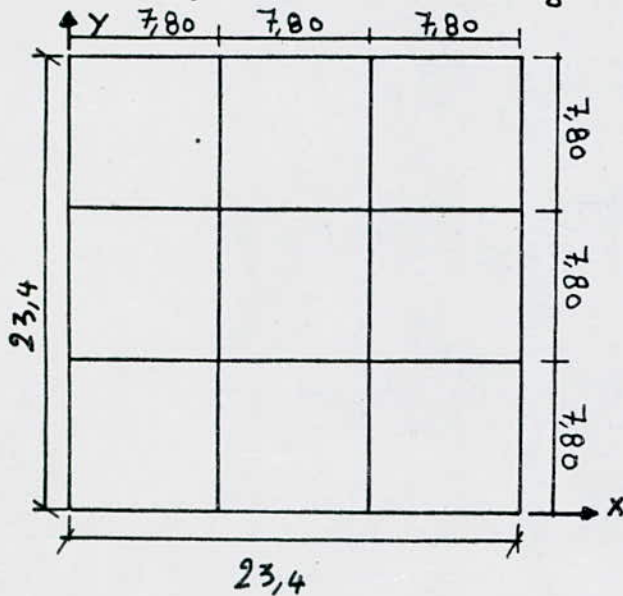
Niv	$h_i = h_k$ (m)	$w_i = w_k$ (t)	$w_k \cdot h_k$	F_k (t)
III	14,4	695,75	10018,80	101,06
II	9,60	1093,21	10494,82	105,90
I	4,80	1104,30	5300,64	53,50



Etude a la Torsion

Bien que notre bâtiment soit symétrique, ne présentant aucune excentricité théorique, le complément du C.T.C aux règles PS69, comme le R.P.A 81 préconise de prendre quand même une excentricité accidentelle évaluée à 5% de la plus grande dimension du bâtiment.

- Détermination du Centre de gravité des planches -



$$x_G = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} ; y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

Comme notre bâtiment est symétrique on a directement

$$x_G = 23,4 / 2 = 11,70 \text{ m}$$

$$y_G = 23,4 / 2 = 11,70 \text{ m}$$

- Détermination du Centre de torsion des planches -

$$x_T = \frac{\sum I_{x_i} \cdot x_i}{\sum I_{x_i}} ; y_T = \frac{\sum I_{y_i} \cdot y_i}{\sum I_{y_i}}$$

$I_x ; I_y$: moment d'inertie du poteau de planche considéré suivant l'une ou l'autre des deux directions.

Ce moment d'inertie est calculé par rapport à un axe passant par le c.d.g du poteau considéré.

Pour tous les niveaux on trouve :

$$x_T = 11,70 \text{ m}$$

$$y_T = 11,70 \text{ m}$$

Conclusion: Comme les CdG et CdT des planches sont confondues
notre bâtiment n'est donc pas soumis à des couples de torsion

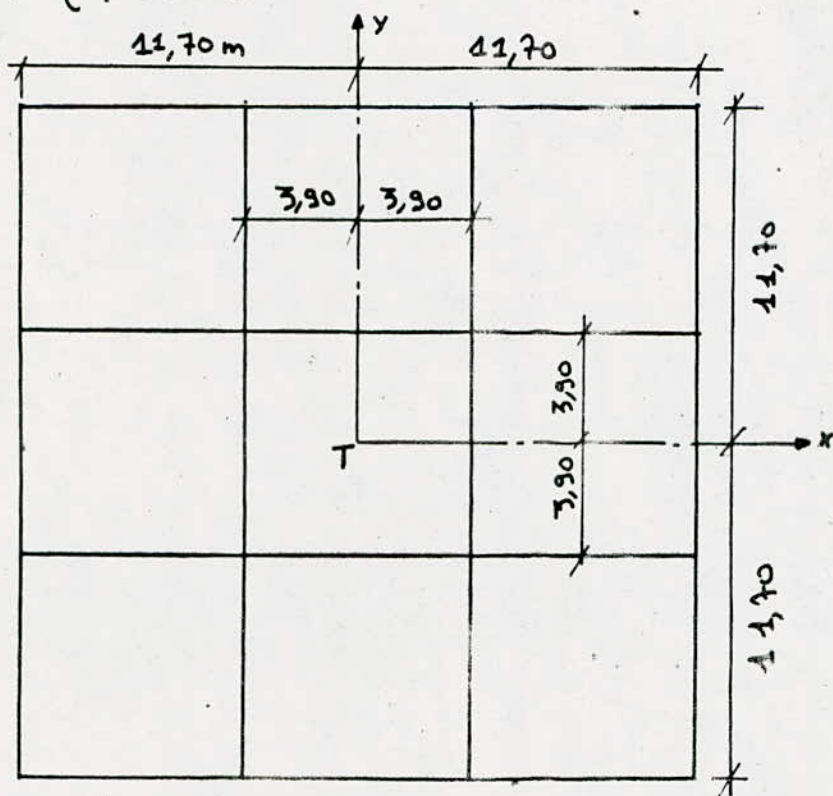
- Torsion accidentelle -

5% de la plus grande dimension du bâtiment

$$L = 23,4 + 0,6 = 24 \text{ m.}$$

$$e = 5\% \cdot 24 = 1,2 \text{ m.}$$

- détermination* des forces horizontales dues à la torsion accidentelle -
on déterminera en premier lieu les forces horizontales due à un moment de torsion unitaire.



$$F_{Tx} = k \cdot I \cdot x \text{ suivant } x ; F_{Ty} = k \cdot I \cdot y \text{ suivant } y$$

k: coefficient de proportionnalité de niveau

I: moment d'inertie du poteau considéré (T à l'axe passant par son CdG)

x, y: coordonnées du poteau considéré / au repère (x, y)

- Calcul des coefficients de proportionnalité K unitaire -

on calculera les K pour un moment de torsion unitaire; d'où

$$K = \frac{1}{\sum I_x x^2 + \sum I_y y^2}$$

Comme on a des poteaux carrés on aura donc

$$K = \frac{1}{2 \sum I x^2}$$

. Niveau III : 10 poteaux 50×50 ($I = 5,21 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$)

$$K_{III} = \frac{1}{5,21 \cdot 10^{-3} (8 \cdot 11,7^2 + 8 \cdot 3,9^2) \times 2} = 0,0789$$

. Niveau II : 12 poteaux $50 \cdot 50$ $I = 5,21 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$
4 poteaux $60 \cdot 60$ $I = 10,80 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

$$K_{II} = \frac{1}{2 \times \{ 5,21 \cdot 10^{-3} (8 \cdot 11,7^2 + 4 \cdot 3,9^2) + 10,8 \cdot 10^{-3} (4 \cdot 3,9^2) \}} = 0,0749$$

. Niveau I : 12 poteaux $60 \cdot 60$ $I = 10,80 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$
4 poteaux $70 \cdot 70$ $I = 20,0 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

$$K_I = \frac{1}{2 \times \{ 10,8 \cdot 10^{-3} (8 \cdot 11,7^2 + 4 \cdot 3,9^2) + 20 \cdot 10^{-3} (4 \cdot 3,9^2) \}} = 0,0365$$

En résumé :

$$K_{III} = 0,0789 \quad \text{niveau III}$$

$$K_{II} = 0,0749 \quad \text{niveau II}$$

$$K_I = 0,0365 \quad \text{niveau I}$$

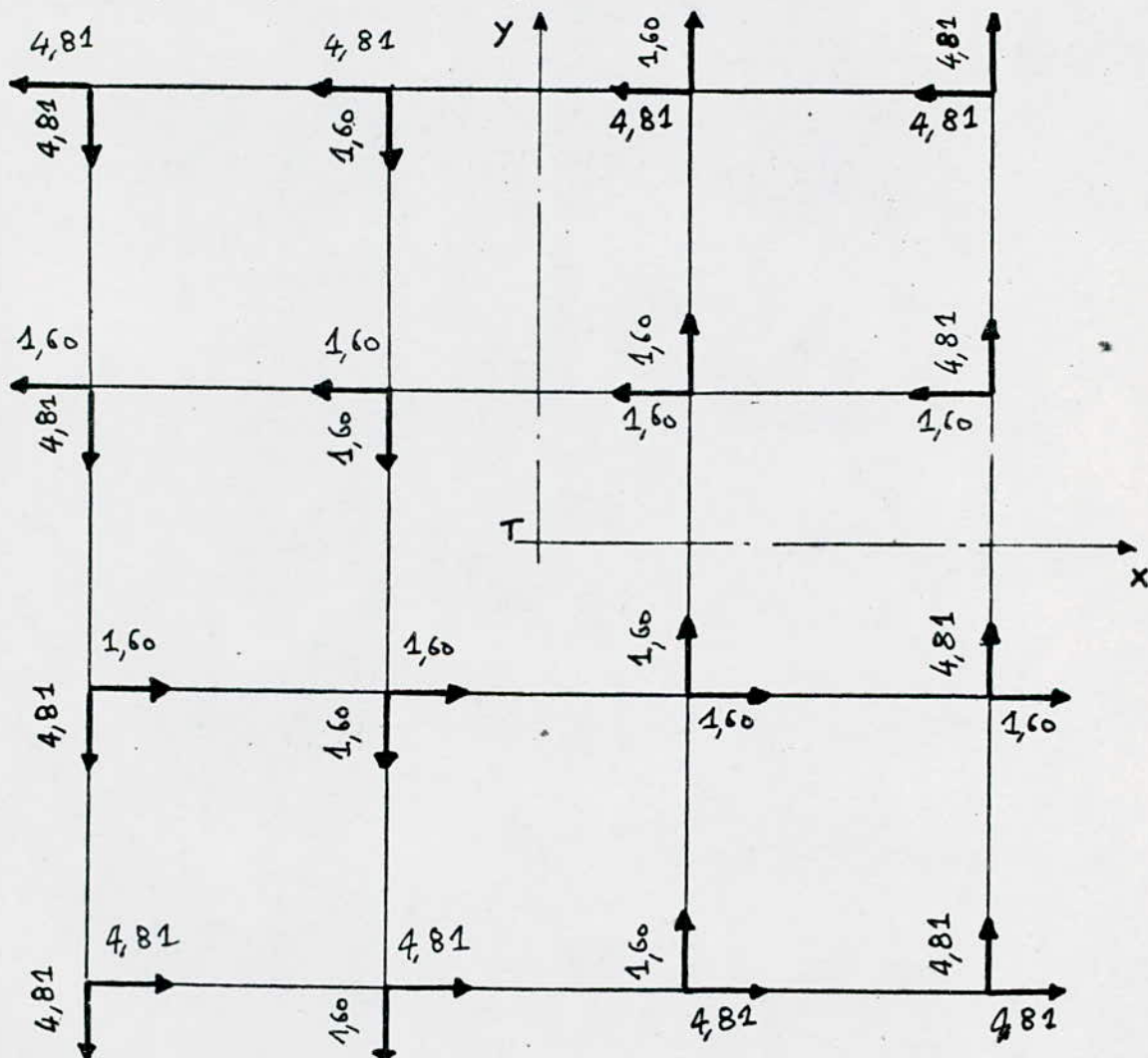
- Effet du Couple de Torsion Unitaire -

L'effet du couple de torsion d'axe vertical passant par T, se réduit à une rotation du plancher autour du point T. Le déplacement subi par la tête du poteau de coordonnées (x; y) a pour composantes -Ky et Kx
Soit I le moment d'inertie du poteau de coordonnées (x; y). Les actions horizontales sont -K.I.y (suivant x) et K.I.x (suivant y).

• Niveau III *

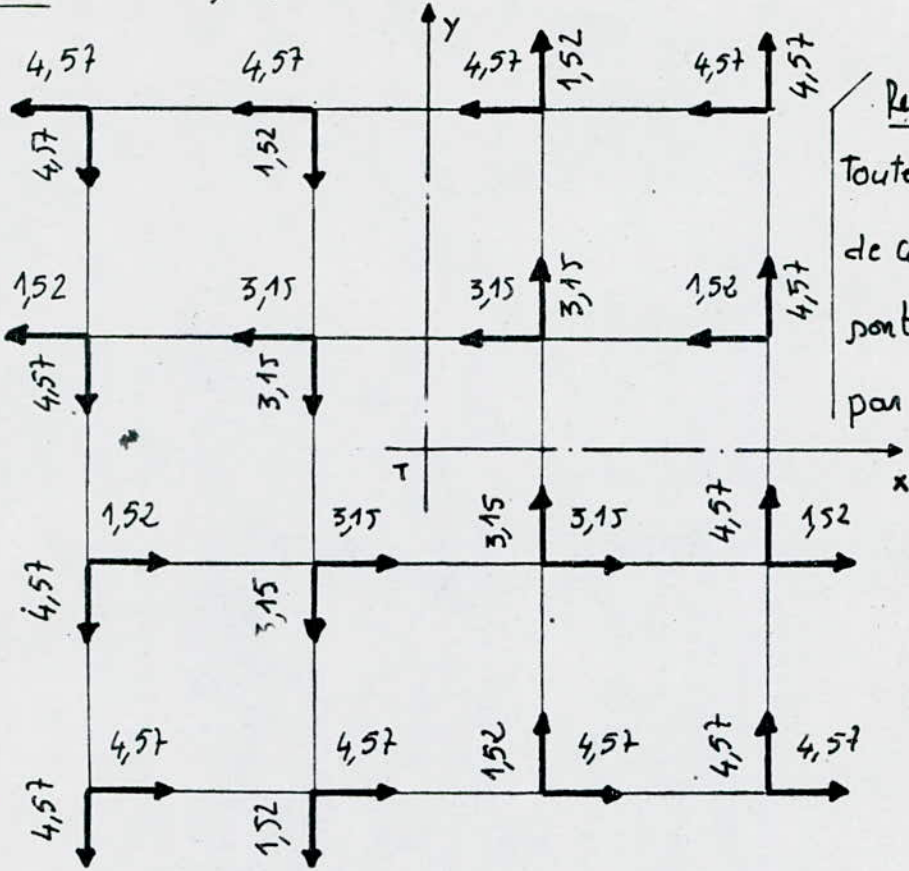
$K = 0,0789$

Un couple de torsion de 1 t.m appliqué en T, développe dans l'ossature les efforts reportés sur la figure ci-dessous ($\times 10^{-3}$)



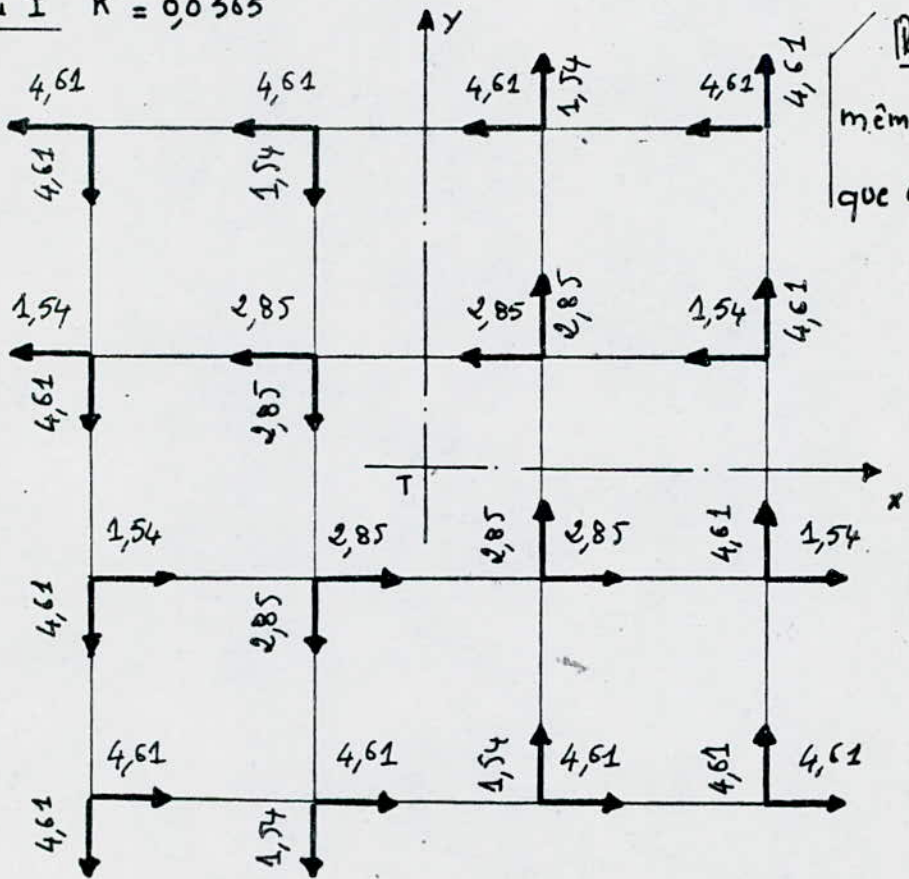
p.ex : $0,0789 \cdot 5,21 \cdot 11,7 = 4,81$
 $0,0789 \cdot 5,21 \cdot 3,9 = 1,60$

Niveau II $K = 0,0749$



Remarque :
Toutes les valeurs
de cette figure
sont à multiplier
par 10^{-3}

Niveau I $K = 0,0365$



Remarque :
même remarque
que ci dessus

- Remarque -

Les forces représentées sur les figures ci-dessus sont pour un couple de torsion unitaire. On aura à considérer les moments de torsion réels donnés par $M = F_H \cdot e$. donc pour avoir la force de torsion réelle il faudra multiplier les forces de torsion unitaire (représentées sur les figures ci-dessus) par le moment de torsion réel M

* Moments de Torsion réels -

	PS69 + C.T.C	RPA 81
Niv	Couples de torsion (t.m)	Couples de torsion (t.m)
III	227,93	121,27
II	241,38	127,08
I	121,92	64,20

$M = F_H \cdot e$

* Forces additionnelles dans les portiques -

	PS69 + Comp C.T.C		RPA 81	
Niv	Portiques de rives	portiques intermédiaires	Portiques de rives	Portiques intermédiaires
III	4,38 t	1,46 t	2,33 t	0,77 t
II	4,42 t	2,25 t	2,32 t	1,19 t
I	2,25 t	1,07 t	1,19 t	0,56 t

Exemples de calcul

$4 \times 4,81 \cdot 10^{-3} \times 227,93 = 4,38 t$

$4 \times 1,60 \cdot 10^{-3} \times 227,93 = 1,46 t$

$4 \times 4,57 \cdot 10^{-3} \times 241,38 = 4,42 t$

$2 \times (1,52 + 3,15) \cdot 10^{-3} \cdot 241,38 = 2,25 t$

- Forces horizontales dans les portiques -

Hypothèse de calcul : on a 4 portiques, on fera reprendre le $\frac{1}{4}$ de la force totale par chaque portique

	PS69 + Comp C.T.C		R.P.A 81	
NiV	Forces de niveau	Forces de portique	Forces de niveau	Forces de portique
III	189,94 t	47,49 t	101,06 t	25,26 t
II	201,15 t	50,29 t	105,90 t	26,50 t
I	101,60 t	25,40 t	53,50 t	13,40 t

- FORCES HORIZONTALES TOTALES AGISSANT SUR LES PORTIQUES

* Portiques de rive

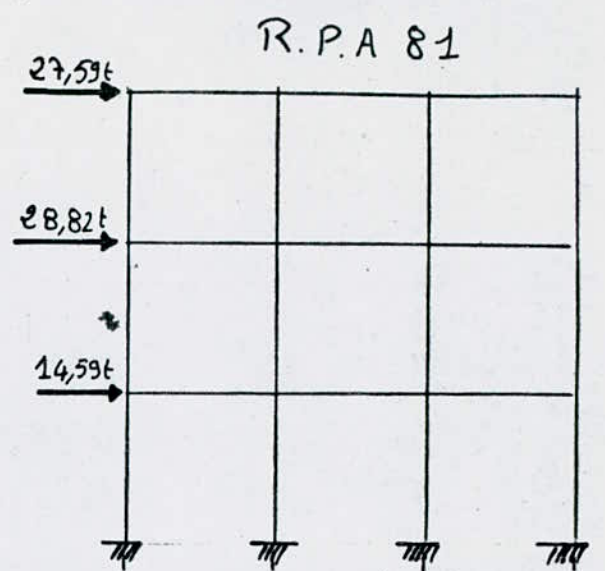
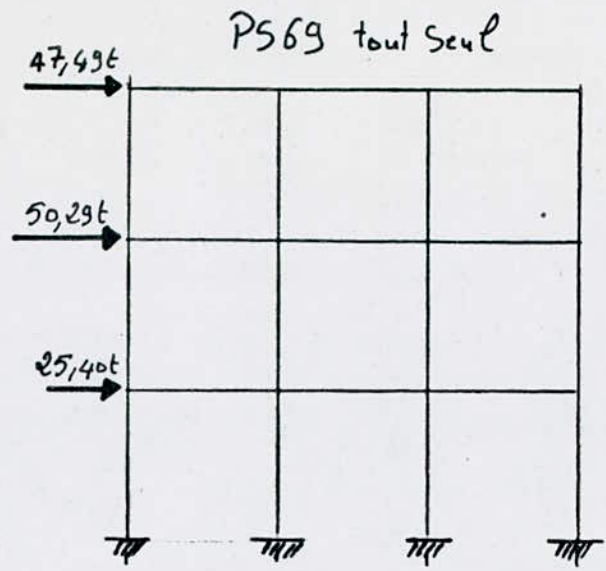
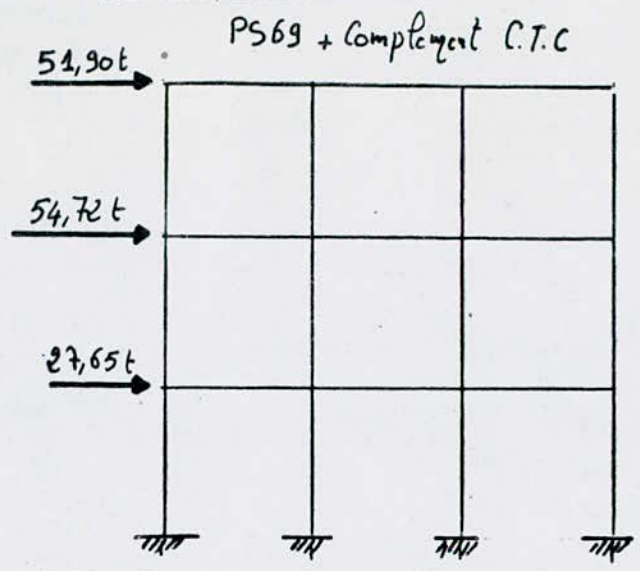
	PS69 + complément C.T.C				R.P.A 81			
	F _H (t)	F _{Torsion} (t)	F _{Totale} (t)	F _{niveau} (t)	F _H (t)	F _{Tor} (t)	F _{Tot} (t)	F _{niV} (t)
III	47,49	4,38	51,90	51,90	25,26	2,33	27,59	27,59
II	50,29	4,42	54,72	106,61	26,50	2,32	28,82	56,41
I	25,40	2,25	27,65	134,26	13,40	1,19	14,59	71,00

* Portiques intermédiaire

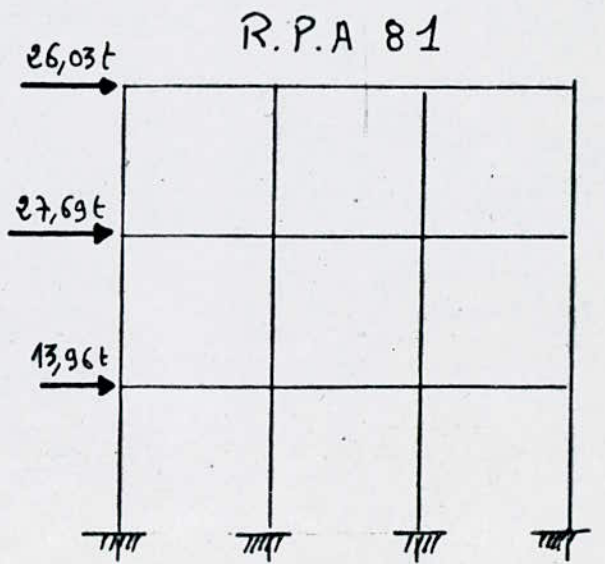
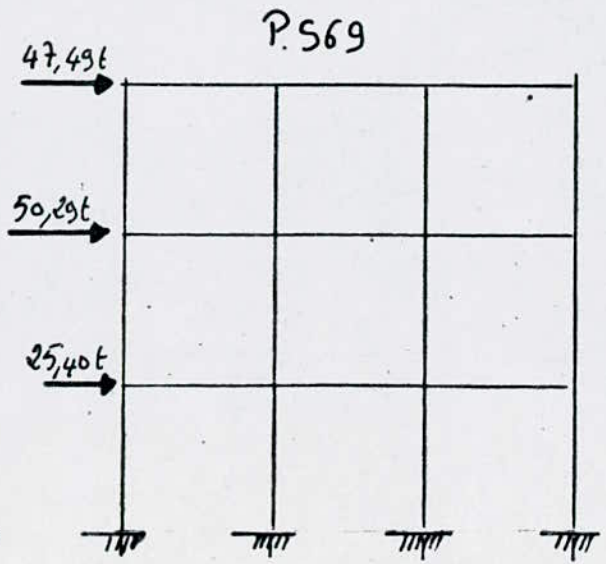
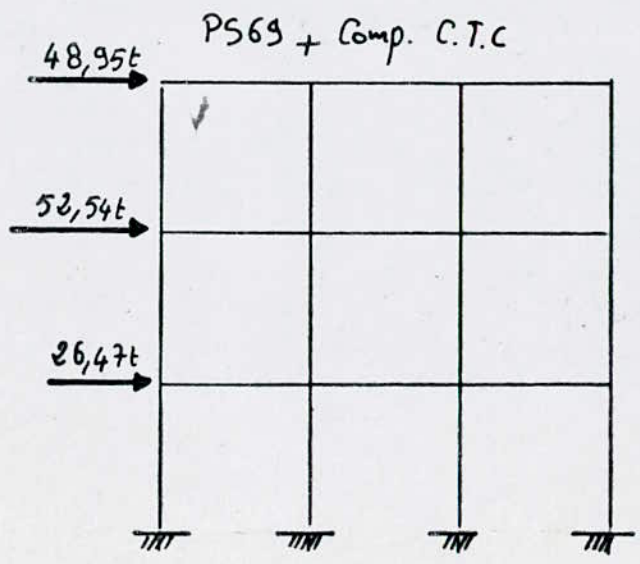
	PS69 + complément C.T.C				R.P.A 81			
NiV	F _H (t)	F _{Torsion} (t)	F _{Totale} (t)	F _{niV} (t)	F _H (t)	F _{Tor} (t)	F _{Tot} (t)	F _{niV} (t)
III	47,49	1,46	48,95	48,95	25,26	0,77	26,03	26,03
II	50,29	2,25	52,54	101,49	26,50	1,19	27,69	53,72
I	25,40	1,07	26,47	127,96	13,40	0,56	13,96	67,68

- Remarque : En ce qui concerne l'étude du "PS69 tout seul", on notera que ce sont exactement les mêmes efforts que ceux du "PS69 + complément C.T.C" sauf que la torsion accidentelle n'y figure pas.

* PORTIQUE DE RIVE



* PORTIQUE INTERMEDIAIRE.

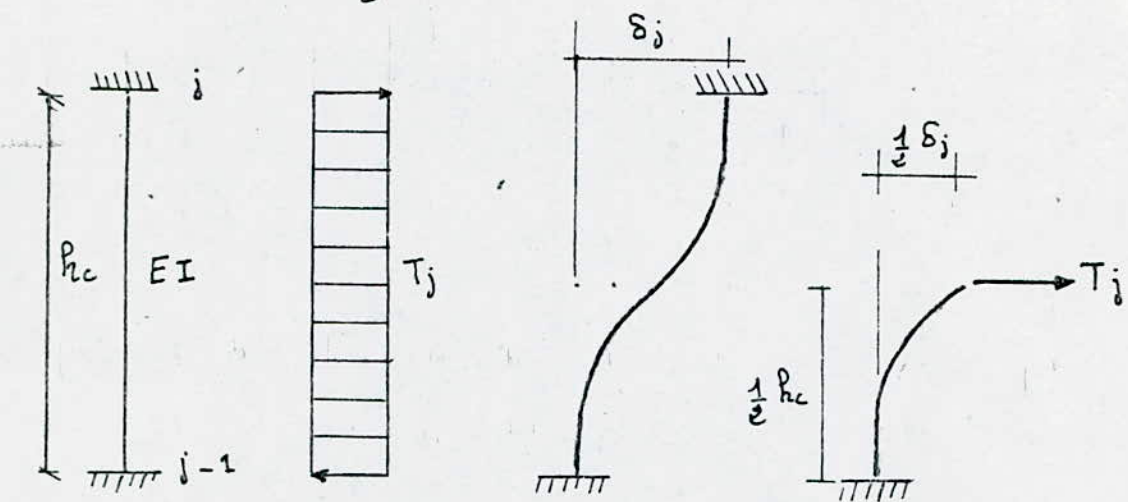


Calcul des Deformations horizontales

Nous allons effectuer la démonstration pour le cas d'un seul poteau mais les conclusions sont valables quelque soit le nombre de poteaux.

Nous étudierons un poteau au niveau "j" dont la hauteur de calcul est h_c et le moment d'inertie I

on supposera que le poteau est parfaitement encasté aux extrémités
on rappellera que l'effort tranchant de niveau, dans le cas de forces concentrées agissant au niveau des planches, est constant sur la hauteur d'un étage.



L'effort tranchant T_j produit un déplacement δ_j des extrémités du poteau. A mi hauteur, la courbure de la ligne élastique du poteau est nulle et donc $M=0$. la relation entre T_j et δ_j s'écrit alors comme pour une console sollicitée par une force concentrée à l'extrémité:

$$\frac{\delta_j}{2} = \frac{(\frac{1}{2} h_c)^3 \cdot T_j}{3 E \cdot I}$$

D'où :

$$\delta_j = \frac{T_j h_c^3}{12 E I}$$

T_j étant l'effort tranchant de niveau.

avec $E = 21000\sqrt{\sigma_j} = 21000\sqrt{1,2 \cdot 275} = 381484 \text{ kg/cm}^2$

h_c = hauteur de calcul = distance entre la face supérieure de la poutre inférieure et la face inférieure de la poutre supérieure plus $\frac{1}{2}$ de la dimension du poteau dans le plan du portique.

$$h_c = h_e + \frac{1}{2} h_{\text{poteau}}$$

GENERALISATION :

Pour un niveau composé de n poteaux la formule devient

$$S_j = \frac{T_s \cdot h_c^3}{12 E \sum_{i=1}^n I_i}$$

On déterminera les déplacements des niveaux de notre bâtiment en zone II puis on extrapolera nos résultats en zone I et III. Les déplacements seront donc calculés pour les 3 zones suivant les 3 règlements.

- Déplacements admissibles -

- Règles "P.569" $\bar{S} = \frac{\sqrt{h}}{1000} \cdot h$ Art 3.2.2
- Règles "P569 + C.T.C" $\bar{S} = \frac{2}{1000} \cdot h$ Complément C.T.C
- Règles "R.P.A 81" $\bar{S} = 0,0075 \cdot h$ Art 3.3.7.1

N.B : h = hauteur de l'étage = 4,80 m.

* Niveau 3

ou a 16 poteaux $50,50 \text{ cm}^2$ $\longrightarrow \Sigma I = 8.333333 \text{ cm}^4$

$$h_c = (4,80 - 0,70) + \frac{1}{2} 0,50 = 4,35 \text{ m}$$

- R.P.A 81 $\longrightarrow T_3 = 101,06 \text{ t}$

- P.569 + C.T.C $\longrightarrow T_3 = 189,94 \text{ t}$

- P.569 $\longrightarrow T_3 = 189,94 \text{ t}$

* Niveau 2

ou a 12 poteaux $50 \times 50 \text{ cm}^2$
4 poteaux $60 \times 60 \text{ cm}^2$ $\longrightarrow \Sigma I = 10.570000 \text{ cm}^4$

$$h_c = 4,40 \text{ m}$$

- R.P.A 81 $\longrightarrow T_2 = 206,96 \text{ t}$

- P.569 + C.T.C $\longrightarrow T_2 = 391,09 \text{ t}$

- P.569 $\longrightarrow T_2 = 391,09 \text{ t}$

* Niveau 1

ou a 12 poteaux 60×60
4 poteaux 70×70 $\longrightarrow \Sigma I = 20.963333 \text{ cm}^4$

$$h_c = 4,45 \text{ m}$$

- R.P.A 81 $\longrightarrow T_1 = 260,46 \text{ t}$

- P.569 + C.T.C $\longrightarrow T_1 = 492,69 \text{ t}$

- P.569 $\longrightarrow T_1 = 492,69 \text{ t}$

RPA-81

Niv	T_j (t)	R_c (cm)	ΣI (cm ⁴)	δ_j (cm)	$\delta_{j\text{réel}} = \delta_j \cdot 1/28$ (*)			$\bar{\delta} = 0,0075 \cdot R_c$
					zone I A=0,08	zone II A=0,15	zone III A=0,25	
3	101,06	435	8.333333	0,21	0,22	0,42	0,70	zone I $\rightarrow \bar{\delta} = 3,6\text{cm}$
2	206,96	440	10.570000	0,37	0,39	0,74	1,23	zone II $\rightarrow \bar{\delta} = 3,6\text{cm}$
1	260,46	445	20.963333	0,24	0,26	0,48	0,80	zone III $\rightarrow \bar{\delta} = 3,6\text{cm}$

(*) Voir art 33.71 du R.P.A 81

PS 69 + Complement du C.T.C.

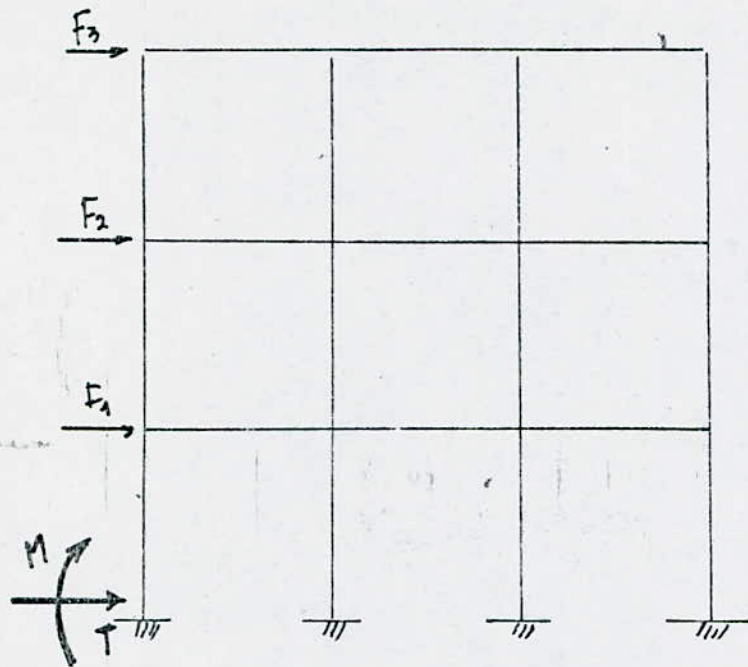
Niv	T_j (t)	R_c (cm)	ΣI (cm ⁴)	δ_j (cm)	δ_j			$\bar{\delta} = 2R_c/1000$
					zone I $\alpha=0,5$	zone II $\alpha=1$	zone III $\alpha=1,8$	
3	189,94	435	8.333333	0,40	0,20	0,40	0,72	zone I $\rightarrow \bar{\delta} = 0,96\text{cm}$
2	391,09	440	10.570000	0,72	0,36	0,72	1,30	zone II $\rightarrow \bar{\delta} = 0,96\text{cm}$
1	492,69	445	20.963333	0,46	0,23	0,46	0,83	zone III $\rightarrow \bar{\delta} = 0,96\text{cm}$

* P.S. 69

Niv	T_j (t)	R_c (cm)	ΣI (cm ⁴)	δ_j (cm)	δ_j			$\bar{\delta} = \sqrt{\alpha} \cdot R_c/1000$
					zone I $\alpha=0,5$	zone II $\alpha=1$	zone III $\alpha=1,5$	
3	189,94	435	8.333333	0,40	0,20	0,40	0,60	zone I $\rightarrow \bar{\delta} = 0,34\text{cm}$
2	391,09	440	10.570000	0,72	0,36	0,72	1,08	zone II $\rightarrow \bar{\delta} = 0,48\text{cm}$
1	492,69	445	20.963333	0,46	0,23	0,46	0,69	zone III $\rightarrow \bar{\delta} = 0,59\text{cm}$

Comparaison des 3 regles Parasismique.

1°. A partir des 3 regles, en fonction des 3 zones de sismicité, et ce pour la portique de rive (dont les elements sont les plus sollicités); les Efforts (M,T) sont donnés dans le Tableau qui suivra.



$$T = \sum F_i$$

$$M = \sum F_i d_i$$

	PS 69		PS 69 + CTC		RPA 81	
	T (t)	M (t.m)	T (t)	M (t.m)	T (t)	M (t.m)
Zone I	64,59	644,28	67,13	702,65	37,87	396,8
Zone II	127,18	1288,56	134,26	1405,30	71	744
Zone III	184,77	1932,84	241,67	2529,50	118,33	1240.

vu les efforts obtenus, les regles PS et PS + CTC sont nettement plus defavorable que ceux donnés par le RPA 81, de l'ordre de :

- 45% en Zone 2
- 51% " 3
- 40% " 1.

2°. A partir des 2 regles P4 et RPA . en fonction des zones 2 et 3. on evalue les sections minimales de Beton pour les poteaux et les poutres.

A/. POTEAUX : la section minimale sera determinée par la plus defavorable des sections donnees par les efforts horizontaux et les déplacements admissibles. et ce pour le poteau le plus sollicité (Portique intermediaire , Niveau 1).

METHODE DE CALCUL :

a/ Pour les efforts horizontaux : suivent les restrictions exigées pour chacune des regles pour la resistance des poteaux aux efforts horizontaux.

Effort tranchant pour le poteau central :

$$T_p = \frac{I}{\sum I} T_t$$

I : Inertie du Poteau

T_T : Effort horizontal sollicitant la file de Poteaux.

∑I : Somme des inerties de la file de Poteaux

On affectent toutefois le coefficient 0,8 aux moments d'inertie des poteaux de rive -

(Arti 5.3.12. du CEB 58).

La file de Poteau est composée :

2 Poteaux (60x60)

2 " (70x70)

$$T_p = \frac{20}{(10,8 \times 0,8 + 20) \times 2} \cdot T_t$$

TABEAU DE RESULTATS :

		ZONE II	ZONE III
	$T_e(t)$	$t_p(t)$	$t_p(t)$
P.S	123,18	43,00	64,5
R.P.A	67,48	27,64	39,4

La contrainte tangente admissible est $\bar{\tau}_b = 0,19 \cdot \sqrt{28}$

$$\bar{\tau}_b = 0,19 \times 270 = 40,9 \text{ kg/cm}^2$$

à partir de cette contrainte admissible, la section minimale exigée est donnée par :

$$\tau_b = \frac{T}{bZ}, \quad Z = \frac{bh^2}{8} \quad \left(\text{avec } d = \frac{h}{10} \right)$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \Rightarrow \frac{T}{bZ} = \frac{8T}{bh^2} = \frac{80T}{63b^2} \leq \bar{\tau}_b = 40,9$$

$$\Rightarrow b_{\min} = \sqrt{\frac{80T}{63 \times 40,9}}$$

Resultats: en (cm²).

	P.S 69	RPA
Zone II	40x40	40x40
Zone III	45x45	50x50

b). Pour les déplacements admissibles :

soit $\bar{\delta}_j$, le déplacement admissible par niveau.

$$\bar{\delta}_j = \frac{Th^3}{12E \sum I} \Rightarrow \sum I = \frac{Th^3}{12E \bar{\delta}_j}$$

$$= \frac{445^3}{12 \times 301484} \frac{T}{\bar{\delta}_j} = 19,25 \frac{T}{\bar{\delta}_j}$$

ΣI . des poteaux du Niveau (composé de 16 poteaux).

$$\Sigma I = b \cdot \frac{b^3}{12} \times 16 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{- on se fixe une dimension} \\ \text{du poteau : soit 60 cm.} \end{array} \right.$$

$$= 80 b^3$$

d'où $80 b^3 = 19,25 \frac{T}{\bar{I}_j} \Rightarrow b = \sqrt[3]{\frac{19,25}{80} \frac{T}{\bar{I}_j}}$

Resultats :

	PS 69			RPA 81		
	T	\bar{I}_j	b x b	T	\bar{I}_j	b x b
Zone II	492,69	0,48	65 x 65	260,46	3,6	40 x 40
Zone III	739,045	0,99	65 x 65	434,1		45 x 45

B) POUTRES : La section minimale sera déterminée pour la poutre sollicitée par le moment de flexion maximum due aux efforts horizontaux.

- METHODE DE CALCUL :

Le moment résistant de la poutre

$$M_r = k b h^2$$

avec $k = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\sigma}_b' \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) \times 1,9$ avec $\alpha = \frac{1,9 \bar{\sigma}_b'}{1,9 \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a}$

$$\alpha = 0,469 \Rightarrow k = 49$$

on fixe ($b = 35$ cm) et on détermine h $k b h^2 = M_r \Rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{M_r}{k b}} = \sqrt[3]{\frac{M_r}{1715}}$

Resultats :

	PS		RPA	
	M_r (t.m)	h (cm)	M_r	h (cm)
Zone II	128,48	90	67,97	65
Zone III	192,72	105	113,3	85

7) comparaison des coûts :

elle se fera à l'aide des quantités de béton nécessaires déterminées précédemment pour chaque Règle (P.S et RPA) en fonction des zones (2 et 3).

- METHODE DE CALCUL :

Métré de béton (m³).

	PS		RPA	
	Poutres	Poteaux	Poutres	Poteaux
Zone II	61	98	46	37
Zone III	71	98	59	58

L'évaluation en % de la différence entre les 2 règles est donnée par :

$$\frac{V_{db} \times 3000 \text{ DA/m}^3}{S.T.P \times 3500 \text{ DA/m}^2} = \%$$

V_{db} : Volume différentiel de béton

3000 DA/m³ , coût d'1 m³ de Béton Armé

3500 DA/m² , coût estimé par m² de surface de plancher de l'ouvrage.

S.T.P : Surface total des planchers

Résultats:

	Poteaux	Poutres	Ossature
Zone II	3%	0,75%	3,75%
Zone III	2%	0,60%	2,60%

Conclusion :

A travers ces résultats, nous venons de démontrer que la règle RPA 81 est la plus appropriée, à notre ouvrage.

Etude aux Charges horizontales.

Le calcul des efforts sous les forces horizontales sera fait suivant la méthode exposée dans les articles 53, 12 du C.C.B.A et B.8.1, 2 du B.A.E.L.

Les efforts qui agissent sur les poteaux et les poutres assurant le contreventement des bâtiments à étages, peuvent à défaut de calculs plus précis, être évalués à partir d'hypothèses logiques simples.

Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont la même hauteur et où les raideurs des différentes travées des poutres portées par les planches parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux, sont toutes supérieures ou $1/5$ de la raideur du poteau le plus raide, on peut admettre:

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

* que les poteaux des étages courants sont encastrés au niveau de chacun des planches et articulés à mi hauteur d'étage. Dans la hauteur de l'étage inférieure, les points de moments nul sont fixés en considération des liaisons avec les poutres de la première planche et les organes de fondations ainsi que des conditions de déformations des fondations.

* que les efforts normaux verticaux des poteaux d'une même file résultant de l'action des forces horizontales sont proportionnels à la distance de chacun des poteaux au point équidistant des deux poteaux de rive.

Il est bien évident que la méthode proposée ne saurait être considérée comme définissant un fonctionnement des ossatures rigoureusement conforme à la réalité; on peut la remplacer par tout autre schéma logique de fonctionnement. Si l'ossature est déterminée pour résister aux efforts résultants d'un tel schéma, on peut admettre que la sécurité à la rupture du système ne dépend pas du schéma employé, sous réserve que la ruine du système ne puisse provenir par une rupture de caractère fragile ou par instabilité de forme d'un ou de plusieurs de ses éléments, mais bien par la formation d'articulation à caractère plastique.

- Principe de calcul -

Le principe de calcul sera vu directement sur un exemple de calcul bien détaillé.

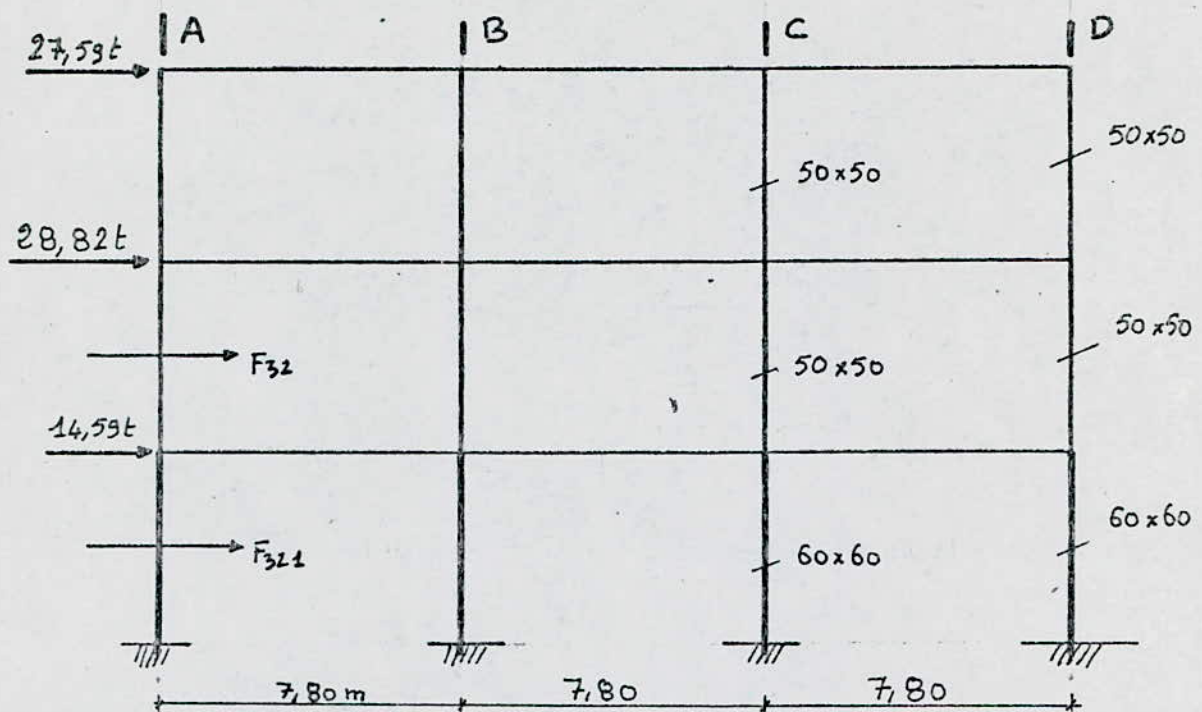
- Remarque -

Vu la symétrie de notre bâtiment, on aura à étudier deux portiques sous les forces horizontales:

- . un portique de rive
- . un portique intermédiaire.

L'étude de ces portiques sera faite, comme on l'a déjà citée avec les forces horizontales données par le R.P.A 81.

ETUDE DU PORTIQUE DE RIVE :



- Remarque - Dans la hauteur de l'étage inférieur, vu que les poteaux sont supposés encastrés dans le niveau R.D.C qui est directement posé sur le sol, on admettra donc qu'ils sont articulés à mi hauteur comme pour les poteaux des niveaux supérieurs.

- Caractéristiques des poteaux -

Poteaux 50x50 $I = \frac{0,50 \times 0,50^3}{12} = 5,21 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

Poteaux 60x60 $I = \frac{0,60 \cdot 0,60^3}{12} = 10,80 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

- Répartition des forces entre les différents poteaux -

On notera : $F_3 = 27,59 \text{ t}$

$F_2 = 28,82 \text{ t}$

$F_1 = 14,59 \text{ t}$

$F_{32} = F_2 + F_3 = 56,41 \text{ t}$

$F_{321} = F_3 + F_2 + F_1 = 71,0 \text{ t}$

• $F_3 = F_{3A} + F_{3B} + F_{3C} + F_{3D}$

$F_{3A} = F_{3D} = 0,8 \cdot \frac{I}{\sum I_i} \cdot F_3 = 0,8 \cdot \frac{5,21}{2 \cdot (0,8 \cdot 5,21 + 5,21)} \cdot 27,59 = 6,131 \text{ t}$

$F_{3B} = F_{3C} = \frac{I}{\sum I_i} \cdot F_3 = \frac{5,21}{2 \cdot (0,8 \cdot 5,21 + 5,21)} \cdot 27,59 = 7,664 \text{ t}$

• $F_{32} = F_{32A} + F_{32B} + F_{32C} + F_{32D}$

$F_{32A} = F_{32D} = 0,8 \cdot \frac{I}{\sum I_i} \cdot F_{32} = 0,8 \cdot \frac{5,21}{2 \cdot (0,8 \cdot 5,21 + 5,21)} \cdot 56,41 = 12,54 \text{ t}$

$F_{32B} = F_{32C} = \frac{I}{\sum I_i} \cdot F_{32} = \frac{5,21}{2 \cdot (0,8 \cdot 5,21 + 5,21)} \cdot 56,41 = 15,67 \text{ t}$

• $F_{321} = F_{321A} + F_{321B} + F_{321C} + F_{321D}$

$F_{321A} = F_{321D} = 0,8 \cdot \frac{I}{\sum I_i} \cdot F_{321} = 0,8 \cdot \frac{10,80}{2 \cdot (0,8 \cdot 10,80 + 10,80)} \cdot 71 = 15,78 \text{ t}$

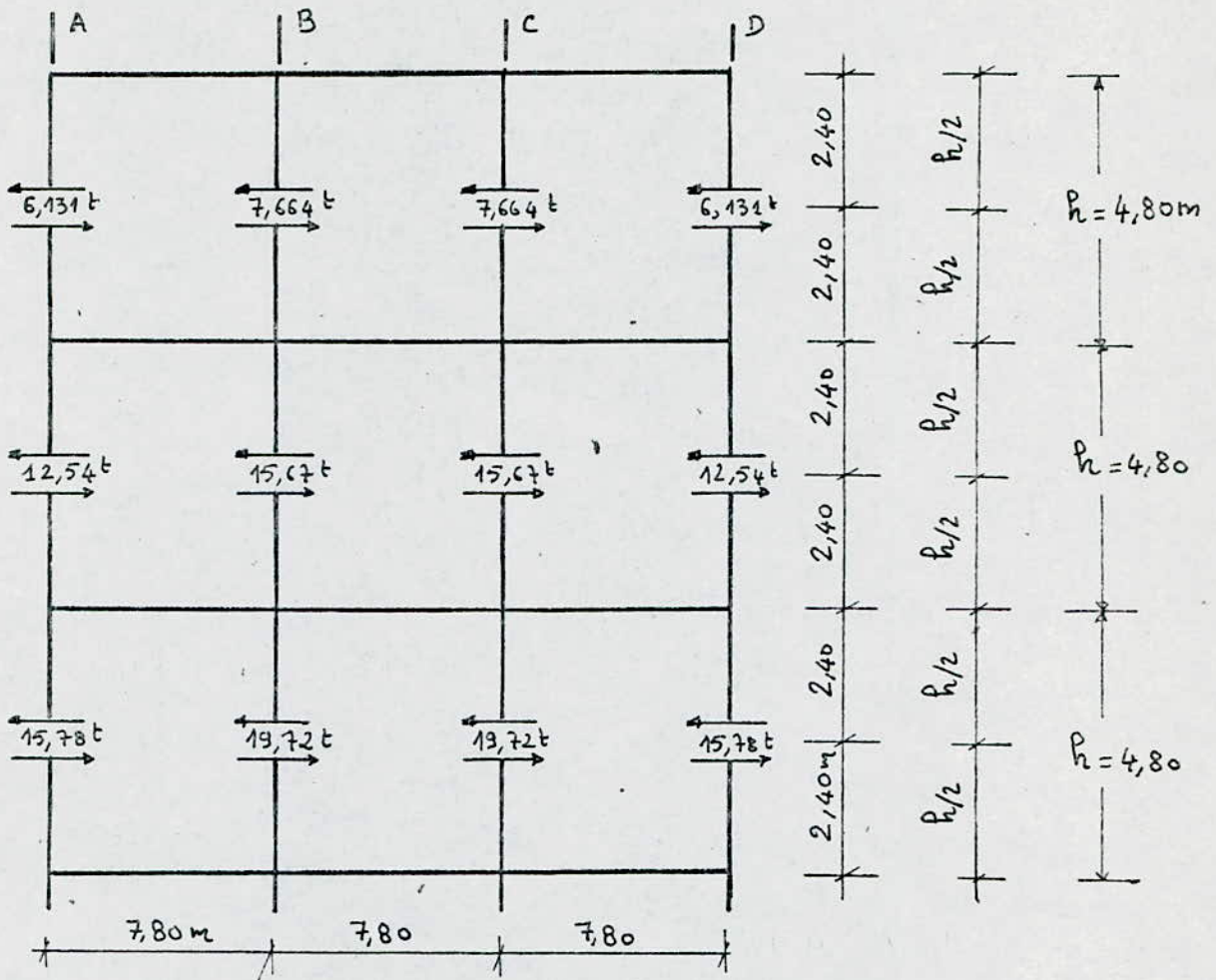
$F_{321B} = F_{321C} = \frac{I}{\sum I_i} \cdot F_{321} = \frac{10,80}{2 \cdot (0,8 \cdot 10,80 + 10,80)} \cdot 71 = 19,72 \text{ t}$

- N.B -

$\sum I_i$ c'est la somme des moments d'inertie de tous les poteaux du niveau considéré.

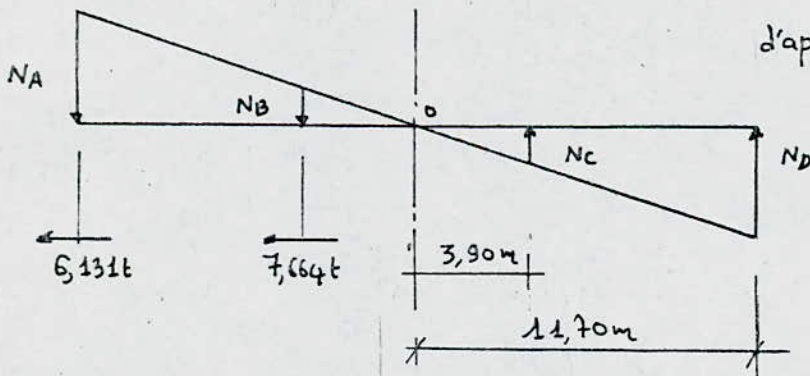
I moment d'inertie du poteau considéré.

F_{3A} = fraction de force F_3 reprise par le poteau A au niveau considéré.



- Détermination des efforts normaux engendrés -

. Niveau III



d'après triangles semblables

ou a :

$$\frac{N_A}{N_B} = \frac{11,70}{3,90} = 3$$

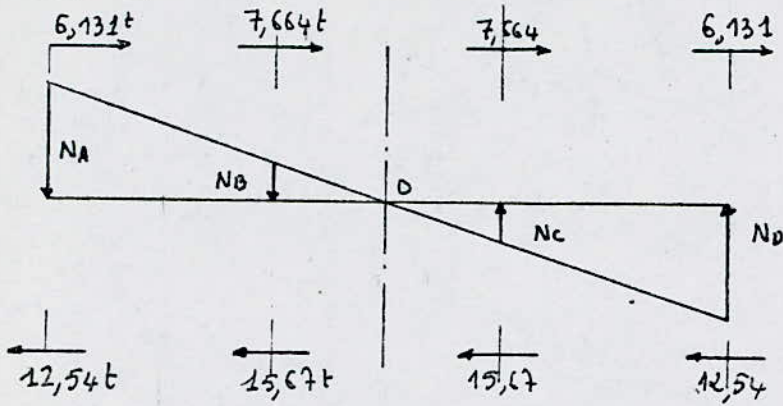
$$\sum M/O = 0 \Rightarrow N_A \cdot 11,70 + N_B \cdot 3,90 - 6,131 \cdot 2,40 - 7,664 \cdot 2,40 = 0$$

$$N_A = 3 N_B$$

D'où

$N_A = 2,548\text{ t}$ $N_B = 0,85\text{ t}$
--

NIVEAU II



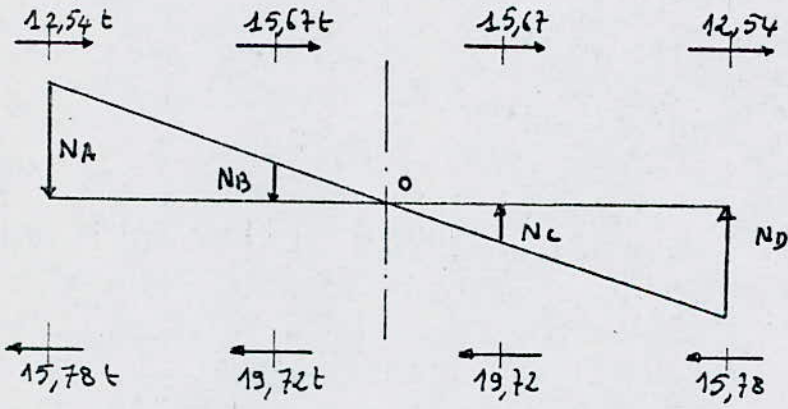
$$\sum M/O = 0 \implies 11,70 \cdot N_A + 3,90 \cdot N_B - (6,131 + 7,664 + 12,54 + 15,67) \cdot 2,40 = 0$$

$$N_A = 3 \cdot N_B$$

D'où :

$$\left| \begin{array}{l} N_A = 7,755t \\ N_B = 2,585t \end{array} \right.$$

NIVEAU I



$$\sum M/O = 0 \implies 11,70 \cdot N_A + 3,90 \cdot N_B - (12,54 + 15,67 + 15,78 + 19,72) \cdot 2,40 = 0$$

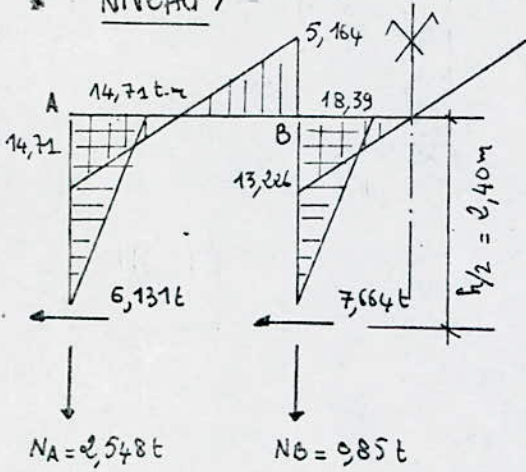
$$N_A = 3 N_B$$

D'où

$$\left| \begin{array}{l} N_A = 11,762t \\ N_B = 3,921t \end{array} \right.$$

Déterminations des Moments

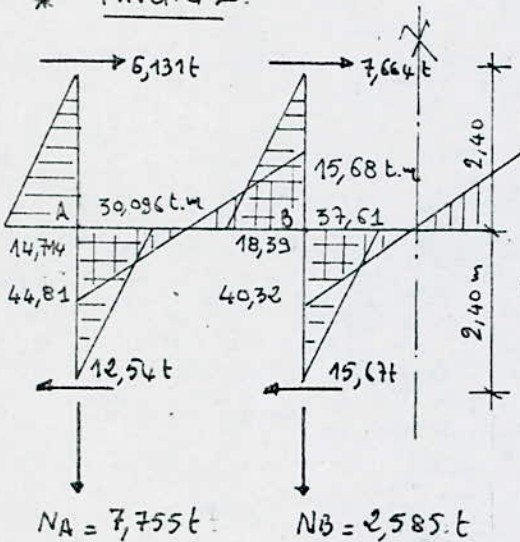
* NIVEAU 3



. Noeud A
 $M_{As} = 6,131 \cdot 2,40 = 14,71 \text{ t.m}$
 $M_{An} = 0$
 $M_{Ae} = M_{As} = 14,71 \text{ t.m}$
 $M_{Aw} = 0$

. Noeud B
 $M_{Bs} = 7,664 \cdot 2,40 = 18,39 \text{ t.m}$
 $M_{Bn} = 0$
 $M_{Bw} = -14,71 + (2,548 \cdot 7,80) = 5,164 \text{ t.m}$
 $M_{Be} = 18,39 - 5,164 = 13,226 \text{ t.m}$

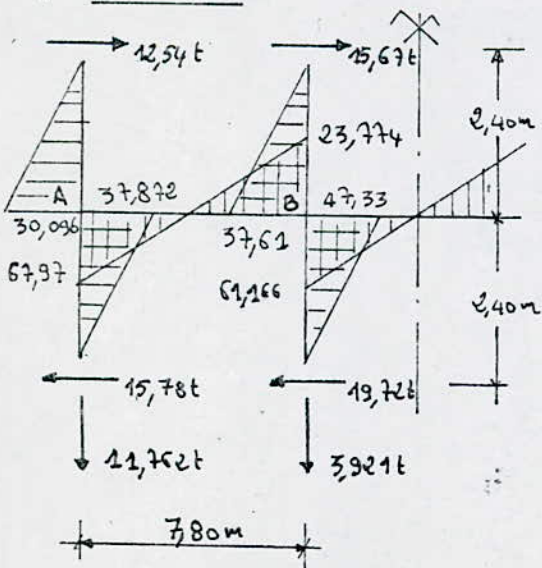
* NIVEAU 2



. Noeud A
 $M_{As} = 12,54 \cdot 2,40 = 30,096 \text{ t.m}$
 $M_{An} = 6,131 \cdot 2,40 = 14,714 \text{ t.m}$
 $M_{Ae} = 30,01 + 14,71 = 44,81 \text{ t.m}$
 $M_{Aw} = 0$

. Noeud B
 $M_{Bs} = 15,67 \cdot 2,40 = 37,61 \text{ t.m}$
 $M_{Bn} = 7,664 \cdot 2,40 = 18,39 \text{ t.m}$
 $M_{Bw} = -44,81 + (7,755 \cdot 7,80) = 15,68 \text{ t.m}$
 $M_{Be} = -15,68 + 18,39 + 37,61 = 40,32 \text{ t.m}$

* NIVEAU 1



. Noeud A
 $M_{As} = 15,78 \cdot 2,40 = 37,872 \text{ t.m}$
 $M_{An} = 12,54 \cdot 2,40 = 30,096 \text{ t.m}$
 $M_{Ae} = 37,872 + 30,096 = 67,97 \text{ t.m}$
 $M_{Aw} = 0$

. Noeud B
 $M_{Bs} = 19,72 \cdot 2,40 = 47,33 \text{ t.m}$
 $M_{Bn} = 15,67 \cdot 2,40 = 37,61 \text{ t.m}$
 $M_{Bw} = -67,97 + (11,762 \cdot 7,80) = 23,774 \text{ t.m}$
 $M_{Be} = -23,774 + 37,61 + 47,33 = 61,166 \text{ t.m}$

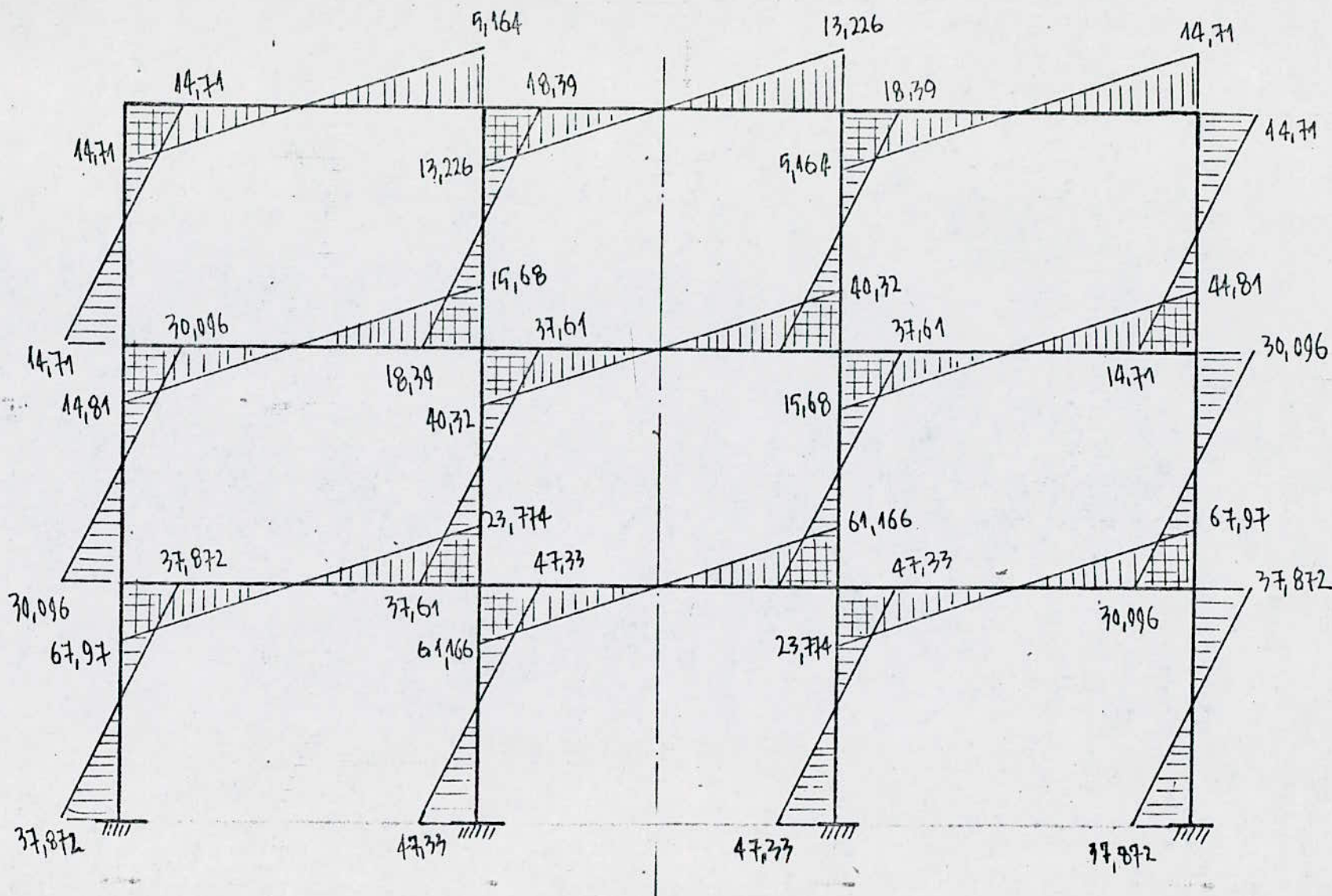
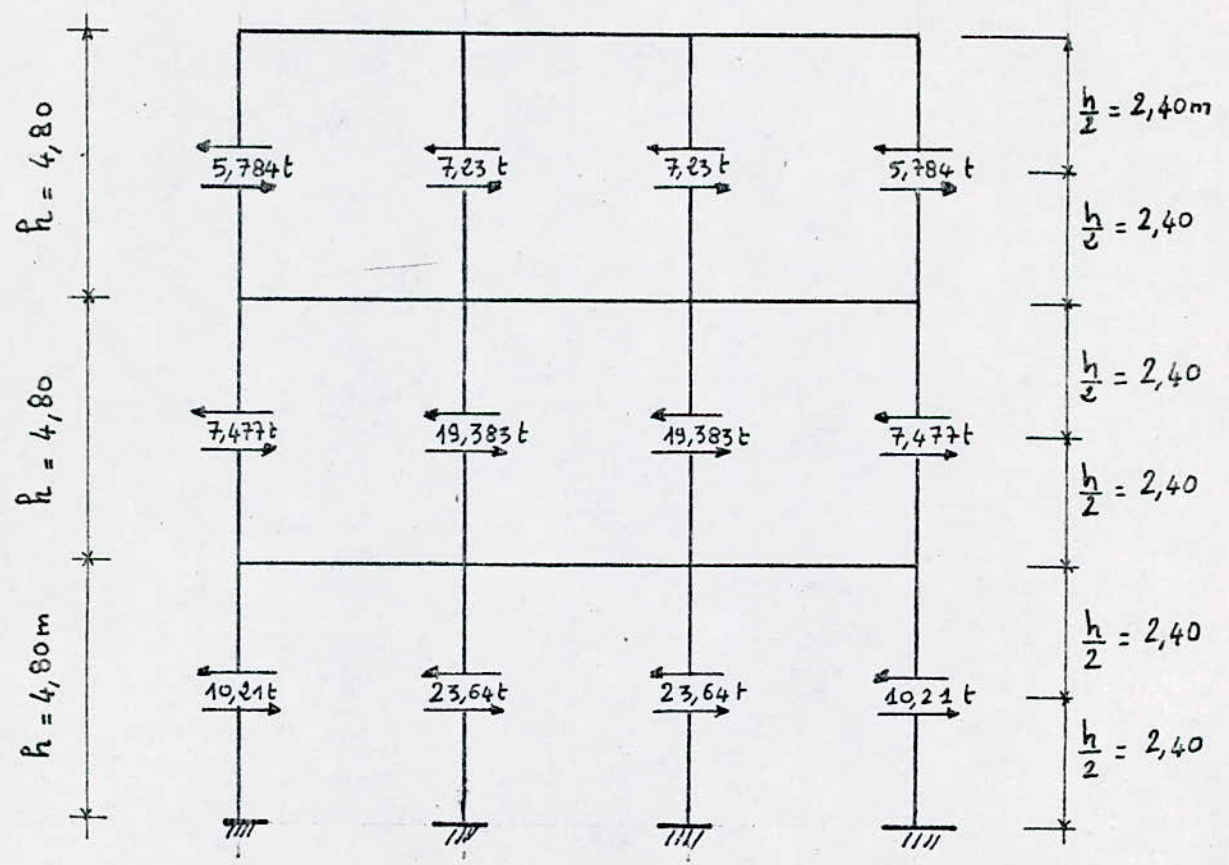
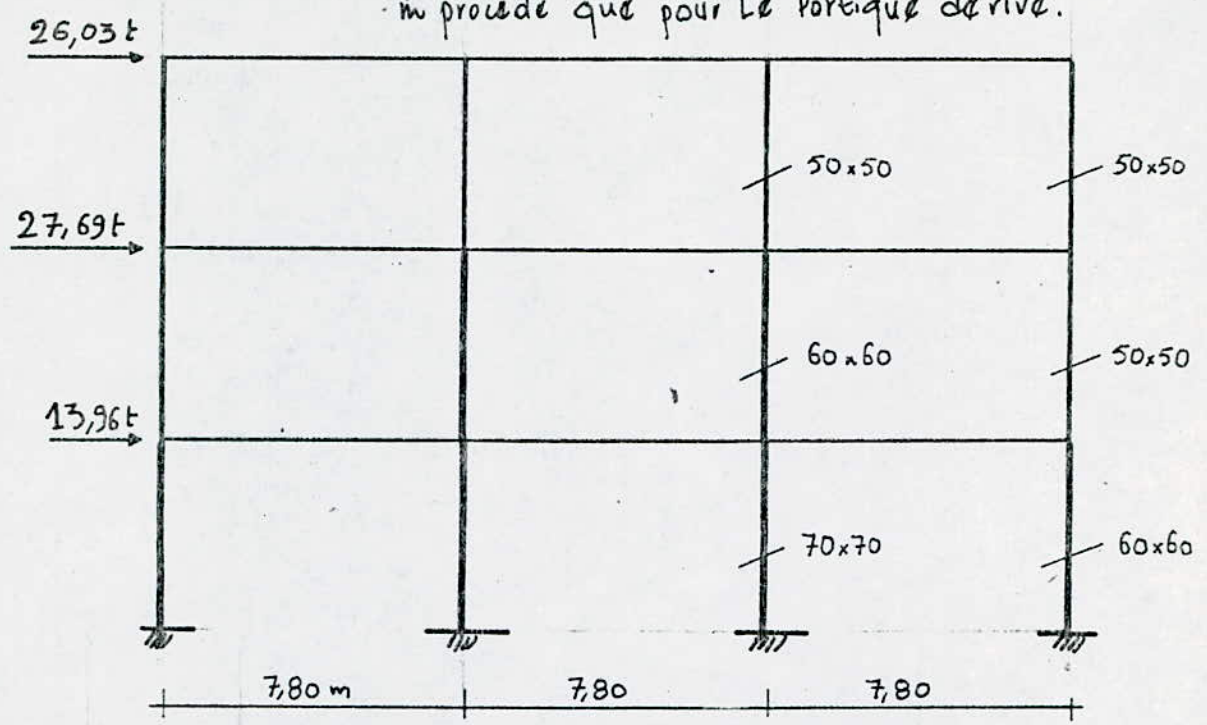


DIAGRAMME DES MOMENTS (PORTIQUE DE RIVE).

ETUDE DU PORTIQUE INTERMEDIAIRE

à procédé que pour Le Portique de rive.



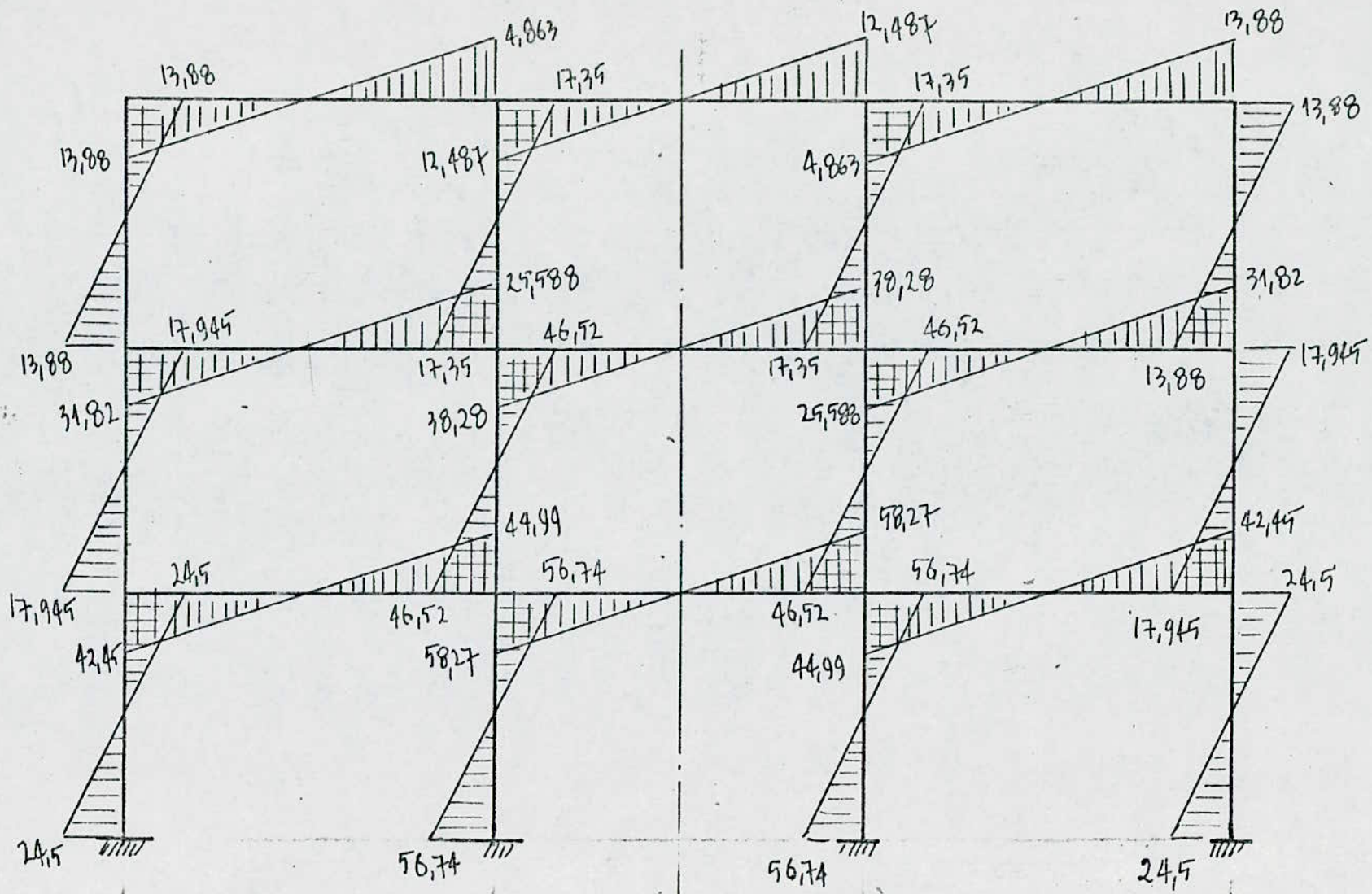


DIAGRAMME DES MOMENTS (PORTIQUE INTERMEDIAIRE).

Etude aux Charges Verticales.

La détermination des sollicitations engendrées par les charges verticales, sont évaluées par les 2 méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire, exposé à l'article 55 du ECBA 68, repris par le BAEL en annexe B.6.2.11.
- Méthode de CAQUOT, exposé en annexe A (ECBA) et en annexe B.6.2.22. pour le BAEL.

* PRINCIPES DES 2 METHODES :

* Méthode forfaitaire ; applicable au plancher terrasse à surcharge modérée de 100 Kg/m^2 .

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement. La valeur du moment flechissant M_0 en travée est donnée en considérant la travée indépendante et de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

Les valeurs des moments sur appuis et en travée sont données telles que :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,15 M_0.$$

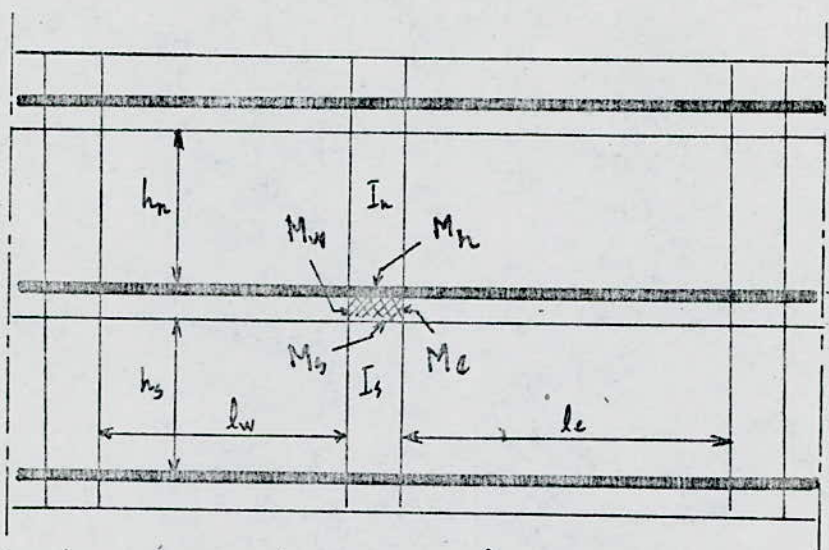
M_w et M_e , moments de pont et d'autre de l'appui considéré.

- Les effets tranchants sont calculés en faisant abstraction de la continuité, en majorant de 10% les effets sur appuis intermédiaire.

* Méthode de CAQUOT : applicable aux planchers nervurés à forte surcharge (1 t/m^2), niveau 1 et 2 de l'ensemble de pontons.

Elle consiste à choisir un nœud et à déterminer les moments agissant sur les éléments à gauche et à droite, en haut et en bas, en fonction de l'état des charges et des caractéristiques des 2 travées encadrant ce nœud par la relation des trois moments.

Afin de tenir compte de la non continuité au droit des nœuds, entourant le nœud considéré, on remplace les portées et les hauteurs réelles entre appuis par des portées et des hauteurs fictives.



l_w : Portée libre de la travée de gauche

l_e : " " " de droite

q_w : La charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche (q_e sur la travée de droite).

Q_w : une charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance a_w du nu de l'appui (Q_e, a_e pour la travée de droite).

CAS DE TRAVÉE INTERMÉDIAIRE :

1°. on détermine les hauteurs et les longueurs fictives des éléments entourant le nœud :

$h'_w = 0,9 h_w$ si le nœud appartient au dernier plancher

$h'_w = 0,8 h_w$ dans les autres cas.

$h'_e = h_e$ si le nœud appartient au rez de chaussée.

$h'_e = 0,8 h_e$ dans les autres cas.

$l'_w = 0,8 l_w$ et $l'_e = 0,8 l_e$.

2°. on détermine les inerties I_w, I_e, I_e, I_w .

d'où $k_w = \frac{I_w}{l'_w}$; $k_s = \frac{I_s}{l'_s}$; $k_e = \frac{I_e}{l'_e}$; $k_n = \frac{I_n}{h'_n}$.

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

3°. on détermine les moments de référence :

$M'_w = \frac{q_w l_w^2}{8,5} + l_w \sum k_w Q_w$; $M'_e = \frac{q_e l_e^2}{8,5} + l_e \sum k_e Q_e.$

4). on calcule les moments aux nus des appuis en valeur absolue.

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

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

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

5). Convention de signes : Pour les travées, les moments M_e et M_w sont négatifs. Pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des 2 valeurs absolues M'_e et M'_w .

- La face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

CAS D'UN NOEUD DE RIVE (Pas de console).

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

$$M_{s1} = M'_{e1} \frac{K_{s1}}{D_1} \quad \text{et} \quad M_{w1} = M'_{e1} \frac{K_{w1}}{D_1}$$

CAS D'UN NOEUD VOISIN DE RIVE :

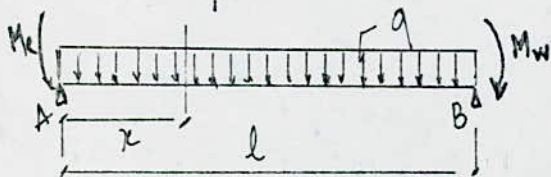
La longueur $l'w_2$ de la travée fictive de rive est prise égale à $\chi_2 l'w_2$; χ_2 étant un coefficient compris entre 0,8 et 1.

$$\chi_2 = 0,8 \quad \text{pour} \quad K_{s1} + K_{w1} \geq 1,5 K_{e1}$$

$$\chi_2 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{w1}}{1,5 K_{e1}} \quad \text{pour} \quad K_{s1} + K_{w1} < 1,5 K_{e1}$$

Effort tranchant : on détermine l'effort tranchant en considérant la travée indépendante avec les moments de continuité et la charge.

Schema statique :



$$x=0 \quad T = q \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$x=l \quad T = -q \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A \cdot l - M_e + M_w - q \frac{l^2}{2} = 0$$

$$R_A = \frac{q l^2}{2l} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$d'ou \quad T = R_A - qx$$

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

Les Portiques constituant l'ossature sont soumis :

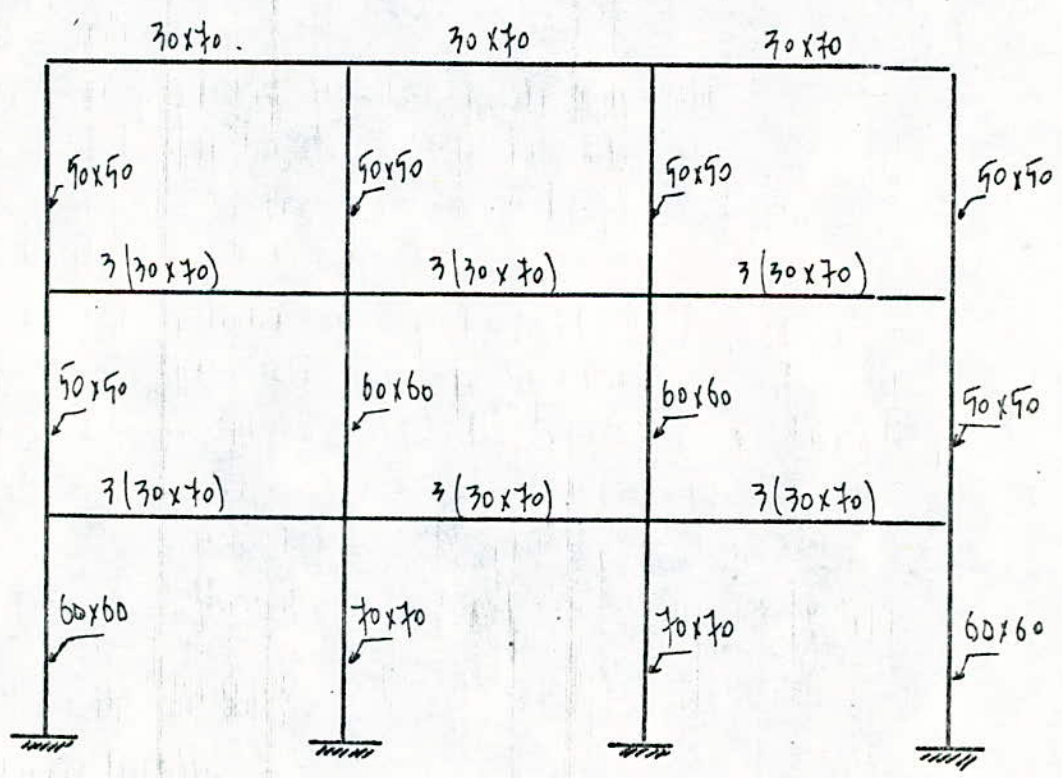
- à leur poids propre.
- aux poids propres des planchers qu'ils supportent.
- aux surcharges transmises par les planchers.

On distingue 3 Portiques à étudier, dont chacun est composé de 3 niveaux à 3 travées chacun.

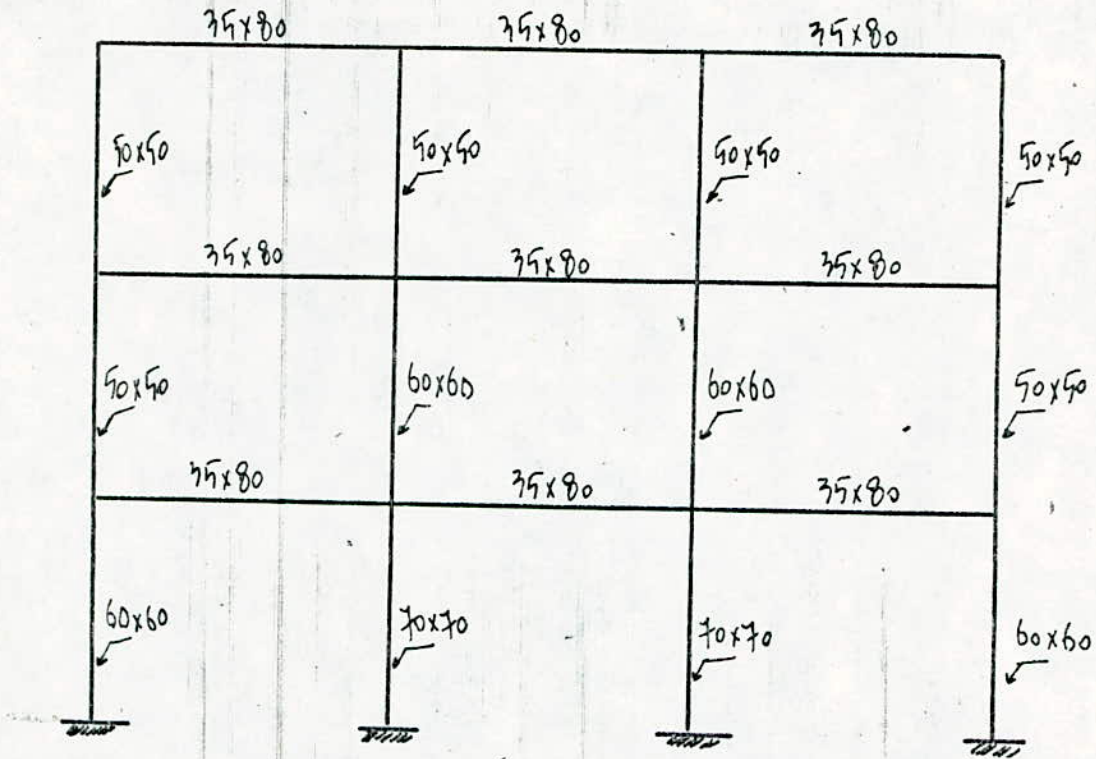
- Portique intermédiaire (2.2) m (3.3), composé d'un ensemble de 3 Portiques solidaires (la répartition des efforts au niveau des travées se fait suivant l'ensemble des 3 Portiques).
- Portique de rive principale (A.A) m (D.D) : selon les pontes principales de rive.
- Portique Intermédiaire Principale (B.B) m (C.C).

SCHEMA DES PORTIQUES ..

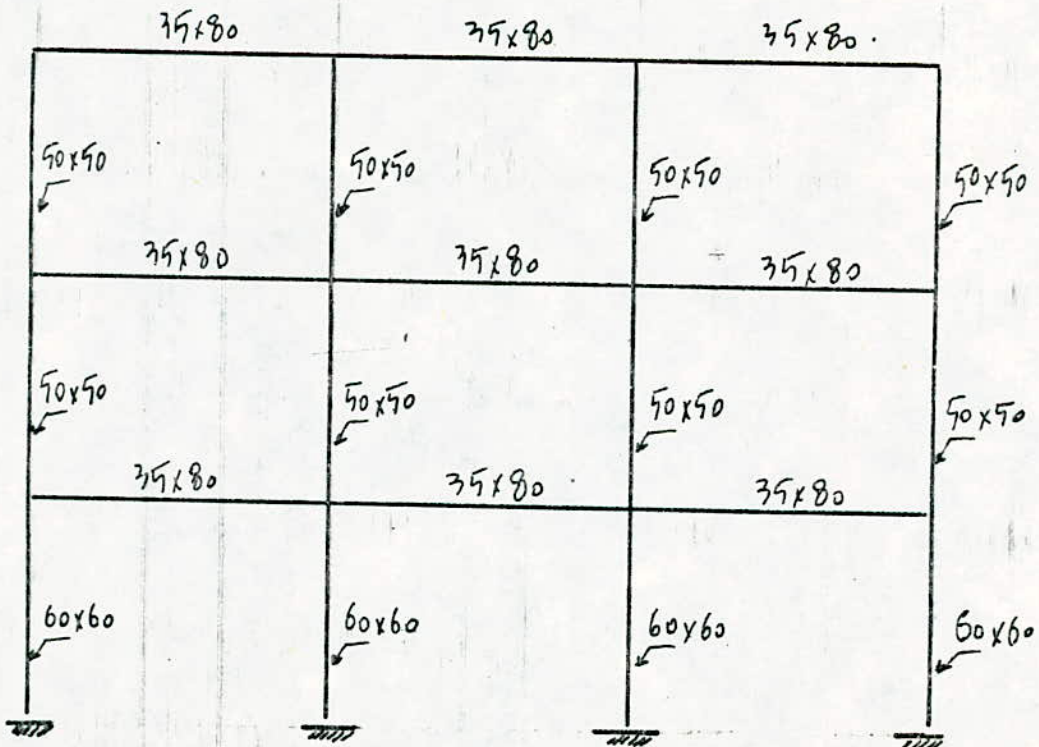
Portique (2.2) m (3.3).



PORTIQUE (B.B.) ou (C.C)



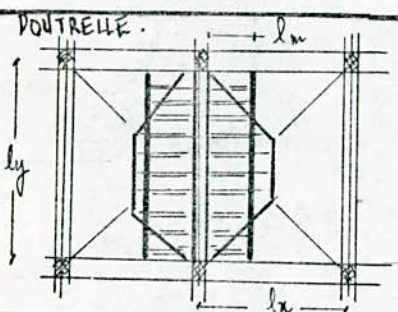
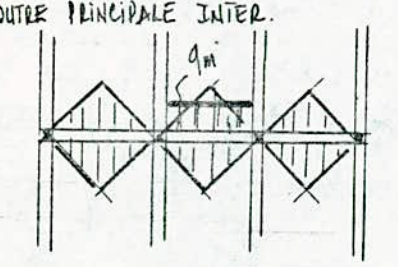
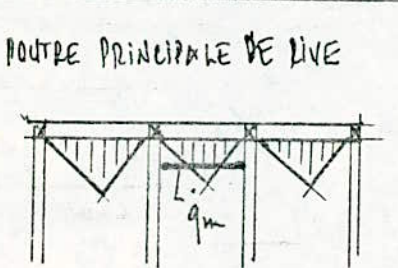
PORTIQUE D.D (A.A)



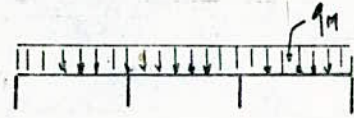
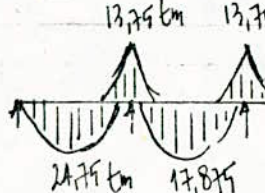
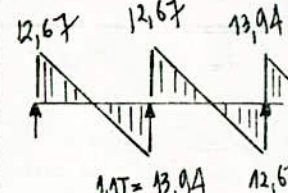

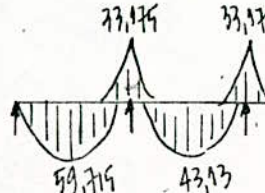
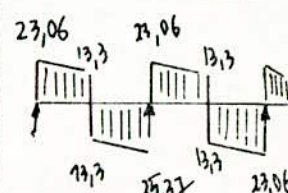
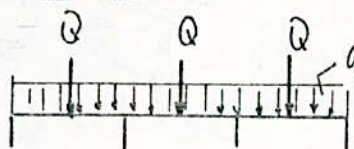
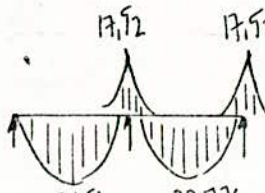
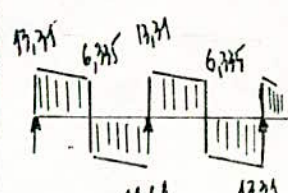
NIVEAU 3. PLANCHER TERRASSE

Determination des charges et surcharges / ml

Charges sur Plancher : 862 Kgs/m²
 Surcharges : 100 Kgs/m²

			G_M t/ml	G_T t/ml	P_M t/ml	P_T t/ml
<p>POUTRELLE.</p>  <p> $L_x = 3,9 - 0,30 = 3,60$ $L_y = 7,8 - 0,35 = 7,45$ $p = \frac{L_x}{L_y} = 0,48$ $L_M = \left(0,5 - \frac{p^2}{6}\right) \times L_M = 1,66$ $L_T = \left(0,5 - \frac{p}{2}\right) \times L_x = 1,77$ </p>		dalles ... 0,862 x 2 x 1,66 dalles sur poutrelles ... 0,862 x 0,35 Retombées ...	2,862 0,299 0,409 <hr/> = 3,526	$\times 1,37 = 2,362$ $= 0,259$ $= 0,409$ <hr/> = 3,026	$\dots 0,12 \times 2 \times 1,66 = 0,398$ $\dots 0,12 \times 0,30 = 0,036$ <hr/> = 0,434	$\times 1,37 = 0,329$ $= 0,036$ <hr/> = 0,365
<p>POUTRE PRINCIPALE INTER.</p>  <p> $l_{ml} = 0,25 \times L_x$ $L_x = 3,60$ </p>		dalles ... 0,862 x 2 x 0,25 x 3,60 dalle sur Poutre 0,862 x 0,35 Retombée - 2,5 x 0,35 x 0,64	1,552 0,302 0,560 <hr/> = 2,414		$2 \times 0,25 \times 0,12 \times 3,6 = 0,216$ $0,12 \times 0,35 = 0,042$ <hr/> = 0,258	
<p>POUTRE PRINCIPALE DE LIE</p> 		dalles 1 x 0,862 x 0,25 x 3,60 dalle sur Poutre 0,862 x 0,35 Retombée ... 2,5 x 0,35 x 0,64 Acrotère ... 0,12 x 0,40 x 2,5	0,776 0,302 0,56 0,127 <hr/> = 1,76		$1 \times 0,25 \times 0,12 \times 3,60 = 0,108$ sur Poutre: $0,12 \times 0,35 = 0,042$ <hr/> = 0,15	

Niveau 3. PLANCHER TERRASSE : Moments et Efforts tranchants. suivant la CLBA
(4+1,2P)

Portiques	q_M (kN/m)	M_0	$M_A = 0,5M_0$	$M_{E1} = 0,9M_0$	$M_{E2} = 0,65M_0$	$Q(k)$	q_T	T_0	Diagrammes Moments fléchi (k.m)	Diagrammes Efforts Tranchants (k)
(2-2) ou (3-3) 	3,96	27,5	13,75	24,75	17,875	—	3,40	12,67		
(B-B) 	2,672	66,35	33,175	59,715	43,13	26,61				
(D-D) 	1,91	35,85	17,52	31,53	22,77	12,67				

Niveau 3: PLANCHER TERRASSE

Moments flechissant et Effort tranchant.
suivant les Regles. (BAEL).

	Poutiques	q_m (t/ml)	M_0 (tm)	$M_{A_1} = 0,5M_0$	$M_{A_2} = 0,9M_0$	$M_{A_3} = 0,65M_0$	Q (t)	q_T (t/ml)	T_0 (t)
ETAT DE SERVICE.	2.2	3,89	27	13,5	24,3	17,55	—	3,33	12,40
	B.B	2,63	65,04	32,52	58,54	42,28	26,04		
	D.D	2,04	36,22	18,11	32,60	23,54	12,4		
ETAT - LIMITE ULTIME.	2.2	5,70	36,77	18,38	33,1	23,90	—	4,54	16,91
	B.B.	3,58	88,65	44,33	79,78	57,62	35,51		
	D.D	2,77	44,31	24,66	44,38	32,05	16,91		

L'état de service est donné par la combinaison de charge et surcharge suivante:
 $G+P$

- Par contre l'état - Limite ultime : $1,35G + 1,5P$
Les diagrammes des moments fléchissants et Effort tranchant ont la même allure que ceux obtenus pour $G+1,2P$ (CBA).

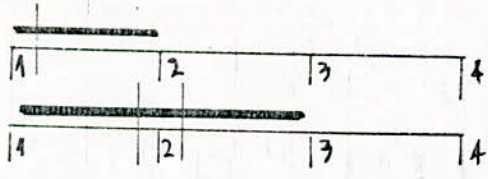
Les efforts aux Niveau 1 et 2 de l'ensemble des poutres seront déterminés par la méthode de CAQUOT.

TABLEAU donnant les charges verticales uniformément réparties et concentrées.

Niveau	G (t/ml)		P (t/ml)		Q _G (t)		Q _P (t)	
	I	II	I	II	I	II	I	II
Poutre (2,2) et (3,3)	5,7	5,7	7,8	7,8	-	-	-	-
Poutre (D.D)	1,94	1,94	0,75	0,75	6,47	6,23	8,86	8,53
Poutre (B.B)	0,74	0,74	0,75	0,75	14,8	15	20,2	20,53

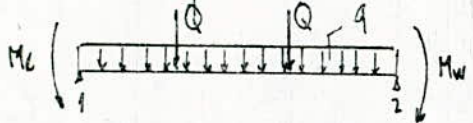
- * toutes les valeurs des moments obtenus, dues aux différents cas de surcharges et aux charges permanentes, sont données sous forme de Tableaux.
- suivant le cas de surcharges, on obtient les valeurs les plus défavorables.
 - Le max aux appuis, on surchargeait l'ensemble des 3 travées.
 - Le max en travée 1-2, on surchargeait la travée elle-même.
 - Le max en travée 2-3, " " " "
 - Le min " 1-2 " " 2-3.
 - Le min " 2-3 " les travées 1-2 et 3,4.

Par contre, les efforts tranchants max sont obtenus par les cas suivants:



T_{1max}
 T_{2wmax} et T_{2cmx} .

Schema statique:



$$T_1 = \left(q \frac{l}{2} + Q \right) + \frac{M_c - M_w}{l}$$

$$T_{2w} = - \left(q \frac{l}{2} + Q \right) + \frac{M_c - M_w}{l}$$

Dans notre cas :

$$T_{1c} = +T_0 + \frac{M_c - M_w}{l}$$

$$T_{2w} = -T_0 + \frac{M_c - M_w}{l}$$

$$T_{2c} = +T_0 + \frac{M_c - M_w}{l}$$

avec $T_0 = (G + 1,2P) \frac{l}{2} + (Q_G + 1,2 Q_P)$ (CEBA).

$T_0 = (1,35G + 1,5P) \frac{l}{2} + (1,35 Q_G + 1,5 Q_P)$ (BAEL).

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU PORTIQUE INTERMEDIAIRE
(2.2) - 011 (3.3)

Niveau	II				I			
Noeuds	1	2	3	4	1	2	3	4
l_w (m)	0	7.45	7.45	7.45	0	7.45	7.45	7.45
l_e (m)	7.45	7.45	7.45	0	7.45	7.45	7.45	0
l_{wz} (m)	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10
l_{ez} (m)	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10
I_w (10 ⁴)	17.15	17.15	17.15	17.15	17.15	17.15	17.15	17.15
I_e (10 ⁴)	17.15	17.15	17.15	17.15	17.15	17.15	17.15	17.15
I_n (10 ⁴)	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
I_s (10 ⁴)	5.2	5.2	5.2	5.2	10.8	10.8	10.8	10.8
l'_w (m)	0	6.41	5.96	6.41	0	6.41	5.96	6.41
l'_e (m)	6.41	5.96	6.41	0	6.41	5.96	6.41	0
l'_{wz} (m)	3.69	3.69	3.69	3.69	3.28	3.28	3.28	3.28
l'_{ez} (m)	3.28	3.28	3.28	3.28	3.28	3.28	3.28	3.28
K_w (10 ⁴)	0	2.675	2.88	2.675	0	2.675	2.88	2.675
K_e (10 ⁴)	2.675	2.88	2.675	0	2.675	2.88	2.675	0
K_z (10 ⁴)	1.59	1.59	1.59	1.59	3.29	3.29	3.29	3.29
K_n (10 ⁴)	1.41	1.41	1.41	1.41	1.59	1.59	1.59	1.59
D (10 ⁴)	9.675	8.555	8.555	9.675	7.555	10.435	10.435	7.555

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU PORTIQUE PRINCIPAL
INTERMEDIAIRE (B.B)

Niveau	II				I			
	1	2	3	4	1	2	3	4
l_w (m)	0	7,25	7,20	7,25	0	7,15	7,10	7,15
l_e (m)	7,25	7,20	7,25	0	7,15	7,10	7,15	0
h_w (m)	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
h_s (m)	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
I_w (10^3)	0	14,93	14,93	14,93	0	14,93	14,93	14,93
I_e (10^3)	14,93	14,93	14,93	0	14,93	14,93	14,93	0
I_u (10^3)	5,21	5,21	5,21	5,21	5,21	10,8	10,8	5,21
I_s (10^3)	5,21	10,8	10,8	5,21	10,8	20	20	10,8
l'_w (m)	0	6,09	5,76	5,80	0	5,72	5,68	5,72
l'_e (m)	5,80	5,76	6,09	0	5,72	5,68	5,72	0
h'_w (m)	3,60	3,60	3,60	3,60	3,20	3,20	3,20	3,20
h'_s (m)	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20
K_w	0	2,45	2,59	2,574	0	2,61	2,63	2,61
K_e	2,574	2,59	2,45	0	2,61	2,63	2,61	0
K_u	1,45	1,45	1,45	1,45	1,63	3,38	3,38	1,63
K_s	1,63	3,38	3,38	1,63	3,38	6,25	6,25	3,38
D	5,654	9,87	9,87	5,654	7,62	14,87	14,87	7,62

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU PORTIQUE DERIVE (D.D)

Niveaux	II				I			
Nœuds	1	2	3	4	1	2	3	4
l_w	0	7.30	7.30	7.30	0	7.20	7.20	7.20
l_e	7.30	7.30	7.30	0	7.20	7.20	7.20	0
h_w	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
h_s	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
I_w	0	14.93	14.93	14.93	0	14.93	14.93	14.93
I_e	14.93	14.93	14.93	0	14.93	14.93	14.93	0
I_w	5.21	5.21	5.21	5.21	5.21	5.21	5.21	5.21
I_s	5.21	5.21	5.21	5.21	10.8	10.8	10.8	10.8
l_w	0	6.13	5.84	5.84	0	5.76	5.76	5.76
l_e	5.84	5.84	6.13	0	5.76	5.76	5.76	0
R_w	3.60	3.60	3.60	3.60	3.20	3.20	3.20	3.20
h_s	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20
K_w	0	2.44	2.56	2.56	0	2.59	2.59	2.59
K_e	2.56	2.56	2.44	0	2.59	2.59	2.59	2.59
K_w	1.45	1.45	1.45	1.45	1.63	1.63	1.63	1.63
K_s	1.63	1.63	1.63	1.63	3.38	3.38	3.38	3.38
D	5.64	8.07	8.07	5.67	7.60	10.19	10.19	7.60

MOMENTS SOUS G (t.m)

	Niveau	Nœud	q_d (t/m)	q_w (t/m)	M'_e	M'_w	M_w	M_e	M_n	M_s
PORTIQUE INTERMÉDIAIRE (2.2) ou (3.3)	II	1	5,7	0	23,82	0	0	9,762	4,59	5,174
		2	5,7	5,7	23,82	30,64	28,62	26,12	-0,75	-1,75
		3	5,7	5,7	30,64	23,82	26,12	28,62	0,75	1,75
		4	0	5,7	0	23,82	9,76	0	-4,59	-5,174
	I	1	5,7	0	23,82	0	0	12,635	4,12	8,52
		2	5,7	5,7	23,82	26,87	26,173	24,56	-0,564	-1,05
		3	5,7	5,7	26,87	23,82	24,56	26,17	0,564	1,05
		4	0	5,7	0	23,82	12,635	0	-4,12	-8,52
PORTIQUE PRINCIPAL (B.B)	2	1	0,74	0	2,93	0	0	1,59	0,75	0,84
		2	0,74	0,74	2,89	3,23	3,14	2,98	-0,05	-0,12
		3	0,74	0,74	3,23	2,89	2,98	3,14	0,05	0,12
		4	0	0,74	0	2,93	1,59	0	-0,75	-0,84
	1	1	0,74	0	2,85	0	0	1,87	0,61	1,26
		2	0,74	0,74	2,81	2,85	2,84	2,82	-0,009	-0,017
		3	0,74	0,74	2,85	2,81	2,82	2,84	0,009	0,017
		4	0	0,74	0	2,85	1,87	0	-0,61	-1,26
PORTIQUE PRINCIPALE DE RIVE (D.D)	2	1	1,94	0	7,78	0	0	4,25	2,00	2,25
		2	1,94	1,94	7,78	8,58	8,74	8,04	-0,142	-0,160
		3	1,94	1,94	8,58	7,78	8,04	8,74	+0,142	+0,16
		4	0	1,94	0	7,78	4,25	0	-2,00	-2,25
	1	1	1,94	0	7,57	0	0	4,99	1,62	3,37
		2	1,94	1,94	7,57	7,57	7,57	7,57	0	0
		3	1,94	1,94	7,57	7,57	7,57	7,57	0	0
		4	0	1,94	0	7,57	4,99	0	-1,62	-3,37

MOMENTS sous P (k.m).
(3 travées chargées).

	Niveau	Noeud	$q_e (k)$	$q_w (k)$	M'_e	M'_w	M_w	M_e	M_w	M_s
PORTIQUE INTERMEDIAIRE (2.2) ou (3.3)	2	1	7.8	0	32.596	0	0	13.36	6.28	7.08
		2	7.8	7.8	32.596	41.93	39.16	39.74	-1.026	-2.394
		3	7.8	7.8	41.93	32.59	39.74	39.16	1.026	2.394
		4	0	7.8	0	32.596	13.36	0	-6.279	-7.08
	1	1	7.8	0	32.596	0	0	17.29	9.633	11.66
		2	7.8	7.8	32.596	36.77	39.816	33.61	-0.772	-1.432
		3	7.8	7.8	36.77	32.596	33.61	39.816	0.772	1.432
		4	0	7.8	0	32.596	17.29	0	-9.63	-11.66
PORTIQUE PRINCIPAL (B.B).	2	1	0.35	0	1.385	0	0	0.754	0.355	0.399
		2	0.35	0.35	1.37	1.53	1.49	1.41	-0.024	-0.055
		3	0.35	0.35	1.53	1.37	1.41	1.49	0.024	0.055
		4	0	0.35	0	1.385	0.754	0	-0.355	-0.399
	1	1	0.35	0	1.35	0	0	0.886	0.288	0.597
		2	0.35	0.35	1.33	1.35	1.344	1.372	-0.0043	-0.008
		3	0.35	0.35	1.35	1.33	1.332	1.344	0.0043	0.008
		4	0	0.35	0	1.35	0.886	0	-0.288	-0.597
PORTIQUE PRINCIPAL DE RIVE (D.D)	2	1	0.35	0		0	0	0.77	0.36	0.41
		2	0.35	0.35			1.50	1.45	-0.03	-0.03
		3	0.35	0.35			1.45	1.50	0.03	0.03
		4	0	0.35	0		0.77	0	-0.36	-0.41
	1	1	0.35	0		0	0	0.90	0.89	0.61
		2	0.35	0.35			1.37	1.37	0	0
		3	0.35	0.35			1.37	1.37	0	0
		4	0	0.35	0		0.90	0	-0.29	-0.61

MOMENTS SOUS SURCHARGES CONCENTRÉES
 RAMENÉES PAR LES POUTRELLES Q_p

	Niv	Noeud	$\sum K_e Q_e$	$\sum K_w Q_w$	M'_e	M'_w	M_w	M_e	M_n	M_s
MOTIVÉ PRINCIPAL (P.B)	2	1	5,595	0	32,45	0	0	17,68	8,32	9,355
		2	5,145	6,087	29,63	37,07	35,22	31,59	-1,092	-2,55
		3	6,087	5,145	37,07	29,63	31,59	35,22	1,092	2,55
		4	0	5,595	0	32,45	17,68	0	-8,32	-9,355
	1	1	5,443	0	31,13	0	0	20,47	6,66	13,81
		2	5,02	5,915	28,51	31,54	31,01	29,05	-0,69	-1,27
		3	5,915	5,02	31,54	28,51	29,05	31,01	0,69	1,27
		4	0	5,443	0	31,134	20,47	0	-6,66	-13,81
POTRIQUE PRINCIPAL DE RIVE (D.B)	2	1	2,324	0			0	7,41	3,90	3,92
		2	2,222	2,529			14,74	13,78	-0,45	-0,51
		3	2,529	2,222			13,78	14,74	0,45	0,51
		4	0	2,324			7,41	0	-3,90	-3,92
	1	1	2,414	0			0	9,17	2,98	6,18
		2	2,308	2,627			14,66	13,76	-0,29	-0,61
		3	2,414	2,308			13,76	14,66	0,29	0,61
		4	0	2,414			9,17	0	-2,98	-6,18

MOMENTS SOUS CHARGES CONCENTREES PERMANENTES QG

	Niveau	Noeud	$\sum K_e Q_e$	$\sum K_w Q_w$	M'_e	M'_w	M_w	M_e	M_m	M_s
PORTIQUE PRINCIPAL (B-B)	2	1	4,088	0	23,31	0	0	12,91	6,081	6,836
		2	3,759	4,447	21,65	27,08	25,73	23,08	-0,798	-1,86
		3	4,448	3,759	27,09	21,65	23,08	25,74	0,798	1,86
		4	0	4,087	0	23,7	12,91	0	-6,08	-6,83
	1	1	3,989	0	22,82	0	0	15	4,88	10,12
		2	3,671	4,041	20,85	23,11	22,72	21,25	-0,514	-0,95
		3	4,041	3,678	23,11	20,89	21,28	22,72	0,505	0,934
		4	0	3,989	0	22,82	15	0	-4,88	-10,12
PORTIQUE PRINCIPAL DE CIVE (D-D)	2	1	1,698	0			0	5,41	2,55	2,87
		2	1,623	1,847			10,76	10,06	-0,33	-0,37
		3	1,847	1,623			10,06	10,76	0,33	0,37
		4	0	1,698			5,41	0	-2,55	-2,87
	1	1	1,763	0			0	6,69	2,18	4,50
		2	1,685	1,918			10,71	10,05	-0,21	-0,45
		3	1,763	1,685			10,05	10,71	0,21	0,45
		4	0	1,763			6,69	0	-2,18	-4,50

Portique Intermediaire (2,2) ou (3,3)

Moments sous les charges permanentes et suivant les différents cas de surcharges. (k.m)

Différents cas de surcharges	Niveau I				Niveau II				Données			
	G		P		G		P		Niveau	I	II	
	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	G (k/m)			
<p>Max aux appuis</p>	1	0	12,635	0	17,29	0	9,762	0	13,76	G (k/m)	5,70	5,70
	2	26,173	24,56	35,816	33,61	28,62	26,12	39,16	35,74		P (k/m)	7,80
	3	24,56	26,17	33,61	35,82	26,12	28,62	35,74	39,16	l		7,15
	4	12,635	0	17,29	0	9,76	0	13,76	0		7,10	7,20
											7,15	7,25
<p>Max au travée 1-2</p>	1	0	12,635	0	17,29	0	9,762	0	13,76			
	2	26,173	24,56	28,37	8,94	28,62	26,12	29,48	14,12			
	3	24,56	26,17	0	0	26,12	28,62	0	0			
	4	12,635	0	0	0	9,76	0	0	0			
<p>Max au travée 2-3 Min " " 1-2</p>	1	0	12,635	0	0	0	9,762	0	0			
	2	26,173	24,56	7,45	24,67	28,62	26,12	9,68	21,62			
	3	24,56	26,17	24,67	7,45	26,12	28,62	21,62	9,68			
	4	12,635	0	0	0	9,76	0	0	0			
<p>Min au travée 2-3</p>	1	0	12,635	0	17,29	0	9,762	0	13,76			
	2	26,173	24,56	28,37	8,94	28,62	26,12	29,48	14,12			
	3	24,56	26,17	8,94	28,37	26,12	28,62	14,12	29,48			
	4	12,635	0	17,29	0	9,76	0	13,76	0			

Partique Prim. Intermediaire (B.B).

Moments sous les charges permanentes et suivant les differents cas de surcharges (t.m)

Different cas de surcharges.	Niveau I				Niveau II				Données			
	G		P		G		P		Niveau	I	II	
	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me				
<p>Max aux appuis</p>	1	0	16,87	0	21,36	0	14,50	0	18,43	G (t/ml)	0,74	0,74
	2	25,56	23,94	32,35	30,38	28,87	26,06	36,71	33	Qa (t)	14,8	19
	3	23,94	25,56	30,38	32,35	26,06	28,87	33	36,71	P (t/ml)	0,35	0,75
	4	16,87	0	21,36	0	14,50	0	18,43	0	Qp (t)	20,2	20,53
<p>Max en travée 1-2</p>	1	0	16,87	0	21,36	0	14,50	0	18,43	l (m)	7,15	7,25
	2	25,56	23,94	27,11	5,82	28,87	26,06	29,02	10,13	a (m)	2,70	2,74
	3	23,94	25,56	—	—	26,06	28,87	—	—		2,25	2,30
	4	16,87	0	—	—	14,50	0	—	—			
<p>Max en travée 2-3 Min " " 1-2</p>	1	0	16,87	—	—	0	14,50	—	—			
	2	25,56	23,94	5,23	24,59	28,87	26,06	7,70	22,87			
	3	23,94	25,56	24,59	5,23	26,06	28,87	22,87	7,70			
	4	16,87	0	—	—	14,50	0	—	—			
<p>Min en travée 2-3</p>	1	0	16,87	0	21,36	0	14,50	0	18,43			
	2	25,56	23,94	27,11	5,82	28,87	26,06	29,02	10,13			
	3	23,94	25,56	5,82	27,11	26,06	28,87	10,13	29,02			
	4	16,87	0	21,36	0	14,50	0	18,43	0			

Portique de Rive (D.D).

Moments sous Les Charges Permanentes et suivant Les différents Cas de Surcharges . (k.m).

Différents cas de Surcharges	Niveau I				Niveau II				Données			
	G		P		G		P		Niveau	I	II	
	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me				
<p>Max aux appuis</p>	1	0	11,68	0	10,07	0	9,66	0	8,18	$G (k/m)$	1,94	1,94
	2	18,28	17,62	16,03	15,13	19,01	18,10	16,24	15,23	$Q_g (t)$	6,47	6,23
	3	17,62	18,28	15,13	16,03	18,10	19,01	15,23	16,24	$P (k/m)$	0,35	0,35
	4	11,68	0	10,07	0	9,66	0	8,18	0	$Q_p (t)$	8,86	8,53
<p>Max au travée 1-2</p>	1	0	11,68	0	10,07	0	9,66	0	8,18	$l (m)$	7,20	7,30
	2	18,28	17,62	12,3	4,2	19,01	18,10	11,90	5,41	$a (m)$	2,70	2,75
	3	17,62	18,28	-	-	18,10	19,01	-	-			
	4	11,68	0	-	-	9,66	0	-	-			
<p>Max au travée 2-3 Min " 1-2</p>	1	0	11,68	-	-	0	9,66	-	-			
	2	18,28	17,62	3,73	10,94	19,01	18,10	4,34	9,82			
	3	17,62	18,28	10,94	3,73	18,10	19,01	9,82	4,34			
	4	11,68	0	-	-	9,66	0	-	-			
<p>Min au travée 2-3</p>	1	0	11,68	0	10,07	0	9,66	0	8,18			
	2	18,28	17,62	12,3	4,2	19,01	18,10	11,90	5,41			
	3	17,62	18,28	4,2	12,3	18,10	19,01	5,41	11,90			
	4	11,68	0	10,07	0	9,66	0	8,18	0			

Superposition Des Differentes Sollicitations.

Combinaison des charges suivant Le C.C.B.A.

- On appellera : G : sollicitation due à la charge permanente
- P : " " aux surcharges d'exploitation
- V : " " aux surcharges climatiques.
- W : " " " " " " extrêmes.
- T : " " aux effets de la température et du retrait.
- SI : " " due en somme. évaluée suivant les règles Parasismique Algérienne.

on prend en compte les sollicitations totales pondérées suivantes :
du 1^{er} GENRE :

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

$$(S_1)' = (G) + (P) + (V)$$

du 2^e GENRE : $(S_2) = (G) + 1,5 (P) + 1,5 (V) + (T)$

$$(S_2)' = (G) + (P) + \gamma_w (W) + (T)$$

$$(S_2)'' = (G) + (P) + (T) + (SI)$$

On : dépend des surcharges d'exploitation, dans notre cas la sollicitation due aux effets de la Température et au retrait, n'est pas prise en compte, de plus notre bâtiment, étant de hauteur faible d'où la sollicitation développée par les surcharges présentes d'exploitation est prépondérante devant celle du vent, la sollicitation totale pondérée du 1^{er} genre à considérer est :

$$G + 1,2 P$$

Pour la sollicitation du 2^e genre on retiendra la sollicitation

$$(S_2)'' = (G) + (P) + (SI)$$

ainsi que celle données par les Règles RPA :

• $0,8G \pm SI$: combinaison qui tient compte de la réduction des charges verticales (à cause des effets de l'accélération verticale).

La valeur $\pm SI$ permet de prendre en compte la réversibilité des charges sismiques créant des efforts de traction et de compression dans le cas des poteaux.

• $G + P + 1,2 SI$; combinaison à considérer pour les poteaux.

En Résumé :

	1 ^{er} genre	2 ^{de} genre.
Cesent des éléments structuraux des planchers	$G + 1,2 P$	$G + P + SI$
		$0,8G \pm SI$
Poteaux.	$G + 1,2 P$	$0,8G \pm SI$
		$G + P + 1,2 SI$

Combinaison des charges suivant le B.A.E.L (80).

on distingue : les charges permanentes.

" Variables.

" accidentelles.

- CHARGES PERMANENTES : représentées par G , sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps. ces charges comprennent :

- Le poids propre de la structure
- Le poids des équipements fixes (cloisons et machines..)

- CHARGES VARIABLES : représentées par P_i , sont celles dont l'intensité varie fréquemment et de façon imprévisible dans le temps. en particulier : les charges d'exploitation.

- CHARGES ACCIDENTELLES : sont celles provenant de phénomènes se produisant rarement et avec une faible durée d'application. actions fixées par les règles parasismiques.

Pour déterminer, les sollicitations, auxquelles la construction est soumise, on utilise les combinaisons des charges définies ci-après avec les notations suivantes.

G_{max} : Ensemble des charges permanentes dont l'effet est défavorable pour la justification d'un élément donné.

G_{min} : Ensemble des charges permanentes dont l'effet est favorable.

P_0 : action variable, dite de base.

P_i : autres actions variables, dite d'accompagnement (avec $i \geq 1$) (vent, neige, température ect..., non prises en compte).

- Les combinaisons d'actions à envisager sont différentes pour les états-limites ultimes et les états-limites de service.

a) POUR LES ETATS-LIMITES ULTIMES: on distingue les situations durables ou transitoires qui font intervenir seulement les actions permanentes ou variables et les situations accidentelles, qui prennent en compte les actions accidentelles.

* situation durables ou transitoires:

combinaisons représentées symboliquement par:

$$1,35 G_{max} + G_{min} + \gamma_{P_0} P_0 + \sum \gamma_{P_i} P_i$$

$\gamma_{P_0} = 1,5$ (P_0 l'action de base etant la surcharge d'exploitation)

le coefficient γ_{P_i} depend de la nature des actions d'accompagnement considérées en fonction de la nature de l'action de base.

Pour cette situation, nous retiendrons que les combinaisons données par l'action de base P_0 (surcharge d'exploitation) sans aucune autre action d'accompagnement.

les combinaisons à retenir:

$$1,35 G + 1,5 P$$

$$G + 1,5 P$$

$$1,35 G + 1,5 P$$

$$G + 1,5 P$$

Situation accidentelles : La combinaison d'actions à considérer est représentée symboliquement par :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \sum \gamma_{Ai} P_i$$

F_A : Action accidentelles. (Action sismique SI).

$P_i = P_n$ surcharge d'Exploitation ($\gamma_{Ai} = 1$).

• d'où la combinaison : $G + P + SI$.

b). POUR LES ETATS-LIMITES DE SERVICE.

combinaisons représentées symboliquement par :

$$G + P + \sum \psi_{0i} P_i, \text{ soit } G + P$$

En résumé :

G: Action des charges permanentes.

P: " " d'Exploitation.

SI: " sismique.

Dans le cas de planchers soumis uniquement aux actions des charges permanentes et des charges d'Exploitation

Les seules combinaisons à considérer vis-à-vis des états limites ultimes et des états de service sont :

Combinaisons	E.L.U	E.S.
(1)	$1,35G + 1,5P$	$G + P$
(2)	$G + 1,5P$	
(3)	$G + P + SI$	

En pratique (1) et (3) sont déterminantes.

Pour les poteaux, les combinaisons d'actions sont celles définies par les relations précédentes, on prend pour P, l'action des charges d'Exploitation évaluées au niveau étudié.

Pour les éléments résistants des planchers, les valeurs, les plus défavorables des moments en travée et aux appuis de chaque poutre ou poutrelle sont donnés en traçant les courbes enveloppes, des moments de la travée prise indépendamment, complète de portée l. on obtient les enveloppes, on combine de la manière la plus défavorable, l'ensemble des diagrammes des moments donnés par les charges permanentes, les charges d'exploitation et les charges accidentelles (séisme).
 on distingue les courbes enveloppes obtenues pour 1 travée de rive et pour 1 travée intermédiaire.

	TRAVÉE 1-2	TRAVÉE 2-3
Charges Permanentes ①		
Charges d'Exploitation max aux appuis ②		
Charges d'Exploit max en travée ③		
Charges d'E Min entrées ④		
Séisme Moment positif entrées ⑤		
(SI) M < 0 en travée ⑥		

Pour la combinaison (CCBA) $G + 1,2 P$ ($\alpha = 1 ; \beta = 1,2$)
 " (BAEL) $1,79 G + 1,9 P$ ($\alpha = 1,79 ; \beta = 1,9$)

Pour ces 2 types de combinaisons :

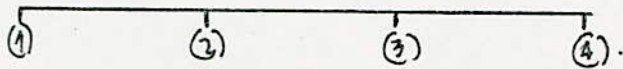
Les moments max aux appuis : superposition des diagrammes (1)+(2)
 " " en travée : " " (1)+(3)
 " min " " " " (1)+(4)

Pour la combinaison $G + P + 5I$.

(1)+(3)+(5) donne le max en travée, min aux appuis.

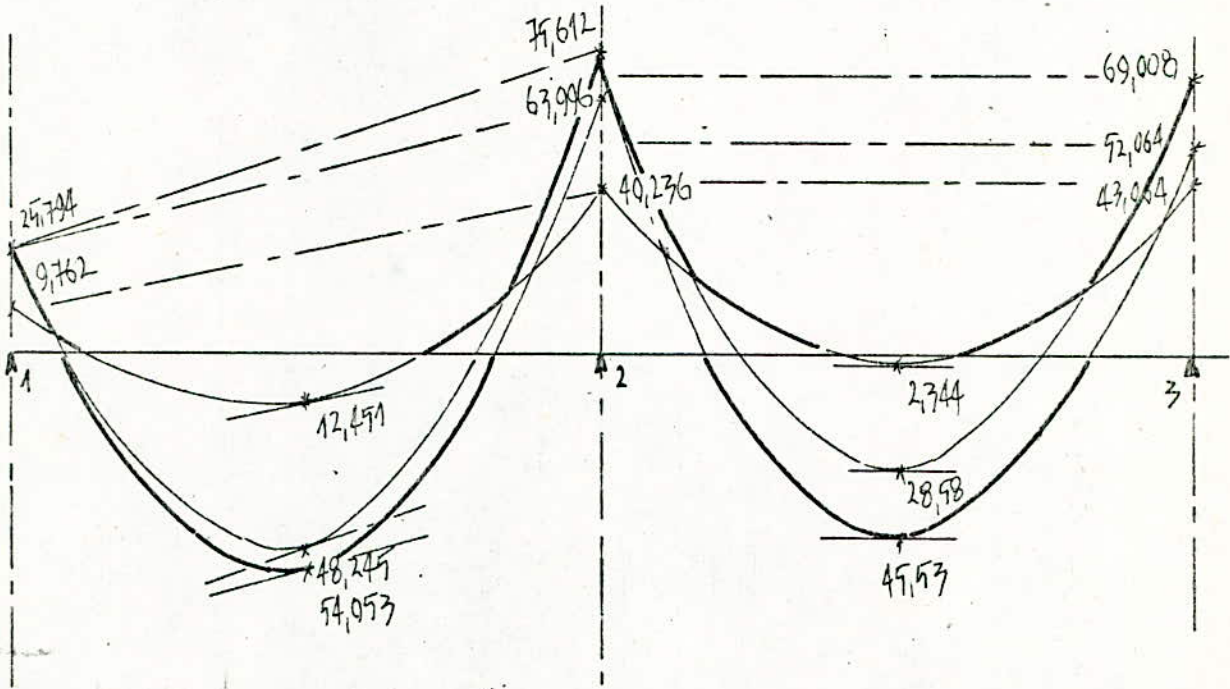
(1)+(2)+(6) " le min en travée, max aux appuis.

La combinaison $0,8 G + 5I$, donne des valeurs des moments positifs aux appuis considérables.

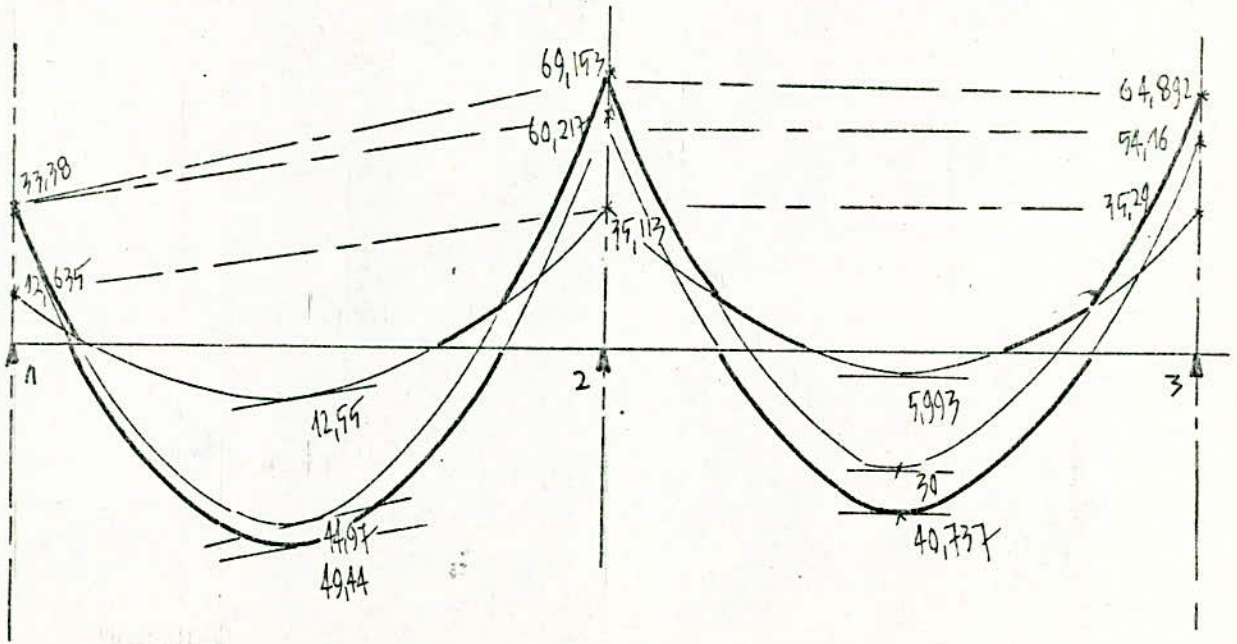


		M(1)		M(2)		M(3)		M(4)	
		M ₁ ⁺	M ₁ ⁻	M ₂ ⁺	M ₂ ⁻	M ₃ ⁺	M ₃ ⁻	M ₄ ⁺	M ₄ ⁻
Poutre Poutrelle (2L)	3	9,806	-9,806		-18,601		-18,601		-9,806
	2	19,80	-25,	13,26	-27,06	13,26	-27,06	19,80	-25
	1	30,61	-37,35	24,03	-37,13	24,03	-37,13	30,61	-37,35
Poutre DD	3	14,71	-14,71	8,136	-18,316	8,136	-18,316	14,71	-14,71
	2	37,08	-52,54	25,84	-54,8	25,84	-54,8	37,08	-52,54
	1	58,63	-77,31	47,07	-75,27	47,07	-75,27	58,63	-77,31
Poutre B3	3	13,88	-13,88	6,06	-18,92	6,06	-18,92	13,88	-13,88
	2	20,22	-43,42	17,43	-59,13	17,43	-59,13	20,22	-43,42
	1	28,95	-55,95	39,12	-77,42	39,12	-77,42	28,95	-55,95

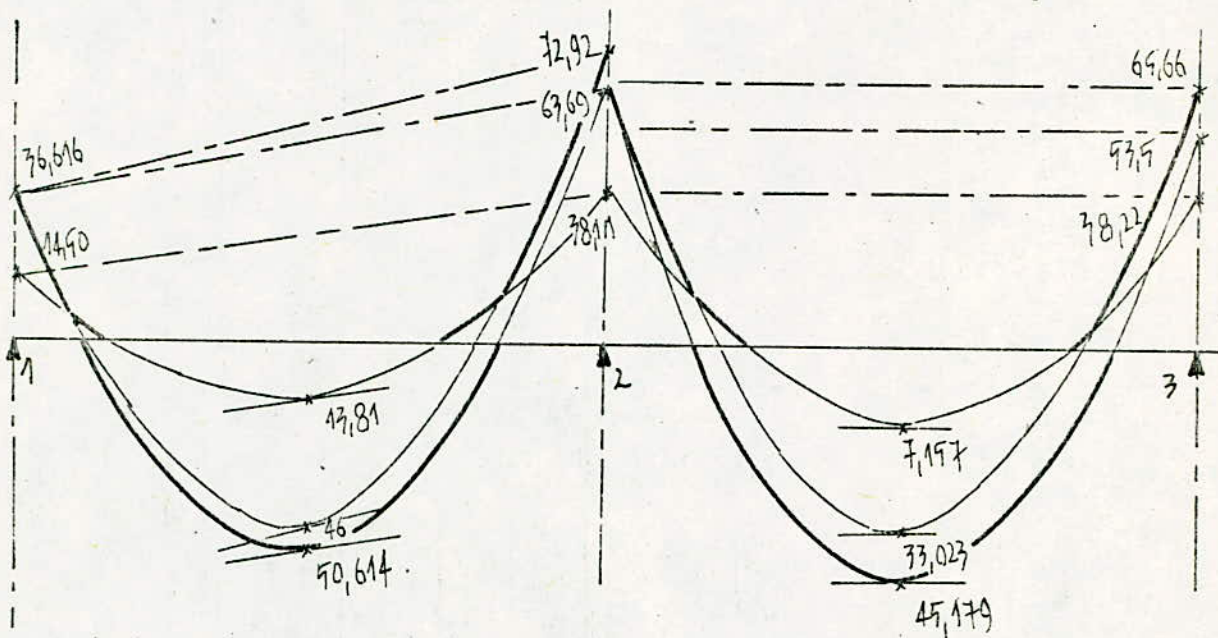
Niveau I
Portique 2.2
C: G+1.2.P



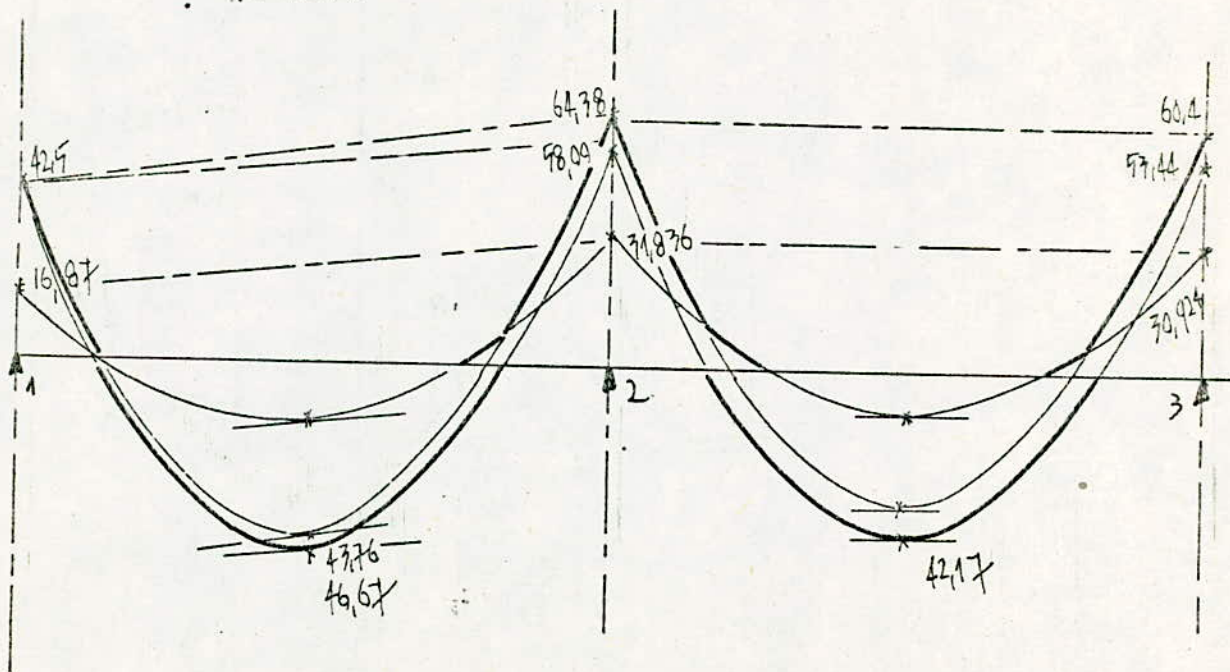
Niveau I
Portique 2.2
C: G+1.2.P.



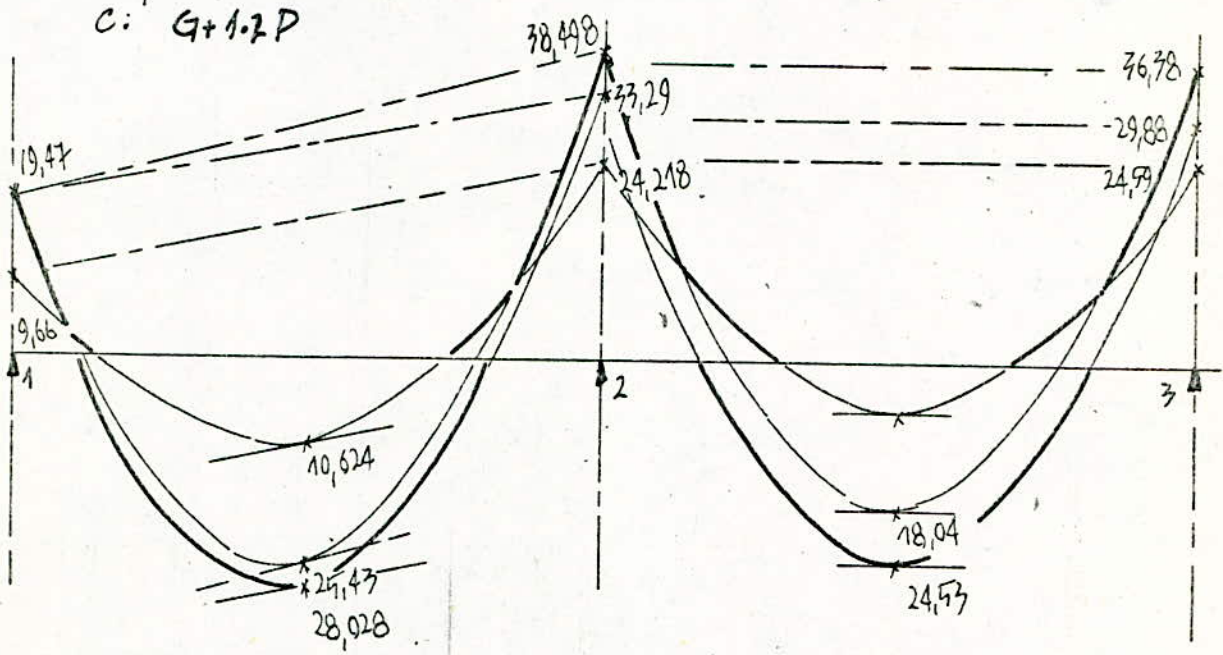
Niveau 2
Portique BB
C: G+1.2P



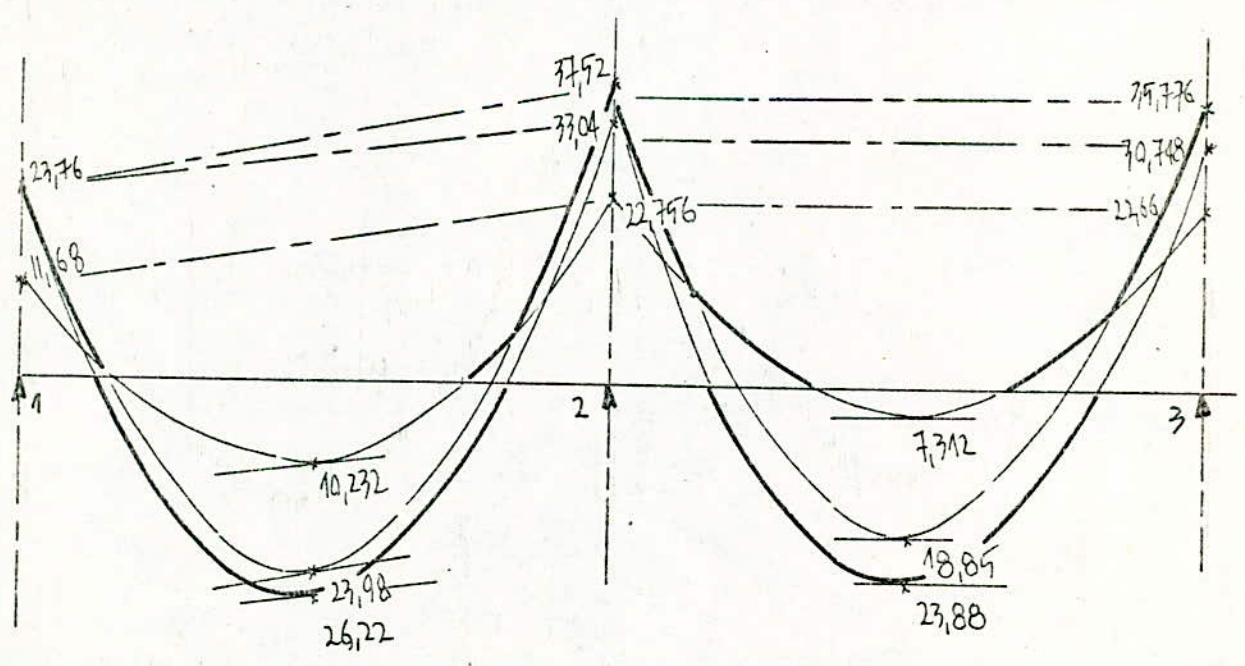
Niveau 1
Portique BB
C: G+1.2P.

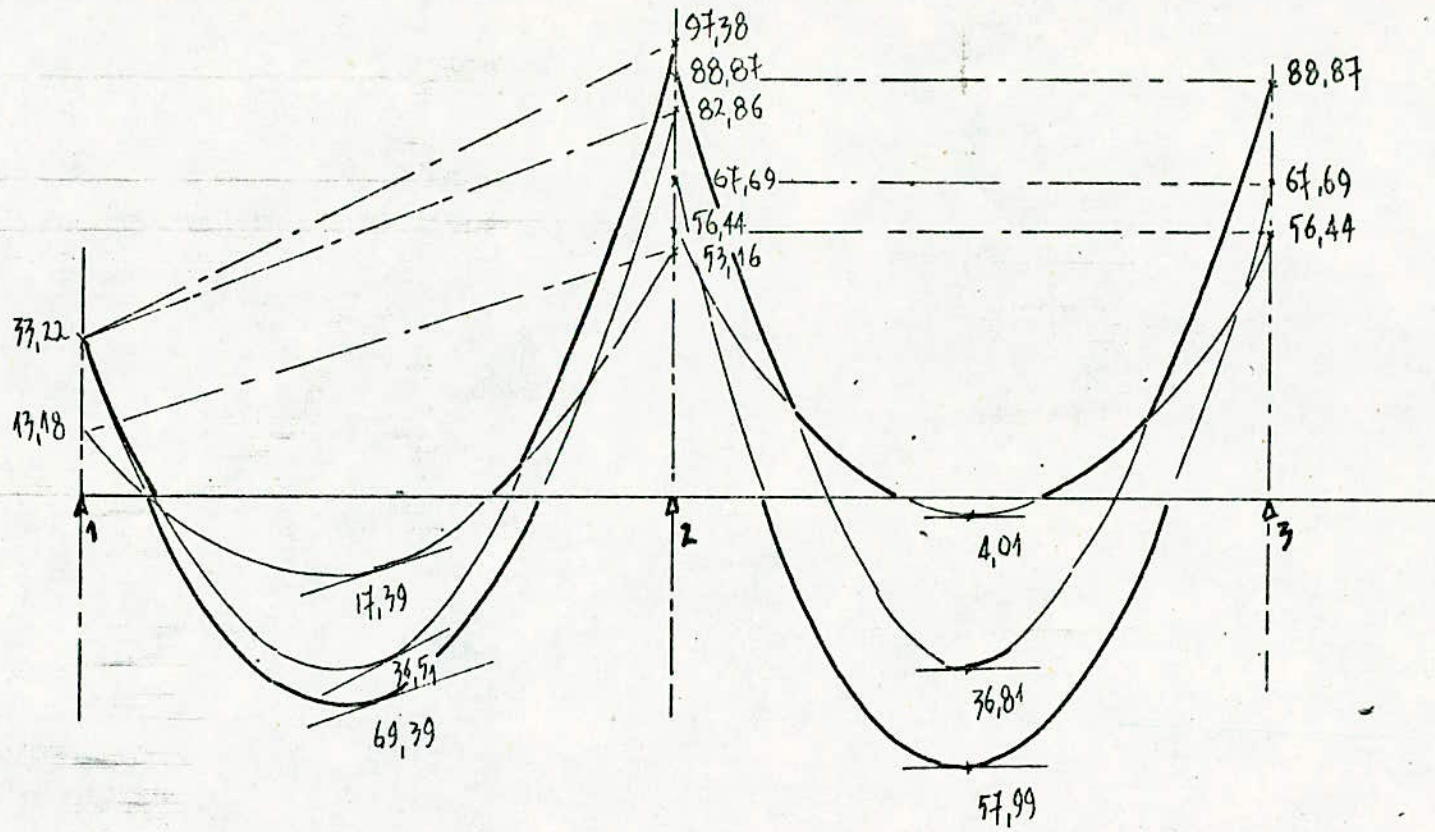


Niveau 2
Portique DD
C: G+1.2P

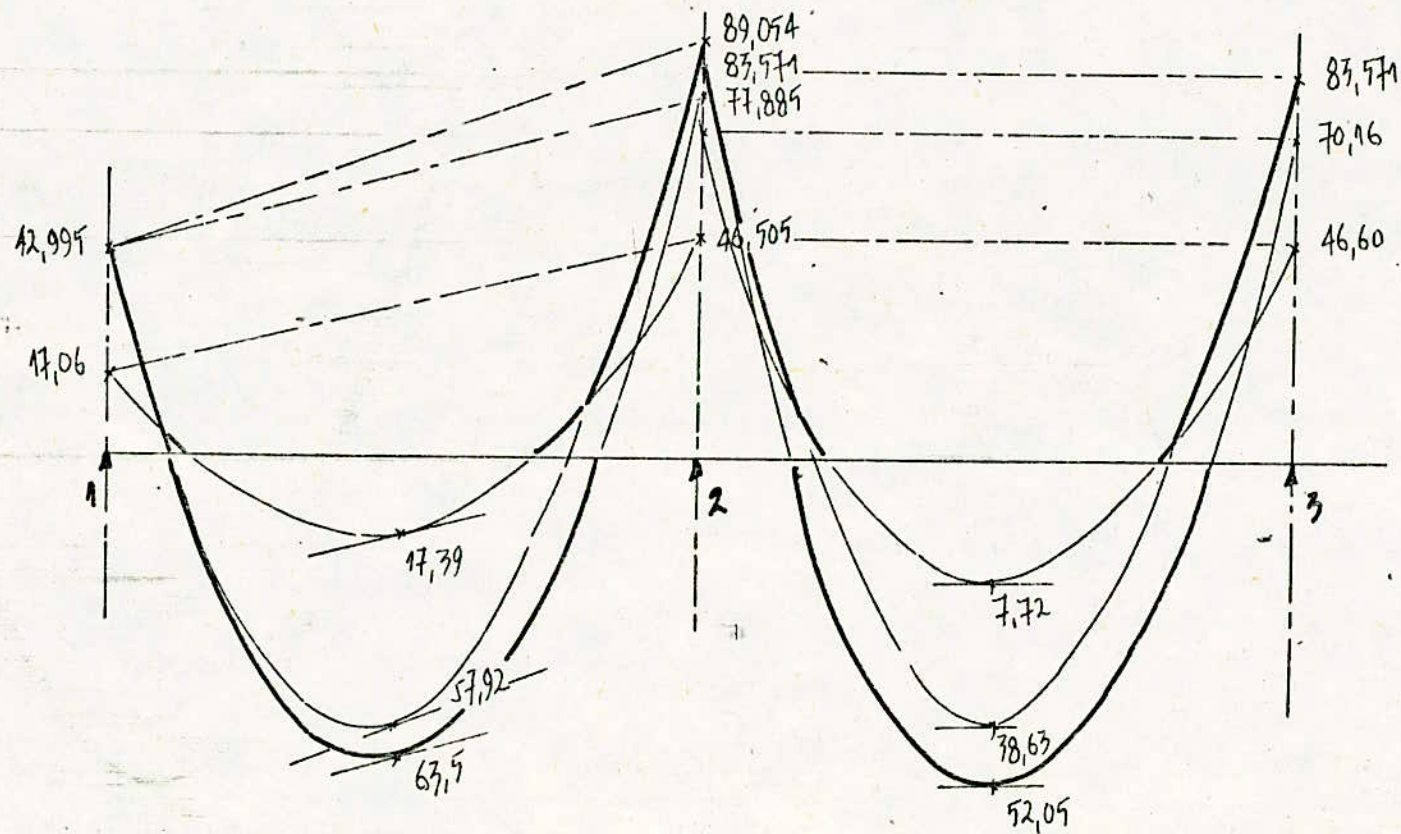


Niveau 1
Portique DD
C: G+1.2P

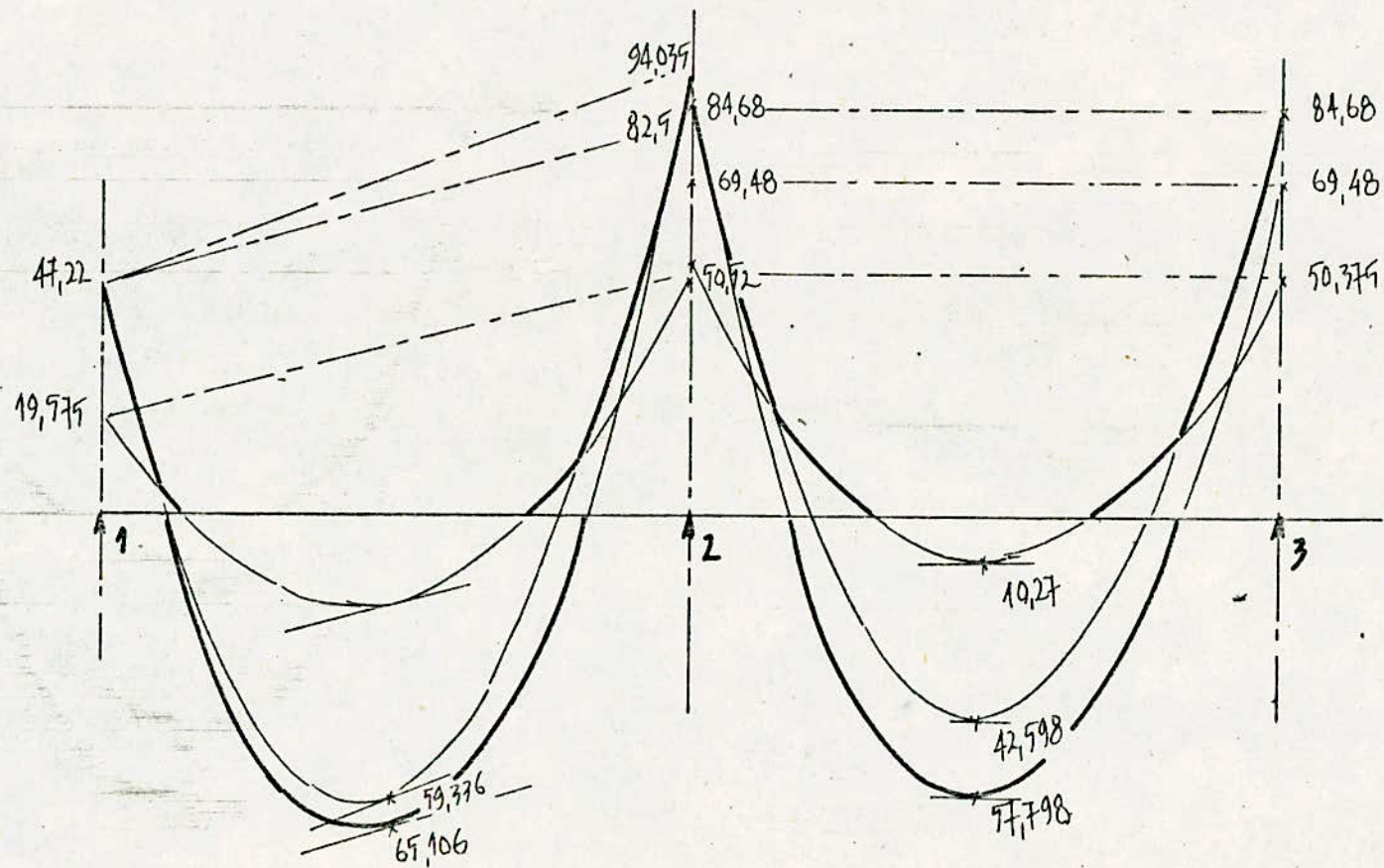




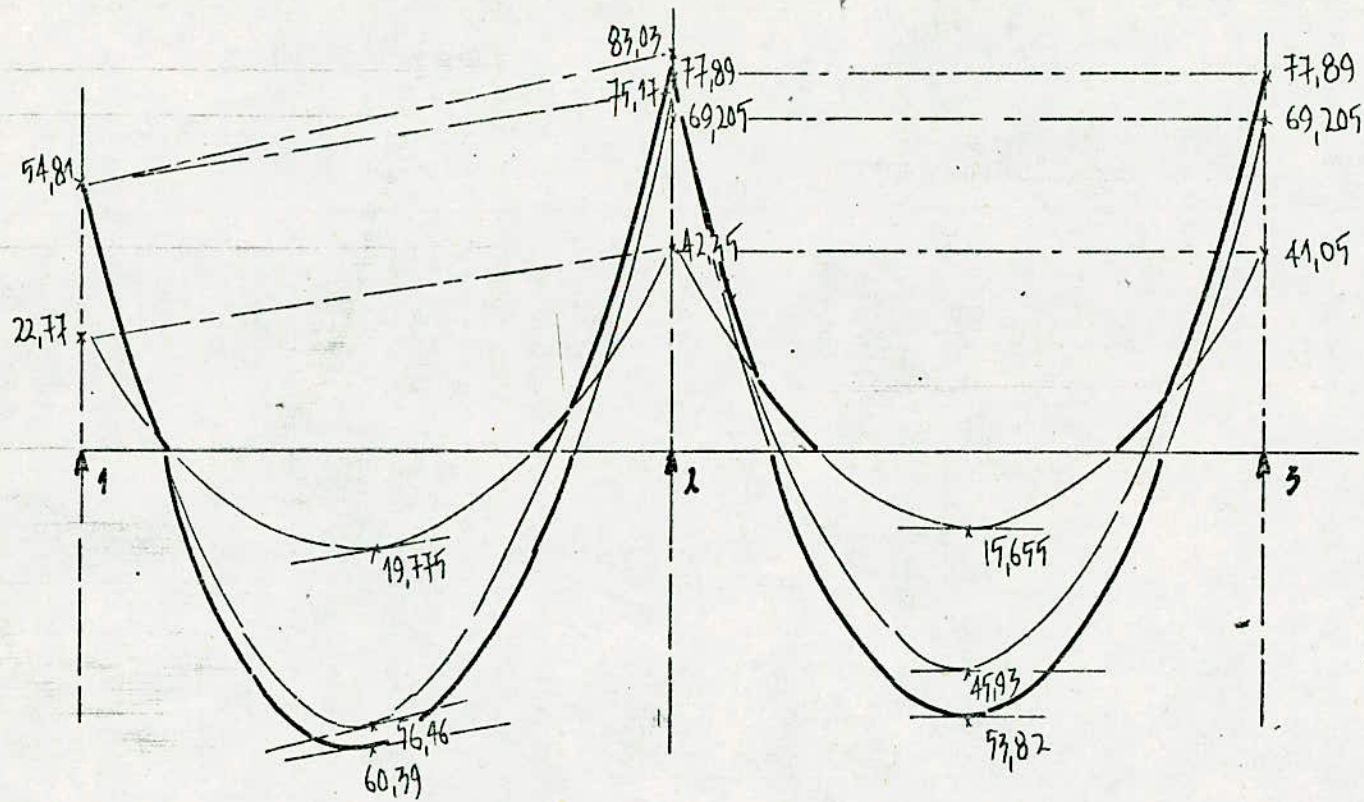
Niveau 2
 PORTIQUE - 2-2
 C: 1.35 G + 1.5 P



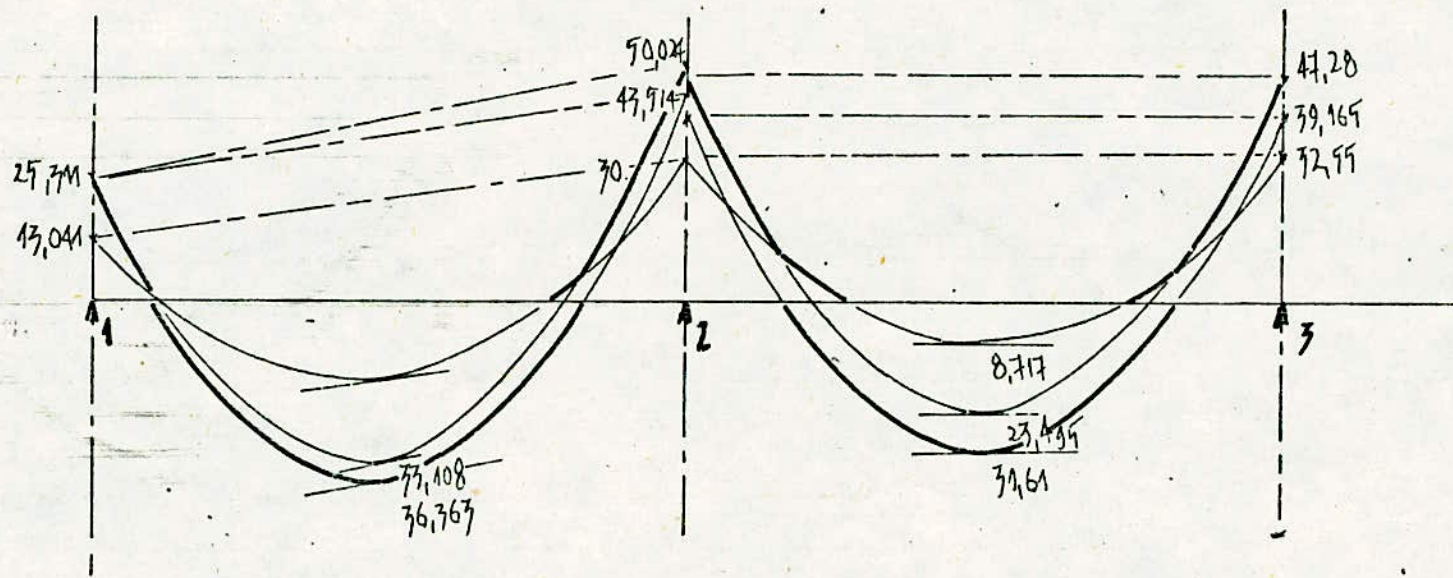
Niveau 1
 Portique 22
 C: 1.75 G + 1.5 P



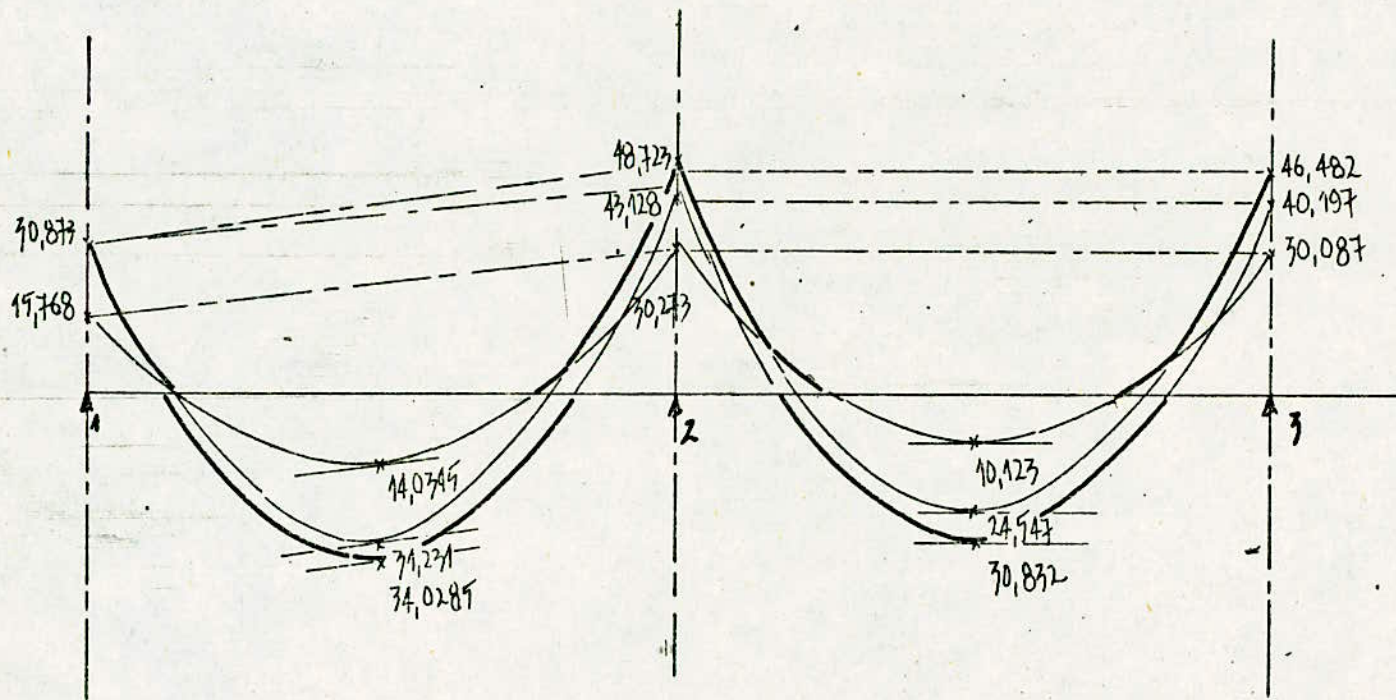
Niveau 2
 Portique BB
 C: $1.35 G + 1.5 Q$



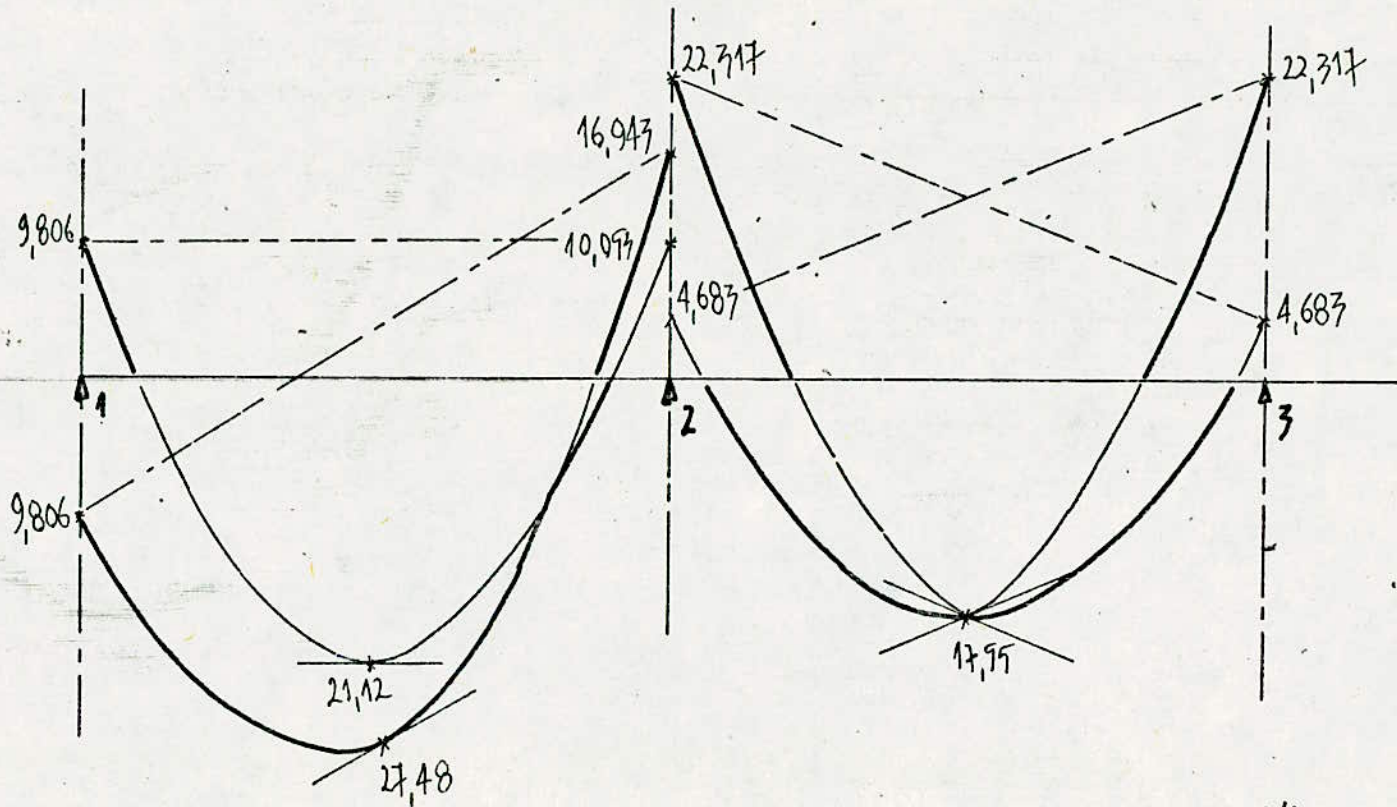
Niveau 1
 Portique BB
 C: $1.75 G + 1.5 P$



Niveau 2
 Portique DD
 C: 1.35 G + 1.5 R



Niveau 1
 Portique DD
 C: 1.75 G + 1.5 P

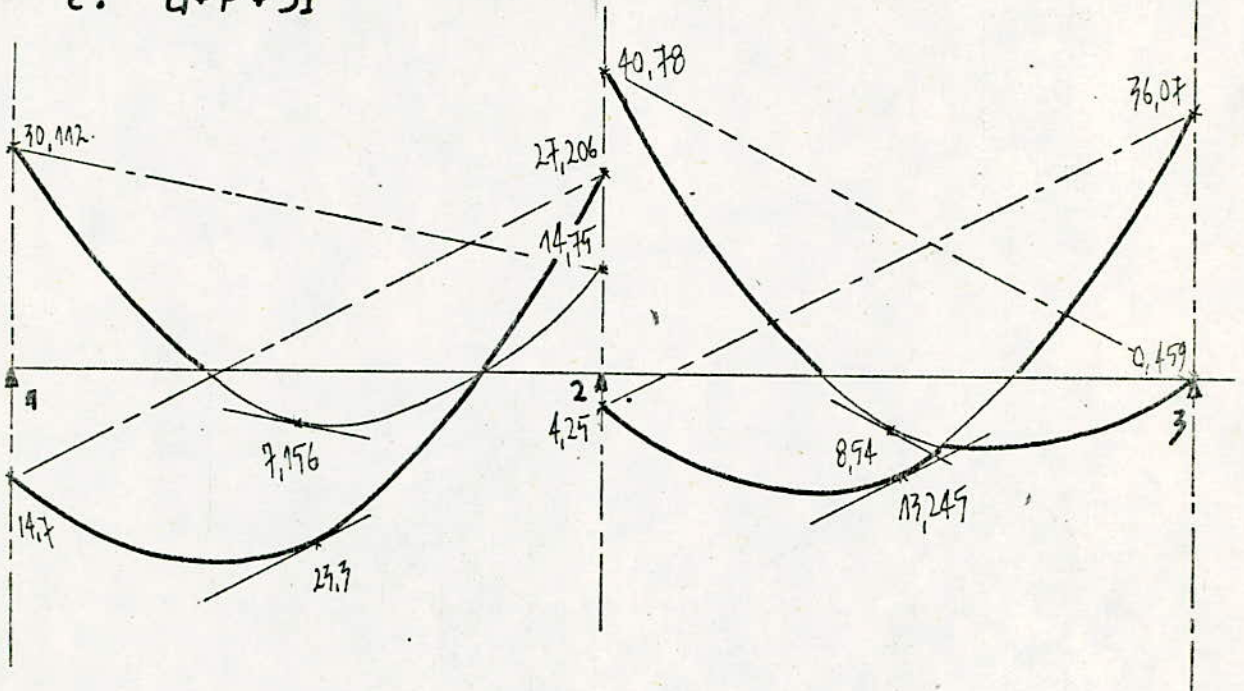


Niveau: 3
 Portique 22.
 C: G+P+SI

Niveau 2

Portique 22

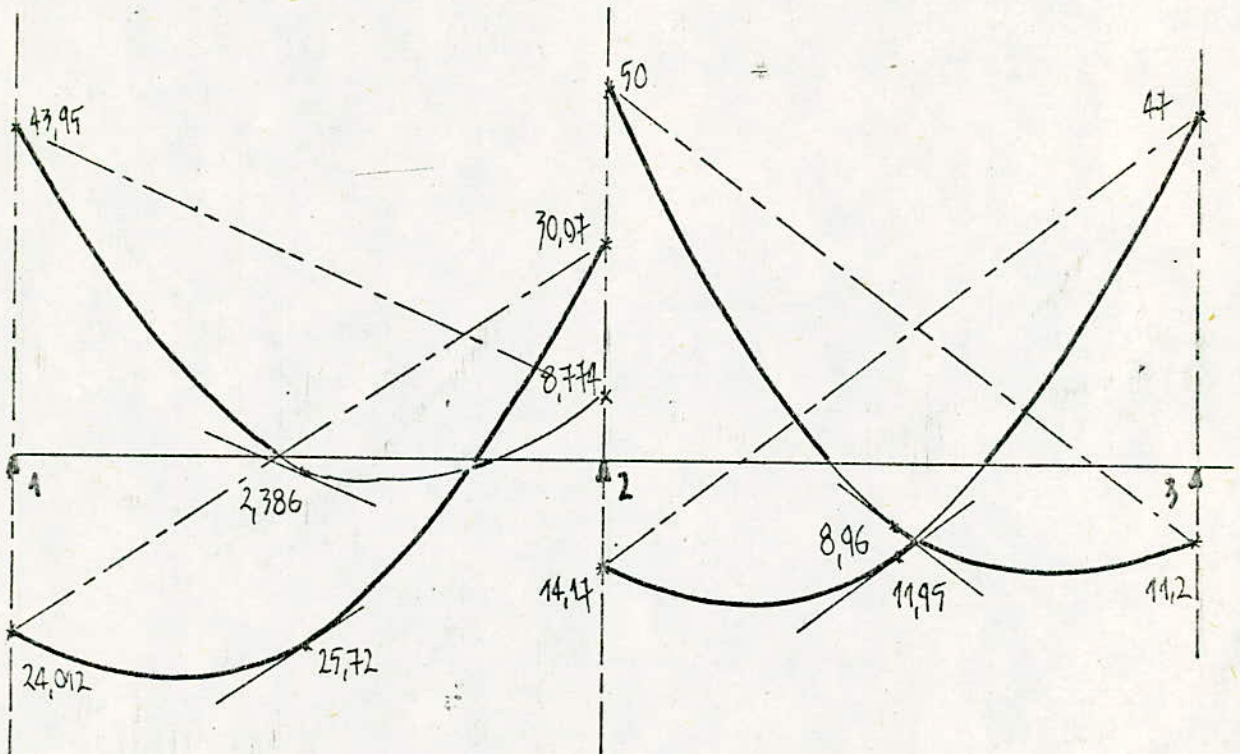
C: G+P+SI

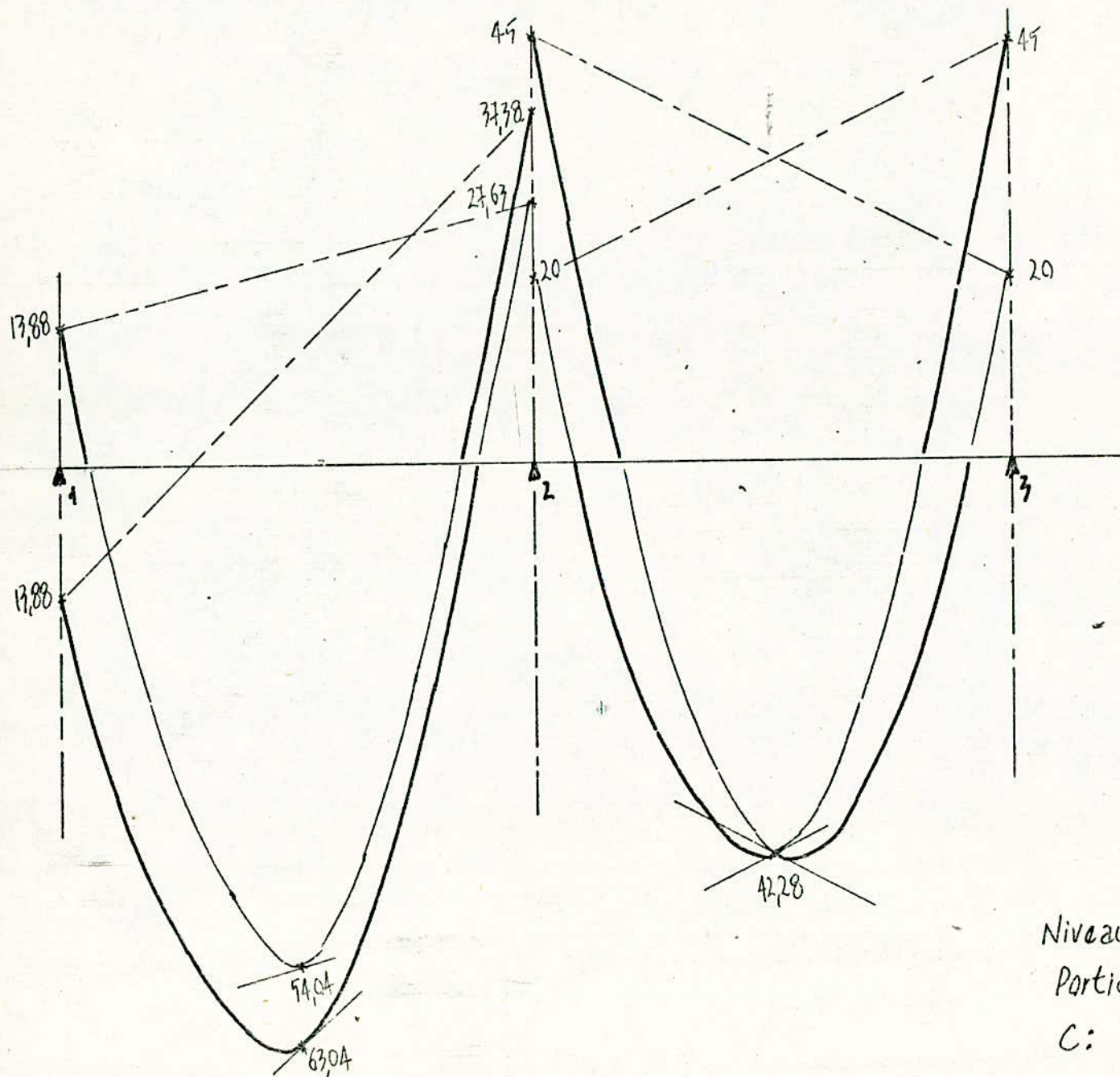


Niveau 1

Portique 22

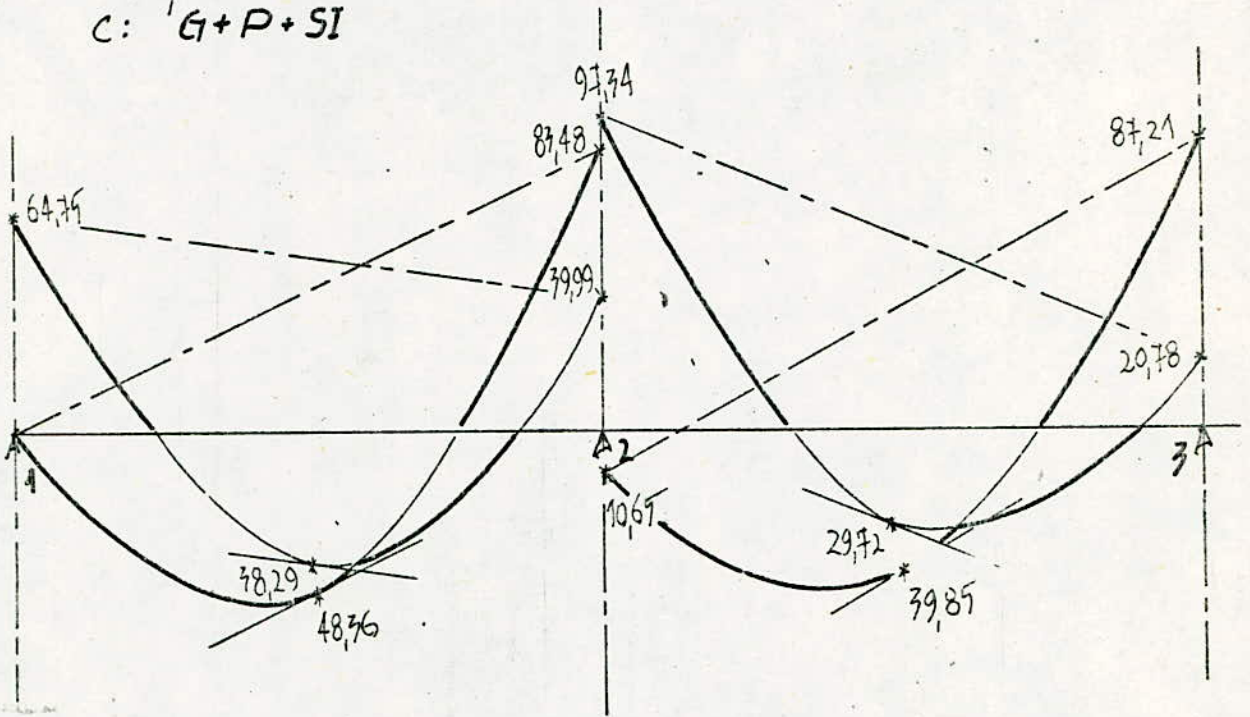
C: G+P+SI



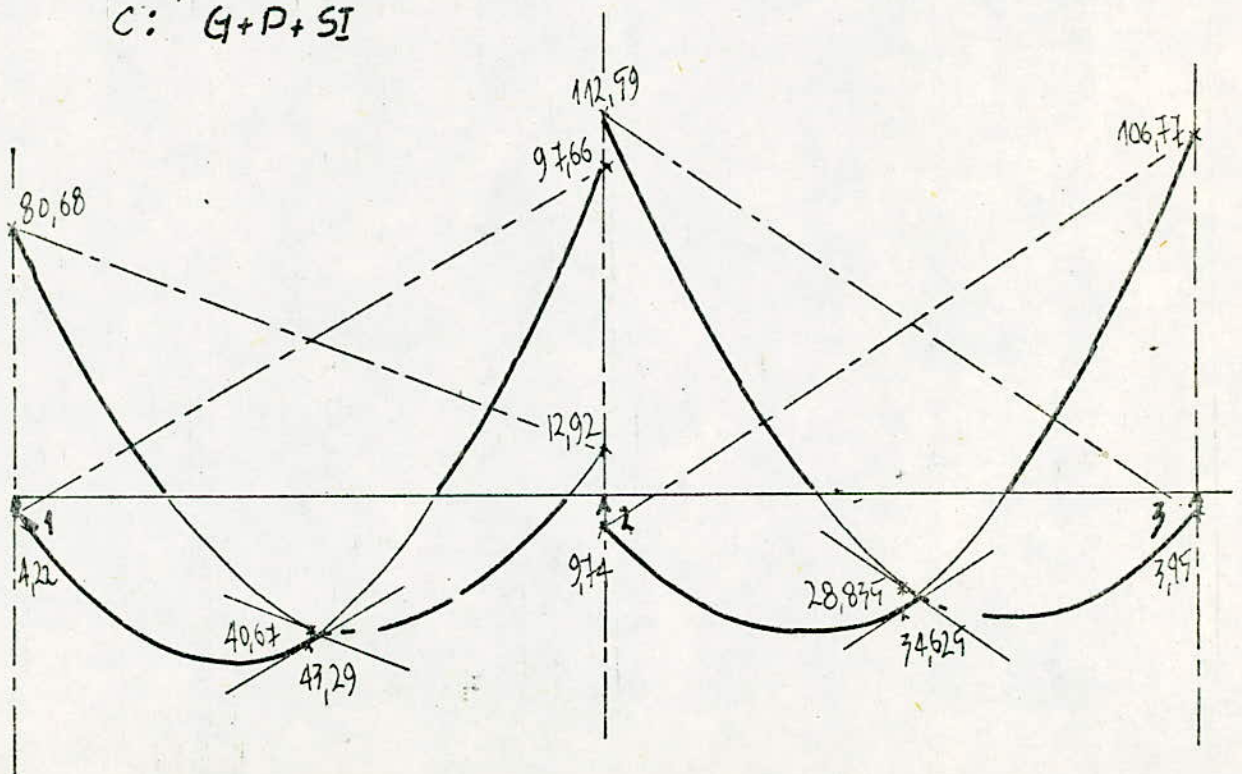


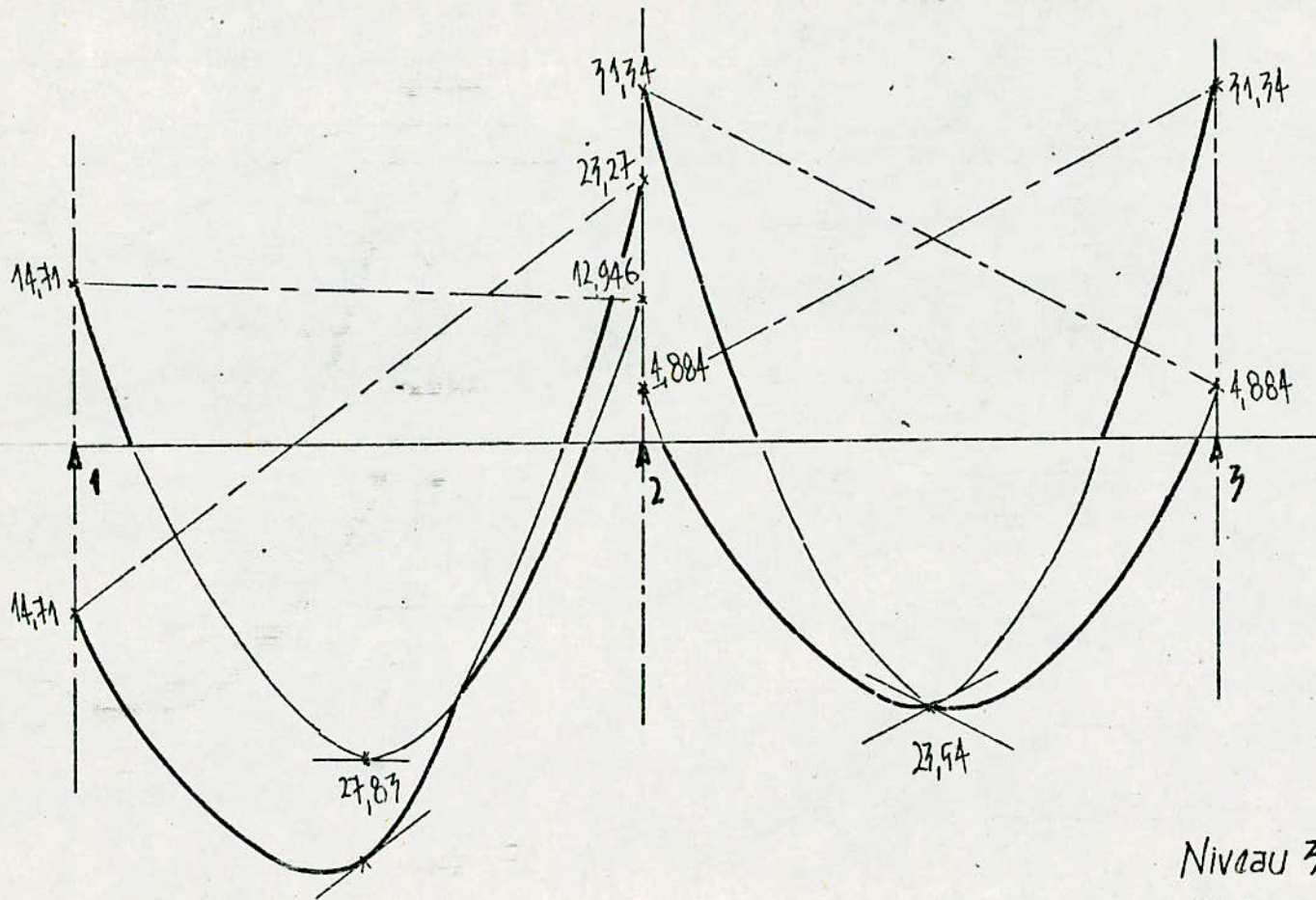
Niveau 3
 Portique BB
 C: G+P+SI

Niveau 2
Portique BB
C: G+P+SI



Niveau 1
Portique BB
C: G+P+SI



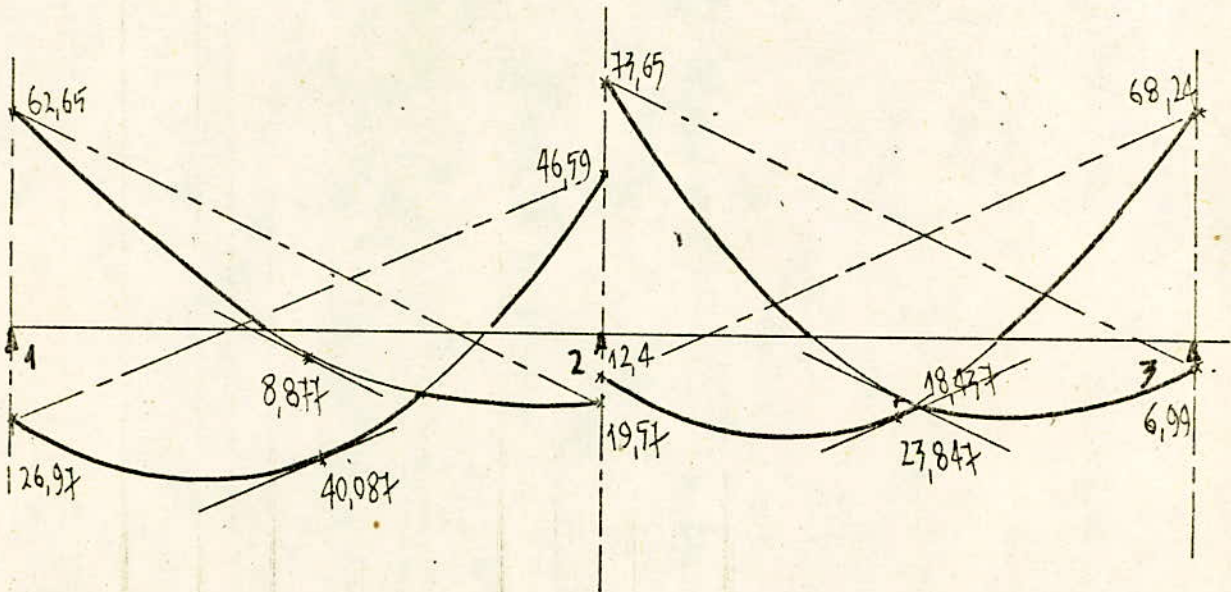


Niveau 3

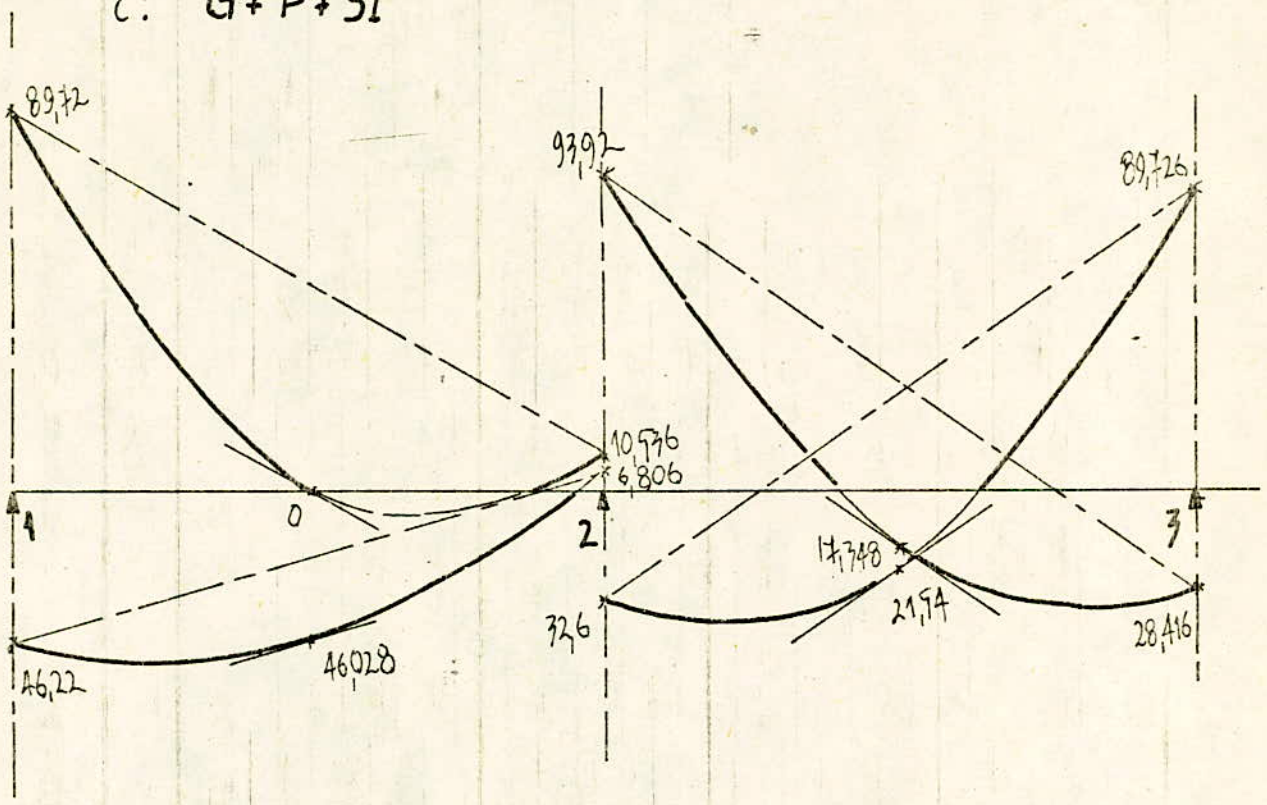
Portique D.D

C: G+P+SI


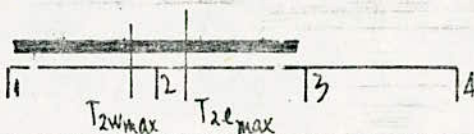
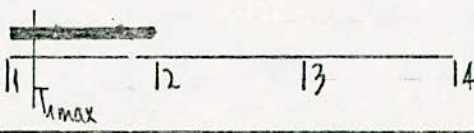
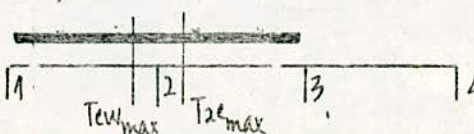
Niveau 2
Portique D.D.
C: G+P+SI



Niveau 1
Portique D.D.
C: G+P+SI



EFFORTS TRANCHANTS. (POUTRES) Dortique 2:2. (CCBA).

Niv.	Cas de Surcharges.	G + 1,2 P		Karré	T ₀	M _c - M _w l	T = ±T ₀ + M _c - M _w l	Données			
		M _w	M _c					Niveau	I	II	
II		1	0	25,79	1-2 2-3 3-4	54,59 20,52 20,66	-5,27 2,353 2,601	T ₁ = 49,72	q _G (t/m)	5,7	5,7
		2	64	47,06				T _{2W} = -59,86	q _P (t/m)	9,76	9,76
		3	26,12	28,62					l (m)	7,15	7,25
		4	9,76	0						7,10	7,20
		1	0	25,8	1-2 2-3 3-4	54,59 54,22 20,66	-6,87 2,353 +4,204	T ₁ = 47,72			
		2	75,61	69				T _{2W} = -61,46			
		3	52,06	40,24				T _{2e} = 56,57			
		4	9,76	0				T _{3W} = -51,87			
I		1	0	33,38	1-2 2-3 3-4	53,84 20,24 20,38	-3,754 1,511 1,893	T ₁ = 50,08			
		2	60,22	35,29				T _{2W} = -57,594			
		3	24,56	26,17							
		4	12,635	0							
		1	0	33,38	1-2 2-3 3-4	53,84 53,47 20,37	-4,975 1,489 3,1	T ₁ = 48,91			
		2	69,17	64,89				T _{2W} = -58,77			
		3	54,164	35,11				T _{2e} = 54,96			
		4	12,635	0				T _{3W} = -51,98			

EFFORTS TRANCHANTS : POUTIQUE B.B. (CCBA).

Niveau	Cas de surcharges	G + 1,2 P		Livrée	T ₀	$\frac{M_c - M_w}{l}$	$T = \pm T_0 + \frac{M_c - M_w}{l}$	Données												
		M _w	M _c					Niveau	II	I										
II		1	0	36,62	1-2	43,84	-3,73	T ₁ = 40,11	G (t/ml)	0,74	0,74									
		2	67,69	38,22								2-3	17,66	+1,69	T ₂ = -47,57	Q _G (t)	15	14,8		
		3	26,06	28,87								3-4			T ₃ = +19,75					
		4																		
II		1	0	36,62	1-2	-43,84	-5,00	T _{e1} = 38,81	Q _P (t)	20,73	2920									
		2	72,93	68,66								2-3	+43,81	+1,69	T _{w2} = -48,84	l (m)	7,25	7,15		
		3	56,90	38,11								3-4			T _{e2} = +45,5				7,20	7,10
		4	14,90	0											T _{w3} = -42,12					
I		1	0	42,90	1-2	43,19	-2,18	T ₁ = 41,01												
		2	58,09	30,92								2-3	17,43	0,98	T ₂ = -45,37					
		3	23,94	29,56								3-4			T ₃ = 18,41					
		4																		
I		1	0	42,90	1-2	-43,19	-3,66	T _{e1} = 40,13												
		2	64,37	60,43								2-3	+43,16	0,98	T _{w2} = -46,25					
		3	53,49	31,84											T _{e2} = 44,14					
		4	16,87	0											T _{w3} = -42,13					

EFFORTS TRANCHANTS: Portique D.D (CCBA).
(POUTRES)

Niv	Cas de surcharges	G+1,2 P		karré	T ₀	$\frac{M_c - M_w}{e}$	$T = \pm T_0 + \frac{M_c - M_w}{e}$	Données			
		M _w	M _c					Niveau	I	II	
I		1	0	19,49	1-2	25,08	-1,89	T ₁ = 23,19	G (t/m)	1,9	1,94
		2	33,29	24,59					2-3	13,31	+0,91
		3	17,93	18,92				T _{2e} = 14,22	P (t/m)	0,35	0,35
		4	9,57	0							
II		1	0	19,49	1-2	25,08	-2,60	T ₁ = 22,48	Q _P (t)	8,86	8,53
		2	38,50	36,37					2-3	25,08	+0,89
		3	29,88	24,22				T _{2e} = 25,97	a (m)	2,30	2,35
		4	9,66	0				T _{3w} = -24,19			
I		1	0	23,76	1-2	25,6	-1,28	T ₁ = 24,32			
		2	33,04	22,66					2-3	13,45	+0,7
		3	17,62	18,28				T _{2e} = 14,15			
		4									
II		1	0	23,76	1-2	25,60	-1,90	T ₁ = 23,70			
		2	37,42	35,79					2-3	25,60	+0,70
		3	30,75	22,66				T _{2e} = 26,30			
		4	11,68	0				T _{3w} = -24,9			

EFFORTS TRANCHANTS (POUTRES) *Dortique 2.2.* (BME)

Niv	cas de charges	1.75 G + 1.5 P		Travée	T ₀	M _e -M _w 2	T = ±T ₀ + $\frac{M_e - M_w}{2}$	Données						
		M _w	M _e					Niveau	I	II				
II		1	0	33,22	1-2	70,71	-6,85	T ₁ = 63,46	9a (t/ml)	5,7	5,7			
		2	82,86	56,44				2-3				27,70	2,94	T _{2w} = -77,16
		3	75,26	78,64				3-4				27,89	3,91	
		4	13,18	0										
		1	0	33,22	1-2	70,71	-8,85	T ₁ = 61,46						
		2	97,78	88,87				2-3				69,83	2,94	T _{2w} = -79,16
		3	67,69	57,16				3-4				27,89	3,91	T _{2e} = 72,77
		4	13,18	0										T _{3w} = -66,89
I		1	0	42,99	1-2			T ₁ = 64,46						
		2	77,89	46,57				2-3						T _{2w} = -74,27
		3	73,16	79,73				3-4						T _{2e} = 29,21
		4	17,06	0										
		1	0	42,99	1-2	69,74	-6,44	T ₁ = 62,90						
		2	89,07	83,57				2-3				68,86	1,89	T _{2w} = -75,78
		3	70,16	46,57				3-4				27,51		T _{2e} = 70,75
		4	17,06	0										T _{3w} = -66,97

EFFORTS TRANCHANTS : Portique B.B. (BAEL).
(POUTRES)

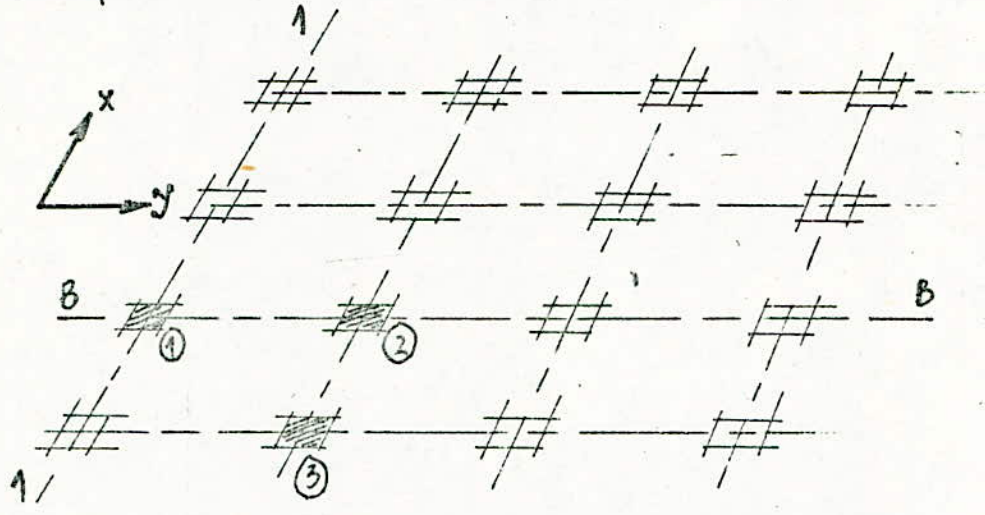
NIVEAU	Cas de Surcharges.	1,75 G + 1,5 P		Etréci	T ₀	$\frac{M_e - M_w}{l}$	$T = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$	Données			
		M _w	M _e					Niveau	I	II	
II		1	0	47,22	1-2 2-3 3-4	56,57 23,85 23,87	-4,87 2,11 2,67	T ₁ = 51,70 T _{2w} = -61,44 T _{2e} = 25,96	G (t/ml)	0,74	0,74
		2	82,50	50,38					Q ₀ (t)	14,8	15
		3	35,18	38,97					P (t/ml)	0,35	0,35
		4	19,58	0							
II		1	0	47,22	1-2 2-3	56,57 56,53	-6,46 +2,11	T ₁ = 50,11 T _{2w} = -63,03 T _{2e} = 58,64 T _{3w} = -54,42	Q _p (t)	20,20	20,53
		2	94,05	84,65					l (m)	7,15 7,10	7,25 7,20
		3	69,45	50,45					a (m)	2,30 2,25	2,35 2,30
		4	19,58	0							
I		1	0	54,82	1-2 2-3 3-4	55,73 23,53 23,55	-2,85 1,23 1,64	T ₁ = 52,88 T _{2w} = -58,58 T _{2e} = 24,76			
		2	75,17	44,05							
		3	32,32	34,51							
		4	22,77	0							
I		1	0	54,82	1-2 2-3	55,73 55,69	-3,94 1,22	T ₁ = 51,79 T _{2w} = -59,67 T _{2e} = 56,91 T _{3w} = -54,47			
		2	83,01	77,64							
		3	68,91	42,35							
		4	22,77	0							

EFFORTS TRANCHANTS.
(POUTRES)

Portique DD. (BAEL)

Niv	Cas de Surcharges.	1,75 G + 1,5 P		karrée	T ₀	M _e -M _w L	T = ±T ₀ + $\frac{M_e - M_w}{L}$	Données										
		M _w	M _e					Niveau	I	II								
I		1	0	25,71	1-2	32,68	-2,49	T ₁ = 30,19	G (t/m)	1,9	1,94							
		2	43,51	32,55								2-3	17,97	1,11	T _{2w} = -35,17	Q _G (t)	6,47	6,23
		3	24,44	25,66								3-4	17,97	1,73	T _{2e} = 19,08			
		4	13,04	0														
II		1	0	25,71	1-2	32,68	-3,38	T ₁ = 29,30	Q _P (t)	8,86	8,53							
		2	50,02	47,28								2-3	32,68	+1,11	T _{2w} = -36,06	l (m)	7,20	7,70
		3	39,17	32,17								3-4			T _{2e} = 33,79			
		4	13,04	0											T _{3w} = -31,57			
I		1	0	30,87	1-2	33,34	-1,70	T ₁ = 31,64										
		2	43,13	30,09								2-3	18,16	0,875	T _{2w} = -35,04			
		3	23,79	24,69								3-4	18,16	1,24	T _{2e} = 19,04			
		4	15,78	0														
I		1	0	30,87	1-2	33,34	-2,48	T ₁ = 30,86										
		2	48,71	46,50								2-3	33,34	0,875	T _{2w} = -35,82			
		3	40,20	30,27								3-4			T _{2e} = 34,22			
		4	15,78	0											T _{3w} = -32,50			

Les poteaux les plus sollicités sont ceux des pontiques poteaux (Pontique Principal intermédiaire, sans YY).



Pour le pontique (Pontique Poteau B/B), on distinguera 2 types de poteaux. - Poteau (1) de rive et Poteau (2) Intermédiaire.

Suivant les règles BAEL, CEBT, les couples d'efforts (M, N) les plus défavorables sont obtenus en chargeant individuellement ou l'ensemble des 2 travées de part et d'autre du poteau considéré.

Pour le poteau type 3 (de rive) du pontique non poteau les combinaisons obtenues sont moins défavorable que celle du poteau 1 (Pontique poteau), Pour cela on étudiera uniquement:

- 1 Poteau de Rive le plus sollicité (type (1))
- 1 " Intermédiaire " " (type (2))

Suivant le sens le plus défavorable (x ou y). est on adoptera un ferrillage symétrique.

Remarque :

La combinaison 0,8G + S1 se sera pas pris en compte, car elle ne donne pas dans notre cas, des Eff. de traction. Les autres combinaisons obtenus suivant le cas de surcharges seront donnés sous forme de tableaux.

EFFORTS NORMAUX. dus au SEISME \longleftrightarrow

PORTIQUES DE RIVES (A-A) et (A-A) (RAMENÉS PAR LES POUTRES)
(D-D) et (A-A)

Niv	TRAVÉE	l	M _g	M _d	T _{SI} \rightarrow	T _{SI}
III	1-2	7,30	14,71	5,164	-2,72	+2,72
	2-3	7,30	13,226	13,226	-3,62	+3,62
II	1-2	7,30	44,81	15,68	-8,29	+8,29
	2-3	7,30	40,32	40,32	-11,05	+11,05
I	1-2	7,20	67,97	23,774	-12,74	+12,74
	2-3	7,30	61,166	61,166	-17,00	+17,00

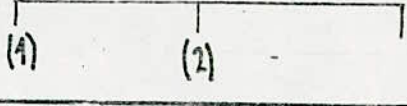
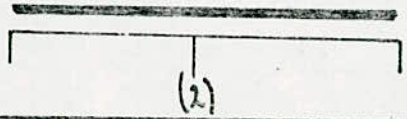
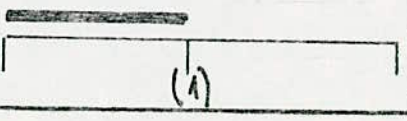

PORTIQUES INTERMÉDIAIRES (B-B) - (C-C)
(1-1) ou (3-3).

Niv	TRAVÉE	l	M _g	M _d	T _{SI} \rightarrow	T _{SI}
III	1-2	7,30	13,88	4,863	-2,57	+2,57
	2-3	7,30	12,487	12,487	-3,42	+3,42
II	1-2	7,25	31,82	29,588	-7,92	+7,92
	2-3	7,20	38,28	38,28	-10,63	+10,63
I	1-2	7,15	42,45	44,99	-12,23	+12,23
	2-3	7,10	58,27	58,27	-16,41	+16,41

$$T_{SI}^{\rightarrow} = - \frac{M_g + M_d}{l}$$

$$T_{SI}^{\leftarrow} = + \frac{M_g + M_d}{l}$$

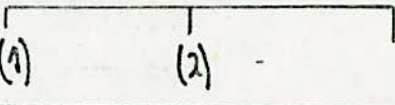
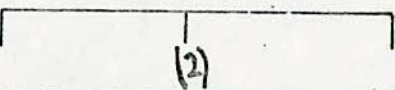
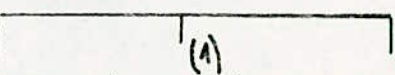
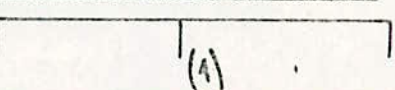
Moments (M) sans G+P+1,2 SI

cas de surcharges	Niv.	Potenti	G		P		SI		SI		G+P+1,2 SI		G+P+1,2 SI	
			M _u	M _s	M _u	M _s	M _u	M _s	M _u	M _s	M _u	M _s	M _u	M _s
(1) N _{max} ; M _{corr} (2) M _{max} ; N _{corr} 	II	1	-6,83	-7,68	-8,68	-9,74	+13,88	+17,94	-13,88	-17,94	1,14	4,11	-32,17	-38,97
		2	+0,84	+1,98	+5,67	+13,21	+17,74	+46,52	-17,74	-46,52	27,74	71,01	-14,30	-40,63
	I	1	-4,49	-11,78	-6,44	-14,41	+17,94	+24,5	-17,94	-24,5	9,10	3,61	-33,98	-44,19
		2	+0,52	+0,97	+7,48	+13,83	+46,52	+56,74	-46,52	-56,74	63,82	82,89	-17,82	-43,29
(2) : N _{max} ; M _{correp} 	II	2	+0,84	+1,98	+1,12	+2,61	+17,74	+46,52	-17,74	-46,52	22,79	60,41	-18,84	-44,12
	I	2	+0,52	+0,97	+0,68	+1,28	+46,52	+56,74	-46,52	-56,74	57,03	70,34	-44,61	-64,84
(1) M _{max} ; N _{corr} 	II	1	+0,74	+1,74	+4,61	+10,74	+18,39	+37,61	-18,39	-37,61	+27,43	57,63	-16,71	-32,63
	I	1	+0,56	+1,04	+6,81	+12,62	+37,61	+47,33	-37,61	-47,33	42,50	70,47	-37,76	-43,13
(1) N _{max} ; M _{correp} 	II	1	+0,74	+1,74	+1,03	+2,39	+18,39	+37,61	-18,39	-37,61	23,84	49,27	-20,29	-40,99
	I	1	+0,56	+1,04	+0,77	+1,43	37,61	47,33	-37,61	-47,33	46,46	59,28	-43,80	-54,32

DETERMINATION de (M, N) sous G+P+12 SI

		M _{max} , N _{corr}										N _{max} , M _{corr}							
	Poteau	Niv	N _y	N _z	N _{xy}	N _{SI↓}	N _{pp}	N	N _{cum}	M	N _y	N _z	N _{xy}	N _{SI↓}	N _{pp}	N	N _{cum}	M	
Sous Y.Y.	(2)	III	47,50	26,04	77,54	4,104	3	80,64	80,64	27,34	47,50	26,04	77,54	4,104	3	80,64	80,64	27,34	
		II	61,99	29,41	87,40	12,76	4,32	104,48	189,12	71,01	84,84	39,32	120,16	12,76	4,32	137,24	217,88	60,41	
		I	59,17	24,40	87,57	19,69	5,88	109,14	294,26	82,89	78,34	33,98	112,32	19,69	5,88	137,89	359,77	70,34	
Sous X.X.	(1)	III	22,62	26,04	48,66	4,34	3	56	56	27,43	22,62	26,04	48,66	4,34	3	56	56	27,85	
		II	26,51	29,41	51,92	13,26	3	68,18	124,18	57,63	36,04	39,32	71,36	13,26	3	87,62	143,62	49,27	
		I	27,18	24,40	58,78	20,4	4,32	83,10	207,28	70,47	36,88	33,98	70,86	20,4	4,32	99,58	239,20	59,28	
		N _{max} , M _{corr}																	
Sous Y.Y.	(1)		N _y	N _z	N _{xy}	N _{SI↓}	N _{pp}	N	N _{cum}	M.									
		III	22,62	26,04	48,66	4,34	3	56	56	32,17									
		II	36,04	39,32	71,36	13,26	3	87,62	143,62	38,97									
	I	36,88	33,98	70,86	20,4	4,32	99,58	239,20	59,19										

MOMENTS (M). SOUS G+P+SI

Cas de Surcharges.	Niv	Pote	G		P		SI		SI		G+P+SI		G+P+SI	
			M _u	M _s	M _u	M _s	M _u	M _s	M _u	M _s	M _u	M _s	M _u	M _s
			(1) N _{max} ; M _{corr} (2) M _{max} ; N _{corr} 	II	A	-6,83	-7,68	-8,68	-9,75	+13,88	+17,95	-17,88	-17,95	
2	+0,85	+1,98	+5,67		+13,21	+17,35	+46,52	-17,35	-46,52	23,87	61,71			
	I	A	-5,49	-11,78	-6,95	-14,41	17,95	24,5	-17,95	-24,5			-30,39	50,29
		2	0,52	0,97	7,48	13,83	46,52	56,74	-46,52	-56,74	54,52	71,54		
(2): N _{max} ; M _{corr} 	I	2	0,85	1,98	+1,12	12,61	+17,35	+46,52	-17,35	-46,52	19,32	51,11		
		2	+0,52	0,97	0,69	1,28	46,52	56,74	-46,52	-56,74	47,77	58,99		
(1) M _{max} ; N _{corr} 	II	A	0,75	1,75	4,61	10,75	+18,39	37,61	-18,39	-37,61	23,75	50,11		
		I	A	0,56	1,05	6,81	12,62	37,61	47,33			44,98	61	
(1) N _{max} ; M _{corr} 	II	A	0,75	1,75	1,03	2,39	18,3	37,61	-18,39	-37,61	20,17	41,75		
		I	A	0,56	1,05	0,77	1,43	37,61	47,33			38,94	49,81	

DETERMINATION (M, N) sms G+P+SI

		M _{max} ; N _{corr}										N _{max} ; M _{corr}								
	Poteau	Niv	Ny	Nz	Nxy	N _{SI} ↓	N _{pp}	N	N _{cum}	M	Ny	Nz	Nxy	N _{SI} ↓	N _{pp}	N	N _{cum}	M		
Sens Y.Y	(2)	III	47,50	26,04	73,54	3,42	3	79,96	79,96	23,87	47,50	26,04	73,54	3,42	3	79,96	79,96	19,72		
		II	61,99	25,41	87,40	10,63	4,32	102,76	182,31	61,21	84,84	35,72	120,16	10,63	4,32	135,11	215,07	51,11		
		I	99,17	24,40	83,57	16,41	5,88	105,86	288,17	71,54	78,34	33,98	112,32	16,41	5,88	134,61	349,68	58,99		
Sens X.X	(A)	III	22,62	26,04	48,66	3,62	3	55,28	55,28	23,75	22,62	26,04	48,66	3,62	3	55,28	55,28	20,17		
		II	26,51	25,41	51,92	11,05	3	121,25												
		I																		
			N _{max} ; M _{max}																	
Sens Y.Y.	(1)	III	Ny	Nz	Nxy	N _{SI} ↓	N _{pp}	N	N _{cum}	M.										
		III	22,62	26,04	48,66	4,34	3	56	56	32,17										
		II	36,04	35,32	71,36	13,26	3	87,62	143,62	38,97										
		I	36,88	33,98	70,86	20,4	4,32	95,58	239,20	55,19										

MOMENTS SOUS

$$\begin{cases} G+1,2P \\ = 1,75G+1,5P \end{cases}$$

Cas de surcharges.		Niv	Poteau	G		P		G+1,2P		1,75G+1,5P	
				M _u	M _s	M _u	M _s	M _u	M _s	M _u	M _s
SOLA Y.Y.	(2): N _{max} ; M _{corr}	II	1	6,83	7,68	8,68	9,75	17,25	19,38		
			2	0,85	1,98	1,12	2,61	2,19	5,11	2,83	6,60
	(1)	I	1	5,49	11,38	6,95	14,41	13,83	28,67		
			2	0,52	0,97	0,69	1,28	1,39	2,51	1,74	3,23
PORTIQUE B.B.	(1) N _{max} ; M _{max}	II	1	6,83	7,68	8,68	9,75	17,25	19,38	22,24	25
			2	0,85	1,98	5,67	13,21	7,65	17,83	9,65	22,50
	(2) M _{max} ; N _{corr}	I	1	5,49	11,38	6,95	14,41	13,83	28,67	17,84	36,98
			2	0,52	0,97	7,48	13,83	9,50	17,60	11,92	22,05

DETERMINATION DE (M, N) sous G+1.2P

		M _{max} , N _{corr}								N _{max} , M _{corr}							
Potenz	Niv	Ny	Nz	Nxy	Npp	N	Ncum	M		Ny	Nz	Nxy	Npp	N	Ncum	M	
(2)	III	48,43	26,61	75,04	3	78,04	78,04	7,65		48,43	26,61	75,04	3	78,04	78,04	2,19	
	II	66,92	27,58	94,50	4,32	98,82	176,86	17,83		94,34	39,34	133,68	4,32	138	216,04	5,11	
	I	67,78	26,93	90,31	5,88	96,19	273,05	17,60		90,39	37,91	128,30	5,88	134,18	350,22	2,51	
		M _{max} , N _{max}															
		Ny	Nz	Nxy	Npp	N	Ncum	M									
(1)	III	23,06	26,61	49,67	3	52,67	52,67	17,25									
	II	40,11	39,34	79,45	3	82,45	135,12	19,78									
	I	41,01	37,91	78,92	4,32	83,24	218,76	28,67									

Calcul des dalles.

- Introduction -

Les dalles sont des pièces minces et planes. Elles reposent dans notre cas sur des poutrelles constituant ainsi le plancher. Notre plancher est constitué de dalles pleines de 16 cm d'épaisseur. Elles reposent toutes sur quatre côtés.

- Calcul des dalles -

Nous allons supposer que les dalles sont simplement appuyées sur leurs côtés. En fait la liaison poutrelle - plancher est un encastrement partiel. Cela nous amène dans un premier temps à supposer que les dalles sont articulées sur leur pourtour, puis on fera une répartition de moments en travée et sur appuis conformément aux règles du C.C.B.A 68 art 55 et du B.A.E.L 80 art A.8.2,32

- Méthode de Calcul -

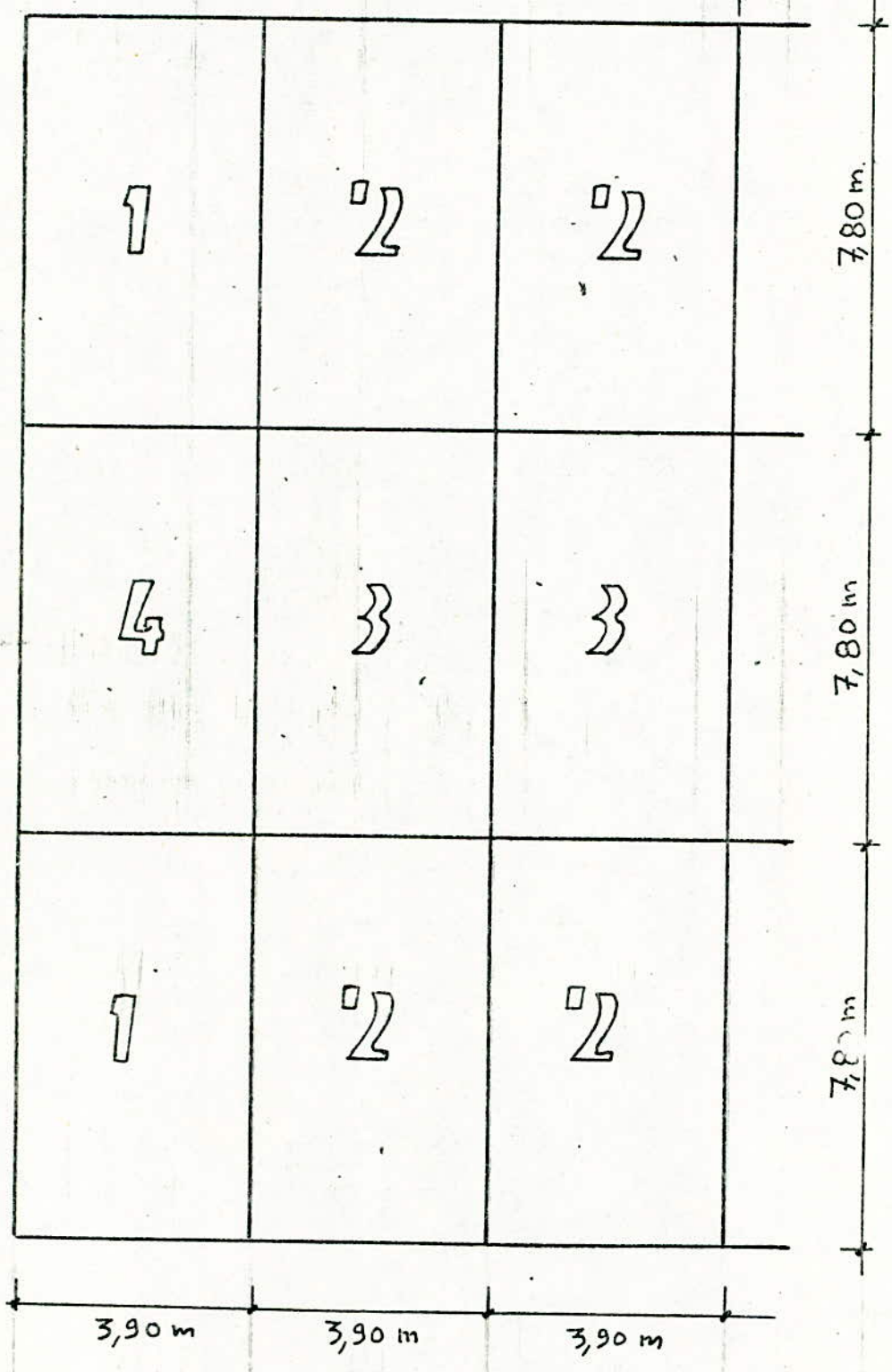
Pour le calcul des dalles, on adoptera la méthode très simple exposée en annexe A2 du C.C.B.A 68 et reprise par les règles B.A.E.L 80 en annexe F3.

DETERMINATION DE (M.N) sous 1.39 G + 1.5 P

		M _{max} , N _{corr}								N _{max} , M _{corr}								
Potau	Niv	Ny	Nz	Nxy	Npp	N	Ncum	M		Ny	Nz	Nxy	Npp	N	Ncum	M.		
(2)	III	64,72	35,91	100,23	3	103,23	109,23	9,69		64,72	35,91	100,23	3	103,23	109,23	2,83		
	II	87,40	35,93	123,33	4,32	127,65	230,88	22,5		121,67	50,64	172,31	4,32	176,63	279,86	6,60		
	I	83,34	34,48	117,82	5,88	123,70	354,58	22,09		116,58	48,84	165,42	5,88	171,30	491,16	3,23		
SALIN Y.Y.		M _{max} , N _{max}																
			Ny	Nz	Nxy	Npp	N	Ncum	M									
	(1)	III	30,82	17,71	66,33	3	69,33	69,33	22,24									
		II	51,70	50,64	102,34	3	109,34	174,67	25									
I		52,88	48,84	101,72	4,32	106,04	280,71	36,48										

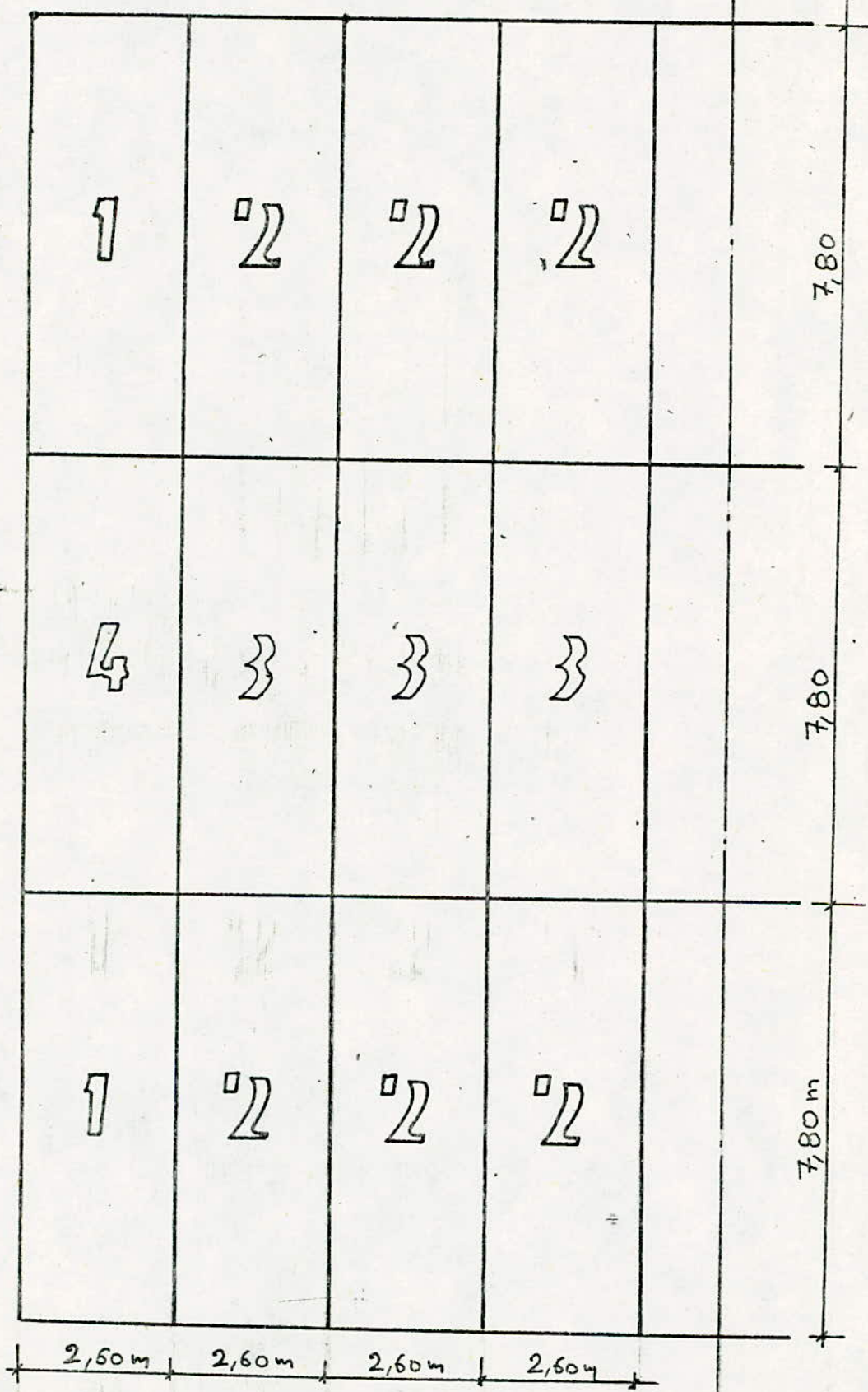
* NIVEAU: 3

$G = 862 \text{ kg/m}^2$; $P = 100 \text{ kg/m}^2$

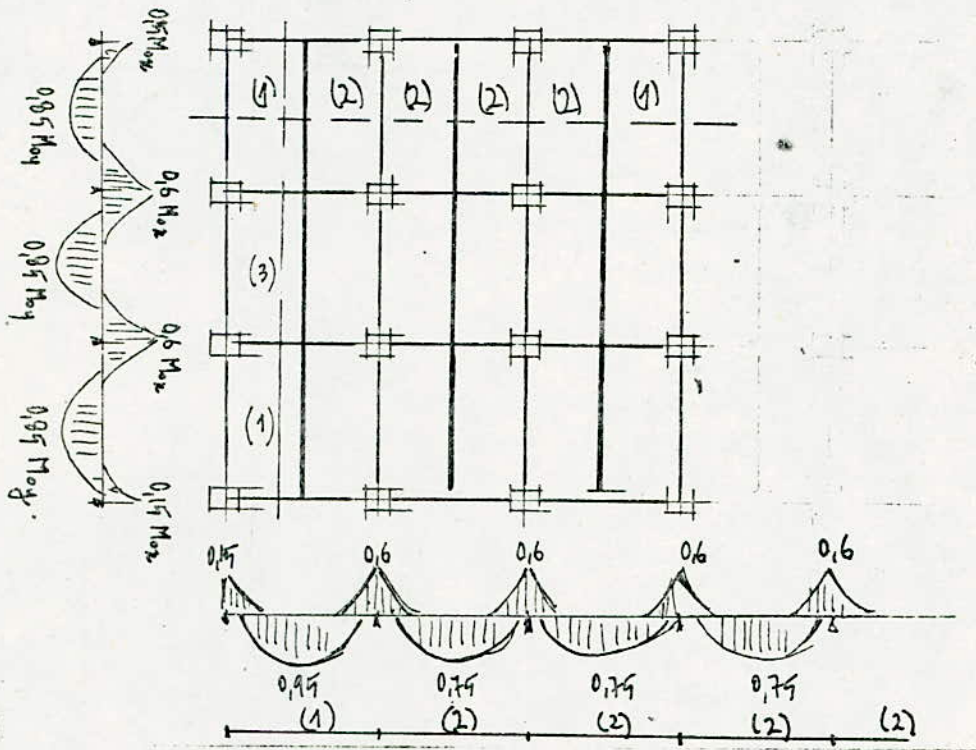


* NIVEAU: 2,1 :

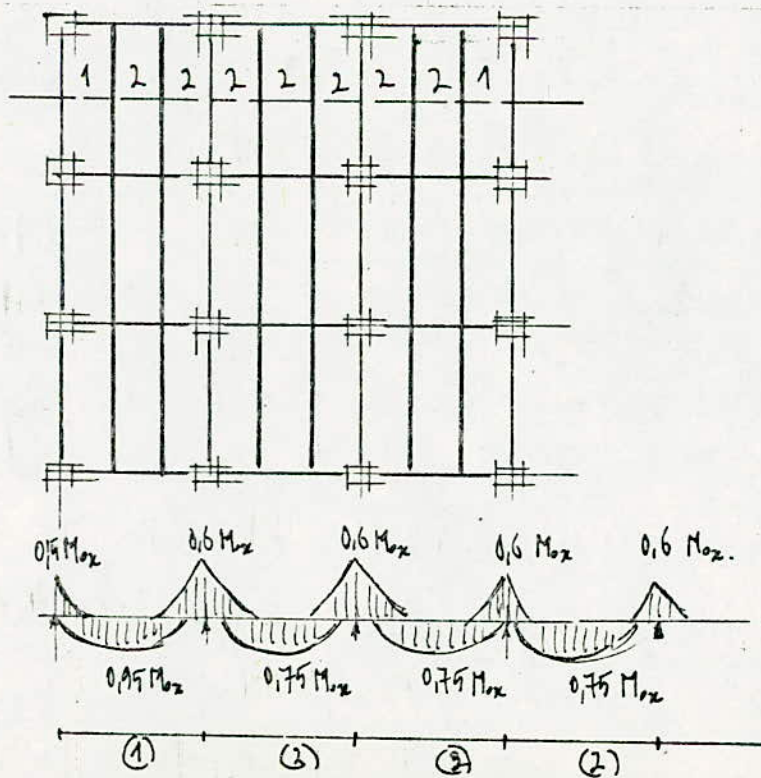
$G = 574 \text{ kg/m}^2$; $P = 1000 \text{ kg/m}^2$



REPARTITION DES MOMENTS : NIVEAU 3.



NIVEAU 2 et 1



I Calcul des Panneaux suivant le CCBA.

NIVEAU 3 : caractéristiques géométriques :

$$l_x = 3,90 - 0,30 = 3,60 \text{ m.}$$

$$l_y = 7,80 - 0,35 = 7,45 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,48$$

$0,4 < \rho < 1 \rightarrow$ La dalle porte dans les deux sens.

- Charges unitaires -

$$G = 862 \text{ kg/m}^2 ; P = 100 \text{ kg/m}^2$$

- charges de calcul -

$$q = G + 1,2P = 982 \text{ kg/m}^2$$

- Sollicitations -

. moments fléchissants.

développés dans la dalle supposée articulée par son pourtour

$$\alpha = 0,48 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,100 \\ \mu_y = 0,311 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,100 \cdot 982 \cdot 3,60^2 = 1,273 \text{ tm/ml}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,311 \cdot 1,273 = 0,394 \text{ tm/ml}$$

. Effort tranchant.

$$T = \frac{q \cdot l_x \cdot l_y}{2 \cdot l_y + l_x} = \frac{0,982 \cdot 3,60 \cdot 7,45}{2 \cdot 7,45 + 3,60} = 1,424 \text{ t/ml}$$

- Méthode de calcul -

on utilisera la méthode classique de M^r P. CHARON

PANNEAU: 1

$M_c = 0,6 \cdot 1,273 = 0,7638 \text{ tm/ml} \longrightarrow A = 2,08 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow 5T8 / \text{ml}$
 $M_w = 0,15 \cdot 1,273 = 0,191 \text{ tm/ml} \longrightarrow A = 0,5 \text{ " } \longrightarrow 4T6 / \text{ml}$
 $M_s = 0,6 \cdot 1,273 = 0,764 \text{ " } \longrightarrow A = 2,08 \text{ " } \longrightarrow 5T8 / \text{ml}$
 $M_u = 0,15 \cdot 1,273 = 0,191 \text{ " } \longrightarrow A = 0,5 \text{ " } \longrightarrow 4T6 / \text{ml}$
 $M_{tx} = 0,95 \cdot 1,273 = 1,21 \text{ " } \longrightarrow A = 3,35 \text{ " } \longrightarrow 6T10 / \text{ml}$
 $M_{ty} = 0,85 \cdot 0,394 = 0,335 \text{ tm/ml} \longrightarrow A = 1,0 \text{ " } \longrightarrow 4T6 / \text{ml}$

PANNEAU: 2

$M_c = M_w = 0,6 \cdot 1,273 = 0,764 \text{ tm/ml} \longrightarrow A = 2,08 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow 5T8 / \text{ml}$
 $M_s = 0,6 \cdot 1,273 = 0,764 \text{ " } \longrightarrow A = 2,08 \text{ " } \longrightarrow 5T8 / \text{ml}$
 $M_u = 0,15 \cdot 1,273 = 0,194 \text{ " } \longrightarrow A = 0,5 \text{ " } \longrightarrow 4T6 / \text{ml}$
 $M_{tx} = 0,75 \cdot 1,273 = 0,955 \text{ " } \longrightarrow A = 2,62 \text{ " } \longrightarrow 5T10 / \text{ml}$
 $M_{ty} = 0,85 \cdot 0,394 = 0,335 \text{ " } \longrightarrow A = 1,0 \text{ " } \longrightarrow 4T6 / \text{ml}$

PANNEAU: 3

$M_c = M_w = 0,764 \text{ tm/ml} \longrightarrow 5T8 / \text{ml}$
 $M_s = M_u = 0,764 \text{ " } \longrightarrow 5T8 / \text{ml}$
 $M_{tx} = 0,955 \text{ " } \longrightarrow 5T10 / \text{ml}$
 $M_{ty} = 0,335 \text{ " } \longrightarrow 4T6 / \text{ml}$

PANNEAU: 4 :

$M_c = M_u = M_s = 0,764 \text{ tm/ml} \longrightarrow 5T8 / \text{ml}$
 $M_w = 0,194 \text{ tm/ml} \longrightarrow 4T6 / \text{ml}$
 $M_{tx} = 1,21 \text{ " } \longrightarrow 6T10 / \text{ml}$
 $M_{ty} = 0,335 \text{ " } \longrightarrow 4T6 / \text{ml}$

NIVEAU 2 et 4

- Caractéristiques géométriques -

$$l_x = 2,60 - 0,30 = 2,30 \text{ m}$$

$$l_y = 7,80 - 0,35 = 7,45 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,31 < 0,40 \rightarrow \text{la dalle porte dans}$$

un seul sens, elle sera étudiée comme une poutre continue dans le sens de la petite portée.

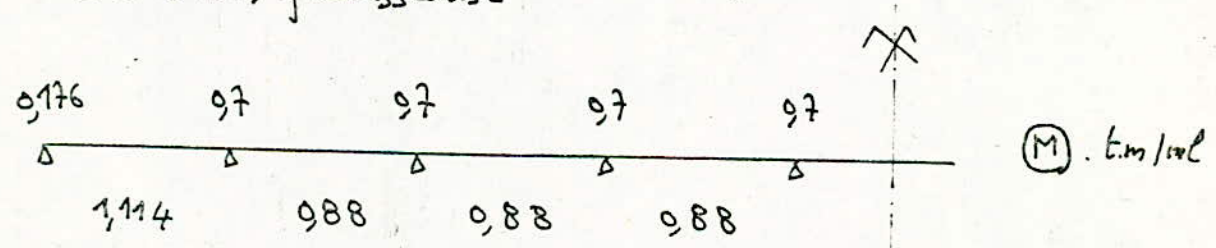
- Charges unitaires -

$$G = 574 \text{ kg/m}^2 ; P = 1 \text{ t/m}^2$$

- charge de calcul -

$$q = G + 1,2P = 1774 \text{ kg/m}^2$$

- Moments fléchissants -



$$M_{0x} = q \frac{l_x^2}{8} = 1,774 \cdot \frac{2,30^2}{8} = 1,173 \text{ tm/ml}$$

- Méthode de calcul -

on utilisera la méthode classique de Mr P. Charoy.

- CALCUL DES PANNEAUX :

* Armatures // à la petite portée.

- Panneaux de rive (1) et (3) -

$M = 1,114 \text{ t.m/m}$

$A = 3,075 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow 5 \text{ T}10/\text{ml}$

- Panneaux Intermédiaire (2); (4) -

$M = 0,88 \text{ t.m/m}$

$A = 2,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow 4 \text{ T}10/\text{ml}$

* Armatures sur appuis

- Appuis de continuité -

$M = 0,7 \text{ t.m/m}$

$A = 1,83 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow 4 \text{ T}8/\text{ml}$

- appuis de rive -

$M = 0,176 \text{ t.m/m}$

$A = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow 4 \text{ T}6/\text{ml}$

* Armatures // à la grande portée

- En travée -

armatures de construction $A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{3,075}{4} = 0,768 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Ce qui donne $\longrightarrow 4 \text{ T}6/\text{ml}$

- Sur appuis -

on prendra :

appuis de continuité $\longrightarrow 4 \text{ T}8/\text{ml}$

appuis de rive $\longrightarrow 4 \text{ T}6/\text{ml}$

Verifications:

1) Verifications des contraintes

$\omega = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h}$ tableau $\rightarrow \epsilon, \kappa$
 on doit avoir $\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} \leq \bar{\sigma}_a$; $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} \leq \bar{\sigma}'_b$

	M _{tm}	A	$\bar{\omega}$	ϵ	κ	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}'_b$
Panneaux du Niveau III	1,21	6T10	0,336	0,9164	44,8	2406	54
	0,955	5T10	0,224	0,9242	51	2350	46
	0,764	5T8	0,179	0,9310	57,5	2335	40,5
	0,335	4T6	0,06	0,9580	104	1562	15
	0,191	4T6	0,060	0,9580	104	1695	16
Panneaux des Niveaux II I	1,114	5T10	0,28	0,9164	44,8	24,06	54
	0,88	4T10	0,2243	0,9242	51	2166	43
	0,70	4T8	0,1436	0,9375	65	2653	41
	0,176	4T6	0,06	0,958	104	1562	15

. Toutes les contraintes sont vérifiées.

2) Condition de non fragilité

$A_y \geq 0,69 \cdot \frac{b \cdot h}{\sigma_{cu}} \left(\frac{1+\rho}{4} \right) \bar{\sigma}'_b = 0,69 \cdot \frac{100 \cdot 13}{4200} \cdot \left(\frac{1+0,48}{4} \right) \cdot 7,1$
 $= 0,56 \text{ cm}^2$

$A_x \geq 0,69 \cdot \frac{b \cdot h}{\sigma_{cu}} \cdot \left(1 - \frac{\rho}{2} \right) \bar{\sigma}'_b = 0,69 \cdot \frac{100 \cdot 14}{4200} \cdot \left(1 - \frac{0,48}{2} \right) \cdot 7,1$
 $= 1,24 \text{ cm}^2$

Toutes les sections d'armatures adoptées dans les panneaux du Niveau 3 vérifient la condition.

pour les panneaux des niveaux 2 et 1.

$$A_y \geq 0,69 \cdot \frac{100 \cdot 13}{4200} \left(\frac{1 + 0,31}{4} \right) \cdot 7,1 = 0,49 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq 0,69 \cdot \frac{100 \cdot 14}{4200} \left(1 - \frac{0,31}{2} \right) \cdot 7,1 = 1,38 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections adoptées dans les panneaux des niveaux II et I vérifient la condition.

3°) Condition de non fissuration.

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} ; \sigma_1 = k \frac{M}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} ; \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \frac{M}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_0}$$

$$\text{max } \phi = 10 \text{ mm} \longrightarrow \sigma_2 = 2,4 \sqrt{15 \cdot 10^6 \cdot \frac{16 \cdot 7,1}{10}} = 3132 \text{ kg/cm}^2$$

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

Condition de non fissuration vérifiée.

4°) Vérification de la flèche

D'après l'art 61,22 du CC.BA.68 on admet qu'il n'est pas utile de donner une justification des flèches des hourdis si les conditions suivantes sont réalisées :

$$\cdot \frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_{tx}}{M_{0x}}$$

$$\cdot \bar{\omega}_0 = \frac{A}{bh} < \frac{20}{\sigma_{cu}}$$

Il suffit de vérifier ces conditions pour $M_{tx \text{ max}}$ et $A_{tx \text{ max}}$ et $l_{x \text{ max}}$

$$M_{tx \text{ max}} = 0,95 M_{0x}$$

$$A_{tx \text{ max}} = 5T10/ml = 4,71 \text{ cm}^2/ml$$

$$l_{x \text{ max}} = 3,60 \text{ m}$$

$$\frac{16}{360} = 0,045 > \frac{0,95}{20} = 0,047 \text{ à } 4\% \text{ près}$$

$$\frac{4,71}{100 \cdot 14} = 0,0033 < \frac{20}{4200} = 0,0047$$

Le calcul de flèche n'est donc pas indispensable.

5°) Vérification à l'effort tranchant.

Pour les panneaux du niveau III, $T = 1,424 \text{ t/m}$

$$E_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1,424 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 1,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{E}_b = 1,15 \bar{E}_b = 1,15 \cdot 7,1 = 8,16 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow E_b < \bar{E}_b$$

Pour les panneaux des niveaux II et I

$$T = q \frac{l_x}{2} = 1,774 \cdot \frac{2,30}{2} = 2,04 \text{ t}$$

$$E_b = \frac{2,04 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 1,66 \text{ kg/cm}^2 < \bar{E}_b = 8,16 \text{ kg/cm}^2$$

II Calcul des Panneaux suivant Le BAEL

NIVEAU : 3 : Caractéristiques géométriques :

petite portée : $l_x = 3,90 - 0,30 = 3,60\text{m}$.

grande portée : $l_y = 7,80 - 0,35 = 7,45\text{m}$

rapport des portées : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,48$

$0,4 < \alpha < 1 \rightarrow$ la dalle porte dans les deux sens.

- charges unitaires -

charges permanentes : $G = 862\text{ kg/m}^2 = 8,62\text{ kN/m}^2$.

charges variables : $Q = 100\text{ kg/m}^2 = 1,00\text{ kN/m}^2$.

- charges de calcul.

ultime $P_u = 1,35G + 1,5Q = 13,137\text{ kN/m}^2$

service $P_{ser} = G + Q = 9,62\text{ kN/m}^2$

- Sollicitations -

moments fléchissants ultimes

on calcule d'abord les moments fléchissants développés dans la dalle supposée articulée sur son pourtour.

$\alpha = 0,48 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,100 \\ \mu_y = 0,311 \end{cases}$ d'après l'échelle fonctionnelle.

$M_{0x} = \mu_x \cdot P_u \cdot l_x^2 = 0,100 \cdot 13,137 \cdot 3,60^2 = 17,03\text{ kN.m/ml}$

$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,311 \cdot 17,03 = 5,30\text{ kN.m/ml}$

effort tranchant ultime

l'effort tranchant est max au milieu du grand côté et a pour valeur selon Pigeaud

$V_u = \frac{P_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{13,137 \cdot 3,60 \cdot 7,45}{2 \cdot 7,45 + 3,60} = 19,05\text{ kN/ml}$

PANNEAU : 1

. moment d'encastrement grands cotés (en continuité)

$$M_e = 0,6 M_{0x} = 10,21 \text{ kNm/ml}$$

. moment d'encastrement grand coté (en rive)

$$M_w = 0,15 M_{0x} = 2,55 \text{ kN.m/ml}$$

. moment d'encastrement petit coté (continuité)

$$M_s = 0,6 M_{0x} = 10,21 \text{ kNm/ml}$$

. moment d'encastrement petit coté (en rive)

$$M_n = 0,15 M_{0x} = 2,55 \text{ kN.m/ml}$$

. moment en travée parallèle à la petite portée

$$M_{tx} = 0,95 M_{0x} = 16,18 \text{ kN.m/ml}$$

. moment en travée parallèle à la grande portée

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 4,505 \text{ kN.m/ml}$$

* - Calcul des armatures longitudinal pour l'état limite ultime -

. choix d'une hauteur utile d

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

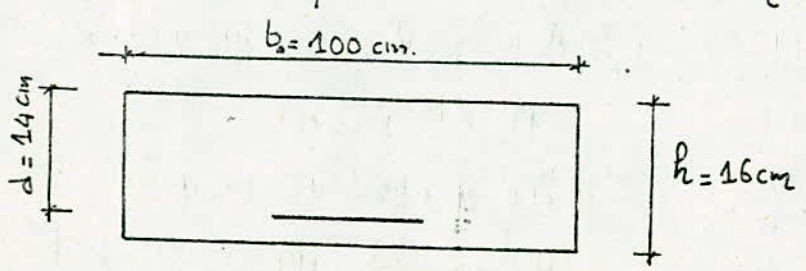


$$\phi \leq \frac{h}{10} = 1,6 \text{ cm}$$

$$c \geq 1 \text{ cm}$$

$$\geq \phi$$

On adoptera $4 = 1 + 1 = 2 \text{ cm}$ d'où $d = 14 \text{ cm}$.



- armatures inférieures parallèles à la petite portée

$$M_u = M_{tx} = 16,18 \text{ kN.m/ml}$$

Contrainte de calcul $f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \frac{25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{16,18}{1 \cdot 0,14^2 \cdot 14200} = 0,058 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,058}) = 0,0599$$

$$z_b = (1 - 0,4\alpha) \cdot d = (1 - 0,4 \cdot 0,0599) \cdot 0,14 = 0,136 \text{ m}$$

$$\sigma_s = 1,10 \cdot \frac{f_c}{\gamma_s} = 1,10 \cdot \frac{400}{1,15} = 383 \text{ MPa} = 38,3 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$$

D'où $A_{tx} = \frac{M_u}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{16,18}{0,136 \cdot 38,3 \cdot 10^4} = 3,11 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$
 $= 3,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Armatures inférieures parallèles à la grande portée

$$M_u = M_{ty} = 4,505 \text{ kN.m/ml} ; d = 0,14 - 0,01 = 0,13 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,0188 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0350$$

$$z_b = (1 - 0,4\alpha) \cdot d = 0,128 \text{ m}$$

$$\sigma_s = 38,3 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{ty} = \frac{M_u}{z_b \cdot \sigma_s} = 0,91 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 0,91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Armatures supérieures sur les côtés de continuité

$$M_u = M_c = M_s = 10,21 \text{ kN.m/ml}$$

$$\mu_{bu} = \frac{10,21}{1 \cdot 0,14^2 \cdot 14200} = 0,0367 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\alpha = 0,0374 \rightarrow z_b = 0,137 \text{ m} ; \sigma_s = 38,3 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$$

D'où $A_{ac} = 1,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Armatures supérieures sur les côtés de rive

$$M_u = M_n = M_w = 2,55 \text{ kN.m/ml}$$

même processus de calcul que précédemment

$$\longrightarrow A_{a_2} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

PANNEAU: 2

- moment d'encastrement grands côtés (continuité)

$$M_w = M_e = 0,60 \cdot M_{ox} = 10,21 \text{ kN.m/ml}$$

- moment d'encastrement petits côtés (continuité)

$$M_s = 0,60 \cdot M_{ox} = 10,21 \text{ kN.m/ml}$$

- moment d'encastrement petit côté (rive)

$$M_n = 0,15 \cdot M_{ox} = 2,55 \text{ kN.m/ml}$$

- moment en travée parallèle au petit côté

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{ox} = 12,77 \text{ kN.m/ml}$$

- moment en travée parallèle au grand côté

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{oy} = 4,51 \text{ kN.m/ml}$$

* Calcul des armatures pour l'état limite ultime

le cheminement de calcul est toujours le même, on trouve

$$A_{tx} = 2,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} = 0,91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_e = A_s = 1,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_w = A_n = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

PANNEAU : 3

- moment d'encastrement sur les grands côtés (continuité)
 $M_w = M_e = 0,6 M_{0x} = 10,21 \text{ kN.m/ml}$
- moment d'encastrement sur les petits côtés (continuité)
 $M_h = M_s = 0,6 M_{0x} = 10,21 \text{ kN.m/ml}$
- moment en travée parallèle à la petite portée
 $M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 12,77 \text{ kN.m/ml}$
- moment en travée parallèle à la grande portée
 $M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 4,505 \text{ kN.m/ml}$

* Calcul des armatures pour l'état limite ultime
 le processus de calcul étant toujours le même, on trouve

$A_{tx} = 2,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $A_{ty} = 0,91 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $A_a = 1,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$

PANNEAU : 4

- moment d'encastrement sur les grands côtés (continuité)
 $M_e = 0,6 M_{0x} = 10,21 \text{ kN.m/ml}$
- moment d'encastrement sur les grands côtés (rude)
 $M_w = 0,25 M_{0x} = 2,55 \text{ kN.m/ml}$
- moment d'encastrement sur les petits côtés (continuité)
 $M_h = M_s = 0,6 M_{0x} = 10,21 \text{ kN.m/ml}$
- moment en travée parallèle au petit côté
 $M_{tx} = 0,95 M_{0x} = 16,18 \text{ kN.m/ml}$

• moment en travée parallèle au grand côté

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{oy} = 4,505 \text{ kN.m/ml}$$

* Calcul des armatures pour l'état limite ultime.

même procédé de calcul que précédemment

$$A_{tx} = 3,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} = 0,91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_n = A_s = A_c = 1,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_w = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Vérification de l'état limite de Compression du béton -

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

Neanmoins, on peut se dispenser de cette vérification lorsque le calcul à l'état limite ultime met en évidence le pivot A.

- Condition de non fragilité -

avec $F_c E40 \rightarrow \rho_0 = 0,0008$ (Art A 8 241)

$$\rho_{x \text{ min}} = \rho_0 \cdot \frac{3-\alpha}{2} = 0,0008 \cdot \frac{3-0,48}{2} = 0,001$$

$$\rho_{y \text{ min}} = 0,0008$$

on vérifie:

$$\rho_{tx} = \frac{A_{tx}}{b_0 \cdot d} \quad ; \quad \rho_{ty} = \frac{A_{ty}}{b_0 \cdot d} \quad ; \quad \rho_a = \frac{A_a}{b_0 \cdot d}$$

Pour A_{tx} , on prend la plus petite valeur trouvée pour les 4 panneaux. Si c'est vérifiée, ça l'est automatiquement pour les autres valeurs.

Idem pour A_a (section d'appuis)

$$A_{tx} = 2,44 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho_{tx} = \frac{2,44}{100 \cdot 14} = 0,00174$$

$$\rho_{tx} > \rho_{x \text{ min}} \quad \text{vérifiée}$$

$$A_{ty} = 0,91 \text{ cm}^2 \longrightarrow \rho_{ty} = \frac{0,91}{100 \cdot 13} = 0,0007$$

$\rho_{ty} < \rho_{y \text{ min}}$ Condition de non fragilité non vérifiée, on doit augmenter la section d'acier, on prendra :

$$A_{ty} = 1,10 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,50 \text{ cm}^2 \longrightarrow \rho_a = \frac{0,50}{100 \cdot 14} = 0,00036 < \rho_{x \text{ min}} \text{ et } \rho_{y \text{ min}}$$

$$\text{mais } A_{ty} + \frac{A_a + A_{a \text{ persi}}}{2} = 1,10 + \frac{1,94 + 0,50}{2} = 2,32 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{2,32}{100 \cdot 14} = 0,00167 > \rho_{y \text{ min}} = 0,0016$$

la condition de non fragilité est donc satisfaite

- Vérification à l'effort tranchant -

$$\text{Contrainte tangente: } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{19,05 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,14} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\text{Contrainte tangente admissible: } \bar{\tau}_u = 0,05 \rho_{c28} = 0,05 \cdot 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{aucune armature transversale n'est requise.}$$

- Etat limite de déformation -

D'après l'article B.7.5 des règles B.A.E.L 80, le calcul de la flèche maximale n'est pas indispensable si on vérifie les deux conditions

$$1) \frac{h}{l_x} > \frac{M_{tx \text{ max}}}{20 M_{ox}}$$

$$2) \rho = \frac{A}{b \cdot d} < \frac{2}{f_c}$$

on vérifie ces deux conditions pour $M_{tx \text{ max}}$ et $A_{tx \text{ max}}$

$$M_{tx} = 16,18 \text{ kN.m}$$

$$M_{0x} = 17,03 \text{ kN.m}$$

$$A_{tx} = 3,11 \text{ cm}^2$$

$$1) \frac{h}{l_x} = \frac{16}{360} = 0,045 \quad \left| \quad \rightarrow \quad \frac{h}{l_x} > \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_{0x}} \quad \text{à } 4\% \text{ près}$$

$$\frac{M_{tx}}{20 \cdot M_{0x}} = \frac{16,18}{20 \cdot 17,03} = 0,47$$

$$2) \frac{A_{tx}}{bd} = \frac{3,11}{100 \cdot 14} = 0,002 \quad \left| \quad \rightarrow \quad \frac{A_{tx}}{bd} < \frac{2}{400}$$

$$\frac{2}{f_c} = \frac{2}{400} = 0,005$$

Ces deux conditions étant vérifiées, le calcul de la flèche nuisible n'est pas indispensable.

CHOIX DES ARMATURES :

le choix des armatures des différents panneaux de dalle est donné dans le tableau suivant

panneau	A _{tx}	A _{ty}	A _w	A _e	A _n	A _s
1	3,11 cm ² /ml ↓ 7T8/ml	1,10 cm ² /ml ↓ 4T6/ml	0,50 ↓ 4T8/ml	1,94 ↓ 4T8/ml	0,50 ↓ 4T8/ml	1,94 ↓ 4T8/ml
2	2,44 ↓ 5T8/ml	1,10 ↓ 4T6/ml	1,94 ↓ 4T8/ml	1,94 ↓ 4T8/ml	0,50 ↓ 4T8/ml	1,94 ↓ 4T8/ml
3	2,44 ↓ 5T8/ml	1,10 ↓ 4T6/ml	1,94 ↓ 4T8/ml	1,94 ↓ 4T8/ml	1,94 ↓ 4T8/ml	1,94 ↓ 4T8/ml
4	3,11 ↓ 7T8/ml	1,10 ↓ 4T6/ml	0,50 ↓ 4T8/ml	1,94 ↓ 4T8/ml	1,94 ↓ 4T8/ml	1,94 ↓ 4T8/ml

NIVEAU 2 et 1

- Caractéristiques Géométriques -

petite portée $l_x = 2,60 - 0,30 = 2,30 \text{ m}$

grande portée $l_y = 7,80 - 0,35 = 7,45 \text{ m}$

rapport des portées $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,31$

$\alpha < 0,40 \rightarrow$ la dalle porte dans un seul sens, celui de la petite portée, dans ce cas, la dalle sera étudiée comme une poutre continue de largeur 1m.

- Charges unitaires -

charges permanentes : $G = 5,74 \text{ kg/m}^2 = 5,74 \text{ kN/m}^2$

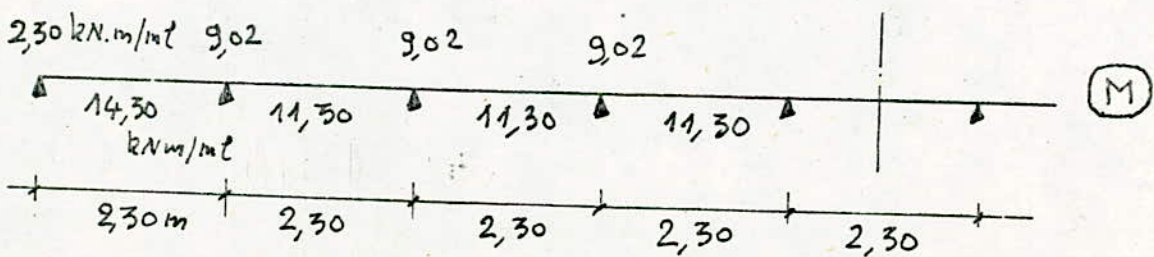
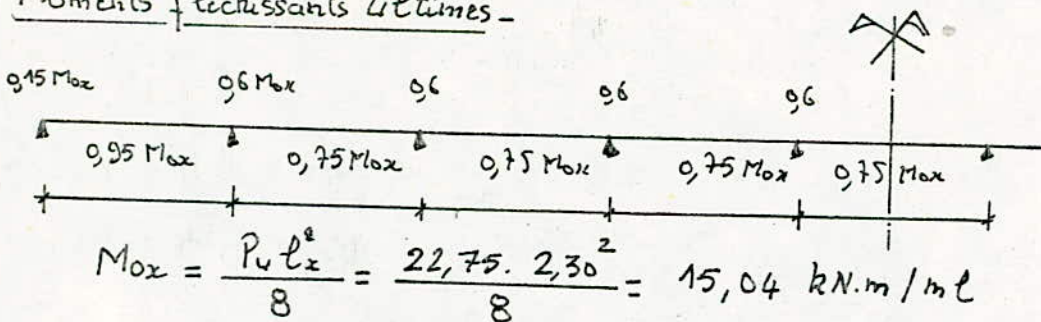
charges variables : $Q = 1000 \text{ kg/m}^2 = 10 \text{ kN/m}^2$

- Charges de Calcul -

ultime : $P_u = 1,35 G + 1,5 Q = 22,75 \text{ kN/m}^2$

Service : $P_{ser} = G + Q = 15,74 \text{ ''}$

- Moments Planchissants ultimes -



- Calcul des armatures pour l'état limite ultime -

* Armatures parallèles à la petite portée

- Panneaux 1 et 3 - (travée de rive) $M_u = 14,30 \text{ kN.m/ml}$

N.B: on utilisera toujours le même processus de calcul vu pour les panneaux de dalle du niveau III.

$$\mu_{bu} = 0,051 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$A_{t2} = 2,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Panneaux 2 et 4 - (travée intérie.) $M_u = 11,30 \text{ kN.m/ml}$

$$\mu_{bu} = 0,041 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$A_{t2} = 2,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

* Armatures aux appuis

- Appuis de continuité - $M_u = 9,02 \text{ kN.m/ml}$

$$A_{ac} = 1,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Appuis de rive - $M_u = 2,30 \text{ kN.m/ml}$

$$A_{ar} = 0,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

* Armatures parallèles à la grande portée

- En travée -

$$\text{On prendra forfaitairement } \frac{A_{t2}}{4} = \frac{2,74}{4} = 0,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Sur appuis

$$\text{On prendra } A_{acy} = A_{acx} = 1,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ary} = A_{arx} = 0,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité -

Art A 8.2.4.1

$$p_{lx} \text{ min} = p_b \cdot \frac{3-d'}{2} = 0,0008 \cdot \frac{3-0,31}{2} = 0,001076$$

$$p_{ly} \text{ min} = 0,0008$$

On vérifie

$$\cdot p_{lx} = \frac{2,15}{100 \cdot 14} = 0,0015 > p_{lx} \text{ min} \quad \text{vérifié}$$

$$\cdot p_{ly} = \frac{0,70}{100 \cdot 13} = < p_{ly} \text{ min} \rightarrow \text{on prendra alors } A_{ty} = 1,10 \text{ cm}^2$$

$$\cdot p_{lc} = \frac{1,71}{100 \cdot 14} = 0,0012 > p_{lx} \text{ min} \quad \text{vérifié.}$$

$$\cdot p_{lar} = \frac{0,43}{100 \cdot 14} = 0,0003 < p_{lx} \text{ min} \quad \text{mais si } A_r = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} + \frac{A_c + A_r}{2} = 1,10 + \frac{1,71 + 0,5}{2} = 2,32 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{2,32}{100 \cdot 14} > p_{ly} \text{ min} \quad \text{vérifié}$$

La condition de non fragilité est vérifiée

- Vérification à l'effort tranchant -

$$V_u = P_u \frac{e_x}{2} = 22,75 \cdot \frac{2,30}{2} = 26,16 \text{ kN/ml}$$

$$\bar{E}_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{26,16 \cdot 10^3}{1 \cdot 0,14} = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\bar{E}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

$$E_u < \bar{E}_u \quad \text{vérifié}$$

donc aucune armature transversale n'est requise

- Etat limite de déformation -

$$1) \frac{h}{l_x} = \frac{16}{230} = 0,0695$$

$$\frac{M_{tx}}{20 M_{0x}} = \frac{14,30}{20 \cdot 15,04} = 0,047 \quad \longrightarrow \quad \frac{h}{l_x} > \frac{M_{tx}}{20 M_{0x}} \quad \text{Vérifiée}$$

2) $A_{tx} = 2,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\rho = \frac{A_{tx}}{b \cdot d} = \frac{2,74}{100 \cdot 14} = 0,00196$$

$$\frac{\rho}{\rho_c} = \frac{\rho}{400} = 0,0050 \quad \longrightarrow \quad \rho < \frac{\rho}{\rho_c} \quad \text{vérifiée}$$

le calcul de la flèche n'est donc pas indispensable.

- CHOIX DES ARMATURES:

les résultats sont donnés sous forme de tableau.

Poutreau	A_{tx} /ml	A_{ty} /ml	A_{uw} /ml	A_c /ml	A_n /ml	A_s /ml
1	2,74 cm ² /ml	1,10	0,50	1,71	0,50	1,71
	5T8	4T6	4T8	4T8	4T8	4T8
2	2,15	1,10	1,71	1,71	0,50	1,71
	5T8	4T6	4T8	4T8	4T8	4T8
3	2,74	1,10	1,71	1,71	1,71	1,71
	6T8	4T6	4T8	4T8	4T8	4T8
4	2,15	1,10	0,50	1,71	1,71	1,71
	5T8	4T6	4T8	4T8	4T8	4T8

Ferraillage des Poutres

I/ Suivant la CCBA : Les poutres sont sollicitées en flexion simple. Pour le calcul des armatures, on utilisera la méthode de Pierre charbon.

DIFFÉRENTES VÉRIFICATIONS :

1/ condition de non fragilité :

$$A \geq \frac{b \cdot h}{1000}$$

2/ Pourcentage min et max exigé par le RPA.

3/ Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche ne sera pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_e}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_0}{M_0}$$

$$\frac{h_e}{l} \geq \frac{1}{16}$$

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

4/ Conditions aux appuis :

Acier : $A \bar{\sigma}_a \geq T + M/z$

M en valeur algébrique

$$z = \pm \frac{l}{8}$$

La condition est vérifiée si $|M| \geq T \cdot z$.

BETON : $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$ (Bielle d'about). équivaut à $e \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_{b0}} - c_0$

$$e = a - (d + 9 \phi)$$

5/ Vérification à la fissuration.

$$\sigma_1 = k \frac{\mu}{\phi} \cdot \frac{w_f}{1 + 10 w_f}$$

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

$$\bar{\sigma}_a \leq \max(\sigma_1, \sigma_2) ; \frac{2}{3} \sigma_{en}$$

$$k = 1,9 \times 10^6$$

$$\mu = 1,6$$

$$w_f = \frac{A}{2bd}$$

$$\phi_{max} \text{ (mm)}$$

6°) Condition de non entraînement:

$$\bar{\tau}_d = 2\psi_d \cdot \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } \psi_d = 1,5$$

$$\tau_d = \frac{I}{n \cdot p \cdot z} \quad n = \text{nbr de barres dans un lit}$$

$$p = \text{Perimetre adhérent des barres} = \pi \phi$$

7°) Vérifications des contraintes:

$$\bar{\omega} = \frac{100}{b \cdot h} \cdot A \quad (\text{Tables chevron}) \leq 1 \text{ k}$$

$$\text{donc } \sigma_a = \frac{M}{E \cdot I \cdot A} ; \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_b}{k}$$

8°) Armatures transversales:

$$\tau_b = T / b \cdot z$$

$$\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma'_{b \max}}{\sigma'_{b0}}) \cdot \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma'_{b0} \leq \sigma'_{b \max} \leq 2 \sigma'_{b0}$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma'_{b \max} < \sigma'_{b0}$$

Espacement : $t = \frac{A_{st} \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} ; \quad \bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \sigma_a}\right) \times 2400$

Zone nodale $\bar{t} \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi ; 30 \text{ cm} \right)$

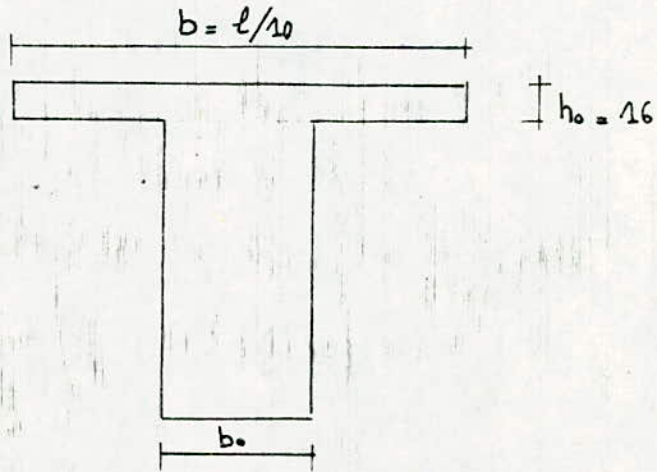
Zone courante $\bar{t} \leq \frac{h}{2}$

9°) JONCTION. hourdis. Nervure:

$$\tau_b = \frac{T}{z \cdot h_0} \quad \frac{b_1}{b} < \bar{\tau}_b = 4 \bar{\sigma}_b = 4 \times 1,1 = 23,4 \text{ kg/cm}^2$$

Remarque: Les poutres sont calculées avec la contribution de la dalle

$$(b = l/10)$$



PORTIQUE 22 (POUTRES SECONDAIRES) CCBA.

Niv		M(SB ₁)	M(SB ₂)	M _{cal}	N	E	K	α	σ'_b (kg/cm ²)	Section Poutre	A _{cal}	A adoptée
III	travée 1-2	24,75		24,75	0,017	0,9422	71,5	0,1734	39	30x70	14,21	3T20 + 3T16
	travée 2-3	17,875		17,875	0,0123	0,9509	86	0,1485	33	30x70	10,17	3T20 + 1T16
	Appui 1		13,88	13,88	0,00493	0,9682	142	0,0955	30	" "	5,30	3T20
			-13,88	-13,88	0,02941	0,9259	92,5	0,2222	80	" "	5,70	3T16 + 1T14
	Appui 2											3T20
		-25,98	-25,98	0,071	0,8908	30,8	0,3275	136	" "	10,50	3T16 + 3T14	
II	travée 1-2	18,02		18,02	0,0131	0,949	83	0,1531	34	" "	10,43	4T20
	travée 2-3	15,18		15,18	0,0111	0,9528	91	0,1415	31	" "	8,75	3T20
	Appui 1		19,80	19,80	0,0096	0,9560	98,5	0,1321	43	" "	7,60	3T20
			-30,11	-30,11	0,0848	0,8824	27,5	0,3529	153	" "	12,5	4T20
	Appui 2		13,26	13,26						" "		3T20
		-40,78	-40,78	0,1148	0,8671	22,6		186	" "	17,23	6T20	
I	travée 1-2	16,48		16,48	0,01208	0,9507	86,5	0,1478	33	" "	9,52	4T20
	travée 2-3	13,58		13,58	0,00995	0,9592	96,5	0,1345	29	" "	7,811	3T20
	Appui 1		24,012	24,012	0,01173	0,9528	91	0,1415	46	" "	9,23	3T20
			-43,95	-43,95	0,124	0,8603	20,8	0,419	202	" "	18,66	6T20
			24,03	24,03	0,01174	0,9517	88,5	0,1449	48	" "	9,25	3T20
		-50	-50	0,1408	0,8559	19,7	0,4323	213	" "	21,39	7T20	

PORTIQUE BB (POUTRES PRINCIPALES). (CLASSE 68)

Niv		M(SP ₁)	M(SP ₂)	Mcal	N	E	K	α	σ_b	Secti ^o n. Poutre	Acal	A adoptée	
III	travée 1-2	59,715		59,715	0,07298	0,9221	49,2	0,2376	57	5chT b=181 bo=75, h=80	32,34	6T25 + 1T20	
	travée 2-3	47,127		47,127	0,02382	0,9324	59	0,2027	47	181x80	23,12	5T25	
	Appui 1		13,88	13,88	0,00487	0,9682	142	0,0955	30	181x80	4,55	3T25	
				-13,88	-13,88	0,02918	0,9310	57,5	0,2069	73	35x80	4,73	3T20
	Appui 2												
		-33,175		-33,175	0,09027	0,8755	26,5	0,7614	106	35x80	18,00	6T20	
II	travée 1-2	50,61		50,61	0,0289	0,9265	93	0,2206	53	5chT b=180 bo=75, h=80	27,24	5T25 + 1T20	
	travée 2-3	42,20		42,20	0,0242	0,9320	58,5	0,2041	48	180x80	22,61	3T25 + 3T20	
	Appui 1		20,22	20,22									3T25
				-64,75	-64,75	0,1230	0,8634	21,6	0,1098	185	35x80	22,71	3T32
	Appui 2		17,43	17,43									3T25
		-72,92		-72,92	0,2081	0,8333	15		178	35x80	42,92	9T32 + 1T20	
I	travée 1-2	46,67		46,67	0,02615	0,9296	56	0,2113	48	178x80	25,10	6T25	
	travée 2-3	42,17		42,17	0,023688	0,9329	59,5	0,2013	45	178x80	22,59	5T25	
	Appui 1		28,95	28,95	0,010843	0,9535	92,5	0,1345	43	178x80	10,12	3T25	
				-80,68	-80,68	0,15368	0,8508	18,5	0,1477	216	35x80	31,61	4T32
	Appui 2		39,12	39,12	0,01465	0,9462	78	0,1613	51	178x80	13,78	3T25	
		-112,59		-112,59	0,21445	0,8311	16,6	0,5068	241	35x80	45,16	6T32	

PORTIQUE DD (POUTRES) (CCBA).

Niv		M(S ₁)	M(S ₂)	M _{cal}	N	E	K	α	σ'_b	Section Poutre	A _{cal}	A adoptée
III	travé 1-2	32,26		32,26	0,02845	0,9270	53,5	0,2190	52	T ₆ b=108, b ₀ =75, h _t =80	17,94	6T20
	travé 2-3	27,30		27,30	0,020546	0,9371	64,5	0,1887	43	108x80	11,84	4T20
	Appui 1		14,71	14,71	0,00865	0,9580	104	0,1260	40	108x80	4,887	3T20
			-14,71	-14,71	0,0267	0,9291	59,5	0,2128	76	75x80	5,026	3T16
	Appui 2		8,136	8,136	0,00478	0,9686	144	0,0943	29	108x80	2,66	3T20
		-31,34	-31,34	0,0568	0,9008	35,4	0,2976	119	75x80	11,045	6T16	
II	travé 1-2	28,03		28,03	0,0247	0,931	58	0,2055	48	108x80	14,34	3T20 + 3T16
	travé 2-3	24,53		24,53	0,0216	0,9355	62,5	0,1935	45	108x80	12,50	4T20
	Appui 1		37,08	37,08	0,0228	0,9342	61	0,1974	69	108x80	12,51	4T20
			-62,65	-62,65	0,1193	0,8649	22		182	75x80	24,135	3T25 + 3T20
	Appui 2		25,84	25,84								
		-73,65	-73,65	0,139	0,8567	19,9		209	75x80	28,16	6T25	
I	travé 1-2	26,22		26,22	0,02462	0,9315	58	0,2055	46	106x80	14,07	3T25
	travé 2-3	23,88		23,88	0,02135	0,9359	63	0,1923	42	106x80	12,75	3T25
	Appui 1		58,63	58,63	0,0367	0,9180	46	0,2459	87	T ₆ b=106, b ₀ =75, h _t =80	21,22	3T25 + 3T20
			-89,72	-89,72	0,1709	0,8452	17,3	0,4644	231	75x80	35,38	3T32 + 3T25
	Appui 2		47,07	47,07	0,029465	0,9259	52,5	0,2222	76	T ₆ b=106, b ₀ =75, h _t =80	16,94	3T25 + 2T20
		-93,916	-93,916	0,1789	0,8423	16,7	0,4732	240	75x80	37,17	3T32 + 3T25	

* VERIFICATIONS.

* Poutres (Portique 22).

- 1° - Condition de non fragilité - Largement vérifiée
- 2° - pourcentage des aciers - $6,3 \text{ cm}^2 < A < 52,5 \text{ cm}^2$ Vérifié
- 3° - Vérification de la flèche -

$$\frac{R_f}{l} = 0,0958 \geq \frac{M_f}{10 \cdot M_0} = 0,095$$

$$\frac{R_{ft}}{l} = 0,0958 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$A = 14,32 \text{ cm}^2 < b \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{cu}} = 23 \text{ cm}^2.$$

→ Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

4° - Condition aux appuis -

* Armatures inférieures.

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + M/z \quad M \text{ pris avec son signe}$$

Comme $M < 0$ il suffit de vérifier que $A \bar{\sigma}_a \geq T$, sinon il faut vérifier la condition ci dessus.

La condition est vérifiée pour tous les appuis.

* Vérification de la bielle de béton.

$$\sigma'_{b0} = \frac{2T}{c \cdot b_0} \leq \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{vérifiée pour tous les appuis.}$$

5° - Vérification à la fissuration -

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

$$k = 1,5 \cdot 10^6 ; \quad \eta = 1,6 ; \quad \phi_{\text{max}} \text{ en mm} ; \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd}$$

La fissuration est vérifiée pour la plus petite section tendue

$$A_{\text{min}} = 2T_{14} + 2T_{16} = 7,1 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \bar{\omega}_f = \frac{7,10}{2 \cdot 30 \cdot 5} = 0,02367$$

$$\rightarrow \sigma_1 = 2871 \text{ kg/cm}^2$$

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

La fissuration n'est donc pas à craindre.

6° - Vérification de non entraînement -

$$\bar{\epsilon}_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} \quad \begin{array}{l} n \text{ mbre de barres dans un lit} \\ p \text{ perimetre adhérent des barres} = \pi \phi \end{array}$$

$$\bar{\epsilon}_d = 2\psi_d \cdot \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } \psi_d = 1,5$$

La condition $\epsilon_d < \bar{\epsilon}_d$ est vérifiée pour tous les appuis.

7° - Vérification des Contraintes -

$$w = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} \xrightarrow{\text{tableau}} \epsilon, k$$

On doit avoir $\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} \leq \bar{\sigma}_a$; $\sigma_b = \frac{Q}{K} \leq \bar{\sigma}_b$.

Toutes les contraintes sont vérifiées.

8° - Calcul de l'effort tranchant -

$$T_{max} = 20,50 \text{ t (SP2)} ; \epsilon_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{20,50 \cdot 10^3}{30 \cdot 7/8 \cdot 65} = 12,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\epsilon}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma_b \leq \bar{\sigma}_{b0}$$

$$\bar{\epsilon}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}_{b0} < \sigma_b \leq 2 \bar{\sigma}_{b0}$$

$$\bar{\sigma}_{b0} < \sigma_b = 181 < 2 \bar{\sigma}_{b0} \longrightarrow \bar{\epsilon}_b = \left(4,5 - \frac{181}{82,5 \cdot 1,5}\right) \times 7,1 = 21,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_b = 12,07 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}_b = 21,6 \text{ kg/cm}^2.$$

9° - Calcul des armatures transversales -

$$T_{max} = 20,50 \text{ t} ; \text{ reprise de bétonnage donc } p = 2/3 ; \sigma_{cu} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2/3 \sigma_{cu} = 2800 \text{ kg/cm}^2. \text{ on prend (1 cadre + 1 étrier) T8}$$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T} = \frac{2,01 \cdot 2800 \cdot 7/8 \cdot 65}{20,50 \cdot 10^3} = 15,61 \text{ cm}$$

On adoptera un espacement $t = 15 \text{ cm}$ en zone nodale
 $t = 30 \text{ cm}$ en zone courante

10° - Jonction hordis - mesure -

$$T_{max} = 20,50 \text{ t} ; \epsilon_b = \frac{T}{z \cdot h_0} \cdot \frac{b_1}{b} = \frac{20,50 \cdot 10^3}{7/8 \cdot 65 \cdot 16} \cdot \frac{72}{174} = 9,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_b = 9,32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}_b = 4 \bar{\sigma}_b = 28,4 \text{ kg/cm}^2. \text{ Vérifiée.}$$

* Poutres (Portique DD).

1° - Condition de non fragilité - Vérifié.

2° - pourcentage des aciers - Vérifié.

3° - Vérification de la flèche -

il suffit de vérifier que $A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{ca}} = 35,75 \cdot \frac{43}{4120} = 27,40 \text{ cm}^2$
 $A_{max} = 18,84 \text{ cm}^2$ (en travée) $< 27,40 \text{ cm}^2$ Vérifié.

4° - Conditions aux appuis - Vérifié pour tous les appuis.

5° - Vérification à la non fissuration -

$A_{min} = 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2 \rightarrow \sigma_1 = 28021 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$
 Vérifié.

6° - vérification de non entraînement -

$\bar{\epsilon}_d < \bar{\epsilon}_d$ Vérifié pour tous les appuis.

7° - Vérifications des Contraintes -

Toutes les sections adoptées donnent des contraintes ($\sigma_b ; \sigma_a$) qui sont inférieures aux contraintes admissibles.

8° - Vérification de l'effort tranchant -

$T_{max} = 27,68 \text{ t (SP1)} \rightarrow \tau_b = 12,13 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\tau}_b = (4,5 - 2) \cdot 7,1 = 17,75 \text{ kg/cm}^2$
 $\tau_b < \bar{\tau}_b$

9° - armatures transversales -

$T_{max} = 27,68 \text{ t} ; \tau_b = 12,13 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\tau}_{at} = 2800 \text{ kg/cm}^2$

\rightarrow (1 cadre + 1 bride) T8 : $t = 13 \text{ cm}$ en zone nodale
 $t = 30 \text{ cm}$ " " courante.

10° - Jonction hourdis - nervure -

$\tau_b = \frac{T_{max}}{3 \cdot h_0} \cdot \frac{b_1}{b} < \bar{\tau}_b = 4 \bar{\sigma}_b$

Vérifié.

* Poutres (Portique B.B)

En faisant les vérifications pour les poutres de ce portique, on a remarqué que la contrainte tangente admissible était dépassée. Pour y remédier, on a augmenté la largeur des poutres à 40 cm (elle était de 35 cm).

Pour cette nouvelle section 40x80 toutes les vérifications ont été satisfaites.

Pour ce qui est des armatures transversales on a :

$$T_{max} = 48,84 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b = 21,60 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \rho = 0,66 \text{ ; } \sigma_{cu} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

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

on prend (1 cadre + 1 étrier) T10 = 4 T10 = 3,14 cm²

on calcule l'espacement $t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \cdot z = 11,81 \text{ cm}$

espacement des cadres adoptés :

zone nodale $t = 11 \text{ cm}$

zone courante $t = 30 \text{ cm}$

II/ SUIVANT LE BAEL :

HYPOTHESE ET DONNEES POUR LE CALCUL :

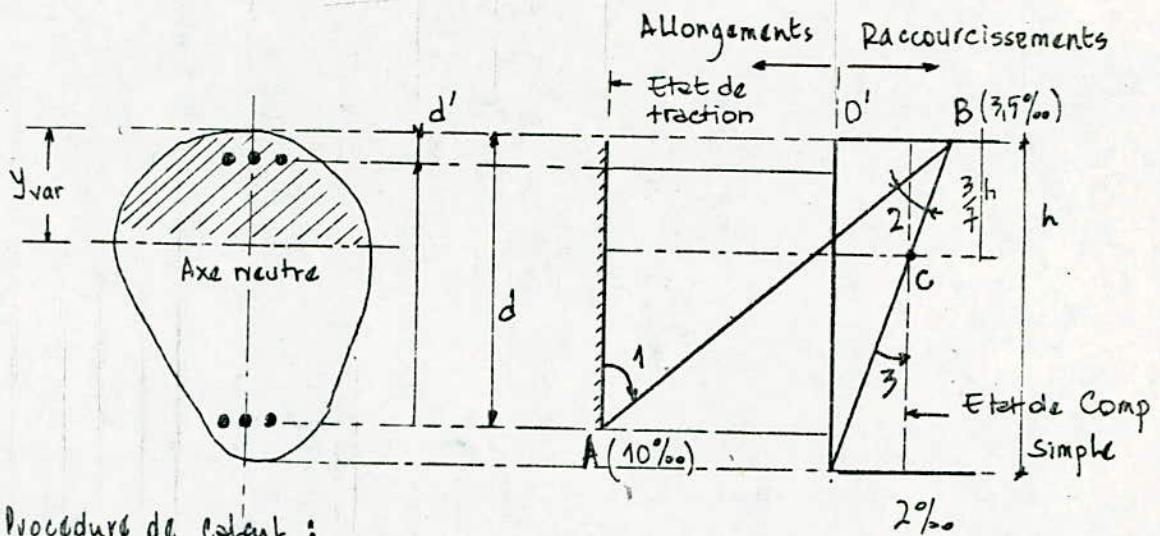
Les hypothèses sont celles utilisées en RDM. dans la théorie des poutres.

* ETATS-LIMITES DE SERVICE :

- hypothèse de base : conservation des sections planes, absence de glissement entre acier et béton ; non prise en compte du béton tendu ; Loi de Hooke $\sigma = E \cdot \epsilon$.
- Etat-Limite de Compression du béton ; La contrainte de compression du béton en service $\bar{\sigma}_{bc}$ est limitée à $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$.
- Etat-Limite d'ouverture des fissures, La contrainte de traction de l'acier en service $\bar{\sigma}_s$ n'est limitée qu'en cas de fissuration préjudiciable.

* ETATS-LIMITES ULTIMES DE RESISTANCE SOUS SOLLICITATIONS NORMALES (M et N).

- hypothèse de base : conservation des sections planes ; absence de glissement entre acier et béton ; non prise en compte du béton tendu.
- Déformations relatives limites :
 - De l'acier le plus tendu : $10 \cdot 10^{-3}$.
 - Du béton comprimé par flexion : $3,5 \cdot 10^{-3}$
 - par compression simple : $2 \cdot 10^{-3}$.
- Règles des trois-pivots : Pour dimensionner à l'état-Limite-ultime, on admet que le diagramme des déformations passe par l'un des 3 pivots A, B et C, définis ci-après.
 - Pivot A, flexion simple ou composée et de la traction simple.
 - Pivot B, domaine de la flexion ou composée.
 - Pivot C, correspond à une section entièrement comprimée.



Procédure de calcul :

- Fissuration peu nuisible : dimensionnement par l'état-limite ultime ; la méthode de calcul utilisée donnée par des organigrammes permettent de s'approcher de la vérification de la contrainte de compression du béton en service.
- Les poutres seront ferrillées en flexion simple, sous la plus défavorable des combinaisons à l'état-limite ultime.
- les armatures longitudinales sont déterminées en suivant l'organigramme de calcul (Flexion Simple).

VERIFICATIONS ET RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT.

V_u : Effort tranchant à l'état-limite ultime de la section considérée.

A_t : Section d'une nappe d'armature d'âme.

s_t : Espacement de ces nappes mesuré parallèlement à la ligne moyenne.

$f_{e,t}$: Limite d'élasticité des armatures d'âme.

Z_u : Contrainte tangente conventionnelle du béton, par une section rectangulaire ou en T

$$Z_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Verification du beton. (Arti A 9.1, 21)

fissuration peu nuisible $\sigma_u \leq \bar{\sigma}_u = 3,25 \text{ MPa}$.

Determination des armatures d'âmes droites. (Art A 9, 232).

En toute section :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{(Z_u - 0,5 K) b_0}{0,8 f_c}$$

$K=1$. (flexion simple).

conditions complémentaires: (Arti, 9.1, 22).

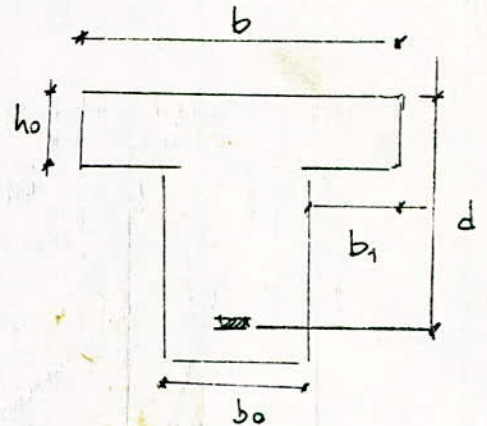
- $(\frac{1}{2} \text{ à } 8 \text{ cm}) \leq s_t \leq \bar{s}_t = \text{Min} [0,9 d ; 40 \text{ cm}]$.
- $\frac{A_t}{b_0 s_t} f_c \geq \text{Max} [Z_u/2 ; 0,4 \text{ MPa}]$.

- Jonction hourdis. nervure. (A. 9.3.2).

$$Z_u = \frac{V_u}{0,9 d} \frac{b_1}{b}$$

avec, largeur totale de la Table prise en compte dans le calcul en flexion.

$$\sigma_u \leq \bar{\sigma}_u = 3,25 \text{ MPa}$$



- Efforts aux abords des poutres :

Appui Intermediaire: (A. 9.1.3.2).

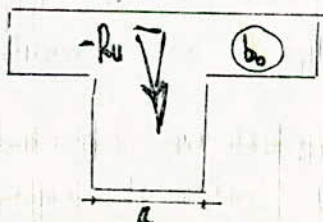
V_u , Effort tranchant au nu d'appui.

$$A \geq \frac{V_u + M_u/0,9d}{f_c/\gamma_s} \quad \text{si } |M_u| \leq 0,9 d \cdot V_u$$

si $|M_u| > 0,9 d \cdot V_u$, la verification n'est pas necessaire.

- Reaction d'Appui :

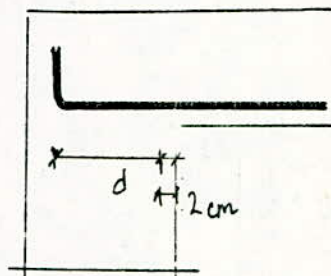
$$\sigma_{bc} = \frac{R_d}{c \cdot b_0} \leq \frac{1,7}{\gamma_s} f_c = 21,67 \text{ MPa}$$



Appui simple d'About: (A-5.4.3,1).

$$A \geq \frac{V_u + (H)}{f_c / \delta_s}$$

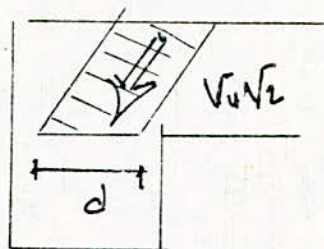
H: composante horizontale de la réaction d'appui si celle-ci est inclinée de part la nature de l'appui.



Compression de la bielle:

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \cdot d} \leq \frac{0,8}{\delta_b} f_{cj}$$

$$\left(\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b_0 d / \sqrt{2}} \right)$$



* Vérification à la non fragilité

$$A \geq \frac{b_0 d}{1000}$$

* % des Aciers longitudinaux (RPA81). $0,3\% < A < 5,2\%$.

Poutres secondaires 30×70

$6,3 \text{ cm}^2 < A < 52,5 \text{ cm}^2$

Poutres Principales. 35×80

$9,4 \text{ cm}^2 < A < 70 \text{ cm}^2$

* Vérification de la flèche:

on peut se dispenser de faire le calcul de la flèche pour les poutres qui satisfont aux 2 conditions suivantes.

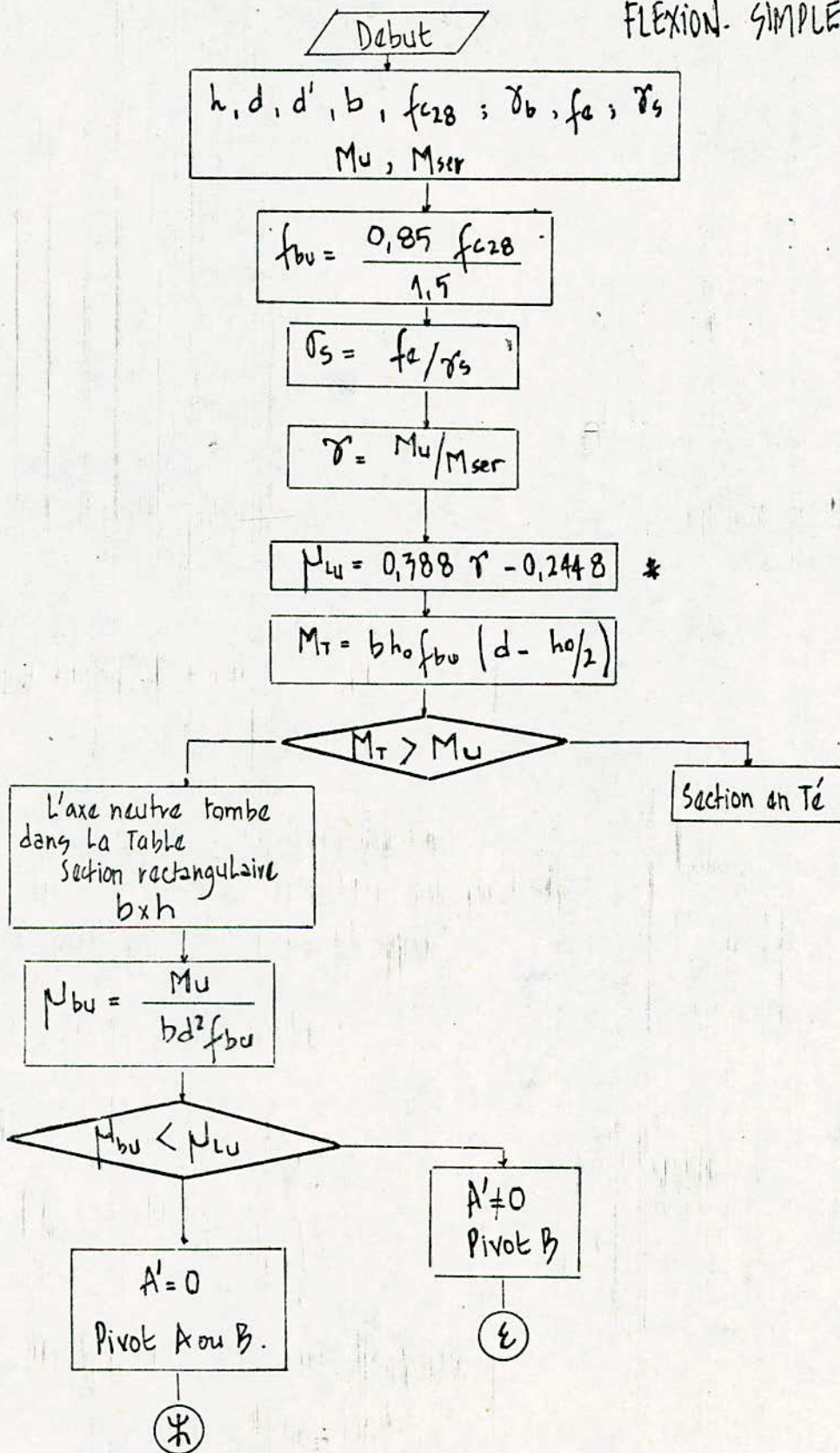
$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_e}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} < \frac{4,2}{f_c}$$

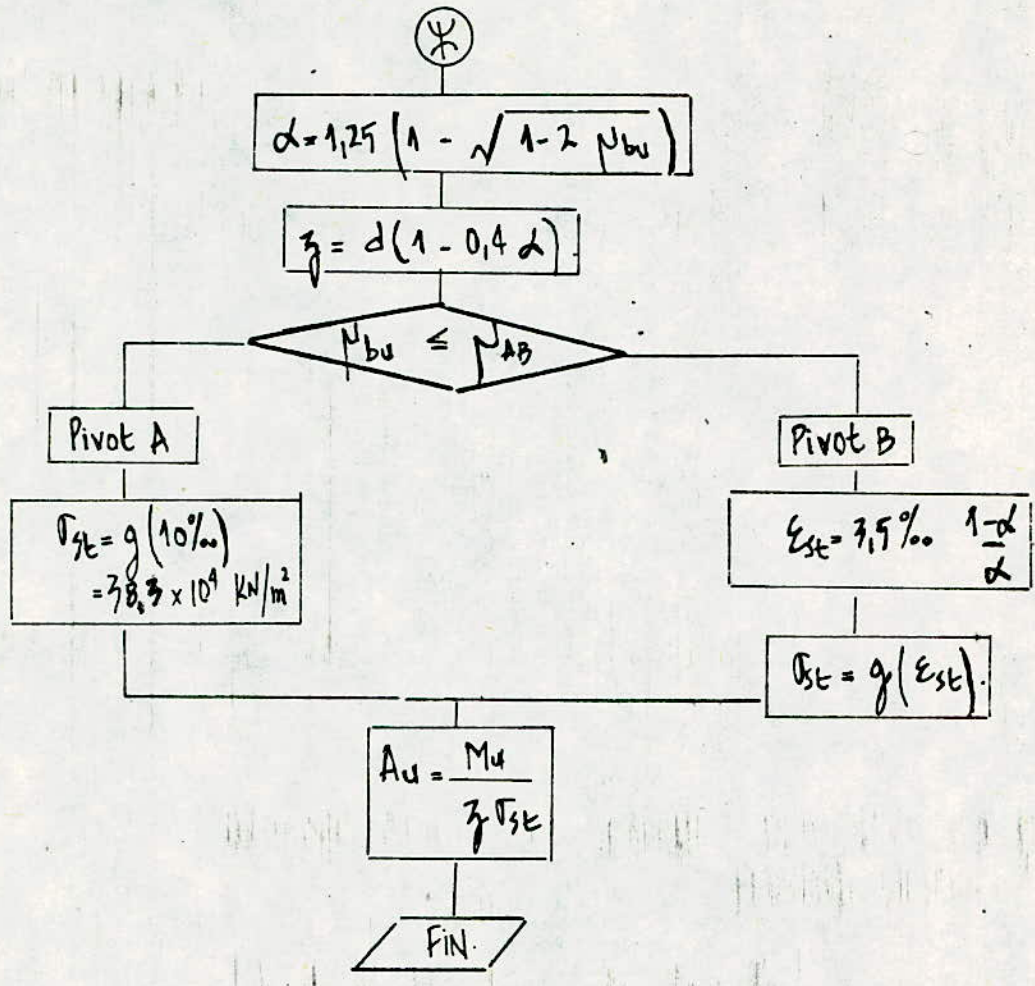
M_e : moment max entravé

M_0 : moment max (travée isostatique).

ORGANIGRAMME DE CALCUL DES SECTIONS (BAEL). FLEXION. SIMPLE.



* Acier du type 2.



ε

$$\alpha_{Lu} = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{Lu}} \right)$$

$$\beta_{Lu} = 1 - 0,4 \alpha_{Lu}$$

$$\epsilon_{st} = \epsilon_L = 3,9 \text{‰} \frac{1 - \alpha_L}{\alpha_L}$$

$$\epsilon'_s = (3,9 \text{‰} + \epsilon_L) \frac{d - d'}{d} - \epsilon_L$$

$$\sigma_{st} = g(10 \text{‰}) = 38,3 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$$

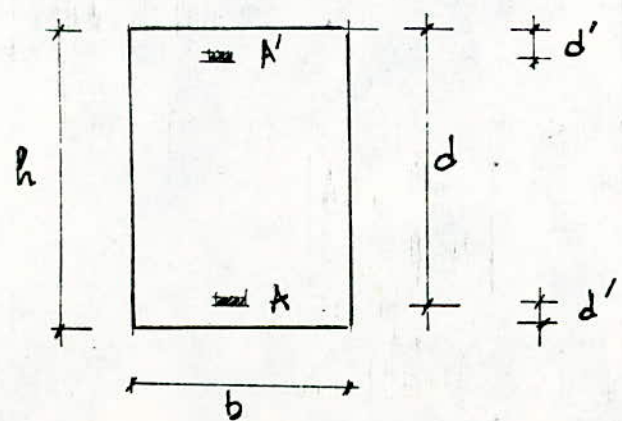
$$\sigma_{sc} = \sigma'_s = g(\epsilon'_s)$$

$$M_{Lu} = M_{Lu} b d^2 f_{bu}$$

$$A' = \frac{M_u - M_{Lu}}{(d - d') \sigma_{sc}}$$

$$A = A' \frac{\sigma_{sc}}{\sigma_{st}} + \frac{M_{Lu}}{\beta_{Lu} d \cdot \sigma_{st}}$$

FIN



PORTIQUE 2-2. POUTRELLES. (BAEL).80.

Niv		M_u (kN.m)	M_g (kN.m)	N_{Lu}	M_r (kN.m)	Section (cm ²)	N_{bu}	Pivot	σ_s ($\times 10^4 \frac{kgf}{cm^2}$)	α	z_b (m)	A (cm ²)	A adoptée. (cm ²)
III	travée 1-2	331	243	0,284	2237	1	0,033	A	38,3	0,042	0,619	13,96	5 T20
	Travée 2-3	239	175,5		2237	179x70	0,0237	A	38,3	0,03	0,622	10,03	5 T16
	Appui 1	+98,06	-		2237	179x70	0,0097	A	38,3	0,012	0,627	4,10	3 T20
		-98,66	-4,05	0,694	-	30x70	0,058	A	38,3	0,075	0,611	4,19	3 T14
	Appui 2	-223,17	-175,0	0,795	-	30x70	0,132	A	38,3	0,178	0,585	9,96	3 T16 + 3 T14
II	travée 1-2	231,7	158,45	0,722	2266	175x70	0,021	A	38,3	0,0266	0,643	9,51	5 T16
	Travée 2-3	193,7	132,42	0,722	2266	175x70	0,0184	A	38,3	0,0232	0,644	7,84	4 T16
	Appui 1	+147	-	-	2266	175x70	0,014	A	38,3	0,0176	0,645	5,95	3 T16
		-301,92	-77,04	1,272	-	30x70	0,1673	A	38,3	0,2303	0,590	13,32	3 T25
	Appui 2	-407,8	-225,93	0,4555	-	30x70	0,2266	B	37,21	0,326	0,565	19,40	4 T25
I	Travée 1-2	211,7	148,7	0,709	1321	102x70	0,0204	A	38,3	0,026	0,643	8,59	3 T20
	Travée 2-3	173,5	120	0,716	1320	102x70	0,017	A	38,3	0,021	0,644	7,03	3 T20
	Appui 1	+240,12	-	-	1321	102x70	0,040	A	38,3	0,051	0,637	9,84	3 T20 + 1 T14
		-439,5	-99,80	1,146	-	30x70	0,244	B	36,69	0,356	0,557	21,51	5 T25
	Appui 2	-500	-206,7	0,69	-	30x70	0,28	B	36,69	0,420	0,542	25,85	5 T25 + 1 T16

PORTIQUE B.B. POUTRES (BREF 80).

Niv		M_u (kNm)	M_s (kNm)	N_{Lu}	M_T (kNm)	Section (cm ²)	N_{bu}	Pivot	σ_s ($\times 10^6 \frac{kN}{m^2}$)	α	z_u (m)	A (cm ²)		
III	travee 1-2	797,8	585,4	0,283	2759	181x80	0,055	A	38,3	0,0707	0,728	28,55	6T25	
	travee 2-3	776,2	422,8	0,283	"	"	0,040	A	38,3	0,051	0,735	20,47	3T25 + 3T16	
	Appui 1	+178,8	-	-	"	"	0,0096	A	"	0,012	0,746	4,86	3T25	
		-178,8	-97,6	0,307	-	35x80	0,0496	A	"	0,0636	0,731	4,96	3T20	
	Appui 2	-450	-326,2	0,291	-	35x80	0,161	A	"	0,2207	0,684	17,18	6T20	
II	travee 1-2	651,06	452,15	0,313	2740	180x80	0,0453	A	"	0,0979	0,7326	23,20	5T25	
	travee 2-3	578	398,5	0,3178	2740	180x80	0,0402	A	"	0,0913	0,734	20,56	3T25 + 2T20	
	Appui 1													
		-647,5	-329,3	0,518	-	35x80	0,2316	B	37,07	0,3342	0,65	26,87	3T32 + 1T25	
* Appui 2	-973,4	-655,8	0,331	-	35x80	0,348	B	$\sigma_{st} = 342,2$	$\alpha = 0,5233$	$\sigma_{sc} = 340,5$	$A' = 0,988$	$A = 46,58$	6T32	
I	travee 1-2	603,9	420,2	0,313	2709	178x80	0,0420	A	38,3	0,0936	0,734	21,48	8T20	
	travee 2-3	538,2	370,9	0,318	2709	178x80	0,038	A	38,3	0,0484	0,735	19,11	8T20	
	Appui 1	+42,2	-	-	2709	"	0,015	A	"	0,019	0,744	1,48	4T20	
		-806,3	-382,3	0,57	-	35x80	0,288	B	35,464	0,436	0,619	36,73	4T32 + 2T20	
	Appui 2	-1125,9	-579,1	0,51	-	35x80	0,403	B	32,3	0,699	0,54	64,55	8T32	

N.B. : $N_{bu} > N_{Lu} \Rightarrow$ section avec $A' \neq 0$.

PORTIQUE D.D. DOUTRES (BAEL 80).

Niv		M _u	M _s	N _u	M _t	Section	N _{bu}	Pivot	√s	α	ξ _u	A	A adopté.
II	travee 1-2	443,8	326	0,283	1644	108x80	0,051	A	38,3	0,065	0,730	15,87	6T20
	Travee 2-3	320,5	235,4	0,283	1644	108x80	0,037	A	38,3	0,047	0,736	11,37	6T16
	Appui 1	+147,1	-	-	1644	108x80	0,017	A	"	0,0214	0,745	5,17	3T20
		-147,1	-	-	-	35x80	0,053	A	"	0,068	0,729	5,26	3T16
	Appui 2	-313,4	-181,1	0,427	-	35x80	0,112	A	"	0,1489	0,705	11,60	6T16
II	travee 1-2	363,63	255,65	0,307	2755	181x80	0,0253	A	"	0,032	0,7404	12,84	5T20
	travee 2-3	316,10	220,23	0,312	"	"	0,0219	A	"	0,0277	0,742	11,12	4T20
	Appui 1	+269,7	-	-	"	181x80	0,0186	A	"	0,0235	0,743	9,48	4T20
		-626,5	178,4	1,1178	-	35x80	0,2241	B	37,28	0,3214	0,653	25,75	3T32 + 1T20
	Appui 2	-736,5	-352,5	0,56612	-	35x80	0,2634	B	36,18	0,3901	0,633	32,20	3T32 + 3T20
I	travee 1-2	340,3	239,5	0,3065	2725	179x80	0,040	A	38,3	0,0910	0,734	12,10	4T20
	travee 2-3	308,3	215,4	0,310	2725	179x80	0,023	A	38,3	0,0291	0,741	10,86	4T20
	Appui 1	+462,2	-	-	"	"	0,0323	A	"	0,0410	0,737	16,37	6T20
		-897,2	-217,5	1,35	-	35x80	0,320	B	34,57	0,50	0,6	43,25	5T32 + 1T20
	Appui 2	-939,2	-343,1	0,82	-	35x80	0,336	B	34,13	0,534	0,589	46,72	6T32

VERIFICATIONS * Portique 22

1° - Vérification de la non fragilité -

$$A \geq \frac{b \cdot d}{1000} = \frac{30.65}{1000} = 1,95 \text{ cm}^2$$

→ vérifié pour toutes les sections.

2° - pourcentage des aciers - (R.P.A 81)

$$0,3\% \leq A \leq 2,5\% \longrightarrow 6,3 \text{ cm}^2 < A < 52,5 \text{ cm}^2$$

Vérifié pour toutes les sections.

3° - Vérification de la flèche -

$$\begin{aligned} \cdot \frac{h_t}{l} &\geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \cdot \frac{A}{b \cdot d} &\leq \frac{4,2}{f_c} \end{aligned} \quad \left| \begin{array}{l} \text{Il suffit de vérifier ces 2 conditions pour } M_{t \max} \\ l_{\max} \text{ et } A_{\max}. \end{array} \right.$$

$$M_{t \max} = 0,95 M_0 ; l_{\max} = 7,30 \text{ m} ; A_{\max} = 15,70 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{70}{730} = 0,09589 > \frac{0,95 \cdot M_0}{10 \cdot M_0} = 0,0950$$

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{15,70}{30.65} = 0,0077 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

→ les 2 conditions étant vérifiées le calcul de la flèche n'est pas indispensable

4° - Conditions aux appuis -

* Armatures inférieures : on doit vérifier

$$A \geq \frac{V_u + M_u / 0,9d}{f_c / \delta_s} \quad \text{si } |M_u| \leq 0,9 \cdot d \cdot V_u$$

Si $|M_u| > 0,9 d V_u \longrightarrow$ aucune vérification n'est à faire.
 M_u étant pris avec son signe.

Niv	appuis	M_u (kNm)	V_u (kN)	$0,9d V_u$
III	1	-98,06	169,1	98,92
	2	-223,17	186	108,8
II	1	-301,12	211,5	123,7
	2	-407,8	263,9	154,4
I	1	-439,5	215	125,8
	2	-500	253	148

La condition $|M_u| > 0,9 \cdot d \cdot V_u$ est vérifiée pour tous les appuis sauf pour l'appui 1 du niveau III

au niveau de l'appui 1 on 3T20 comme armature inférieure

$$A = 9,42 \text{ cm}^2 > \frac{V_u}{f_c / \delta_s} = 4,86 \text{ cm}^2$$

→ condition vérifiée pour tous les appuis

* réaction d'appuis

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{R_u}{e \cdot b_0} \leq \frac{1,3 \cdot f_u}{\gamma_b} = \frac{1,3 \cdot 25}{1,5} = 21,67 \text{ MPa}$$

R_u = réaction d'appuis maximale.
 e = costé du poteau considéré
 b_0 = largeur de la poutre = 0,30m
 $f_u = f_{ce8} = 25 \text{ MPa}$

Niveau III	$R_u = 355,1 \text{ kN}$; $e = 0,50 \text{ m}$	$\rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 2,37 \text{ MPa}$
Niveau II	$R_u = 475,4 \text{ kN}$; $e = 0,50 \text{ m}$	$\rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 3,17 \text{ MPa}$
Niveau I	$R_u = 468 \text{ kN}$; $e = 0,60 \text{ m}$	$\rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 2,60 \text{ MPa}$

La condition $\bar{\sigma}_{bc} \leq 21,67 \text{ MPa}$ est vérifiée.

5° - Vérification de l'effort tranchant -

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Inf}(0,13 f_{cj}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = f_{ce8} = 25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_{u \text{ max}}}{b_0 \cdot d} = \frac{263,9 \cdot 10^3}{0,30 \cdot 0,65} = 1,35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

Vérifiée.

6° - Calcul des armatures transversales -

$$A_t = b_0 \cdot s_t \cdot \frac{\bar{\tau}_u - 0,5 k}{0,8 \cdot f_c}$$

avec :

- $\bar{\tau}_u$ contrainte tangente conventionnelle calculé avec V_u réduit
- A_t section d'un cours d'armatures
- s_t espacement de 2 cours successifs
- $k = 1$ en flexion simple et sans reprise de bétonnage

$$\text{l'effort tranchant réduit } V_u = V_u - P_u \cdot \frac{h_t}{2}$$

En principe on calcule A_t avec V_u mais on a V_u que sa donne des espacement importants ; on calculera donc avec l'effort tranchant total V_u . on a remarqué aussi que même avec V_u , on aboutit à des espacements plus importants que l'espacement maximum donné par le R.P.A 81

- $V_u = 186 \text{ kN}$. Effort tranchant max au Niveau III
- $V_u = 263,9 \text{ kN}$. " " " " Niveau II
- $V_u = 253 \text{ kN}$. " " " " Niveau I

On fait les calculs pour $V_u = 263,9 \text{ kN}$.

$$\bar{\sigma}_u = \frac{263,9 \cdot 10^{-3}}{0,30 \cdot 0,65} = 1,35 \text{ MPa}$$

$$A_t = 30 \times 100 \times \frac{(1,35 - 0,50)}{0,8 \cdot 400} = 7,98 \text{ cm}^2$$

La section mise en place doit satisfaire une valeur minimale. telle que

$$\frac{A_t f_c}{b_o \cdot d_t} > \bar{\sigma}_u / 2 \iff \frac{7,98 \cdot 400}{30 \cdot 100} = 1,064 \text{ MPa} > \frac{1,35}{2}$$

choisissons un cadre + 1 étrier = $4\phi 6$ soit $1,13 \text{ cm}^2$ par nappe.

nous aurons alors $d_t = 15 \text{ cm}$.

D'après le R.P.A 81 on doit avoir :

à l'appui : $d_t \leq \min(\frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm}) = \frac{70}{4} = 17,5 \text{ cm}$

en travée : $d_t \leq \frac{h}{2} = 35 \text{ cm}$

Nous adopterons finalement :

$d_t = 15 \text{ cm}$ en zone nodale

$d_t = 30 \text{ cm}$ en zone courante.

Remarque: Nous adopterons la même section d'armature pour les deux autres niveaux du portique 2-2

7°/-Junction hourdis - murée -

$V_{u \text{ max}} = 263,9 \text{ kN}$; $\bar{\sigma}_u = 3,25 \text{ MPa}$

L'effort de glissement (1/unité de longueur) relatif à une largeur b_1 de hourdis comprimé est égale à : $P_1 = \frac{V_u}{0,9d} \cdot \frac{b_1}{b}$; avec $b_1 = \frac{b-b_o}{2}$

$$\bar{\sigma}_u = \frac{P_1}{h_o} = \frac{V_u}{0,9d h_o} \cdot \frac{b_1}{b} = \frac{263,9 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,65 \cdot 0,16} \cdot \frac{0,725}{1,75} = 1,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_u$$

Vérifiée

* Poutres (Portique D.D).

1° Condition de non fragilité -

A ≥ (b₀ · d) / 1000 = (35 · 80) / 1000 = 2,80 cm² Vérification positive

2° - pourcentage des aciers -

8,4 cm² < A < 70 cm² Vérifié

3° - Vérification de la flèche -

hₑ / l = 80 / 730 = 0,109 > Mₑ / (10 M₀) = 0,095
Aₑₓₑ / (b₀ · d) = 18,84 / (35 · 75) = 0,0072 < (4,2 / fₑ) = 0,0105 → le calcul de flèche n'est pas indispensable.

4° - Conditions aux appuis -

* Armatures inférieures

Table with 5 columns: NIV, appuis, Mᵤ (kN), Vᵤ (kN), 0,9 · d · Vᵤ. Rows include levels III, II, and I with sub-rows for appuis 1 and 2.

La Condition |Mᵤ| > 0,9 · d · Vᵤ est vérifiée pour tous les appuis.

* Réaction d'appuis.

σ_bc = (Rᵤ) / (c · b₀) = (639,8 · 10³) / (0,50 · 0,35) = 3,66 MPa < 21,67 MPa

- 5° - Vérification de l'effort tranchant -

Vᵤ max = 358,2 kN = 358,2 MN → fₑᵤ = 1,59 MPa
fₑᵤ = 1,59 MPa < fₑᵤ = 3,25 MPa

6). Calcul des armatures transversales :

$$A_t = b \cdot s_t \frac{Z_u \cdot 0,5 k}{0,8 \cdot f_c}$$

on aura 1 cadre + 1 Etrier = $4 \phi 8$ soit $2,01 \text{ cm}^2$
avec un espacement de 15 cm en zone nodale et 30 cm en zone courante.

7). Jonction hourdis nervure

$$V_{\max} = 358,2 \text{ kN.}$$

$$Z_u = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot h_0} \cdot \frac{b_1}{b} = \frac{358,2 \times 10^3}{0,9 \times 0,79 \times 0,16} \cdot \frac{72}{107} = 2,29 \text{ M.Pa.}$$

$$\bar{Z}_u = 3,29 \text{ M.Pa. (on vérifie que } Z_u < \bar{Z}_u \text{)}$$

Poutres (Portiques B.B).

toutes les vérifications ont été satisfaites, sauf le % maximal total des aciers qui est dépassé, pour y remédier, on a augmenté la section de la poutre à (40×80) , ceci étant pour le niveau 1. pour les 2 autres niveaux la section 35×80 des poutres est suffisante, et a été donc maintenue.

Pour ce qui est des armatures transversales, les calculs ont donné les résultats suivants

Niv 3 et 2. (1 cadre + 1 étrier) $\phi 8$ avec
 $s_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone nodale.
 $s_t = 30 \text{ cm}$ " " courante.

Niv 1: (1 cadre + 1 étrier) $\phi 8$ avec
 $s_t = 10 \text{ cm}$ dans la zone nodale
 $s_t = 20 \text{ cm}$ " " courante

Ferraillage des poteaux

I/ Suivant la CCBA :

Les poteaux sont sollicités en flexion composée. (M, N). on déterminera les sections d'armatures sous les sollicitations du 1^{er} genre et on vérifiera sous (SP₂).

Il ne sera pas tenu compte du flambement car :

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{l_0}{a/\sqrt{12}} = \frac{480\sqrt{12}}{50} = 77,25 < 79$$

avec : hauteur d'étage $l = 4,80\text{m}$

$l_e = l = 4,80$ (Encastrement non parfait).

Méthode de calcul de calcul des armatures : est la

Méthode classique de Pierre Charon :

Dans notre cas, on peut avoir 2 types de sollicitations :

I/ Section Partiellement Comprimee :

* on se ramène au cas d'une section soumise à une flexion simple dont le moment est fictif donné par :

$$M = N \cdot e_2 \quad (\text{voir ORGANIGRAMME})$$

remarque : les sections d'aciers trouvées $A = A_s - \frac{N}{\sigma_a}$ sont négatives ce qui ne traduit pas le

comportement réel de la section. donc le diagramme des contraintes choisis ne permet pas l'équilibre. pour cela on adoptera le ferraillage minimal donné par (le RPA) et on vérifiera les contraintes comme suit :

* Vérifications exposées dans l'ouvrage de Pierre Charon (Exercices)

les contraintes pourront être obtenues à l'aide des formules :

$$p = \frac{c}{h} ; \delta' = \frac{d'}{h} ; \bar{\omega}' = \frac{100 A'}{bh} ; \bar{\omega} = \frac{100 A}{bh}$$

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

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

$$\alpha_1^3 = p d_1 + q ; \quad y = \alpha_1 h ; \quad y_1 = y_2 + c$$

$$S = \frac{b y_1^2}{2} + 19 [A' (y_1 - d') - A (h - y_1)] \quad k = \frac{N}{5}$$

$$\sigma'_b = k y_1 ; \quad \sigma'_a = 19 k (y_1 - d') ; \quad \sigma_a = 19 k (h - y_1).$$

2°. Section Entièrement comprimée :

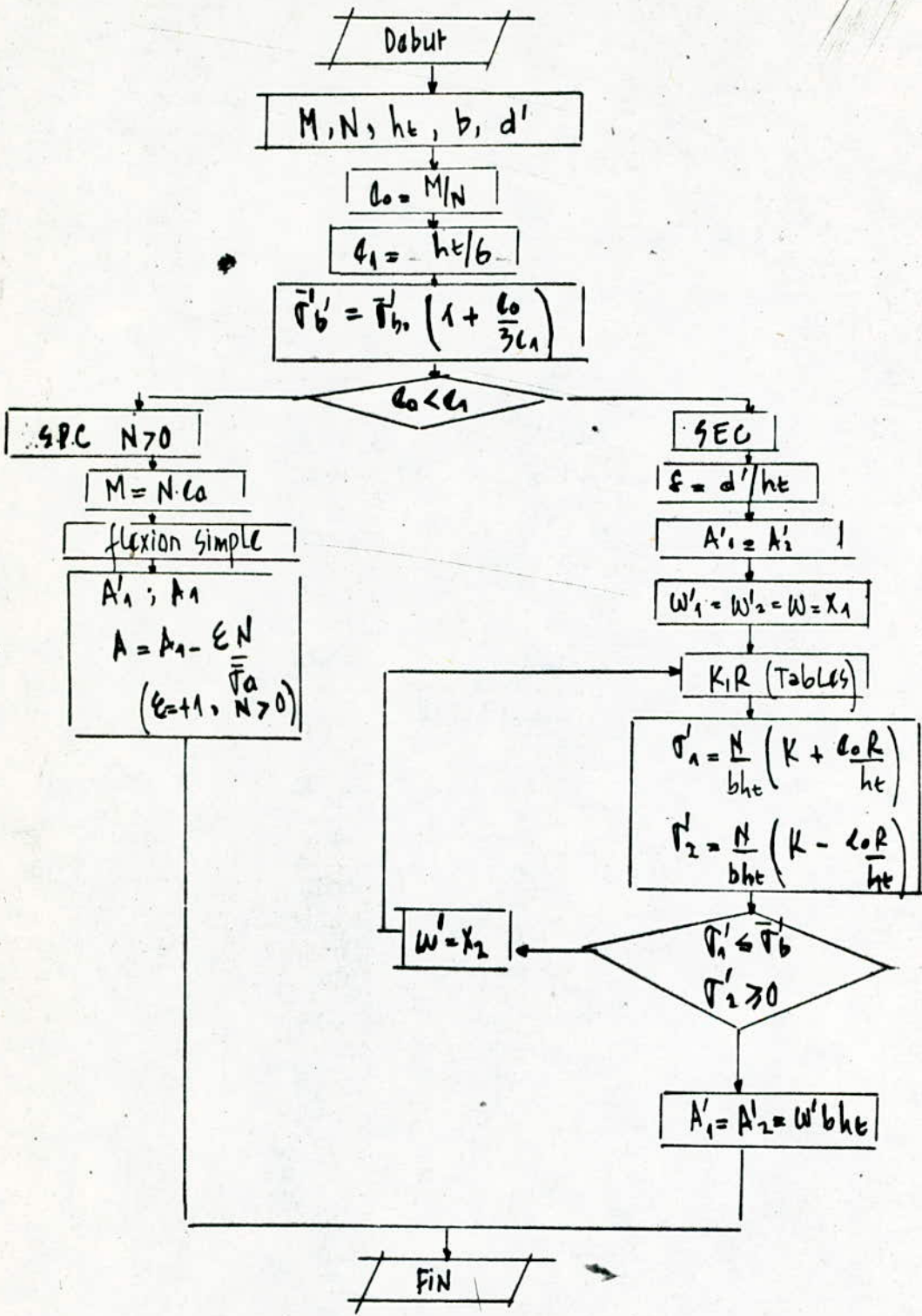
- on vérifie si le béton peut résister seul aux sollicitations :

$$\left| \begin{array}{l} \sigma'_{b1} = \frac{N}{b h e} \left(1 + \frac{6 e_0}{h e} \right) < \bar{\sigma}_b \\ \sigma'_{b2} = \frac{N}{b h e} \left(1 - \frac{6 e_0}{h e} \right) > 0 \end{array} \right.$$

sinon : Méthode de calcul de ferrillage symétrique
(VOIR ORGANIGRAMME DE CALCUL).

Dans notre cas, les 2 contraintes citées plus haut sont toujours vérifiées, on adoptera la section minimale exigée par le RPA.

ORGANIGRAMME DE CALCUL (FLEXION COMPOSÉE).



IDENTIFICATION DES SECTIONS.

		Niv	N (t)	M (t.m)	$l_0 = \frac{N}{N}$ (cm)	$l_1 = \frac{h_c}{6}$ (cm)	Sollicitation	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	
POTEAU DE RIVE (TYPE 1)	SP ₁	3	92,67	17,29	32,79	8,33	P.C	169	
		2	139,12	19,38	14,34	8,33	P.C	130	
		1	218,36	28,07	17,13	10	P.C	118,61	
	SP ₂	3	56	32,17	97,49				
			56	23,85	42,59	8,33	P.C	247,5	
			56	27,43	49,00				
		2	124,18	97,63	46,41				
			143,62	49,27	34,30	8,33	P.C	247,5	
			143,62	38,97	27,13				
		1	207,28	70,47	34,00			247,5	
239,20			59,28	24,78	10	P.C	226		
239,20			55,19	23,07			229		
POTEAU INTERMEDIAIRE (TYPE 2)	SP ₁	3	78,04	7,69	9,80	8,33	P.C	114,85	
			78,04	2,19	2,81		E.C	91,78	
		2	176,86	17,83	10,08	10	E.C	110,22	
			216,04	9,11	2,37		E.C	89	
	1	273,05	17,60	6,49	11,67	E.C	97,70		
		350,22	2,91	0,72		E.C	84,20		
	SP ₂	3	80,64	27,34	33,90	8,33	P.C	247,5	
			80,64	22,79	28,26				
		2	189,12	71,01	38,36	10	P.C	247,5	
			217,88	60,41	27,73			238	
1		294,26	82,89	28,20	11,67	P.C	223,50		
		359,77	70,34	19,77			193,60		

P.C: Section Partiellement Comprimée
 E.C: " Entièrement Comprimée.

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{l_0}{3l_c} \right) \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

VERIFICATIONS DES CONTRAINTES
SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMEE

POTEAU DE RIVE
(TYPE 1)

Solli	Niv	Poteau	A'(cm ²)	A (cm ²)	b	h	d'	e ₀	h _e /2	C	N	α	σ'_b	σ'_a	σ_a
SP ₂	3	50x50	14,72	14,72	50	45	5	97,45	25	-32,45	56	4,14	171	1886	3562
			14,72	14,72	50	45	5	42,59	25	-17,59	56	0,848	134	1517	2380
			14,72	14,72	50	45	5	49	25	-24	56	0,973	148	1660	2830
	2	50x50	24,12	24,12	50	45	5	46,41	25	-20,41	124,18	0,957	253	2954	3738
			24,12	24,12	50	45	5	34,30	25	-9,30	143,62	0,769	224	2695	2614
			24,12	24,12	50	45	5	27,13	25	-2,13	143,62	0,676	181	2241	1608
1	60x60	24,12	24,12	60	54	6	34	30	-4	207,28	0,644	220	2658	2492	
		24,12	24,12	60	54	6	24,78	30	+5,22	239,20	0,590	191	2405	1309	
		24,12	24,12	60	54	6	23,07	30	+6,93	239,20	0,590	180	2284	1060	
SP ₄	3	50x50	14,72	14,72	50	45	5	32,75	25	-7,75	52,67	0,684	98	1150	1401
	2	50x50	14,72	14,72	50	45	5	14,34	25	+10,66	135,12	0,630	119	1558	274
	1	60x60	24,12	24,12	60	54	6	13,13	30	+16,87	218,36	0,723	108	1453	-56

VERIFICATIONS DES CONTRAINTES, POTEAU INTERMEDIAIRE
SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMEE : (TYPE 2).

Golli	Niv	Poteau	A'(cm ²)	A(cm ²)	b	h	d'	e ₀	h _e /2	C	N	α	σ'_b	σ'_a	σ_a
SP ₁	3	50x50	9,42	9,42	50	45	5	9,80	25	19,2	78,04	0,7305	58	784	-56
SP ₂	3	50x50	9,42	9,42	50	45	5	33,90	25	-8,90	80,64	0,644	186	2099	3469
			9,42	9,42	50	45	5	28,26	25	-3,26	80,64	0,566	155	1803	2388
	2	60x60	24,12	24,12	60	54	6	38,36	30	-8,36	185,12	0,629	267 220	2613	2851
			24,12	24,12	60	54	6	27,73	30	2,27	217,88	0,535 0,598	192	2385	1623
	1	70x70	24,12	24,12	70	63	7	28,20	35	6,80	294,26	0,551	188	2343	1458
			24,12	24,12	70	63	7	19,77	35	15,23	355,77	0,621	165	2152	3927

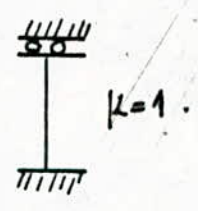
ii/ suivant le BAEL 80.

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, avec un effort de compression.

En principe les sections soumises à un effort normal de compression doivent être vérifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme, les règles BAEL autorisent toutefois la procédure simplifiée (BAEL, A.4.3.5) définie ci-après:

On rappelle tout d'abord que le flambement d'un élément de longueur l est défini par $\lambda = Kl/i$ | $i = \sqrt{I/B}$ rayon de giration

B , aire totale de la section du béton seul;
 I , moment d'inertie de l'air B par rapport à l'axe perpendiculaire au plan de flexion et passant par le centre de gravité de B et K , coefficient définissant la « longueur de flambement » ($l_f = Kl$) en fonction des liaisons aux extrémités de l'élément.



2/ comme ds le plan de flexion $\lambda \leq \text{Max} [90; \min(67e_0/h; 100)]$.

on effectuera le calcul, suivant la direction la plus défavorable, en tenant compte d'une excentricité additionnelle e_a de la force extérieure.

$$e_a \geq \text{Max} (2e_m; l_f/290)$$

Les sollicitations seront majorées par les coefficients

$$\gamma_n = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right) \quad \text{si } \frac{e_0}{h} \leq 1$$
$$\gamma_n = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right) \frac{h}{e_0} \quad \text{si } \frac{e_0}{h} > 1$$

avec h = hauteur de la section dans le plan contenant la face extérieure.

e_0 = excentricité de cette force par rapport à e_s , avant application de l'excentricité additionnelle.

d'ow, pour $\lambda \leq 50$.

$$\begin{aligned} N_u &= (\delta_n) \sum \gamma_i N_i \\ M_{uG} &= (\delta_n) \cdot \sum \gamma_j M_{jG} \pm N_u \cdot a. \end{aligned}$$

γ_i, γ_j : coefficients partiels de sécurité relatifs aux diverses actions.

*) Le calcul des sections est donné par l'organigramme de calcul.

ORGANIGRAMME CALCUL DES SECTIONS FLEXION COMPOSÉE (BAEL).

Debut

$h, d, d', b, f_{c28}, \gamma_b, f_e; \gamma_s$
 $\mu_R = 0,712, M_{UG}, N_u$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$M_{uA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$(0,777h - 0,81d')bh f_{bu} \leq N(d-d') - M_{uA}$

Section rectangulaire Partiellement comprimée

Section rectangulaire entièrement Comprimée

$$M_{bu} = M_{uA}$$
$$bd' f_{bu}$$

(C)

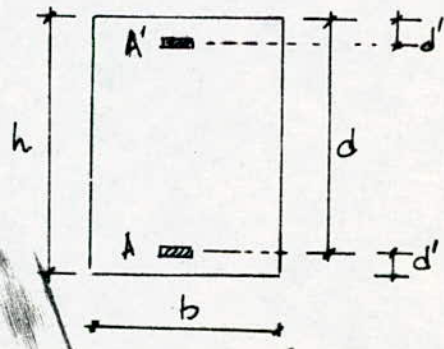
$M_{bu} < M_R$

$A' \neq 0$
Pivot B

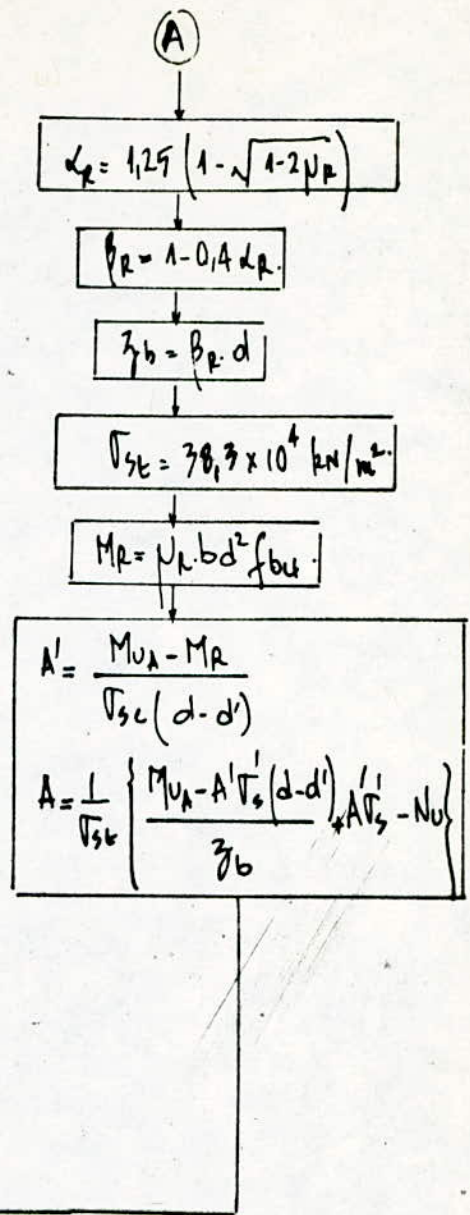
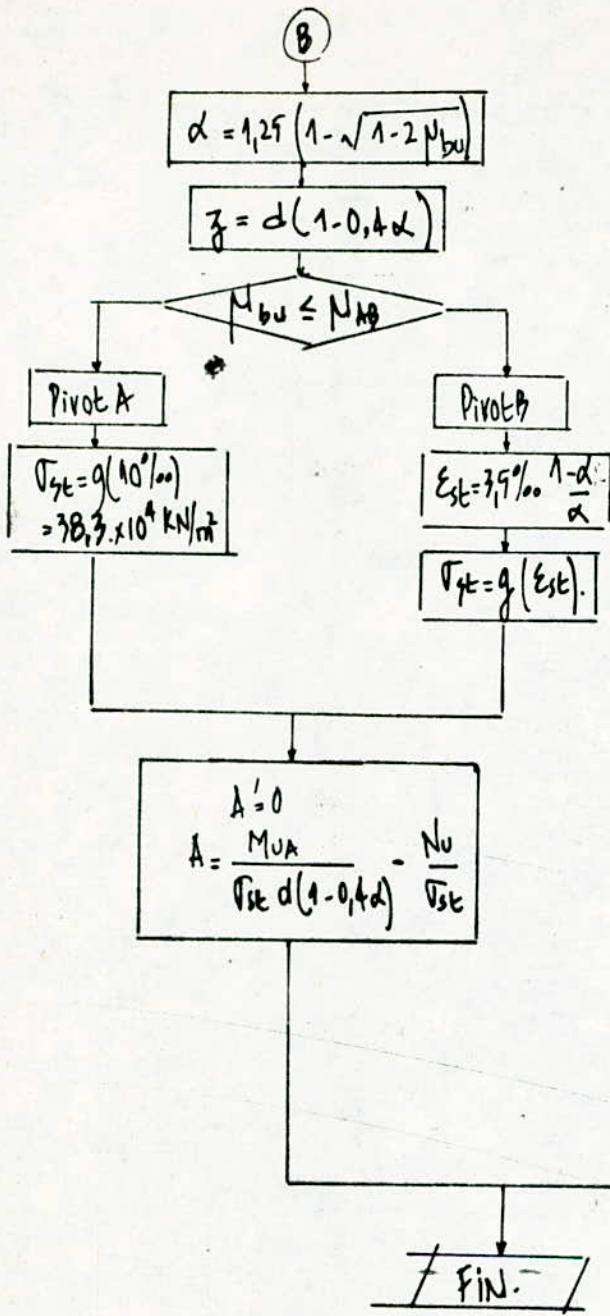
$A' = 0$
Pivot A ou B

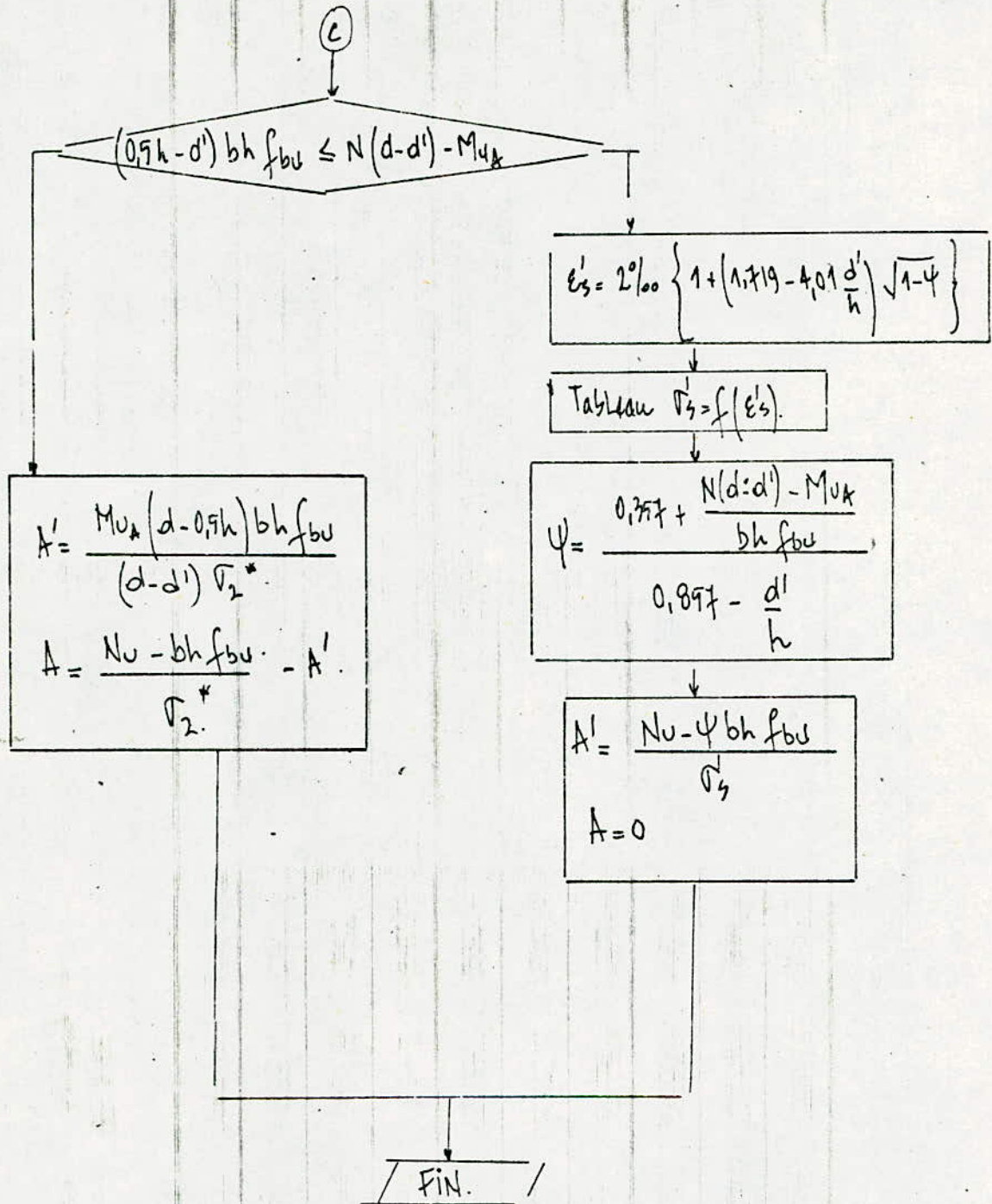
(A)

(B)



* Acier type 2.





* $\sigma_2 = \sigma(\epsilon'_s = 2\text{‰})$

comme $\epsilon'_s = 2\text{‰} < 3.74$. (Acier type 2):

Tableau $\Rightarrow \sigma_2 = f(\epsilon'_s = 2\text{‰}) = 31.9 \cdot 10 \text{ kN/m}^2$.

Pour l'acier type 1. $\epsilon'_s = 2\text{‰} > 1.7\text{‰} \Rightarrow \sigma_2 = 348 \text{ MPa}$.

DETERMINATION DU SYSTEME (Nu; M_{uq}). POTEAU 1 DE RIVE

POTEAU X	N (k)	M (k.m)	l ₀ (m)	l _a (m)	l ₀ /h	λ	σ _n	Nu (kN)	M _{uq} (kN.m)
50x50	69,73	22,24	0,32	0,02	<1	33,25	1,19	825,0	280,9
	59,28	23,79	0,43	0,02	<1	"	1,19	657,8	296
	59,28	29,39	0,93	0,02	>1	"	1,16	641,3	352,7
50x50	174,67	25	0,14	"	<1	"	1,19	2078,6	332,6
	121,25	50,11	0,41	"	<1	"	1,19	1442,9	620,4
	140,69	35,38	0,25	"	<1	"	1,19	1674,2	452,0
60x60	280,71	36,48	0,13	"	<1	27,71	1,158	3250,6	487,6
	200,99	61	0,30	"	<1	"	1,158	2327,0	744,6
	232,87	50,29	0,21	"	<1	"	1,158	2696,60	620,2

$$l_0 = \frac{M}{N}; \quad a_0 = \max(2cm; \frac{h}{250}) \quad \frac{h}{250} = l_0 = 4,80 \text{ m}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{l_0}{a} \quad Nu = \sigma_N \cdot N \quad M_{uq} = Nu (l_0 + a_0)$$

DETERMINATION DU SYSTEME (Nu ; M_{4g}) POTEAU 2 INTERMEDIAIRE

Poteaux	N (t)	M (t.m)	e ₀ (m)	e _a (m)	e ₀ /h	λ	δ _n	N _u (kN)	M _{4g} (kN.m)
40x40	107,23	9,65	0,0979	0,02	0,187 < 1	33,259	1,19	1228,4	139,4
	107,23	2,83	0,0274	0,02	0,0948 < 1	33,259	1,19	1228,4	58,13
	79,96	23,87	0,298	0,02	0,996 < 1	33,259	1,19	951,9	302,6
	79,96	19,72	0,242	0,02	0,484 < 1	33,259	1,19	951,5	249,3
60x60	270,88	22,5	0,0974	0,02	0,162 < 1	27,713	1,158	2673,6	313,9
	270,86	6,60	0,0236	0,02	0,0393 < 1	27,713	1,158	3240,8	141,3
	182,71	61,71	0,3385	0,02	0,564 < 1	27,713	1,158	2111,1	756,8
	219,07	51,11	0,238	0,02	0,397 < 1	27,713	1,158	2490,5	642,55
40x70	354,58	22,05	0,0622	0,02	0,0888 < 1	23,754	1,136	402,8	331,1
	451,16	3,23	0,0072	0,02	0,0103 < 1	23,754	1,136	5125,2	139,4
	288,17	71,94	0,248	0,02	0,354 < 1	23,754	1,136	3273,6	877,3
	349,68	58,99	0,169	0,02	0,241 < 1	23,754	1,136	3972,4	750,8

SECTIONS D'ARMATURES CALCULÉES ET ADOPTÉES,
DONNER PAR L'ORGANIGRAMME (FLEXION. COMPOSÉE).

	Poteau	Nu (kN)	Mu (kN.m)	A' (cm ²)	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
POTEAU . TYPE DE RIVE (1)	50x50	825	280,5	0	10,44	2T20 + 1T25 = 11,18
		657,8	296	0	13,14	
		641,3	352,7	2,41	17,64	2T32 + 1T16 = 18,10
	50x50	2078,6	332,6	22,35	< 0	
		1442,9	620,4	34,33	24,65	3T40 = 37,69 cm ²
		1674,2	452,0	25,22	10,63	
	60x60	3250,6	487,6	30,60	< 0	
		2327,0	744,6	40,83	13,70	2T40 + 2T32.
		2696,6	620,2	38,61	2,12.	
POTEAU TYPE (2) INTERMÉDIAIRE	50x50	1228,4	139,4	0	< 0	
		1228,4	58,23	0	< 0	
		951,5	302,6	3,30	10,32	2T25 + 1T16
		951,5	249,3	0	6,58	
	60x60	2673,6	313,9	11,21	< 0	
		3240,8	141,3	8,94	< 0	
		2111,1	756,8	30,34	17,91	2T40 + 1T32
		2490,5	642,5	28,89	6,74	
	70x70	4028	331,1	12,14	< 0	
		5125,2	139,4	3,84	0	
		3273,6	877,3	29,98	3,64.	2T40 + 1T20.
		3972,4	750,8	33,67	< 0	

Remarque: comme on trouve des sections d'armatures négatives, suivant la méthode donnée par l'organigramme, cela veut dire que l'assimilation à la flexion simple n'est plus possible. et comme on a des sections entièrement comprimées, on déterminera les sections par les abaques d'Interaction.

BUT DE L'EMPLOI DES ABAQUES.

Les méthodes employées ne sont pas bien adaptées à la recherche d'armatures symétriques.

Par contre l'emploi des abaques, permet de résoudre d'une manière simple les problèmes suivants :

- * Recherche de l'armature minimale
- * " des armatures lorsque celle-ci doivent être symétriques.

SECTIONNAGE D'ARMATURES DONNÉES PAR LES ABAQUES,

	Niv	Poteau	N_u (kN)	M_u (kN.m)	N_G	γ	$A = A'_{cal}$	Section Adoptée
Poteau type 1	3	50x50	641,3	352,7	0,2	0,180	15,30	2T32 + 1T16
	2	50x50	1443	620,4	0,35	0,41	30,60	2T40 + 1T25
	1	60x60	2327,0	744,6	0,24	0,45	23,50	3T32
Poteau type 2	3	50x50	951,5	302,6	0,17	0,27	9,18	3T20
	2	60x60	2111,1	796,8	0,25	0,41	25,70	2T40 + 1T20
	1	70x70	3273,6	877,3	0,18	0,47	15,99	2T32 + 1T16 $< A_{min}$ on prendra 3T32.

ARMATURES TRANSVERSALES (suivant Les 2 Reglements).

Les armatures transversales dans Les poteaux, servent à reprendre l'effort tranchant dû au séisme, à s'opposer au flambement des armatures longitudinales et permettent le positionnement de ces dernières.

Ecartement des armatures transversales RPA (Art 4.2.3.12)

1/ Zone nodale: $h' = \max \left(\frac{h_2}{6}; b_n, h_n, 60 \text{ cm} \right)$

$h_2 = 480 - 70 = 410 \text{ cm}$

$b_n = h_n = \text{dimension du poteau.}$

$t \leq \min(10 \phi_s, 19 \text{ cm})$

$\phi_s = \min \phi_s$

2/ Zone courante: $t \leq 12 \phi_s$.

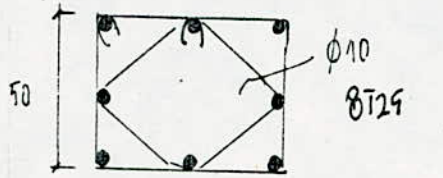
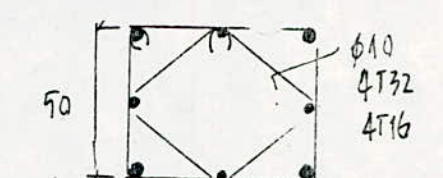
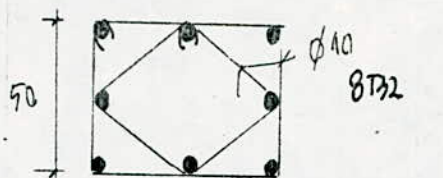
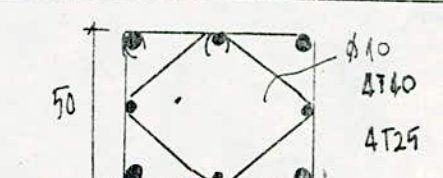
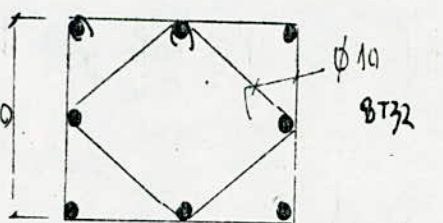
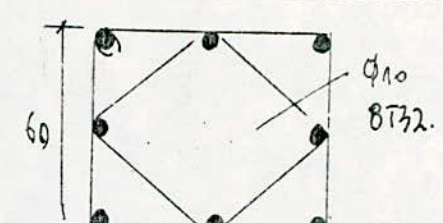
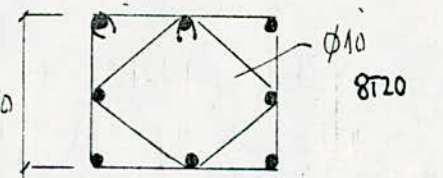
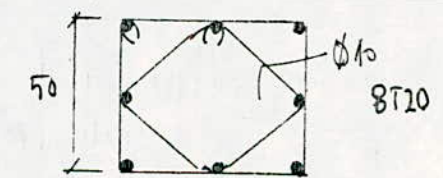
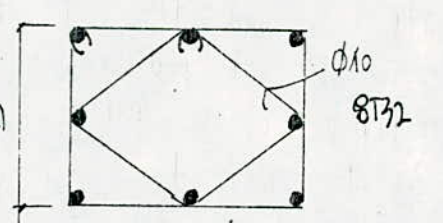
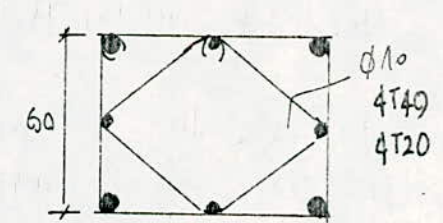
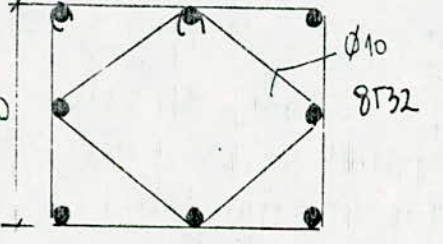
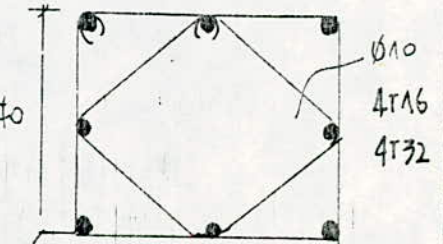
Ecartement: $t = \frac{A_t \cdot b \cdot \bar{\sigma}_{at}}{1,25 T}$ ($\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{cu}$)

Vérification à l'effort tranchant: $\tau_b = \frac{I}{bT} < \bar{\tau}_s = 40,9 \text{ kg/cm}^2$

T = 2 fois l'Effort tranchant de calcul ($\lambda > 15$) du au séisme \bar{S}_I .

Pote		λ	T(t)	$\bar{I} = \frac{I}{bT}$	τ_b	A_t	t(cm)	\bar{I} (RPA)	t adopté (cm)
(1)	90x90	>15	19,32	39,375	7,78	4φ10	19	$\frac{t=15}{t'=30}$	15 cm
	90x90	>15	31,74	39,375	15,91	4φ10	9	$\frac{t=15}{t'=38}$	9 cm
	60x60	>15	39,44	47,250	13,91	4φ10	9	$\frac{t=15}{t'=38}$	9 cm
(2)	90x90	>15	14,46	39,375	7,75	4φ10	20	$\frac{t=15}{t'=24}$	t=15
	60x60	>15	38,76	47,25	13,67	4φ10	9	$\frac{t=15}{t'=38}$	9 cm
	70x70	>15	47,28	55,13	12,27	4φ10	8	$\frac{t=15}{t'=38}$	8 cm

Représentation des sections .

Niveau	Niveau	CCBA 68	BAEL 90
1	3	 <p>50 $\phi 10$ 8T29</p>	 <p>50 $\phi 10$ 4T32 4T16</p>
	2	 <p>50 $\phi 10$ 8T32</p>	 <p>50 $\phi 10$ 4T40 4T25</p>
	1	 <p>60 $\phi 10$ 8T32</p>	 <p>60 $\phi 10$ 8T32</p>
2	3	 <p>50 $\phi 10$ 8T20</p>	 <p>50 $\phi 10$ 8T20</p>
	2	 <p>60 $\phi 10$ 8T32</p>	 <p>60 $\phi 10$ 4T40 4T20</p>
	1	 <p>70 $\phi 10$ 8T32</p>	 <p>70 $\phi 10$ 4T16 4T32</p>

Fondations

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre aux sols, Les efforts apportés par les éléments de la structure.

transmission d'efforts directs (semelles reposant directement sur le sol) dans les conditions normales d'exploitation et d'assurer la stabilité d'ensemble de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation sera compatible avec la capacité portante admissible du sol donné après reconnaissance et analyse du site d'implantation.

Capacité portante admissible donnée par les essais de laboratoire:

La capacité portante est calculée à partir de la formule de TERZAGHI, relative aux fondations superficielles (supposant que les charges sont verticales, appliquées dans l'axe de la semelle).

$$q_{admi} = \gamma_H \times D + \frac{1}{3} \left[\left(1 - 0,2 \frac{B}{L}\right) \times N_\gamma \times \frac{B}{2} + \gamma_H \times D (N_q - 1) + \left(1 - 0,2 \frac{B}{L}\right) c \times N_c \right]$$

B, L. dimension de la semelle.

D. profondeur d'ancrage.

N_γ, N_q, N_c : Coefficient sans dimensions dépendant de φ .

γ_H : densité de sol de fondation.

φ : angle de frottement.

c: Cohésion.

Nature du TERRAIN: site Birmendréis

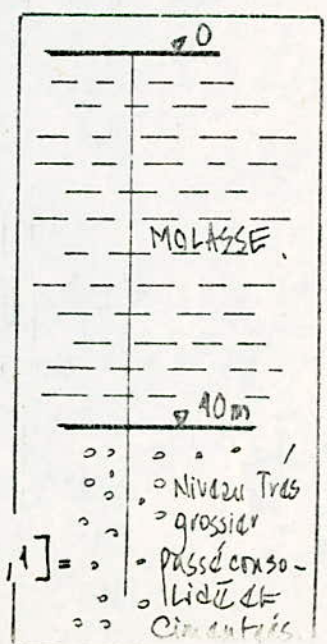
1^{er} couche: Molasse: $c = 1,00 \text{ bar} = 10 \text{ t/m}^2$

$$\varphi = 30^\circ \begin{cases} N_\gamma = 21,8 \\ N_q = 18,4 \end{cases}$$

$$\gamma_H = 2 \text{ t/m}^3 \quad N_c = 30,1$$

(A.N): soit une semelle carrée $B=L=2\text{m}$; avec d'une profondeur $D=1,90\text{m}$.

$$q_{adm} = 2 \times 1,9 + \frac{1}{3} [0,8 \times 21,8 \times 1 + 2 \times 1,9 \times 18,4 + 1,2 \times 10 \times 30,1] = 14,66 \text{ bars}$$



On prend pour les calculs, la capacité portante admissible de 5 bars.
 * Tassements: Tassements instantanés négligeables et auront lieu pendant la construction.

L'ouvrage sera fondé sur des fondations superficielles, on disposera en dessus de la semelle d'un béton de propreté de 10 à 15 cm.

COMBINAISONS D'ACTIONS À CONSIDÉRER.

Pour le BAEL, la combinaison à considérer est essentiellement:

$$1,35 G + 1,5 P.$$

Pour le CEB-FIP, Combinaison du 1^{er} grade $G + 1,2 P$.

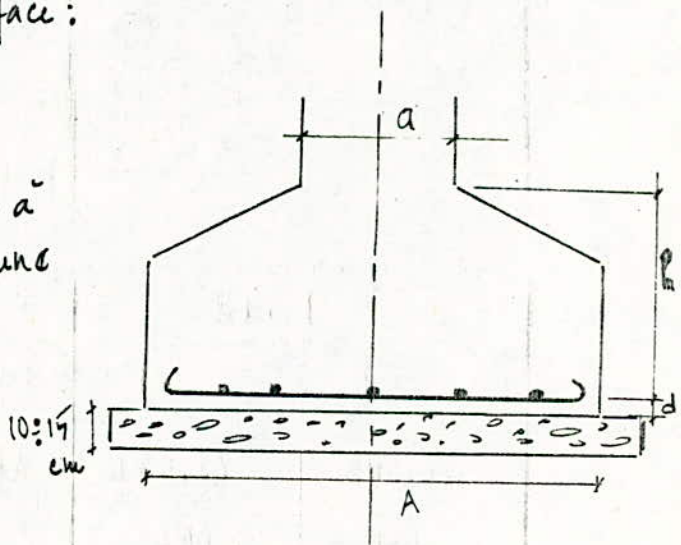
METHODE DE CALCUL: (METHODE DES CONSOLES).

semelle sous point d'appui isolé, (semelle sous poteau).

Dimensionnement de la sous-face:

$$A^2 = \frac{Q}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{Q}{\bar{\sigma}_s}}$$

La méthode des consoles consiste à considérer la semelle comme une double console encastrée.



Section d'armatures transversales A' .

on prend $A' = \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a}$

$$z = 0,85h \text{ ou } \frac{7}{8}h.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} \text{ (CEB-FIP)}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_s = 38,3 \times 10^4 \text{ kN/m}^2 \text{ (BAEL)}$$

Moment de la console

$$M = \bar{\sigma}_s A \frac{(A-a)^2}{8}$$

h est choisit arbitrairement et l'on vérifie que $Z_b \leq \bar{z}_s$;

si non telle que $h \geq \frac{A-a}{4}$. (ce qui nous dispense de la vérification précédente).

1/ Caracteristiques des Semelles :

Semelles	CCBA		BAEL	
	S_1 (sous Pot) ①	S_2 (sous Pot) ②	S_1 (sous Pot) ①	S_2 (sous Pot) ②
N (t)	218,4	350,22	280,71	451,16
A (cm)	210	265	210	265
ht (cm)	50	60	50	60
M (kN.m)	295,71	629,79	486	944,7
σ_{sol} (kg/cm ²)	9	9	7,5	7,5
σ_a (kg/cm ²)	2800	2800	3830	3830
A (cm ²) $A_x = A_y$	30,134	51,41	33,05	56,38
A adopté	19 T16 = 30,15	26 T16 = 52,26	17 T16 = 34,17 cm ²	29 T16 = 58,29 cm ²
Espacement	14 cm	10 cm	12 cm	9 cm

2° Longrines:

En l'absence d'un système rigide d'infrastructure, toutes les fondations isolées sur un sol de consistance moyenne et sur un sol meuble, seront chaînées dans les 2 sens à l'aide des longrines rigides.

- Principe de calcul - (Art 4.2.3.3 du R.P.A 81)

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à

- $\frac{N}{10}$ pour les terrains de consistance moyenne
- $\frac{N}{15}$ pour les terrains meubles.

où N est la force axiale du poteau en question

Le R.P.A 81 donne les dimensions minimales des longrines:

35 x 30 cm² pour les sols de fondation de consistance moyenne

30 x 30 cm² pour les sols meubles ou ayant une forte teneur en eau.

on adoptera les dimensions suivantes:

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

- Calcul du ferrailage -

Le ferrailage minimum préconisé par le C.T.C est 4 ϕ 14 ou 4T12 en disposant des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser 20 cm.

l'effort normal max est $N = 350,22 \text{ t}$ (sous S.P1)

$$\frac{N_{\max}}{10} = 35,022 \text{ t}$$

Séction d'armature

$$A \geq \frac{N}{10} \cdot \frac{1}{\bar{\sigma}_a} = \frac{35,022 \cdot 10^3}{2800} = 12,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 12 \text{ T } 12 = 13,57 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures transversales on prendra des $\phi 8$ avec un espacement constant de 20 cm.

- En Compression -

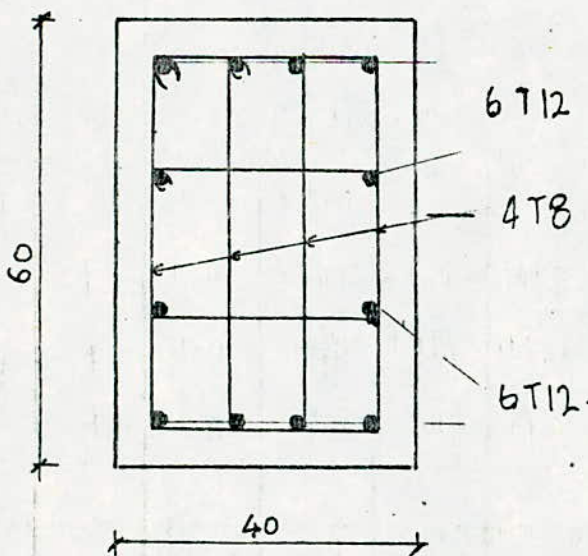
$$\bar{\sigma}'_b = \frac{350,22 \cdot 10^3}{40 \cdot 60 \cdot 10} = 14,60 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 82,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_e \geq \frac{1}{15} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}} - B \right) = \frac{1}{15} \left(\frac{350,22 \cdot 10^3}{10 \cdot 82,5} - 40 \cdot 60 \right) < 0$$

- Condition de non fragilité -

$$A \geq \frac{b h}{1000} = 40 \cdot 55 / 1000 = 2,2 \text{ cm}^2$$

Vérifiée.



Mètre des aciers.

#1 Poutres (Portique 2.2).

Niv	N ^o Poutres	CCBA 68				BAEL 80			
		Ø	L (m)	Poids Kg/ml	Poids (Kgs)	Ø	L (m)	Poids Kg/ml	Poids Kgs.
3	7	T20	575,4	2,465	1418	T20	404,6	2,465	997,5
	7	T16	867,8	1,577	1362	T16	912,8	1,577	1439,5
	7	T14	208,6	1,208	252	T14	168	1,208	203
2	10	T20	2064	2,465	5088	T25	908	3,853	3499
	10					T16	1112	1,577	1754
1	10	T20	2260	2,465	5571	T25	1104	3,853	4254
	10					T20	861	2,465	2122,5
	10					T16	80	1,577	126
Total					13691				14396
9%									

2° Poutres (Portique D.D).

		CCBA 68				BAEL 80			
Niv	N ^{bre} Poutres	Ø	L(m)	Poids kg/ml	Poids (kgs)	Ø	L(m)	Poids kg/ml	Poids kgs
3	2	T20	249,6	2,465	609,9	T20	162	2,465	399,5
	2	T16	213,6	1,577	337	T16	320,4	1,577	509,5
2	2	T25	236,8	3,853	912,9	T32	169,6	6,313	1049,9
	2	T20	183,8	2,465	453	T20	282	2,465	699
	2	T16	69,6	1,577	110				
1	2	T32	169,6	6,313	1049,9	T32	213,6	6,313	1348,9
	2	T25	247,2	3,853	952,9	T20	234,2	2,465	577,9
	2	T20	39,4	2,465	97				
					4542				
1,7 %									

3/ Poutres (Portique B.B).

		CCBA 68				BAEL 80				
Niv	N ^{br} Poutres	Ø	L (m)	Poids kg/ml	Poids (kgs)	Ø	L (m)	Poids kg/ml	Poids kgs	
3	2	T25	257,2	3,853	991	T25	234	3,853	902	
	2	T20	23,2	2,465	57	T20	213,6	2,465	527	
	2	T16	213,6	1,977	337	T16	34,8	1,977	59	
2	2	T32	197,6	6,313	1247,9	T32	213,6	6,313	1348,9	
	2	T25	210,8	3,853	812	T25	222,4	3,853	857	
	2	T20	74	2,465	182,5	T20	23,2	2,465	57,5	
1	2	T32	225,2	6,313	1422	T32	284,8	6,313	1798	
	2	T25	257,2	3,853	991	T20	387,6	2,465	955,9	
					6040					
7%										

4/ Poteaux.

Niveau	CCBA 68				BAEL 80			
	φ	L(m)	Poids kg/ml	Poids (kg)	φ	L(m)	Poids kg/ml	Poids kg
3	T25	580,89	3,853	2238	T32	307	6,313	1939
	T20	185,4	2,465	457	T20	85,8	2,465	458
					T16	268,85	1,577	424
2	T32	819	6,313	5171	T40			4294
					T25	290,42	3,853	1119
					T20	93	2,465	229
1	T32	819	6,313	5171	T32	819	6,313	5171
Total				13037				13634
%								4,5%

59 Dalles.

	CCBA 68				BAEL 80			
	φ	L(m)	Poids kg/ml	Poids(kg)	φ	L(m)	Poids kg/ml	Poids(kg)
Plancher terrasse	T10	2920,32	0,616	1799	T8	7483,32	0,394	2948
	T6	6570,72	0,222	1458	T6	2190,24	0,222	486
Planchers Industriels	T10	4623,32	0,616	2848	T8	14479,7	0,394	5705
	T8	8761,42	0,394	3452	T6	4378,4	0,222	972
	T6	4378,7	0,222	972				
Total				10529				10111
%	4%							

60 Semelles.

	CCBA 68				BAEL 80			
	φ	L(m)	Poids kg/ml	Poids(kg)	φ	L(m)	Poids kg/ml	Poids(kg)
Semelles (type 1)	T16	759,89	1,577	1192	T16	856,7	1,577	1351
Semelles (type 2)	T16	552	1,577	869	T16	614,45	1,577	969
Total				2061				2320
%	11%							

Comparaison des deux Règlements. CCBA 68 - BAEL 80.

I/ flexion Simple: Les exposés qui précèdent montrent, malgré les simplifications qui ont été apportées au calcul des aciers, que les règles BAEL sont d'un maniement plus lourd que les règles CCBA qui permettent par simple division de donner les sections d'aciers nécessaires, ce qui sur un chantier lorsqu'on a un besoin immédiat du résultat est très pratique.

Il résulte des calculs que la CCBA conduit à des sections inférieures au BAEL et l'écart est d'autant plus grand que l'on est plus proche de M_{RB} ou M_0 , cet écart pouvant être alors de 12%.

Pour des valeurs du moment fléchissant voisines de $M_{AB} (= 0,186 bd^2 f_c)$
 $= 0,264 bd^2$.

Les deux règlements donnent des résultats sensiblement identiques, ensuite cet écart croît pour atteindre 12% pour des valeurs du moment proche de M_0 et M_{RB} .

II/ flexion Composée: les conclusions auxquelles nous avons abouti pour la flexion simple sont toujours valable. néanmoins on a remarqué que les règles BAEL conduisent à une économie d'armatures d'autant plus sensible que le poteau est plus gros, et ce pour le poteau intérieur.

Pour les poteaux de façade, la différence est encore plus importante.

III Conclusion: Il ressort d'après tous nos calculs, que globalement les deux règlements conduisent sensiblement à la même consommation d'armatures.

Nous résumons ci-dessous, l'essentiel des résultats que nous avons établis.

- * Poutres (Portique 22). Le BAEL consomme 5% d'acier de plus que le CCBA.
- * Poutres (Portique DD). Le BAEL consomme 1,3% d'acier de plus que le CCBA.
- * Poutres (Portique BB). " " 7% " " "
- * poteaux. " " 4,5% " " "
- * dalles. Le BAEL consomme 4% d'acier de moins que le CCBA.
- * Semelles. Le BAEL consomme 11% d'acier de plus que le CCBA.

Pour l'ensemble de l'ouvrage, le BAEL 80 consomme une quantité d'acier de l'ordre de 4% de plus que le CCBA 68.

Remarque: L'acrotère n'est pas mentionnée dans le métré, car le calcul donne la même section d'armatures pour les 2 règlements.

Bibliographie

Regles. Parasismiques Algeriennes (RPA 81).

Regles Parasismiques 69.

Complement du CTC aux regles PS 69.

Regles CCBA 68

Regles BAEL 80

Calcul Pratique des sections en B.A. (Pierre Charon).

Cours Beton III ENP (M^r BELAZOUQI).

Traité de beton armé (A. Fuentes, R. Lacroix.

H. Thonier.) ENPC.

Initiation au calcul du Beton armé aux etats

Limites (M^r BELAZOUQI).

- Calcul des sections en BAEL. (Pierre Charon).