

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

14/84

وزارة التعليم والبحث العلمي
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Lex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Genie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE de la structure
resistante d'un HOTEL

Proposé par :

E.N.E.T
SIDI.FREDJ

Etudié par :

A. BOUAOU

K. LEFKI

Dirigé par :

M^{elle} BENAMEUR



PROMOTION : Juin 84

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT **GENIE CIVIL**

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE de la structure résistante
d'un **HOTEL**

Proposé par :

ENET
SIDI-FREDJ

Etudié par :

A. BOUAOU
K. LEFKI

Dirigé par :

M^{elle} BENAMEUR



PROMOTION : JUIN 84

TABLE DES MATIERES

Chapitre 1: Introduction

• Présentation de l'ouvrage	1
• Caractéristiques Mécaniques des Matériaux	2
• Evaluation des charges et surcharges	5
• Prédimensionnement des éléments	7

Chapitre 2: Calcul des éléments

• Calcul des escaliers	10
• Calcul de l'acrotère	22
• Calcul des poutrelles	25
• Calcul de la galerie technique	31
• Calcul du réservoir	35

Chapitre 3: Charges verticales

• Exposé de la méthode de Caquot	43
----------------------------------	----

Chapitre 4: Etude au séisme

• Généralités	60
• Action séismique - <u>Etude dynamique</u>	62
• Pratique du calcul dynamique	70
• Calcul de la force séismique latérale V	76
• Etude de la torsion	80

Chapitre 5: Calcul des efforts dans les portiques sous charge horizontale

• Méthode de BOWMAN (Bloc A)	83
• Méthode de NUTO (Bloc B)	89
• Etude de la torsion	98

Chapitre 6: Superposition des sollicitations

• <u>Chapitre 7: Fermeture des poutres</u>	
• Fermeture des poutres du portique transversal	122
• Fermeture des poutres du portique longitudinal	123

Chapitre 8: Fermeture des poteaux

• Fermeture des poteaux transversal	137
• Fermeture des poteaux du portique longitudinal	141

Chapitre 9: Fermeture des voiles du bloc C

• Etude de la chaudière	154
-------------------------	-----

Chapitre 10: Etude du sol et fondations

• Etude du sol	174
• Fondations	183

• <u>Annexe</u> : <u>Programmes</u>	
-------------------------------------	--

RES'UME

L'ouvrage qui a fait l'objet de notre projet de fin d'études est un hôtel à usage touristique situé à Ain Lahdjar Wilaya de SAÏDA classée zone II par le règlement para-sismique Algérien.

La structure résistante est en poutres poteaux : c'est une structure autostable qui assure le contreventement dans les 2 directions.

L'étude du sol nous a permis d'opter pour un système de fondations isolées.

The purpose of our final project studies is prepared for a touristic hotel custom which is situated at Ain Lahdjar Wilaya of SAÏDA, Classified as Zone II by the para-sismique Algerian system.

The resistant structure is made of stake girders which is a self-constant structure to fix securely the basic construction is both sides control.

The soil research let us to opt for an isolated system of the groundwork.

إن المشروع الذي بمقتضاه ننهي دراستنا

الهندسية لجنوي على دراسة فندق سياحي

يُشروع في بناءه في ولاية سعيدة التي تأتي

في الرتبة الأولى سلم المناطق المعرضة للزلازل في

الجزائر حسب تسميات هيئة المراقبة التقنية للبناء

الجزائرية (C.T.C).

REMERCIEMENT

Nous tenons à remercier, M^r CHERCHALI et M^r BOUAR pour les conseils éclairés qu'ils n'ont pas cessé de nous donner durant toute la durée de notre stage à l'ENET.

Nous exprimons toute notre gratitude pour tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de notre projet de fin d'études au sein de l'ENET, nous pensons aux techniciens des départements Béton et Architecture ainsi qu'à M^r MESSAOUD Sid Ali, M^r LAHMAR M^r LOUNES, et M^r ZIOUANI

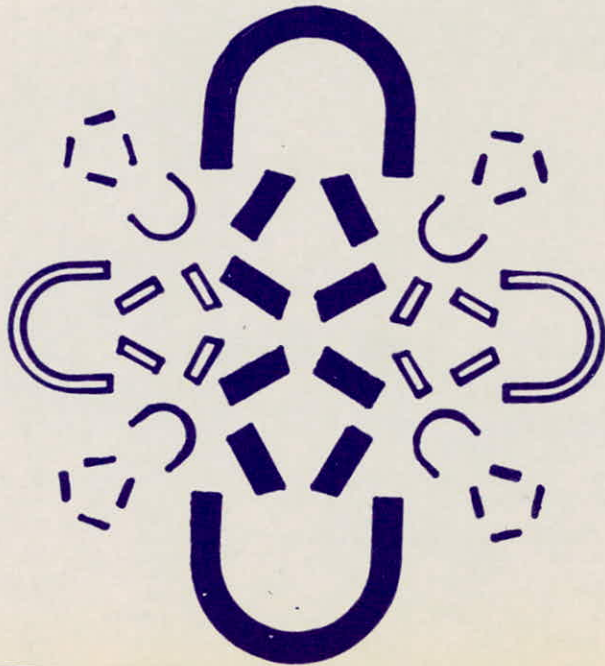
Que tous nos professeurs à l'ENPA soient remerciés pour la formation qu'il nous ont donnée, M^{lle} BENAMEUR notre promotrice notamment.

Abdelkrim

Booubout

Lefki

[Signature]



DEDICACES

Je dedie ce modeste travail à tous mes proches,
Que mes parents soient amplement
remerciés pour tous leurs sacrifices, leur
bonté et pour leur précieuse aide morale.
Qu'ils trouvent en ce travail une modeste
reconnaissance

Pour mes grands frères ALI et BRAHEM et leurs
petites familles

Pour mes petites soeurs

Pour tous mes amis, pour tout ce qu'on a partagé
ensemble.

ABDELKRIM .B.



Je dedie ce modeste travail à :

Toute ma famille

Tous mes amis

Tous ceux qui me sont chers

Khider .L.

CHAII' 1

INTRODUCTION

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage qui fait l'objet de notre projet de fin d'études nous a été proposé par l'ENTREPRISE NATIONALE DES ETUDES TOURISTIQUES (ENET). C'est un Hotel à usage touristique qui est situé à AIN LAHDJAR wilaya de SAÏDA - Zone de moyenne sismicité.

Nous ferons dans ce qui suit l'étude de la structure résistante de cet hotel. Il comporte deux grands blocs séparés par un joint de dilatation, toutefois pour des raisons de stabilité vis à vis du séisme on a été amené à séparer certaines parties. L'étude a été faite pour trois blocs A, B, C. Les blocs A et B ont un RDC + deux étages alors que le bloc C possède un RDC seulement. L'hotel a un vide sanitaire de 1^m50

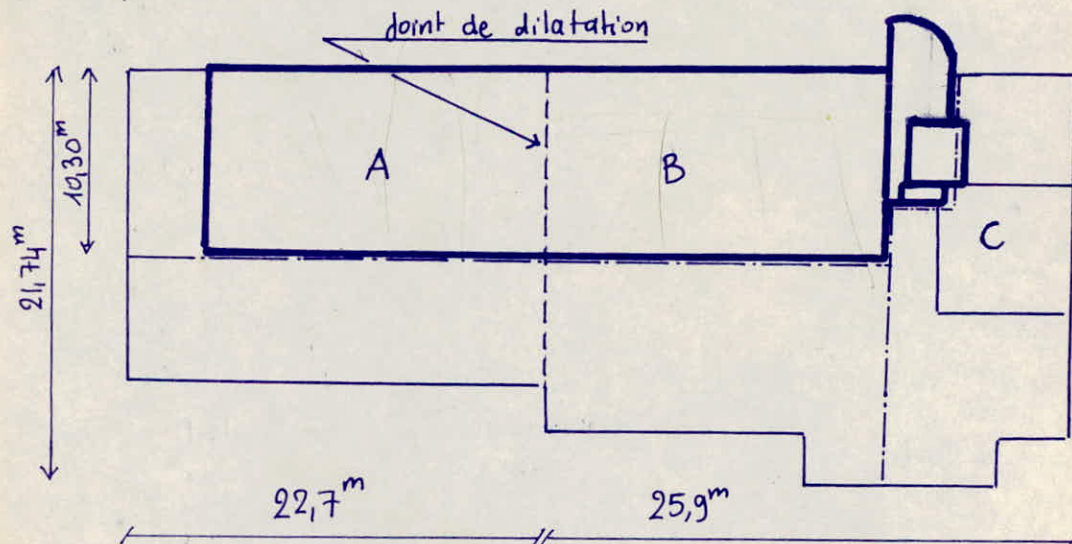
La structure de l'ouvrage est une structure autostable où le contreventement est assuré dans les 2 directions et à chaque niveau par des portiques.

Le bloc C possède une chaufferie qui a été conçue en voiles.

Nous avons également une galerie technique installée pour des raisons d'esthétique et de commodité pour l'évacuation des eaux usées, l'approvisionnement en eau potable des différents niveaux, ainsi que pour cacher les conduites d'électricité et de gaz. D'autre part un petit réservoir dont les parois sont en béton est construit au deuxième étage des planchers sont constitués par des corps creux (16+4)

Les étages sont desservis par deux cages d'escalier : Un escalier public et un escalier de service

Les dimensions en plan du bâtiment sont représentées dans le schéma suivant;



La hauteur totale du bâtiment (acrotère non comprise) est égale à 13,71 m.

Les murs extérieurs sont composés de parements extérieur en parpaing plein de 0,15 m d'épaisseur, un vide d'air de 0,05 m bordés mortier béton. Les cloisons intérieures sont en briques creuses.

Caracteristiques Mecaniques des Materiaux.

Beton:

Le beton utilise' doit être conforme aux regles du CCBA 68 ainsi qu'à tous les reglements en vigueur en ALGERIE.

Un metre cube de beton aura la composition suivante :

- . 350 kg de Ciment CPA 325 - le controle sera attene'
- . 800 l de gravillon de grosseur $c_g = 5/15$ mm.
- . 400 l de sable $c_g \leq 5$ mm
- . 175 l d'eau propre.

Ainsi constitue', le beton aura comme resistance à 28 jours:

- Une resistance nominale à la compression : $\sigma_{28} = 270$ bars
- Une resistance nominale à la traction : $\sigma_{28} = 23,2$ bars

Contrainte de Compression admissible (Art 9-4 CCBA 68)

La contrainte de compression du beton designee par le symbole $\bar{\sigma}'_b$ est la fraction p'_b de sa resistance nominale :

$$\bar{\sigma}'_b = p'_b \sigma_{28} \quad p'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon$$

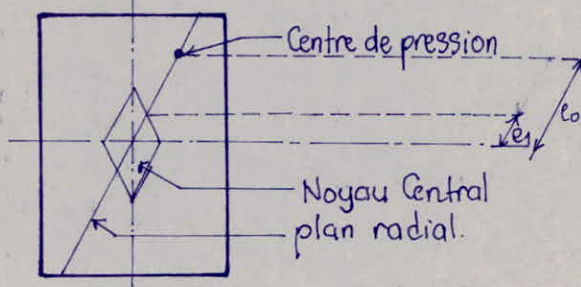
- . α : depend de la classe du ciment utilise' : CPA 325 ; $\alpha = 1$
- . β : depend du controle du beton : Controle attene' ; $\beta = 5/6$.
- . γ : depend des epaisseurs relatives et des elements de construction et des dimensions des granulats $c_g = 5/15$, $k_m > 4c_g$; $\gamma = 1$.
- . δ : depend de la nature des sollicitations :

Pour une compression simple $\delta = 0.3$

Pour une flexion simple $\delta = 0.6$

Pour une flexion composee

- l'effort normal est un effort de compression : $\delta = \text{Min} \left[0,6; 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right]$
- l'effort normal est un effort de traction $\delta = 0,6$



e_0 = excentricite' de la resultante des forces exterieures par rapport au centre de gravite' du beton seul

e_1 = distance de la limite du noyau central au centre de gravite' du beton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

. ε : depend de la forme de la section, et de la position de l'axe neutre.

- $\varepsilon = 1$ en compression simple

- Dans les autres cas nous devons prendre ε tel que la condition suivante soit verifiee : $\sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_b$

σ'_m : contrainte moyenne dans le beton.

$\bar{\sigma}'_b$: contrainte admissible en compression simple

N.B: $0,5 \leq \varepsilon \leq 1$.

Les coefficients $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \varepsilon$ etant definis, on a les contraintes admissibles :

En compression Simple :

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_{b0} = 67,5 \text{ bars} = 68,85 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sollicitation du 1}^{\text{er}} \text{ genre)}$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot 67,5 \text{ bars} = 101,25 \text{ bars} = 102,75 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sollicitation du 2}^{\text{e}} \text{ genre)}$$

En Flexion Simple, ou en flexion composé avec effort normal de traction

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 270 = 135 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_b = 135 \text{ bars} = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sollicitation du 1}^{\text{er}} \text{ genre)}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 135 \text{ bars} = 202,5 \text{ bars} = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sollicitation du 2}^{\text{e}} \text{ genre)}$$

Contrainte de traction de reference (Art 9.5 CCBA 68)

La contrainte de traction de reference du beton designee par le symbole $\bar{\sigma}_b$ est la fraction P_b de sa resistance nominale :

$$\bar{\sigma}_b = P_b \cdot \sigma_{28}$$

$$P_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$$

α, β, γ gardent les mêmes significations que precedamment.

θ est donnee par la formule suivante : $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}}$; (σ_{28} : bars)

D'où la contrainte de traction de reference :

$$\bar{\sigma}_b = 1,5/6 \cdot 1 \cdot (0,018 + \frac{2,1}{270}) \times 270 = 5,8 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sollicitation du 1}^{\text{er}} \text{ genre)}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 5,8 \text{ bars} = 8,7 \text{ bars} = 8,85 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sollicitation du 2}^{\text{e}} \text{ genre)}$$

Aciers :

On utilisera 3 categories d'aciers :

• Aciers doux (ADX) nuance Fe E 24

$$\bar{\sigma}_{en} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_{en}$ etant la limite d'elasticite' nominale.

- Contraintes admissibles :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = \frac{2}{3} \cdot 2350 = 1566,7 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}'_a = 1566,7 \text{ bars} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sollicitation du 1}^{\text{er}} \text{ genre)}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sollicitation du 2}^{\text{e}} \text{ genre)}$$

• Aciers à haute adherence (HA) Nuance Fe E 40.

$$\bar{\sigma}_{en} = 4120 \text{ bars} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ si } \varnothing \leq 20 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_{en} = 3920 \text{ bars} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ si } \varnothing > 20 \text{ mm}$$

- Contraintes admissibles :

$$\bar{\sigma}_a = 2746,7 \text{ bars} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sollicitation du 1}^{\text{er}} \text{ genre) Si } \varnothing \leq 20 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_a = 4120 \text{ bars} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sollicitation du 2}^{\text{e}} \text{ genre)}$$

$$\bar{\sigma}'_a = 2613,3 \text{ bars} = 2666,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sollicitation du 1}^{\text{er}} \text{ genre) Si } \varnothing > 20 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_a = 3920 \text{ bars} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sollicitation du 2}^{\text{e}} \text{ genre)}$$

• Treillis soudés

$$\bar{\sigma}_{en} = 4410 \text{ bars} = 4500 \text{ kg/cm}^2 \text{ si } \varnothing > 6 \text{ mm}$$

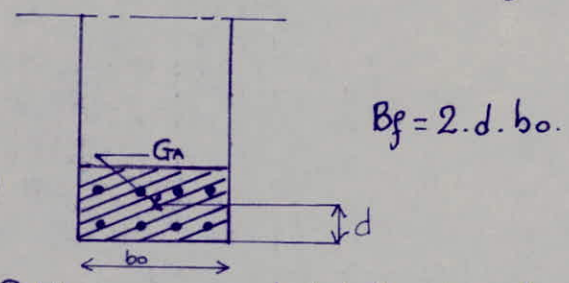
$$\bar{\sigma}_{en} = 5200 \text{ bars} = 5300 \text{ kg/cm}^2 \text{ si } \varnothing \leq 6 \text{ mm}$$

Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration du béton.

La valeur maximale de cette contrainte des armatures est limitée par la plus grande des deux valeurs suivantes (en bars):

- σ_1 = Contrainte de fissuration systématique: $\sigma_1 = K \cdot \eta \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{\phi}$
- σ_2 = Contrainte de fissuration non systématique, ou accidentelle: $\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{\eta \cdot K \cdot \sigma_b}{\phi}}$

- η = coefficient de fissuration : $\begin{cases} \eta = 1 \text{ pour l'acier Aox.} \\ \eta = 1,6 \text{ pour l'acier HA.} \end{cases}$
- ϕ = diamètre de la plus grosse barre tendue (mm).
- K = coefficient dépendant des conséquences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage (bars.mm).
 $K = 1,5 \cdot 10^6$ si la fissuration est peu nuisible
 $K = 1,0 \cdot 10^6$ si la fissuration est préjudiciable.
 $K = 0,5 \cdot 10^6$ si la fissuration est très préjudiciable.
- $\bar{\omega}_f$ = pourcentage de fissuration défini par: $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$
 A : section totale des barres tendues
 B_f : section d'enrobage des barres tendues.



Tableaux récapitulatifs des Contraintes admissibles:

Béton:

Contraintes	$\bar{\sigma}_{b0}$		$\bar{\sigma}_b$		$\bar{\sigma}_b$	
	bars	kg/cm ²	bars	kg/cm ²	bars	kg/cm ²
Sous SP1	67.5	68.85	135	137.7	5.8	5.9
Sous SP2	101.25	103.27	202.5	206.55	8.7	8.85

Acier:

Acier	Acier doux		Acier a haute adherence				
	FeE40		FeE40 $\phi \leq 20^{mm}$		FeE40 $\phi > 20^{mm}$		
Nuances	bars	kg/cm ²	bars	kg/cm ²	bars	kg/cm ²	
Gen	2350	2400	4120	4200	3920	4000	
$\bar{\sigma}_a$	Sous SP1	1567	1600	2747	2800	2613	2667
	Sous SP2	2350	2400	4120	4200	3920	4000

Evaluation des charges et surcharges

Plancher terrasse

- Protection gravillon (7 cm) 105 kg/m²
- étanchéité Multicouche 10 kg/m²
- Liege 16 kg/m²
- chape de beton 40 kg/m²
- forme de pente (7 cm d'épaisseur moyenne) 110 kg/m²
- table de compression + hourdis (16+4) 265 kg/m²
- Enduit plâtre (1,5 cm) 21 kg/m²

$$G = 570 \text{ kg/m}^2$$

NB: Au dessus du reservoir on a une dalle pleine de 15^{cm} d'épaisseur à la place du plancher en poutrelles d'où $G = 680 \text{ kg/m}^2$

• Surcharge d'exploitation : la terrasse étant inaccessible : $P = 100 \text{ kg/m}^2$
D'où la combinaison des charges et surcharges sous SP1:

$$q = g + 1,2 p$$

$$q = 570 \text{ kg/m}^2 + 1,2 \cdot 100 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 690 \text{ kg/m}^2$$

Plancher etage courant

- Carrelage (1cm) 22 kg/m²
- Mortier ciment (1,5cm) 30 kg/m²
- Liege 16 kg/m²
- table de compression + hourdis (16+4) 265 kg/m²
- enduit plâtre 21 kg/m²
- cloisons legeres 75 kg/m²

$$G = 430 \text{ kg/m}^2$$

- Surcharges d'exploitation
- Chambre $P = 175 \text{ kg/m}^2$
- Couloirs $P = 250 \text{ kg/m}^2$
- Escalier $P = 350 \text{ kg/m}^2$

	Charge (g) kg/m ²	Surcharge (p) kg/m ²	Combinaison sous SP1 (q) kg/m ²
Chambre	430	175	640
Couloirs	430	250	730

NB: Nous prendrons pour nos calculs

$$q = 730 \text{ kg/m}^2$$

Plancher R.D.C

- Carrelage (2cm) 22 kg/m²
- Mortier ciment (1,5cm) 30 kg/m²
- Liege 16 kg/m²
- Table de compression + hourdis (16+4) 265 kg/m²
- Cloison legere 75 kg/m²

On a donc la charge totale du RDC qui est égale: $G = 410 \text{ kg/m}^2$

• Surcharge d'exploitation $P = 400 \text{ kg/m}^2$
D'où la combinaison des charges et surcharges sous SP_1

$$q = (410 + 1,2 \cdot 400) \text{ kg/m}^2$$

$$q = 890 \text{ kg/m}^2$$

Galerie technique

- Dalle (12 cm).
- Enduit ciment (1,5 cm).
- Étanchéité

$$300 \text{ kg/m}^2$$

$$30 \text{ kg/m}^2$$

$$10 \text{ kg/m}^2$$

$$G = 340 \text{ kg/m}^2$$

• Surcharge d'exploitation $P = 100 \text{ kg/m}^2$
D'où la combinaison des charges et surcharges sous SP_1

$$q = 340 + 1,2 \cdot 100$$

$$q = 460 \text{ kg/m}^2$$

Reservoir (3,10 m x 2,13 m x 2,51 m)

- Dalle (15 cm).
- Étanchéité
- Enduit plâtre

$$375 \text{ kg/m}^2$$

$$20 \text{ kg/m}^2$$

$$21 \text{ kg/m}^2$$

$$G = 416 \text{ kg/m}^2$$

• Surcharge d'exploitation due à l'eau. $P = 2500 \text{ kg/m}^2$
D'où la combinaison des charges et surcharges sous SP_1

$$q = (416 + 1,2 \cdot 2500) \text{ kg/m}^2$$

$$q = 3416 \text{ kg/m}^2$$

Chaufferie

- Dalle (20 cm).
- Revêtement + étanchéité

$$500$$

$$50$$

$$G = 550 \text{ kg/m}^2$$

- Surcharge d'exploitation $P = 400 \text{ kg/m}^2$

NB: Il est à noter qu'on a une charge "concentrée" qui est ramenée par la cheminée sur une surface de dimension: $1,46 \times 1,41 \text{ m}$
la charge ramenée par la cheminée est de 36 t .

Acrotère

- Acrotère - terrasse $10,65 \text{ m}$
- Acrotère - terrasse 3 m

$$g = 230 \text{ kg/ml}$$

$$g = 250 \text{ kg/ml}$$

Cloisons lourdes de façade

Si l'on considère qu'on a 30 % d'ouverture dans les

façades: • Parpaing plein: (15 cm): $0,15 \times 2150 = 322,5 \text{ kg/m}^2$

• brique (10 cm): $1800 \times 0,10 = 180 \text{ kg/m}^2$

• enduit ciment: 30 kg/m^2

• enduit plâtre: 21 kg/m^2

$$g = 553,5 \text{ kg/m}^2$$

$$g(-30\%) = 390 \text{ kg/m}^2$$

Predimensionnement des elements.

Predimensionnement des poutres.

Largeur b : la largeur b de la poutre est imposée par les plans d'archi.
 Hauteur h : On predimensionnera cette section de telle façon que seule la section du béton travaillera à la compression. On appliquera pour cela la formule suivante: (Charon: Chapitre IV)

$$h \geq \sqrt{\frac{M}{\rho' \sigma' b \cdot b}} \quad ; \quad \rho' = \frac{\alpha \ell}{2} \quad ; \quad \alpha = \frac{n \sigma' b}{n \sigma' b + \sigma_a} \quad ; \quad \varepsilon = 1 - \frac{\alpha}{3}$$

$$\text{D'où } h \geq 0,2 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

h : hauteur minimale.

b : largeur de la partie comprimée

M : $1,1 M_t$

- M_t : Moment en travée

- 1,1: Pour tenir compte du poids propre de la poutre.

On fera le calcul pour la plus grande portée ($\ell = 3,4 \text{ m}$) et pour la plus forte charge: $q = 890 \text{ kg/m}^2$ (plancher RDC)

$$q = 890 \text{ kg/m}^2 \times 3,2 = 2848 \text{ kg/ml}$$

$$M_0 = q \ell^2 / 8 = \frac{2848 \times 3,4^2}{8} = 4115,3 \text{ kg.m}$$

$$\text{Si on prend } M_t = 0,8 M_0 = 0,8 \times 4115,3 = 3292,3 \text{ kg.m} \Rightarrow M = 3621,5 \text{ kg.m}$$

$$h \geq 0,2 \times \sqrt{\frac{362150}{30}} = 21,9$$

D'autre part on a intérêt à augmenter sensiblement cette hauteur car il ne serait pas économique de faire travailler le béton à sa contrainte maximale. L'augmentation de h entraînera une diminution de la section d'acier.

On choisira enfin une section de $b = 30 \text{ cm}$ et $h_t = 40 \text{ cm}$ pour en tenir compte de l'effet des forces horizontales (sisme). Cette section sera conservée dans les deux sens.

Predimensionnement des poteaux.

La descente de charge nous permet de fixer les sections effectives des poteaux après avoir déterminé les efforts normaux. Des efforts normaux ainsi déterminés permettent à partir de la formule $N \leq \sigma' b_0 \cdot b'$ en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort.

On choisira quelques poteaux différents de part leur position et la section qui leur revient.

Poteau f.12 (on suppose une section des poteaux de 30×30)

Surface revenant à ce poteau $S = 3,2 \times 3,3 = 10,56 \text{ m}^2$.

Niveau terrasse:

$$\text{plancher: } 690 \text{ kg/m}^2 \times 10,56 \quad 7286 \text{ kg}$$

$$\text{poutre transversale: } 0,3 \times 0,4 \times [(1,7 - 0,15) + (1,6 - 0,15)] \times 2500 \quad 900 \text{ kg}$$

$$\text{poutre longitudinale: } 0,3 \times 0,4 \times [3,2 - 0,3] \times 2500 \quad 870 \text{ kg}$$

plancher courant (2^e étage).

$$\text{plancher: } 730 \text{ kg/m}^2 \times 10,56 \quad 7709 \text{ kg}$$

$$\text{poutre transversale: idem que terrasse.} \quad 900 \text{ kg}$$

$$\text{poutre longitudinale: idem que terrasse.} \quad 870 \text{ kg}$$

Poteaux: $0,3 \times 0,3 \times [(10,65 - 7,65) + (7,65 - 4,59)] \times 2500$ 1707 kg.

$$N' = 20243 \text{ kg.}$$

$$\frac{N'}{B'} \leq \bar{\sigma}'_{bo} \Rightarrow \frac{N'}{b_1 \cdot h_1} \leq \bar{\sigma}'_{bo} \Rightarrow h_1 \geq \frac{N'}{b_1 \cdot \bar{\sigma}'_{bo}}$$

Si on a: $50 \leq \bar{\sigma}'_{bo} \leq 68,85$ alors $h_1 / h_1^2 \leq h_1 \leq h_1^2$
 D'où: $\frac{20250}{30 \times 68,85} \leq h_1 \leq \frac{20250}{30 \times 50} \Rightarrow 9,8 \text{ cm} \leq h_1 \leq 13,5$.

D'autre part la section du poteau ($b_1 \times h_1$) doit satisfaire la condition donnée par le RPA (Art 4211):

$$B' \geq b_1 \cdot h_1 \Rightarrow K \cdot \frac{N'}{\bar{\sigma}'_{28}} \quad K=4 \text{ pour la zone II.}$$

$\bar{\sigma}'_{28}$ = résistance nominale à la compression.

$$B' \geq 4 \times \frac{20250}{270 \times 1,02} \Rightarrow h_1 \geq \frac{4 \times 20250}{270 \times 1,02 \times 30} = 9,8 \text{ cm.}$$

D'autre part $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone II

Donc on maintiendra section choisie précédemment ie $B' = (30 \times 30)$ pour les poteaux d'étage.

Poteaux du RDC et Vide sanitaire. (+ $N' = 20250 \text{ kg}$).

plancher courant (1^{er} étage).

plancher: $730 \times 10,56$ 7709 kg.

galerie technique: $450 \times 3,2 \times 1,7$ 2503 kg.

Mur de soutient de la galerie: $0,12 \times 1,13 \times 3,2 \times 2500$ 1085 kg.

poutre transversale: idem que terrasse. 900 kg.

poutre longitudinale: idem que terrasse. 870 kg.

plancher RDC

plancher: $890 \times 10,56$ 9400 kg.

poutre transversale: idem que terrasse. 900 kg.

poutre longitudinale: idem que terrasse. 870 kg.

poteaux: $0,3 \times 0,3 \times [(4,59 - 0,00) + 1,14] \times 2500$ 1348 kg.

$$N' = 45850 \text{ kg.}$$

$$50 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}'_{bo} \leq 68,85 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \frac{45850}{30 \times 68,85} \leq h_1 \leq \frac{45850}{30 \times 50} \Rightarrow 22,2 \leq h_1 \leq 30,50$$

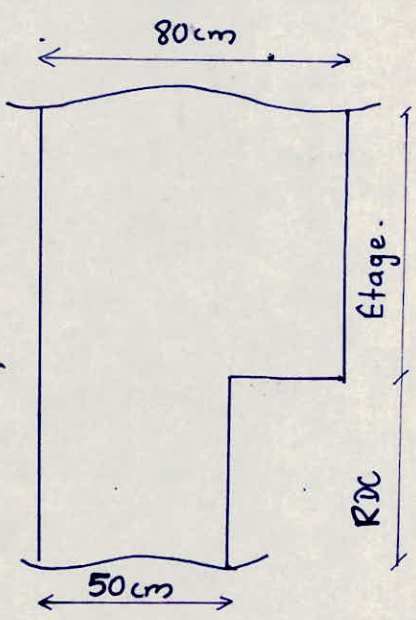
$$\text{D'autre part } B' \geq 4 \times \frac{45850}{270 \times 1,02} \Rightarrow h_1 \geq \frac{4 \times 45850}{270 \times 1,02 \times 30} \Rightarrow h_1 \geq 22,2 \text{ cm.}$$

Nous choisirons une section du poteau du rez de chaussée et du vide sanitaire égale à $B' = (30 \times 40) \text{ cm}^2$, car nous ne devons pas omettre de prendre en considération les conditions de stabilité de la structure. En effet la hauteur du poteau du RDC étant grande ($4,59 \text{ m}$) il serait judicieux de prendre une section de béton adéquate.

Poteaux de la file E ou H.

Des considérations architecturale - d'architecte ayant cherché un certain effet de façade a avancé le plancher des étages de 30 cm vers l'extérieur - ont fait que les poteaux d'étage ont la dimension h_1 plus grande de 30 cm que les poteaux du RDC et du vide sanitaire.

des poteaux de cette file ont la forme suivante (voir ci contre). Ils sont de ce fait imposés par les plans d'Archi (du point de vue dimensions) de predimensionnement de ces poteaux donne des sections beaucoup plus petites que celles données par les plans. Mais toute fois il est preferable de prevoir qu'il y'aurait des efforts assez importants au niveau du plancher haut du RDC. (efforts dus au seisme importants au noeud). Nous conserverons donc la section donnée par les plans d'Architecture.



Poteaux (H=3m)

On adoptera pour tous les poteaux extérieurs aux blocs A et B (poteaux qui ne montent qu'à une hauteur H=3m) une section $B' = (30 \times 30) \text{ cm}^2$ pour le RDC et le vide sanitaire.

poteau G13 (poteau supportant le reservoir).

Considerons une section constante au depart egale à $B' = 30 \times 40$ pour tous les niveaux.

Estimation du volume du reservoir : $V = 3,25 \times 2,17 \times 2,51 \approx 17,7 \text{ m}^3$

Charge uniformement repartie ramenee par une dalle de 15cm

- Dalle de terrasse: $q = 800 \text{ kg/m}^2$
- Dalle de plancher courant: $q = 840 \text{ kg/m}^2$
- Surcharge ramenee par une hauteur d'eau $H = 2,5 \text{ m}$ $q = 1,2 \times 2,5 \times 1000 = 3000 \text{ kg}$
- plancher terrasse: $800 \times [(1,7 + 1,6) \times 1,6] = 4225 \text{ kg}$
- poutre transversale: $5 \times 0,3 \times 0,4 \times (1,7 + 1,6 - 0,4) \times 2500 = 4350 \text{ kg}$
- poutre longitudinale: $[4 \times 0,3 \times 0,4 \times (3,2 - 0,3) + 0,3 \times 0,4 \times (1,6 - 0,15)] \times 2500 = 3915 \text{ kg}$
- plancher courant (2^e etage): $(840 + 3000) \times 3,25 \times 2,17 \times \frac{1}{2} + 840 \times 3,3 \times 1,4 + 730 \times 3,3 \times 1,6 = 13976 \text{ kg}$
- plancher courant (1^{er} etage): $730 \times (3,3 \times 3,2) = 7710 \text{ kg}$
- plancher RDC: $840 \times (3,3 \times 3,2) = 9400 \text{ kg}$
- poteaux: $0,3 \times 0,4 \times 2500 \times (1,4 + 4,59 + 3 + 3,40 + 2,66) = 4515 \text{ kg}$
- galerie technique: $450 \times 1,45 \times 1,50 = 946 \text{ kg}$
- Mur de soutient: $912 \times 1,13 \times [(1,6 - 0,15) + (1,65 - 0,20)] \times 2500 = 985 \text{ kg}$
- $N_1 = 50000 \text{ kg}$

$$50 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{30} \leq 68,85 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \frac{50000}{30 \times 68,85} \leq h_1 \leq \frac{50000}{30 \times 50} \Rightarrow 24,21 \leq h_1 \leq 33,3$$

Nous conserverons la section $B' = (30 \times 40) \text{ cm}^2$ pour les poteaux de tous les niveaux de cette file.

En resume: A part les poteaux de la file E et H, tous les autres poteaux du bloc A et du bloc B ont une section $B' = 30 \times 40$ au RDC et vide sanitaire et une section de $B' = 30 \times 30$ aux etages (sauf poteaux du reservoir $B' = 30 \times 40$).

Plancher:
 $h_e \geq \frac{7,225}{22,5} \Rightarrow h_e \geq \frac{3,2}{22,5} = 0,14$. On prendra donc un plancher (16+4)cm

CHAP 2

CALCUL DES

ELEMENTS

Calcul des Escaliers

• Escalier du bloc A:

• Caractéristiques géométriques:

Marche: $g = 27 \text{ cm}$

Contremarche: $h = 17 \text{ cm}$

La relation de Blondel est vérifiée car: $g + 2h$ doit être tel que:

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

Nous avons $g + 2h = 27 + 2 \times 17 = 61 \text{ cm}$

$$59 \text{ cm} < 61 \text{ cm} < 64 \text{ cm}$$

• Paillasse de l'escalier:

L'épaisseur de la paillasse doit être telle que: $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

Le calcul est fait pour une $\frac{30}{20}$ volée:

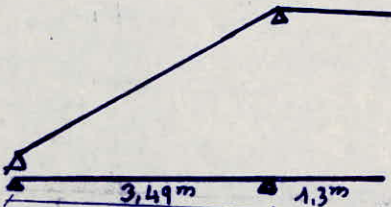
$$L = 3,49 \text{ m} + 1,3 \text{ m} = 4,79 \text{ m}$$

$$e \text{ est tel que: } \frac{4,79}{30} < e < \frac{4,79}{20}$$

D'où:

$$e / 15,9 \text{ cm} < e < 23,9 \text{ cm}$$

$$\text{On prendra } e = 18 \text{ cm}$$



$e = 18 \text{ cm}$ est vérifiée pour toutes les autres volées.

Inclinaison de la paillasse: $\alpha / \text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{27} = 0,63 \Rightarrow \alpha = 32,2^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,85$

Le calcul se fera en bande de 1 m de largeur projetée horizontalement

Evaluation des charges et surcharges.

Paillasse:

• Charges permanentes:

• poids propre de la paillasse: $0,18 \times 2500$

$$531,8 \text{ kg/m}^2$$

• poids de la marche: $0,17 \times 2200$

$$187 \text{ kg/m}^2$$

• Carrelage (1cm) + Mortier (1,5cm): $22 + 30$

$$52 \text{ kg/m}^2$$

• Enduit plâtre

$$21 \text{ kg/m}^2$$

• Surcharge d'exploitation

$$-g = 791,8 \text{ kg/m}^2$$

$$p = 350 \text{ kg/m}^2$$

D'où enfin la charge revenant à la paillasse par ml.

$$q = (g + 1,2p) \times 1 \text{ m}$$

$$q = (791,8 + 1,2 \times 350) \times 1$$

$$-q = 1215 \text{ kg/ml}$$

Palier

• Charges permanentes.

• poids propre du palier: $0,18 \times 2500$

$$450 \text{ kg/m}^2$$

• Carrelage + Mortier

$$52 \text{ kg/m}^2$$

• Enduit plâtre

$$21 \text{ kg/m}^2$$

• Surcharge d'exploitation

$$-g = 523 \text{ kg/m}^2$$

$$p = 350 \text{ kg/m}^2$$

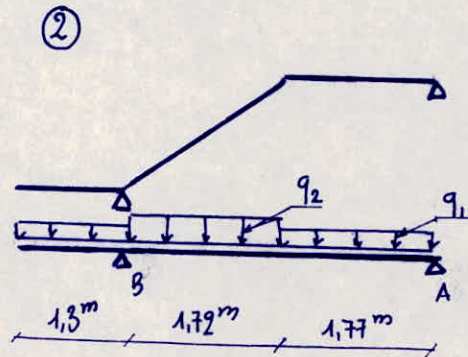
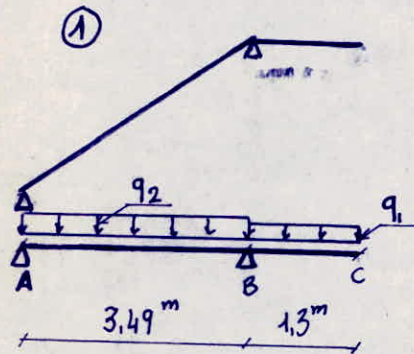
la charge revenant au palier par ml

$$q = (g + 1,2p) \times 1 \text{ m}$$

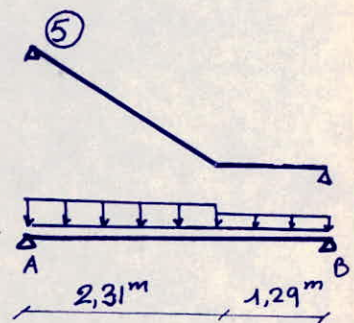
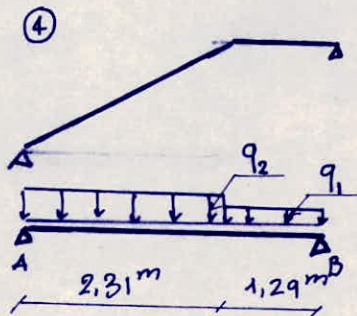
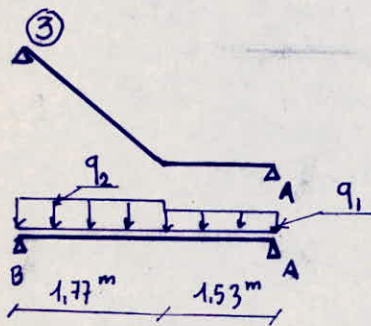
$$q = (523 + 1,2 \times 350) \times 1$$

$$-q = 943 \text{ kg/m}^2$$

• Shemas statiques des differentes volées



$$\left\{ \begin{array}{l} q_1 = 943 \text{ kg/ml} \\ q_2 = 1215 \text{ kg/ml} \end{array} \right.$$



• Efforts resultants:

① $R_A = 1890 \text{ kg}$
 $M_{\max}(\text{travée}) = 1,470 \text{ tm}$
 $T_A = 1,89 \text{ t}$

$R_B = 3575 \text{ kg}$
 $M_{\max}(\text{appui}) = 0,797 \text{ tm}$
 $T_{Bq} = 2,349 \text{ t}$
 $T_{Bd} = 1,226 \text{ t}$

② $R_A = 1533 \text{ kg}$
 $M_{\max}(\text{travée}) = 1,243 \text{ tm}$
 $T_A = 1,53 \text{ t}$

$R_B = 3453 \text{ kg}$
 $M_{\max}(\text{appui}) = 0,797 \text{ tm}$
 $T_{Bq} = 1,226 \text{ t}$
 $T_{Ba} = 2,237 \text{ t}$

③ $R_A = 1685 \text{ kg}$
 $M_{\max}(\text{travée}) = 1,498 \text{ tm}$
 $T_A = 1,685 \text{ t}$

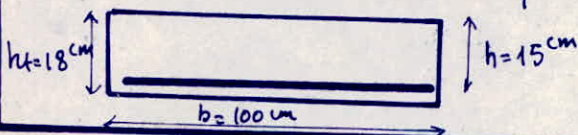
$R_B = 1908 \text{ kg}$
 $T_B = 1,908 \text{ t}$

④ et ⑤ $R_A = 2125 \text{ kg}$
 $M_{\max} \text{ travée} = 1,857 \text{ tm}$
 $T_A = 2,125 \text{ t}$

$R_B = 1900 \text{ kg}$
 $T_B = 1,9 \text{ t}$

• Calcul du ferrillage et Contrainte

Nous ferons les calculs pour une section de dimensions:



$b = 100 \text{ cm}$
 $ht = e = 18 \text{ cm}$
 $h = 15 \text{ cm}$
 $d = 3 \text{ cm}$

des calculs de ferrailage et de contrainte se feront sous forme de tableaux.

Calcul du Moment Résistant de la section: $M_{Rn} = \bar{k} b h^2$.

$$\bar{k} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\sigma}'_b \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) \quad ; \quad \bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} \quad ; \quad \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\alpha} = 0,423 \quad ; \quad \bar{k} = 24,9$$

$$M_{Rn} = \bar{k} b h^2 = 24,9 \times 100 \times 15^2 = 56025 \text{ kg.cm.}$$

$$M_{Rn} = 5,6 \text{ tm.}$$

$$M_{Rn} = 5,6 \text{ tm} > \text{Max } M_i = 1,857 \text{ tm.}$$

Donc on a une section flechie sans armatures comprimées.

On emploie la méthode exposée dans le Pierre Charon.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon \cdot h} \rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h}$$

$$z = \varepsilon \cdot h \rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{M}{z \cdot A} \quad ; \quad \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K}$$

ε, K sont fonctions de μ

Escalier	Section	M (t.m)	Armatures				Contraintes			
			μ	ε	A Calculé (cm ²)	A choisi (cm ²)	$z = \varepsilon \cdot h$ (cm)	K	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)
①	travée	1,470	0,0350	0,9199	3,805	5T10 3,92	13,79	47,4	2718	57,33
	Appui	0,797	0,0190	0,9394	2,020	4T10 3,14	14,09	67,5	1801	26,69
②	travée	1,243	0,0296	0,9294	3,198	5T10 3,92	13,94	52,0	2275	43,74
	appui	0,797	0,019	0,9394	2,020	4T10 3,14	14,09	67,5	1801	26,69
③	travée	1,498	0,0357	0,9191	3,888	5T10 3,92	13,78	46,5	2772	59,23
	Appui	/	/	/	/	/	/	/	/	/
④ et ⑤	travée	1,857	0,0442	0,9111	4,853	7T10 5,49	13,67	41,2	2475	60,07
	Appui	/	/	/	/	/	/	/	/	/

• Vérifications:

• Condition de non fragilité:

$$\Rightarrow \psi \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_a} \cdot \left(\frac{h \cdot \mu}{R}\right)^2 \cdot b \cdot h = 0,54 \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{18}{15}\right)^2 \cdot 100 \times 15 = 2,458 \text{ cm}^2.$$

la section d'appuis de l'escalier ① ne vérifie pas cette condition nous choisirons alors 4T10 ce qui correspond à $A = 3,14 \text{ cm}^2$

• Condition de non fissuration.

On a choisi des T10. pour des Armatures T10, $\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{K \eta \bar{\sigma}'_b}$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{15 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{10}} = 2856 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2$$

• Vérification de la fleche:

On vérifie les conditions les + restrictives:

$$\bullet \frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{36}{\bar{\sigma}_{en}} \Rightarrow \frac{5,49}{100 \times 15} = 0,0036 < \frac{36}{4200} = 0,0120$$

$$\bullet \frac{Rt}{L} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{Rt}{L} = \frac{0,18}{(3,49 - 0,15 - 0,10)} < \frac{1}{16} \Rightarrow 0,056 < 0,063$$

non vérifiée.

Nous vérifions la fleche maximale donnée la R.D.M : $f = \frac{5qL^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$

$$E = E_y = 7000 \sqrt{1,2 \cdot 0,28} = 7000 \times \sqrt{1,2 \times 270} = 126000 \text{ bars}$$

$$E = 128520 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{bht^3}{12} = \frac{100 \times 18^3}{12} = 48600 \text{ cm}^4$$

$$L = 3,24 \text{ m}$$

$$q = 1,215 \text{ t/ml}$$

$$f = \frac{5 \times 1,215 \times 3,24^4}{100 \times 128520 \times 48600 \times 384} = 0,279 < \frac{L}{500} = 0,648 \text{ cm}$$

Donc la fleche est vérifiée.

• Vérification de l'espacement :

$$t = \text{Min}(3h_0, 33 \text{ cm}) = \text{Min}(3 \times 18, 33) = 33 \text{ cm}$$

l'espacement maxi est obtenu dans la bande de 1 m de l'escalier ① $e = 25 \text{ cm} < e_{\text{max}} = 33 \text{ cm}$.

• Vérification à l'effort tranchant maximal

$$\bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}_b^{\text{max}}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{bz}$$

$$z = 7/8 h$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2349}{100 \times 13,12} = 1,79 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

Donc on n'a pas besoin d'aciers transversaux, mais on disposera des armatures de construction : 1HA6 tous les 20 cm.

• Vérification de l'effort tranchant d'appui

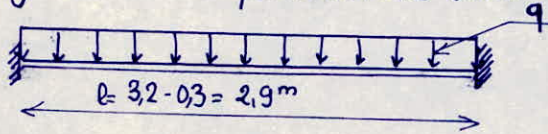
$$A_{0a} \geq T + \frac{M}{z}$$

$$3,14 \times 2800 \rightarrow \left(2349 - \frac{77700}{7,8 \cdot 15} < 0 \right)$$

Donc on n'a pas besoin d'aciers inférieurs.

Calcul des poutres palieres.

Il existe 3 poutres palieres entre etages. Ces poutres sont complètement noyées dans les poteaux. Elles seront considérées comme étant semi-encastrées.



$$q = g + 1,2p \quad \left| \begin{array}{l} M_t = 0,85 M_0 \\ M_a = 0,40 M_0 \\ T = q\ell/2 \\ M_0 = q\ell^2/8 \end{array} \right.$$

• Evaluation des charges de la 1^{ère} p-palier (+2,21^m)

- Effort tranchant (appui) $3,575 \text{ t/ml}$
- poids propre : $0,25 \times 0,20 \times 2500$ $0,125 \text{ t/ml}$
- poids du mur : $0,210 \text{ t/ml}$

$$q = 3,910 \text{ t/ml}$$

Charge par ml sur la deuxième p-palier (+3,37^m)

$$q = 2,351 \text{ t/ml}$$

Charge par ml sur la troisième p-palier (+6,12^m)

$$q = 2,475 \text{ t/ml}$$

En resumé nous avons:

Poutre palier	Dim (b x ht)	q (t/ml)	M ₀ (tm)	T (t)	M _t (tm)	M _a (tm)
1	20 x 25	3,91	4,11	5,67	3,49	-1,64
2	30 x 30	2,351	2,47	3,41	2,10	0,98
3	30 x 30	2,475	2,60	3,59	2,21	1,04

Calcul du ferrillage et contraintes

p-palier n° 1 :

$$M_t = 3,49 \text{ tm} \rightarrow \mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 3,49 \cdot 10^5}{2800 \times 20 \times 22^2} = 0,193 \rightarrow \xi = 0,8377 ; K = 15,8$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi \cdot h} = \frac{3,49 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8377 \cdot 22} = 6,76 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / K = \frac{2800}{15,8} = 177,2 \text{ kg/cm}^2 > 137,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ . Donc } A' \neq 0.$$

$$\text{Calcul de } K = \frac{2800}{137,7} = 20,33 \rightarrow \rho' = 0,1824 ; \alpha = 0,4249 ; \bar{\omega} = 1,046$$

$$M_0 = \rho' b h^2 \bar{\sigma}'_b = 0,1824 \times 20 \times 22^2 \times 137,7 = 2,45 \text{ tm}$$

$$\Delta M = M - M_0 = 3,49 \text{ tm} - 2,45 \text{ tm} = 1,04 \text{ tm}$$

$$\sigma'_a = \frac{15(\alpha - \rho')}{\alpha} \bar{\sigma}'_b = \frac{15(0,4249 - 0,1824)}{0,4249} \cdot 137,7 = 1402,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{D'où } A' = \frac{\Delta M}{\sigma'_a (h - d')} = \frac{1,04 \cdot 10^5}{1402,6(22 - 3)} = 3,89 \text{ cm}^2$$

$$A = \bar{\omega} \frac{b h}{100} + \frac{\Delta M}{(h - d') \sigma_a} = 1,046 \cdot \frac{20 \times 22}{100} + \frac{1,04 \cdot 10^5}{(22 - 3) \cdot 2800} = 6,55 \text{ cm}^2$$

On adoptera : $A = 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2$
 $A' = 4T12 = 4,58 \text{ cm}^2$

Pour ces valeurs les contraintes ne sont pas vérifiées
 les contraintes sont vérifiées pour $A = A' = 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$
 $\sigma'_b = 136 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma'_a = 956,6 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_a = 2346 \text{ kg/cm}^2$

Pour la section d'appui on se contentera de donner les résultats.

$$M_a = -1,64 \text{ tm} \rightarrow A = 3,04 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section de 3T12 = 3,39 cm² (Armatures de chapeaux)

$$\sigma_b = 102,3 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_a = 2516 \text{ kg/cm}^2$$

- Verification de la condition de non fragilité.

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_a} = 0,69 \times 20 \times 22 \times \frac{5,9}{2800} = 0,64 \text{ cm}^2.$$

- Verification de la condition de non fissuration

$$\bar{\sigma}_a = \text{Min} \left[\frac{2}{3} \sigma_{en}, \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) \right].$$

$$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} \cdot \frac{\omega_f}{1+10\omega_f} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K\eta}{\phi} \cdot \sigma_b}$$

$$\text{En travée : } \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{9,24}{2 \times 5 \times 20} = 0,046.$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 10^{-4}}{14} \times \frac{0,046}{1+10 \times 0,046} = 5403 \text{ kg/cm}^2 > \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

A l'appui

$$\sigma_1 = 3528 \text{ kg/cm}^2 > \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

- Verification à l'effort tranchant.

$$\text{Condition à l'appui : } A \geq \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \left(T + \frac{M}{Z} \right) = \frac{1}{2800} \cdot \left(5700 - \frac{1,64 \cdot 10^5}{7,8 \cdot 22} \right) < 0$$

$$\text{Largeur Minimale d'appui : } c \geq c_0 = \frac{2T}{b\sigma_b} = \frac{2 \times 5700}{20 \times 68,85} = 8,5 \text{ cm}.$$

$$c = \text{distance de l'appui : } c = b + (d+r) ; \quad r = \text{rayon de courbure} = 5\phi$$

$$c = 30 - (6+4) = 20 \text{ cm} > 8,5 \text{ cm}.$$

$$r = 5 \times 1,2 = 6 \text{ cm}.$$

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

$$b = 30 \text{ cm}.$$

- Armatures transversales.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{5700}{20 \times \frac{7}{8} \times 22} = 141,80 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_b = 102,3 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_{b0} < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}_{b0}$$

$$\bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \times \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{102,3}{68,85} \right) \times 5,9 = 17,78 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b$$

On utilisera comme armatures transversales (1cadre + 1étrier T6). $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$
 $\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$ ($\frac{2}{3}$: reprise de bétonnage).

$$t = \frac{A_t \cdot 2 \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,13 \times 7/8 \cdot 2800}{5700} = 10,68 \text{ cm}.$$

$$\bar{t} = \text{Max} \left\{ 0,2h = 0,2 \times 22 = 11 \text{ cm} \right.$$

$$\left. \left\{ h \left(1 - 0,3 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 22 \times \left(1 - 0,3 \times \frac{141,8}{5,9} \right) = 5,4 \right. \right.$$

$$\bar{t} = 11 \text{ cm}.$$

Donc on adoptera au niveau de l'appui $t = \bar{t} = 11 \text{ cm}.$

- p. palier n° 2 et 5.

On se contentera de donner les résultats de calcul

Ferailage - Contraintes:

$$M_t = 2,21 \text{ tm} \rightarrow A = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$M_a = -1,04 \text{ tm} \rightarrow A = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

Contraintes:

$$\text{En travée} : \sigma'_b = 78,4 \text{ kg/cm}^2, \sigma_a = 2632 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{A l'appui} : \sigma'_b = 97,9 \text{ kg/cm}^2, \sigma_a = 2642 \text{ kg/cm}^2$$

- Verifications:

Les verifications ont été menées comme précédemment. Elles sont satisfaites.

- Armatures transversales:

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{3590}{30 \times 7/8 \times 27} = 5,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 97,9 \text{ kg/cm}^2 > \sigma'_{b0} = 68,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \times \sigma_b = \left(4,5 - \frac{97,9}{68,85}\right) \times 5,9 = 18,16 \text{ kg/cm}^2.$$

On utilisera comme armatures transversales (cadre + étrier T6)

$$A_t = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{at} = \rho_{at} \cdot \rho_{en} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2. \quad (2/3: \text{ reprise de bétonnage}).$$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_b}{\sigma_{at}} = \frac{1,13 \times 7/8 \cdot 27 \times 2800}{3590} = 20,82 \text{ cm}.$$

$$\bar{t} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot h = 0,2 \times 27 = \\ 27 \times \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sigma'_b}\right) = 27 \times \left(1 - 0,3 \times \frac{5,06}{97,9}\right) = 20,05 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

On prendra $t = 20 \text{ cm}$ au niveau de l'appui.

• Escalier du bloc B:

• Caractéristiques géométriques:

Marche : $g = 30 \text{ cm}$

Contremarche : $h = 17 \text{ cm}$

Paillasse de l'escalier : e est telle que $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$
de calcul est fait pour la paillasse offrant la plus grande portée
 $e = 18 \text{ cm}$

inclinaison de la paillasse : $\alpha / \text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87$

Le calcul est fait pour une bande de 1 m de largeur projetée horizontalement

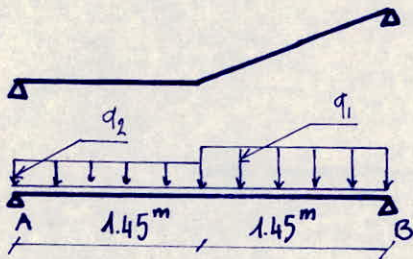
Charges et surcharges :

Paillasse : $q_1 = 1232 \text{ kg/m}^2$

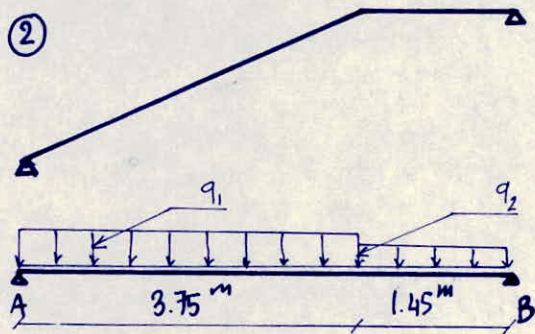
Palier : $q_2 = 943 \text{ kg/m}^2$

• Schémas statiques des différentes volées

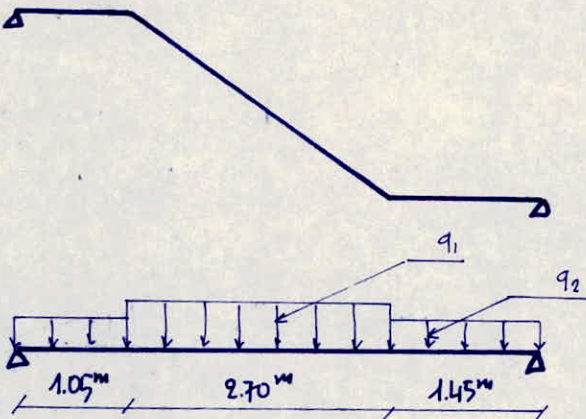
①



②



③, ④, ⑤, ⑥, ⑦



• Efforts résultants:

① $R_A = 1,472 \text{ t}$
 $M_{\max} (\text{travée}) = 1,146 \text{ tm}$

$T_A = 1,472 \text{ t}$

② $R_A = 3,145 \text{ t}$
 $M_{\max} (\text{travée}) = 4,014 \text{ tm}$

$T_A = 3,145 \text{ t}$

$R_B = 1,681 \text{ t}$

$T_B = 1,681 \text{ t}$

$R_B = 2,843 \text{ t}$

$T_B = 2,843 \text{ t}$

$$\textcircled{3} R_A = 2,872 \text{ t}$$

$$M_{\max}(\text{travée}) = 3,934 \text{ tm.}$$

$$T_A = 2,872 \text{ t}$$

$$R_B = 2,812 \text{ t}$$

$$T_B = 2,812 \text{ t.}$$

• Ferailage - Contraintes - Vérifications

Escalier ① : 6T8/ml, $e = 16 \text{ cm}$

Escalier ② : 7T14/ml, $e = 14 \text{ cm.}$

Escalier ③, ④, ⑤, ⑥, ⑦ : 7T14/ml, $e = 14 \text{ cm.}$

des Contraintes du béton et de l'acier sont vérifiées
Toutes les autres vérifications ont été faites, elles sont satisfaites.

• Calcul des poutres palieres.

Il existe 3 poutres palieres entre etages.

Nous exposerons les résultats dans le tableau ci dessous.

p-palière	Niveau	Dimension	q(t/ml)	M(tm)	T(t) ^{max}	Section	M(t-m)	A(cm ²)
①	3,06 ^m	b=30 ^{cm} h _e =40 ^{cm}	3,98	3,0	4,9	Appui	1,20	3T10 3,35
						travée	2,55	3T12 3,39
②	6,12 ^m	b=30 ^{cm} h _e =40 ^{cm}	3,22	2,4	3,9	Appui	0,96	choisi égal à ①
						travée	2,04	choisi égal à ①
③	9,91 ^m	b=30 ^{cm} h _e =40 ^{cm}	3,26	2,4	4,0	Appui	0,96	choisi égal à ①
						travée	2,04	choisi égal à ①

• Armatures transversales.

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{4900}{30 \times 7/8 \times 37} = 5,04 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 28,39 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{b0} = 68,85 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_b = 3,5 \sigma_b = 3,5 \times 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \text{pat Gen} = \frac{2}{3} 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

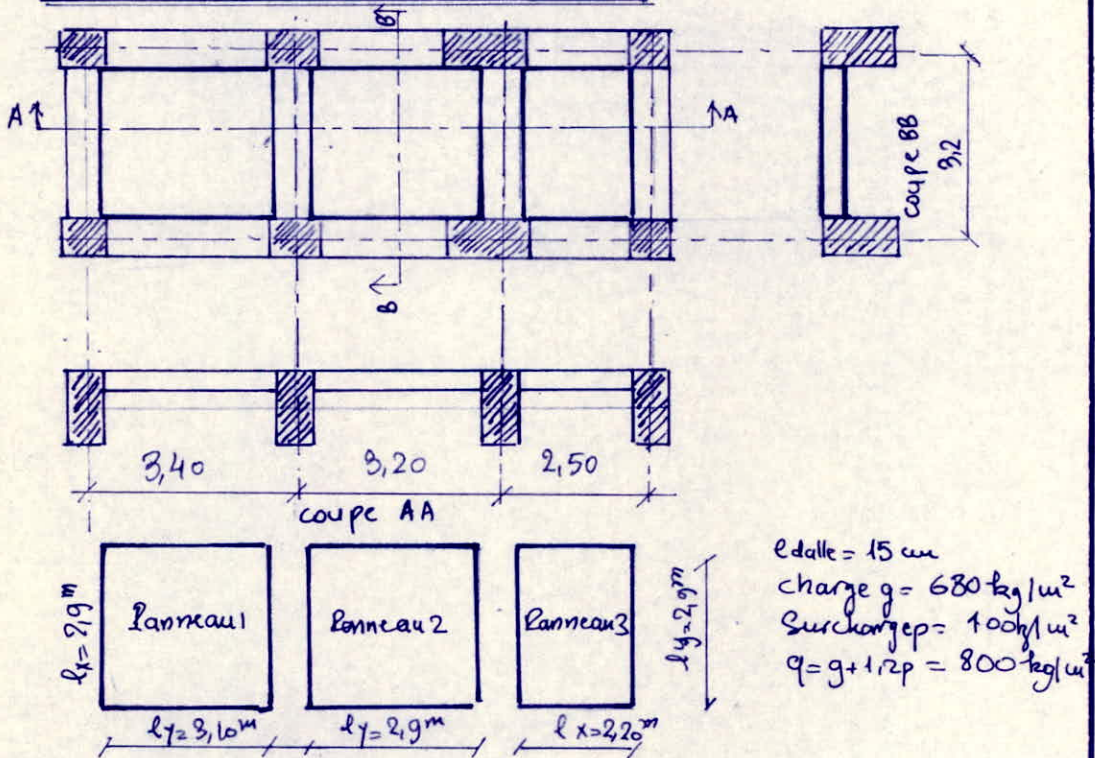
On utilisera comme armatures transversales (1 cadre + 1 étrier T6) $A = 1,13 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{A \cdot 3 \bar{\sigma}_{at}}{T} \Rightarrow t = \frac{1,13 \times 7/8 \times 37 \times 2800}{4900} = 20,9 \text{ cm.}$$

$$\bar{T} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot h = 0,2 \times 37 = 7,4 \text{ cm.} \\ h \cdot \left(1 - 0,3 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma'_b} \right) = 37 \times \left(1 - 0,3 \times \frac{5,04}{28,39} \right) = 27,5. \end{array} \right.$$

On prendra au niveau de l'appui $t = 21 \text{ cm.}$

Calcul de la dalle de Pa terrasse.



On fait les calculs pour un mètre de largeur dans les 2 sens. Les panneaux sont appuyés sur leurs 4 cotés.

Panneau 1

$$p = \frac{l_x}{l_y} = 0,935$$

$$M_{x1} = p_{x1} \cdot q \cdot l_{x1}^2$$

$$M_{y1} = p_{y1} \cdot M_{x1}$$

$$p = 0,935 \Rightarrow p_{x1} = 0,048$$

$$p_{y1} = 0,890$$

$$M_{x1} = 0,048 \times 800 \times 2,9^2 = 322,9$$

$$M_{y1} = 0,890 \times 322,9 = 287,6 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Panneau 2

$$p = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$$M_{x2} = p_{x2} \cdot q \cdot l_{x2}^2$$

$$M_{y2} = p_{y2} \cdot M_{x2}$$

$$p = 1 \Rightarrow p_{x2} = 0,0423$$

$$p_{y2} = 1$$

$$M_{x2} = 0,0423 \times 800 \times 2,9^2 = 284,6$$

$$M_{y2} = 1 \times 284,6 = 284,6 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Panneau 3

$$p = \frac{l_x}{l_y} = 0,758$$

$$M_{x3} = p_{x3} \cdot q \cdot l_{x3}^2$$

$$M_{y3} = p_{y3} \cdot M_{x3}$$

$$p = 0,758 \Rightarrow p_{x3} = 0,0660$$

$$p_{y3} = 0,562$$

$$M_{x3} = 0,0660 \times 800 \times 2,2^2 = 255,52 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{y3} = 0,562 \times 255,52 = 143,62 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Pour tenir compte de la continuité des panneaux on considère les moments aux appuis et en travée tels que.

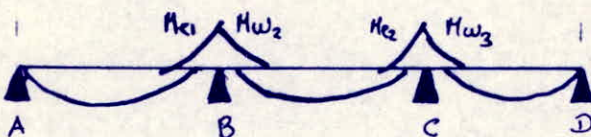
$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,25 M_0$$

$$M_t = 0,9 M_0$$

$$(M_e, M_w) = 0,7 M_0$$

$$M_{e1} > M_{w2}$$

$$M_{e2} > M_{w3}$$



$$\text{On prendra } M_{e1} = M_{w2} = 0,7 M_0$$

$$M_{e2} = M_{w3} = 0,7 M_0$$

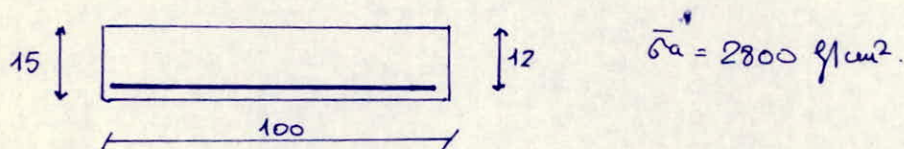
La relation précédente est donc vérifiée pour les 3 panneaux

NB: On prendra aux appuis extrêmes un moment égal à $0,15 M_{ox}$ et ceci pour tenir compte des conditions d'encastrement. On prendra la même valeur pour les petits et grands côtés.

Panneau 1	Panneau 2	Panneau 3
$M_{aA} = 0,15 M_{ox1} = 48,43 \text{ kg.m}$	$M_{aB} = 0,7 M_{oy1} = 201,1 \text{ kg.m}$	$M_{aD} = 0,15 M_{ox3} = 38,33 \text{ kg.m}$
$M_{t1} = 0,9 M_{oy1} = 258,7 \text{ kg.m}$	$M_{t2} = 0,9 M_{oy2} = 256,14 \text{ kg.m}$	$M_{t3} = 0,9 M_{ox3} = 230 \text{ kg.m}$
$M_{aB} = 0,7 M_{oy1} = 201,1 \text{ kg.m}$	$M_{aC} = 0,7 M_{oy2} = 199,2 \text{ kg.m}$	$M_{aC} = 0,7 M_{oy2} = 199,2 \text{ kg.m}$
$M_{tx1} = M_{ox1} = 322,9 \text{ kg.m}$	$M_{tx2} = M_{ox2} = 284,6 \text{ kg.m}$	$M_{tx3} = M_{ox3} = 143,6 \text{ kg.m}$

Ferçailage Contraintes

On considère une section de 1^{er} de largeur et de $0,18^{\text{m}}$ de hauteur totale.



$$M_{ext} \rightarrow \rho = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b l^2} \rightarrow \varepsilon \rightarrow k \rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon \cdot l} ; \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k}$$

On fera le calcul pour les moments suivants: $M_{t1}, M_{t2}, M_{tx1}, M_{tx2}, M_{tx3}, M_{aB} \approx M_{aC}, M_{aA}, M_{t3}$

$M(\text{kg.m})$	ρ	ε	$A(\text{cm}^2)$	A choisi	k	σ'_b	$e(\text{cm})$	$e_{max}(\text{cm})$
48,4	0,002	0,9792	0,1647	3T8	225	12,4	33,3	45
258,7	0,010	0,9552	0,806	3T8	96,5	29,0	33,3	45
230,3	0,009	0,9573	0,715	4T8	102	27,4	25	33
201,1	0,007	0,9621	0,622	3T8	117	23,93	33,3	45
322,9	0,012	0,9510	1,106	4T8	87,0	32,1	25	33
284,6	0,011	0,9531	0,888	4T8	91,5	30,6	25	33
143,6	0,005	0,9677	0,442	3T8	140	20	33,3	45

Condition de non fragilité du béton.

$$\frac{A_x}{b h_x} \geq \frac{\psi}{4} (2 - \rho) \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \cdot \left(\frac{l_{ox}}{l_{hx}} \right)^2$$

$$\frac{A_y}{b l_{hy}} \geq \frac{\psi}{4} (1 + \rho) \cdot \left(\frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \right) \cdot \left(\frac{l_{ox}}{l_{oy}} \right)^2$$

Panneau 1

$$\begin{aligned}
 \rho &= 0,935 \\
 h_x &= 12 \text{ cm} \\
 h_y &= 11 \text{ cm} \\
 \psi_4 &= 0,54 \rightarrow \text{acier ecrousis}
 \end{aligned}$$

$$A_{x7} // 1,136$$

$$A_{y7} // 1,126$$

Panneau 2

$$\begin{aligned}
 \rho &= 1 \\
 h_x &= 12 \text{ cm} \\
 h_y &= 11 \text{ cm} \\
 \psi &= 0,54
 \end{aligned}$$

$$A_{x7} // 1,067$$

$$A_{y7} // 1,164$$

Panneau 3

$$\begin{aligned}
 \rho &= 0,758 \\
 h_x &= 12 \text{ cm} \\
 h_y &= 11 \text{ cm} \\
 \psi_4 &= 0,54.
 \end{aligned}$$

$$A_{x7} // 1,325$$

$$A_{y7} // 1,023$$

Espacement Maximum

$$\begin{aligned}
 \text{Sens } l_x : t &\leq \text{Min}(3h_0, 33 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq \text{Min}(45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \\
 \text{Sens } l_y : t &\leq \text{Min}(4h_0, 33 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq \text{Min}(60 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

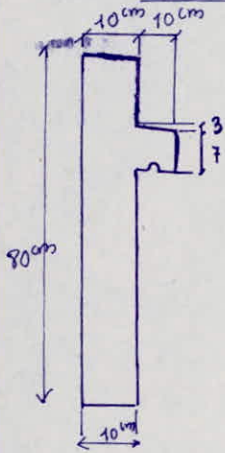
Verification de la non fissuration

$$\bar{\sigma}_a = \text{Min} \left[\frac{2}{3}(\sigma_{ex}), \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) \right]$$

$$\sigma_2(18) = 3227 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{fissuration prejudiciable})$$

Le panneau B comporte une ouverture qui est destinée au réservoir, on découpera certaines barres que l'on disposera de renfort sur les contours de l'ouverture.

Calcul de l'acrotère



L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse.

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement; cette section est sollicitée par le poids propre de la console ainsi qu'à la surcharge due à la main courante.

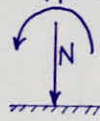
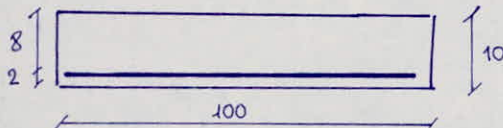
Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1 m de largeur, 0,10 m.

On a donc comme efforts:

Poids propre: $[80 \times 10 + (\frac{10+7}{2} \times 10)] \times 10^{-4} \times 2500 \times 1 \approx 230 \text{ kg/ml}$.

Surcharge due à la main courante = 100 kg/ml.

$$M = 1,2 \times Q \times h.$$



La section rectangulaire est soumise à:

$$N = 0,23 \text{ t/ml}$$

$$M = 1,2 \times 0,1 \times 0,8 \times 1 = 96 \cdot 10^{-3} \text{ tm/ml}$$

$$\text{L'excentricité: } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,096 \cdot 10^5}{0,23 \cdot 10^3} = 41,8 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

On se ramène donc au calcul d'une section sollicitée en flexion simple et soumise à un moment fictif M' qui est égal à:

$$M' = M + N \cdot f; \quad M' \text{ étant le moment des forces extérieures par rapport au centre de gravité des Aciers tendus.}$$

f : distance du centre de gravité des Aciers tendus au centre de pression.

$$f = \left(\frac{h_t}{2} - d + e_0 \right)$$

$$M' = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = N \left(\frac{h_t}{2} - d + e_0 \right)$$

$$M' = 0,23 \times \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 + 0,42 \right) = 0,103 \text{ tm}$$

$$M' = 0,103 \text{ tm}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800$$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_b \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \leq 2\bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 68,85 \cdot \left(1 + \frac{41,8}{3 \times 1,67} \right) = 643,2 \text{ kg/cm}^2 > 2\bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

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

Calculons le moment résistant du béton seul: M_{RB} .

$$M_{RB} = \bar{K} \cdot b h^2 = \frac{1}{2} \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot \alpha \left(1 - \frac{\alpha'}{3} \right) b h^2 \quad \alpha = \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a/n} = \frac{137,7}{137,7 + \frac{2800}{15}} = 0,42$$

$$\text{Donc } M_{RB} = \frac{1}{2} \cdot 137,7 \cdot 0,42 \cdot \left(1 - \frac{0,42}{3} \right) \times 100 \cdot 8^2 = 158,350 \text{ kg.cm}$$

$$M_{RB} = 158350 \text{ kg.cm} > M' = 103000 \text{ kg.cm} \Rightarrow \text{On n'a pas besoin d'aciers comprimés}$$

• Calcul des Aciers tendus.

On calcule la section des Aciers tendus en flexion simple sous l'effet du Moment M puis on en déduit la section des aciers tendus nécessaire en flexion composée. Si A_1 est la section trouvée en flexion simple, la section nécessaire en flexion composée A est telle que $A = A_1 - \frac{M}{\bar{\sigma}_a}$.

Pour $M = cM = 0,103 \text{ tm}$, les tableaux de l'ouvrage de M^{re} Lière CHARON donnent en fonction de $\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2}$, les coefficients $\bar{\omega}$ (pour calculer A_1) et K (pour calculer $\bar{\sigma}_b$).

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 103000}{2800 \times 100 \times 8^2} = 8,61 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \bar{\omega} = 0,0605 ; K = 104.$$

$$\text{D'où } A_1 = \bar{\omega} \frac{b \cdot h}{100} = 0,0605 \times 100 \cdot 8 / 100 = 0,484 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{104} = 29,92 < \bar{\sigma}_b.$$

$$A_1 = 0,484 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = A_1 - \frac{M}{\bar{\sigma}_a} = 0,484 - \frac{0,123 \cdot 10^3}{2800} = 0,395 \text{ cm}^2.$$

On constate que la section trouvée par le calcul est très faible, la section d'acier sera imposée donc par la condition de non fragilité du béton. (Art 52 du CCBA 68).

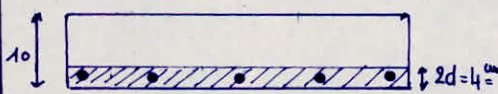
$$A \geq \frac{0,69 \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \cdot b \cdot h = 0,69 \times \frac{5,9}{4200} \times 100 \times 8 = 0,78 \text{ cm}^2$$

On prendra 5T6/ml ce qui correspond à une section $A = 1,41 \text{ cm}^2$. L'espacement e qui est égal donc à 20 cm est conforme à l'Art 57.33 du CCBA 68 qui donne l'épaisseur maximale entre les armatures.

$$e = \text{Min}(3h, 33 \text{ cm})$$

$$\text{D'où } e = 20 \text{ cm} < \text{Min}(3 \times 10 = 30 ; 33) \text{ cm}$$

• Vérification de la condition de non fissuration



$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,41}{2 \times 2 \times 100} = 3,53 \cdot 10^{-3}$$

• d'acrotère étant exposé aux intempéries : $K = 10^6$ (fissuration préjudiciable).

• Acier HA : $\eta = 1,6$.

• $\phi = 6 \text{ mm}$

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 10^6 \times \frac{1,6}{6} \times \frac{3,53 \cdot 10^{-3}}{1 + 10 \times 3,53 \cdot 10^{-3}} = 906,75 \text{ bars} = 925 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \times \sqrt{\frac{\eta}{\phi} K \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \times \sqrt{\frac{1,6}{6} \times 10^6 \times 5,8} = 2984,75 \text{ bars} = 3045 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \text{Min} \left[\frac{2}{3} \bar{\sigma}_a, \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \text{Min}(2800, 3045) \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte d'acier est admissible donc pas de risque de fissuration.

• Verification à l'effort tranchant.

Il faut vérifier que $A \sigma_a \geq T + \frac{M}{z}$

$$T = 1,2 Q = 1,2 \times 100 \cdot 10^{-3} = 0,12 \text{ t.}$$

$$M = -0,103 \text{ tm.}$$

$$\text{avec } z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 8 = 7 \text{ cm}$$

$$A \sigma_a \geq T + \frac{M}{z} \Rightarrow A \geq \frac{1}{\sigma_a} \left(T + \frac{M}{z} \right) \Rightarrow A \geq \frac{1}{2800} \cdot \left(0,12 \cdot 10^3 - \frac{0,103 \cdot 10^5}{7} \right)$$

$$A \geq -0,483 \text{ cm}^2$$

Les armatures inf ne sont donc soumises à aucun effort tranchant, d'ancrage des armatures n'est pas nécessaire

• Verification au Seisme

• Sous l'action du seisme, l'acrotère est soumise à l'action de forces horizontales dont la valeur est donnée par l'expression suivante: $F_H = \sigma \cdot W$ où:

• σ = coefficient sismique local uniforme donné par la formule: $\sigma = 0,20 + 0,10 \alpha$ α : coefficient d'intensité = 1

$$\alpha = 1 \Rightarrow \sigma = 0,20 + 0,10 \times 1 = 0,30$$

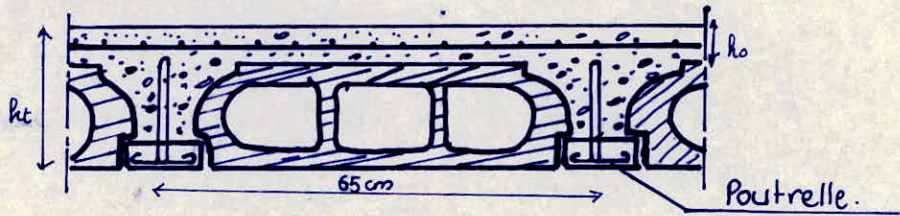
• W : poids propre de l'acrotère. $W = 0,23 \text{ t/ml.}$

$$\text{D'où } F_H = W \cdot \sigma = 0,30 \times 0,23 \text{ t/ml.}$$

$$F_H = 0,069 \text{ t}$$

La valeur de F_H étant très faible relativement à la surcharge due à la main courante ($Q = 0,12 \text{ t}$). Par conséquent il est inutile de procéder au ferrailage de l'acrotère sous l'effet de F_H . Le ferrailage obtenu précédemment reprendra cet effort.

Calcul des Poutrelles.

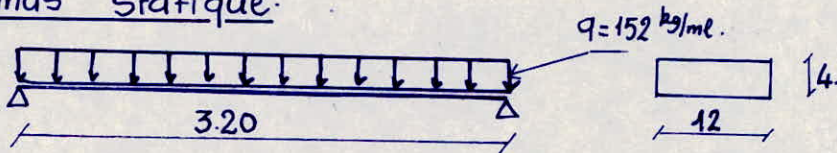


- Le plancher utilisé est un plancher à corps creux. Les plans d'architecture prévoient un plancher (16+4) à tous les niveaux. Nous vérifierons ci-dessous ce choix en faisant le calcul du plancher.
- Les poutrelles sont préfabriquées. Elles seront calculées sous les sollicitations du 1^{er} genre.
- La surface revenant à chaque poutrelle est de $0,65\text{ m} \times 1\text{ m}$.
- Liéant la plus petite dimension entre 2 poutres successives.
- en effet la plus petite portée favorise toujours un gain d'acier et réduit la flèche.
- On a intérêt à favoriser aussi la continuité des poutrelles, en effet on gagnera en stabilité du système.
- Nous ferons le calcul en 2 étapes:

• Première étape

- Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée. Elle est soumise à:
- Son poids propre
 - poids de l'hourdis
 - poids de l'ouvrier (surcharge majorée).

• Shemas Statique.



Charges et Surcharges:

- poids propre de la poutrelle
- poids du corps creux
- surcharge majorée

$$\begin{aligned} 0,12 \times 0,04 \times 2500 &= 12 \text{ kg/ml} \\ 0,65 \times 95 &= 62 \text{ kg/ml} \\ 1,2 \times 100 \times 0,65 &= 78 \text{ kg/ml} \\ \hline q &= 152 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

Les éléments de réduction maxi dans la poutre sont:

$$\begin{aligned} \text{Moment Maxi (en travée)} \quad M_0 &= \frac{qL^2}{8} = \frac{152 \times 3,2^2}{8} ; & M_0 &= 194,6 \text{ kg.m} \\ \text{Effort tranchant Maxi (à l'appui)} \quad T &= \frac{qL}{2} = \frac{152 \times 3,2}{2} ; & T &= 243,2 \text{ kg.} \end{aligned}$$

- Ferraillage de la poutrelle: (D'après la méthode exposée dans l'ouvrage de M^s Pierre Charon - Calcul d'ouvrages en B.A.).

$$\rho = \frac{15 \cdot M_0}{\sigma_a b d^2} = \frac{15 \cdot 194,6 \cdot 10^2}{2800 \times 12 \times 2^2} = 2,17 \Rightarrow \varepsilon = 0,707 \quad K = 2,1$$

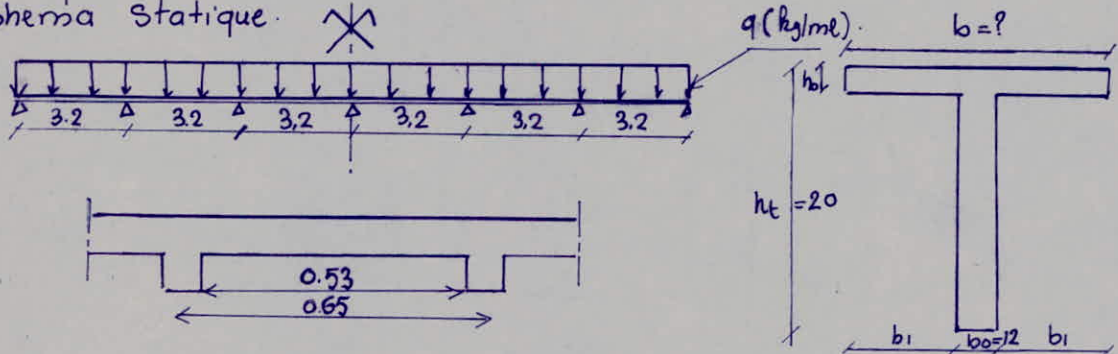
$$\sigma'_b = \sigma_a / K = 2800 / 2,1 = 1333 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

de calcul du ferraillage de la poutrelle nous montre dans cette première étape qu'on a besoin d'armatures comprimées pour équilibrer les efforts auxquels est soumise la poutrelle. Nous ne pourrions pas placer ces armatures vu la faible hauteur de la poutrelle. On résoud le pb en prévoyant un échafaudage destiné à aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges avant le coulage du béton.

• Deuxième étape

• La poutrelle est calculée en section en T.

Schema Statique.



• Détermination de la largeur de la table de Compression : b

(Art 23.3, CCBA 68).

$l = 0.53m$: Distance entre 2 faces voisines de 2 nervures consécutives

$L = 2.90m$: Portée libre de la poutre entre nus de 2 appuis.

$h_0 = 4cm$: hauteur de la table de compression.

La dimension b_1 doit satisfaire aux conditions suivantes:

- $b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{l}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 cm.$

- $b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{300}{10} = 30 cm.$

- $b_1 \leq \frac{10}{6+8} h_0 = (6+8) \cdot 4 = (24+32) cm.$

On prendra $b_1 = 26,5 cm \Rightarrow b = (2 \times 26,5 + 12) cm = 65 cm.$

• Détermination des efforts.

Nous ferons les calculs pour les 3 planchers (terrasse, étage courant, RDC)

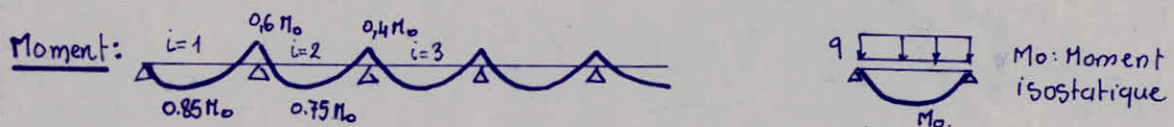
On appliquera la méthode forfaitaire pour le calcul des poutrelles (Art 55, CCBA 68)

On appliquera cette méthode car:

• la fissuration n'est pas considérée comme préjudiciable.

• des surcharges $P \leq 1,5 \cdot \text{charge } g.$

• les éléments solidaires ont une section constante dans leurs différentes travées.




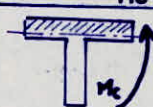
Pour chaque travée i on doit vérifier la condition: $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} > 1,15 M_0$

NB: Dans notre cas toutes les travées sont égales.



• Calcul du ferrailage et des Contraintes (Armatures longitudinales)

On exposera le calcul simultanément pour les 3 planchers. Certains calculs (notamment de ferrailage et vérification des Contraintes) ont été faits par programme sur Calculatrice programmable. L'organigramme de ces programmes sera présenté séparément.

Caracteristiques	Section	terrasse	Etage	RDC
q (kg/m ²)	Appui/tracé	690	730	890
q (kg/ml)	Tracé/Appui	448,5	474,5	578,5
$M_0 = qe^2/8$ (kg.m)	Appui/tracé	574,1	607,4	740,5
	Appui		Idem	Idem
	tracé		Idem	Idem
Moment de Calcul M_c (kg.m)	Appui	344,5	364,4	444,3
	tracé	487,9	516,2	629,4
Solicitation	Appui	Flexion Simple	Idem	Idem
	tracé	Flexion Simple	Idem	Idem
$M_T = K_T \cdot b \cdot h^2$ (kg.m) $K_T = \frac{\sigma_a}{2n} \cdot \frac{h-h_0/3}{h-h_0}$	Appui	/	/	/
	tracé	116 977,8 > M_c	Idem	Idem
$M_{RB} =$	Appui	86365,3 > M_c	Idem	Idem
	tracé	467811,8 > M_c	Idem	Idem
A calculé (cm ²)	Appui	0,827	0,875	1,067
	tracé	1,172	1,240	1,511
A choisi (cm ²)	Appui	2710 A = 1,57	Idem	Idem
	tracé	2710 A = 1,57	Idem	Idem
I : moment d'Inertie de la section (cm ⁴)	Appui	3694,5	Idem	Idem
	tracé	8409,7	Idem	Idem
σ'_b : Contrainte du beton (kg/cm ²)	Appui	60,0	63,5	77,4
	tracé	37,3	39,5	44,2
σ_a : contrainte de l'acier (kg/cm ²)	Appui	1477	1562	1905
	tracé	919,2	972,5	1185,9

Calculs de verification

- Verification des Contraintes : voir tableau precedent.

- Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h$$

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

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \times 65 \times 17 = 1,071 ; A = 1,57 \text{ cm}^2 > 1,071 \quad \text{Verifiee}$$

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

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \times 12 \times 17 = 0,198 ; A = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,198 \quad \text{Verifiee}$$

- Condition de non fissuration du beton :

$$\sigma_1 = K \frac{2}{3} \frac{w_f}{1 + 10 w_f} ; \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \sigma_b}{\phi}}$$

$$\bar{\sigma}_a = \text{Min} \left[\frac{2}{3} \sigma_{en}, \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) \right]$$

Calcul de σ_2

$$\sigma_2 = 2,4 \times \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \times 5,8}{10}} = 2832 \text{ bars} = 2888 \text{ kg/cm}^2 > \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Dans tous les planchers, en appui et en travee, la condition de la non fissuration du beton est verifiee.

- Verification de l'adhérence (Art 29 - CCBA 68).

$$\tau_d \leq \bar{\tau}_d ; \bar{\tau}_d = \frac{T_{max}}{n \cdot p \cdot z} \rightarrow n: \text{nbre de barre} ; n=2$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \tau_d \bar{\sigma}_b ; \tau_d: \text{coeff de scellement} ; \tau_d(\text{HA}) = 15$$

$$p: \text{perimetre d'une barre} ; p = \pi \cdot d$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot h ; h = 17 \text{ cm}$$

Calcul de T_{max} .

$T_0 = \frac{qL}{2}$ (effort tranchant Maxi de la poutrelle simplement appuyee).

$$T_{max} = 1,1 \times T_0 = 1,1 \times \frac{3,2}{2} \cdot q \Rightarrow T_{max} = 1,76 q$$

plancher	q (kg/m)	T_{max} (kg)	τ_d (kg/cm ²)	$\bar{\tau}_d$ (kg/cm ²)
terrasse	448,5	789,4	8,45	$2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7$
etage	474,5	835,1	8,93	17,7
RDC	578,5	1018,1	10,91	17,7

verifiee.

- Verification de la fleche (Art 58-4 - CCBA 68).

Soit a verifier les conditions suivantes:

$$\frac{M_t}{L} \geq \frac{M_0}{15 M_0}$$

$$\frac{M_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot h} < \frac{36}{\sigma_{en}}$$

M_t : Moment en travee

M_0 : Moment isostatique

h_t : hauteur totale (de la poutrelle)

A : Section d'aciers tendus

σ_{en} : limite elastique de l'acier.

$$\frac{h_t}{L} = \frac{20}{320-30} = 0,069 > \frac{M_T}{15 M_0} = \frac{0,8 M_0}{15 M_0} = 0,0567. \quad \text{verifiée'}$$

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

$$\frac{h_t}{L} = 0,069 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \text{verifiée'}$$

$$\bullet \frac{A}{b_0 h} \leq \frac{36}{\sigma_{en}}$$

$$\frac{A}{b_0 h} = \frac{1,57}{12 \cdot 17} = 0,0077 \leq \frac{36}{4200} = 0,0086 \quad \text{verifiée'}$$

Nous avons choisi le cas le plus défavorable, les 3 conditions précédentes sont vérifiées, donc un calcul de flèche ne s'impose pas.

• Calcul des Armatures transversales - ferrailage contraintes - (Art 25 - CCBA 68)

Les armatures transversales seront calculées sous l'effet de l'effort tranchant Maximal. On adoptera dans toutes les poutrelles ces Armatures. On les mettra perpendiculairement à la ligne Moyenne. Pour cela on fera les vérifications suivantes :

• Calcul de la contrainte de Cisaillement Maximale: τ_b .

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot z} \quad b_0 = 12 \text{ cm} \quad z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 17 = 14,87.$$

$$\bullet \tau_b \leq 8,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bullet \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma'_b / \bar{\sigma}_b < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}_b$$

terrasse	: $T_{max} = 789,4$	$\rightarrow \tau_b = 4,42$	$\rightarrow \sigma'_b = 60,0$	$\rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
etage	: $T_{max} = 835,1$	$\rightarrow \tau_b = 4,68$	$\rightarrow \sigma'_b = 63,5$	$\rightarrow \bar{\tau}_b = 20,65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
RDC	: $T_{max} = 1018,1$	$\rightarrow \tau_b = 5,70$	$\rightarrow \sigma'_b = 77,4$	$\rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{77,4}{68,85}\right) 5,9 = 19,91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Donc il n'y a pas de risque de Cisaillement.

On choisira des cadres verticaux $\phi 6$ de nuance FeE 24, $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

• Contrainte admissible des armatures transversales:

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en} \quad \rho_{at} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} = 0,67 \\ \text{et} \\ 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5,7}{9 \cdot 5,9} = 0,892 \end{array} \right.$$

$$\text{D'où } \bar{\sigma}_{at} = 0,892 \cdot 2400 = 2140,8 \text{ kg/cm}^2$$

• Ecartement des Armatures transversales:

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{0,56 \cdot 0,892 \cdot 17 \cdot 2140,8}{4018,1} = 17,56 \text{ cm}$$

• Ecartement admissible des Armatures transversales (Art 52 - CCBA 68)

$$\bar{t} = \text{Max} (t_1, t_2) \quad t_1 = 0,2 \cdot h = 0,2 \cdot 17 = 3,4 \text{ cm}$$

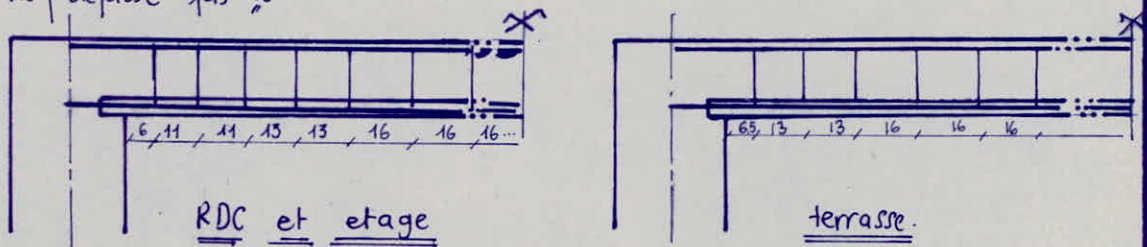
$$t_2 = \left(1 - 0,13 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \cdot h = \left(1 - 0,13 \frac{5,71}{5,9}\right) \cdot 17 = 12,06 \text{ cm}$$

On prend l'écartement admissible au niveau de l'appui: $\bar{t} = 12 \text{ cm}$

des résultats pour les autres planchers sont donnés dans le tableau suivant:

Plancher	RDC	etage	terrasse
t (cm)	17,6	21,8	23,2
\bar{t} (cm)	12	12,95	13,18
t choisi au niveau de l'appui	11 cm	11 cm	13 cm

Le 1^{er} cours d'armatures sera placé à $1/2$ du nu de l'appui. Pour les autres espacements on appliquera la méthode de caquot, tout en respectant l'article (Art 25-12 CCBA 68) qui préconise que l'espacement ne dépasse pas h .



• Ferraillage de la table de compression. (Art 58-2 - CCBA 68).

la table de compression sera armée par un treillis soudé (quadrillage) dont les dimensions ne doivent pas dépasser:

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

On a choisi un treillis soudé de (20x20) en $\phi 5$

$$5 \phi 5 / ml \rightarrow A = 0,982 \text{ cm}^2$$

$$\phi < 6 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_{eu} = 5300 \text{ kg/cm}^2.$$

Conformément à l'article 58,2 CCBA 68) les sections d'acier doivent vérifier les conditions suivantes:

• Armatures perpendiculaires aux nervures:

$$A_{\text{nerv/ml}}^{\perp} \geq \frac{43 l_n}{\sigma_{eu}}$$

$$0,982 \text{ cm}^2 > 0,527 \text{ cm}^2$$

l_n : longueur entre nervures $l_n = 65$

$$\sigma_{eu} = 5300 \text{ kg/cm}^2$$

Vérifiée.

• Armatures parallèles aux nervures:

$$A_{\text{nerv/ml}}^{\parallel} \geq \frac{A_{\text{tr}}}{2}$$

$$0,982 \text{ cm}^2 > 0,49 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

Conclusion : Pour tous les poutrelles on a:

• Armatures en travée 2T10

• Armatures sur appui 2T10.

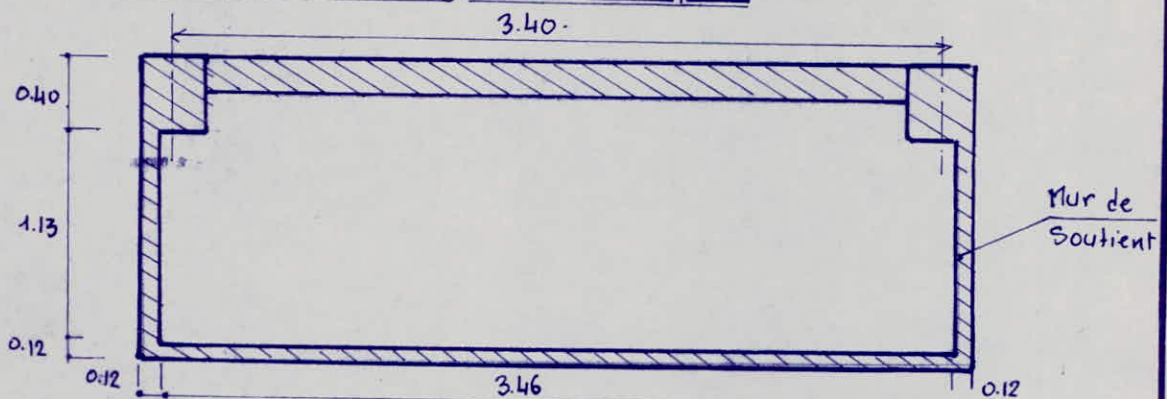
• Table de compression: Un treillis soudé en $\phi 5$. Maille de 20x20

Calcul de la galerie technique.

Introduction:

Notre hôtel possède une galerie technique qui est située au niveau du plancher haut du RDC entre les files de poteaux Fer G. C'est une sorte de boîte parallépipédique (dalle + murs de soutient) qui est suspendue aux poutres de la file Fer G entre le poteau 2 et le poteau 13. Pour des raisons d'esthétique, elle est destinée à cacher les conduites d'eau, de gaz,

Coupe transversale de la galerie technique.



Etude des éléments constituant la galerie technique:

Mur de soutient-

Le mur de soutient n'est soumis qu'à un effort de traction donc ce n'est rien d'autre qu'un tirant.

On fera le calcul pour 1^m du mur:

Calcul des efforts; ferrailage

Charges: • Dalle de 12cm
Etanchéité + enduit plâtre

$$300 \text{ kg/m}^2$$

$$40 \text{ kg/m}^2$$

$$g = 340 \text{ kg/m}^2$$

Surcharges: • $p = 100 \text{ kg/m}^2$ (surcharge due à l'ouvrier qui fait les réparations).

L'effort N de traction est égal à $N_g + 1,2 N_p = N_q$.

$$N_g = (340) \times (1,13 + 1,73 + 0,1) \times 1 = 1013 \text{ kg/ml.}$$

$$N_p = (100) \times (1,73) \times 1 = 173 \text{ kg/ml.}$$

$$N_q = 1013 + 1,2 \times 173 = 1221 \text{ kg/ml.}$$

$$\begin{array}{c} \text{---} \cdot N \text{---} \\ \left[\begin{array}{c} \text{---} \cdot N \text{---} \\ \text{---} \cdot N \text{---} \\ \text{---} \cdot N \text{---} \end{array} \right] \downarrow 12 \text{ cm} = a \quad N = 1221 \text{ kg.} \\ \leftarrow b = 100 \text{ cm} \rightarrow \end{array}$$

Le mur de soutient travaille en traction. Le béton ne reprend pratiquement rien (la contrainte du béton est négligée). Tous les efforts devront être repris par la section d'armature que l'on disposera.

$$N = 1221 \text{ kg}$$

$$A = (100 \times 12) \text{ cm}^2$$

La contrainte dans l'acier est de : $\bar{\sigma}_a = \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_a$

$$\text{D'où } A \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

$$\bar{\sigma}_a = \text{Min}\left(\frac{2}{3} \sigma_{en}, \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2)\right)$$

$$\text{Preons } \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{D'où } A = \frac{1221}{2800} = 0,436 \text{ cm}^2.$$

• Verification à la non fragilité

$$B_f = a \cdot b = (12 \times 100) \text{ cm}^2$$

$$A \geq \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{en}} \cdot B_f = \frac{23,2}{4200} \cdot 12 \cdot 100 = 6,63$$

$$A = 6,63 \text{ cm}^2.$$

• Pourcentage Minimum d'aciers

$$0,006 \leq \frac{S_a}{S_b} \leq 0,04$$

S_a et S_b sont respectivement les sections de l'acier et de béton

$$\text{D'où on a : } 7,2 \text{ cm}^2 < S_a < 48 \text{ cm}^2$$

D'après ce pourcentage minimum on adopte $A = 7,2 \text{ cm}^2$

On choisit alors 10T10 $\rightarrow A = 7,85 \text{ cm}^2$.

• Verification à la non fissuration.

$$\sigma_1 = \frac{K_1 \cdot \omega_f}{\phi \cdot (1 + 10 \omega_f)} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K_1 \cdot \sigma_b}{\phi}}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{15 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 5,8}{10}} = 2832 \text{ bars} = 2888 \text{ kg/cm}^2 > \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

• Armatures de repartition:

On adoptera une section d'armatures de construction qui seront perpendiculaires aux armatures résistantes.

$$\text{deux section } A' = \frac{A}{4} = \frac{7,2}{4} = 1,8 \text{ cm}^2.$$

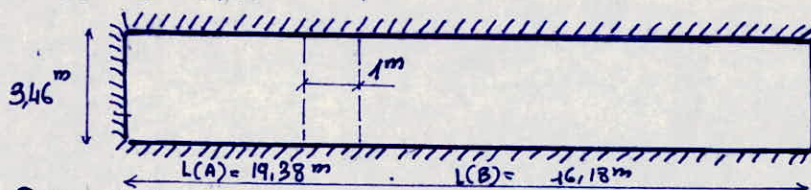
On choisit 4T8 = 2,01 cm² que l'on repartira sur la hauteur de 1,13 m

• Dalle.

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1 m. Les dimensions de cette dalle sont :

$$\text{BLOC A : } 3,46 \text{ m} \times 19,38 \text{ m}$$

$$\text{BLOC B : } 3,46 \text{ m} \times 16,18 \text{ m}$$



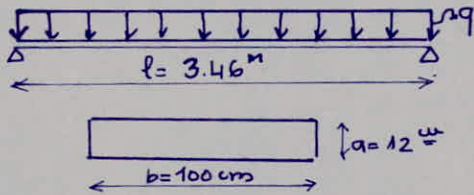
Cette dalle ne porte que dans un seul sens (sens de la plus petite portée), elle sera calculée comme une poutre de largeur 1 m.

• Calcul des efforts ; ferraillage.

Charges : Dalle (12 cm) 300 kg/m^2
 Etanchéité + Enduit plâtre 40 kg/m^2
 $g = 340 \text{ kg/m}^2$

Surcharges: $p = 100 \text{ kg/m}^2$ (surcharge due à l'ouvrier qui fait les réparations).

Sous SP_1 on a: $q = g + 1,2p \Rightarrow q = 340 + 1,2 \times 100 = 460 \text{ kg/m}^2$



$$M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{460 \times 3,46^2}{8} = 688 \text{ kgm}$$

$$T_{\max} = \frac{q l}{2} = \frac{460 \times 3,46}{2} = 796 \text{ kg}$$

• Calcul du Moment résistant du béton seul.

$$M_{RB} = \bar{K} b h^2 \quad \text{avec} \quad \bar{K} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\sigma}'_b \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) \quad ; \quad \bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} \quad ; \quad h = 9 \text{ cm}$$

$$\bar{\alpha} = 0,423 \Rightarrow \bar{K} = 24,9$$

$$M_{RB} = 24,9 \times 100 \times 9^2 = 2,017 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$M_{RB} > M_{ext} = 0,688 \cdot 10^5 \text{ kg.cm} \Rightarrow \text{On n'a pas besoin d'acier comprimé}$$

$$\left| \begin{array}{l} K = \frac{M}{b \cdot h^2} = \frac{0,688 \cdot 10^5}{100 \times 9^2} = 8,49 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \end{array} \right| \Rightarrow \left| \begin{array}{l} \alpha = 0,27 \\ \gamma = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,91 \\ \sigma'_b = 70 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\gamma \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{0,688 \cdot 10^6}{0,91 \cdot 9 \times 2800} = 3,0 \text{ cm}^2$$

On choisira alors $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

On prendra comme axes de répartition $A_r = \frac{A}{4} = 3T16$.

• Vérification des Contraintes

Equation du moment Statique: $\frac{b x^2}{2} - n A (h - x) = 0$.

$$x^2 + 0,942 x - 8,478 = 0 \Rightarrow x = 2,48 \text{ cm}$$

Moment d'Inertie de la section: $I = \frac{b x^3}{3} + n A (h - x)^2$

$$I = 2511 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_b = \frac{M}{I} \cdot x \Rightarrow \sigma'_b = \frac{0,688 \cdot 10^5}{2511} \cdot 2,48 = 68 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = n \frac{M}{I} (h - x) = 15 \times \frac{0,688 \cdot 10^5}{2511} \cdot (9 - 2,48) = 2680 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité.

$$\frac{A}{b \cdot h} \Rightarrow \gamma \frac{\sigma'_b}{\sigma_a} \cdot \left(\frac{h-x}{h}\right)^2 = 0,54 \cdot \frac{5,9}{2800} \cdot \left(\frac{12}{9}\right)^2$$

$$\gamma = 0,54 \text{ (acier ecroui)}$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,82 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la non fissuration

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

en effet $\bar{\sigma}_a = \text{Min} \left[\frac{2}{3} \bar{\sigma}_{eu} ; \text{Max} (\sigma_1, \sigma_2) \right]$.

$$\text{et } \sigma_2 (\phi = 10) = 2888 \text{ kg/cm}^2$$

Ras de risque de fissuration.

• Verification à l'effort tranchant.

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b.$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b \quad (\text{pour une dalle}).$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{796}{100 \times 7/8 \times 9} = 1,01 \text{ kg/cm}^2 < 7,87 \text{ kg/cm}^2.$$

• Ancrage. - Distance minimum.

Calcul de la force totale à laquelle sont soumises les Armatures

F_{tot} = Poids de la dalle + 1,2 Surcharge

$$F_{tot} = (340) \times \left(\frac{3,46}{2} + 0,12 \right) + 1,2 \times 100 \times 1,73 = 836,6 \text{ kg/ml.}$$

Dans un metre lineaire on a 4 barres T10.

Chaque barre reprend le $\frac{1}{4}$ de l'effort $F = \frac{F_{tot}}{4} = \frac{836,6}{4} = 209,15 \text{ kg.}$

τ_d = contrainte d'adhérence.

$$\tau_d = \frac{F}{\pi \phi l} \leq \bar{\tau}_d = 2,5 \gamma_d \bar{\sigma}_b \quad \text{soit } l \geq \frac{F}{\bar{\tau}_d \pi \cdot \phi}$$

γ_d coefficient de scellement = 1,5 (HA).

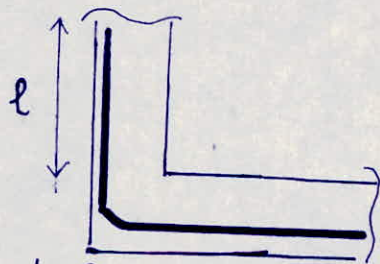
$$\bar{\tau}_d = 2,5 \gamma_d \bar{\sigma}_b = 2,5 \times 1,5 \times 5,9 \text{ kg/cm}^2 = 22,12 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_d \leq \bar{\tau}_d \Rightarrow l \geq \frac{66,57}{22,12} = 4,01 \text{ cm.}$$

l = longueur d'ancrage Minimum.

longueur de scellement droit l_d

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\tau}_d} = \frac{1}{4} \cdot \frac{2800}{22,12} = 31,6 \text{ cm.}$$



On prendra une longueur de scellement de 20 cm.

NB: Pour éviter la fissuration au niveau des Appuis on mettra à la partie supérieure 4T6/ml.

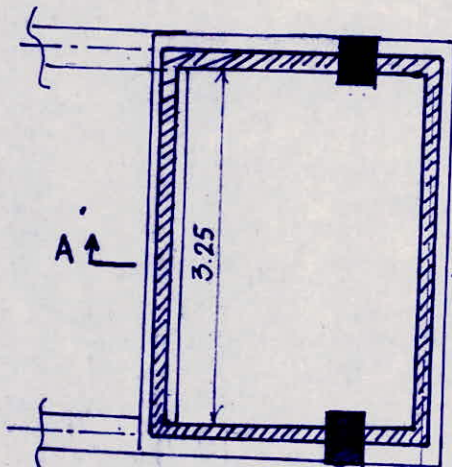
Calcul de Reservoir

• Introduction:

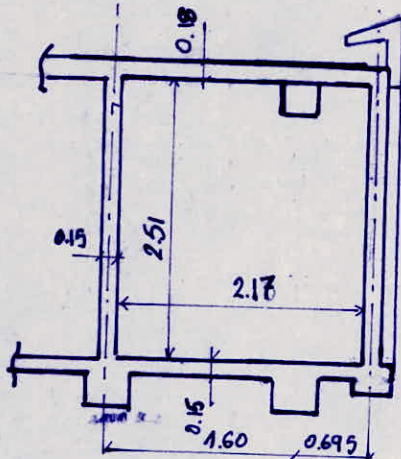
Notre hotel possede un reservoir qui est situe' au dernier etage du bloc B. Les plans d'architecture prevoient des parois en beton Arme'. Il est a signaler que ce reservoir n'a pas une grande capacite (environ 17 m^3).

Le beton arme' ne joue que le role de structure mecanique, sans role d'etancheite'. La fissuration est alors admise etant donne' en contre partie qu'il doit etre prenu sur les parois en contact avec de l'eau un revetement d'etancheite' capable de s'adapter aux legeres deformations entrainees par son support.

On limitera a des valeurs assez faibles les valeurs admissibles de l'acier. Pour cela on utilisera de l'acier doux de Nuance FE24



• coupe horizontale



• coupe A-A.

Les dimensions interieures du reservoir sont: $3.25^{\text{m}} \times 2.17^{\text{m}} \times 2.51^{\text{m}}$
 $V \approx 17.7 \text{ m}^3$.

Le calcul de verification a la resistance se fera pour:

- les supports
- le fond
- les parois.

On fera le calcul des elements sous SP_1 et ceci sous g = poids propre des elements du reservoir et de p qui est la surcharge due a l'eau.

NB: Pour le calcul des elements l'eau est consideré comme surcharge, Mais quand il s'agira de faire l'etude au seisme du bloc, elle sera considerée comme charge pte.

• Charges et Surcharges:

Charges:

Dalle (15 cm)

375 kg/m^2

etancheite'

20 kg/m^2

Enduit

21 kg/m^2

$g = 416 \text{ kg/m}^2$

Surcharge

eau

2511 kg/m^2

$p = 2511 \text{ kg/m}^2$

• Le predimensionnement de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

des poutres du reservoir a donne' une section

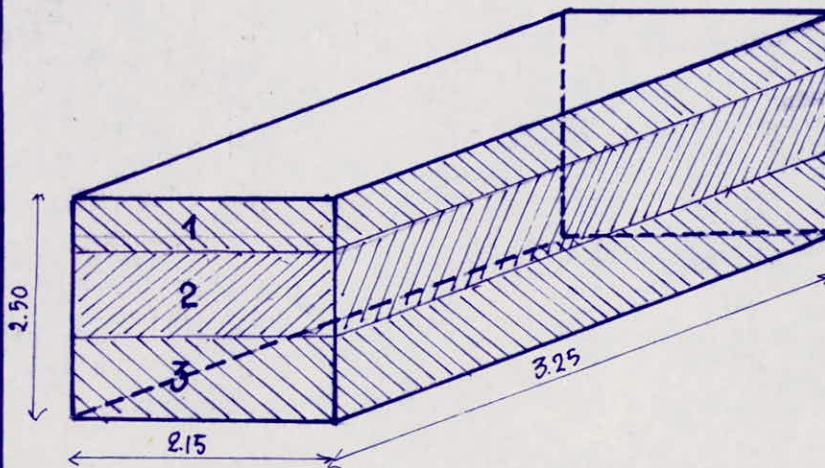
• Calcul des parois verticales du réservoir.

L'eau du réservoir exerce en tout point des parois de celui-ci une pression normale.

Si on considère un point A d'une paroi la pression en ce point, s'il est à une profondeur HA est fonction de cette profondeur et de la masse volumique de l'eau. D'où

$$p = \rho \cdot H_A \quad \text{avec } \rho = 1000 \text{ kg/m}^3.$$

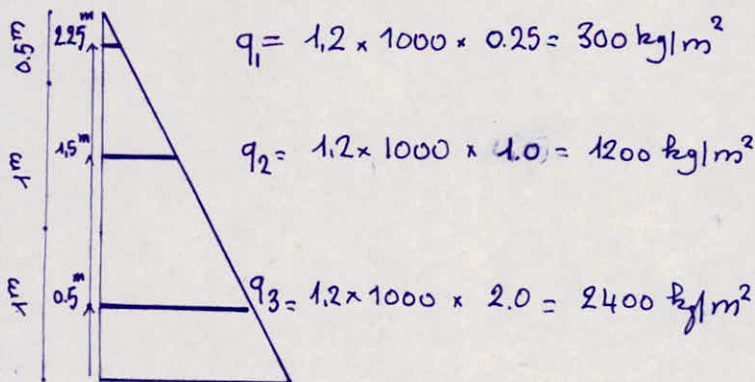
Donc les parois seront calculées sous la poussée hydrostatique. Pour cela nous partagerons les parois verticales de notre réservoir en tranches de 1m ou de 0,5m de largeur (tranches horizontales), et nous calculerons la valeur de la poussée au milieu de ces tranches.



On prendra donc
3 tranches :
tranche 1 : 0,5m
tranche 2 : 1m
tranche 3 : 1m.

Détermination de la valeur de q .

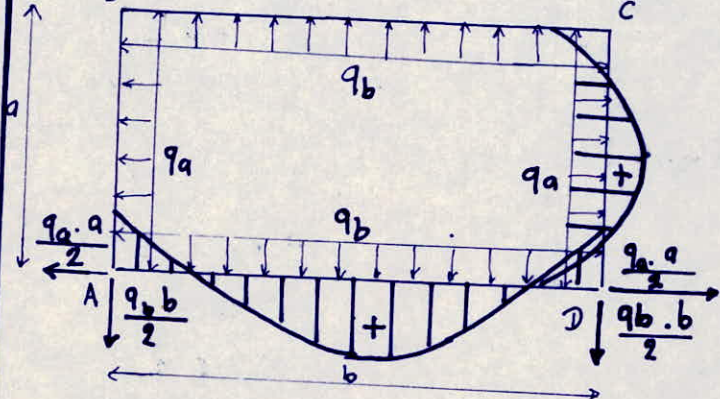
q = pression s'exerçant à la mi-hauteur de la tranche considérée
 $q = 1,2 \rho \cdot h$.



Chaque tranche n'est rien d'autre d'un Cadre horizontal de 0,5m ou de 1m de hauteur.

On figurera ci après les différents efforts sur le cadre.

Voici ci contre le schéma des efforts pour un cadre de côté a et b (a ≤ b) soumis aux pressions internes q_a sur le côté a d'épaisseur e_a et q_b sur b d'ép e_b



Aux angles s'exerce un moment de flexion:

$$M_a = \frac{q_a \cdot a^2 \cdot k_b + q_b \cdot b^2 \cdot k_a}{12(k_a + k_b)}$$

$$k_a = \frac{e_a^3}{12a} \quad k_b = \frac{e_b^3}{12b}$$

Si e_a = e_b et si q_a = q_b = q.

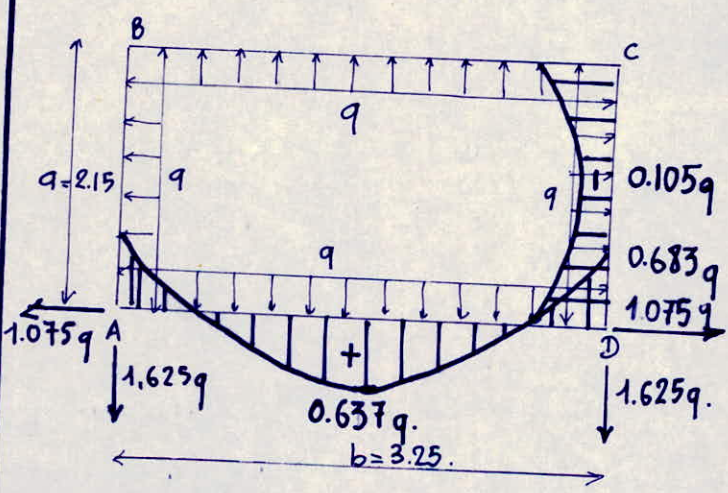
$$M_a = \frac{q(a^3 + b^3)}{12(a+b)}$$

En travee' s'exercent les Moments:

$$M_{t_a} = \frac{q a^2}{8} - \left(\frac{q}{12} \cdot \frac{a^3 + b^3}{a+b} \right)$$

$$M_{t_b} = \frac{q b^2}{8} - \left(\frac{q}{12} \cdot \frac{a^3 + b^3}{a+b} \right)$$

des efforts qui s'exercent sur notre reservoir sont:



$$M_a = M_b = M_c = M_d = M_a = -0,683 q$$

$$M_{t_a} = -0,105 q$$

$$M_{t_b} = 0,637 q$$

Traction dans le petit côté: 1,625 q.

Traction dans le grand côté: 1,075 q.

En resume' pour les 3 cadres on a:

Tranche	q kg/m ²	M _a kg.m	M _{t_a} kg.m	M _{t_b} kg.m	Traction ds le petit cote' (kg)	Traction ds le grand cote' (kg)
①	300	204,937	31,594	191,156	487,5	322,5
②	1200	819,750	126,375	764,625	1950	1290
③	2400	1639,500	252,750	1529,25	3900	2580

NB: Chaque paroi est donc soumise à la flexion composee' avec traction. Cette derniere etant due aux reactions d'appui des 2 parois qui lui sont liees.

Calcul du ferrillage et des Contraintes

Le calcul du ferrillage et des Contraintes est présenté sous forme de tableau. Les calculs ont été faits par programme sur une calculatrice programmable. Les organigrammes de ces calculs seront présentés ultérieurement.

Les calculs sont faits pour une section de largeur 1^m ou $0,50^m$ et de hauteur totale $ht = 15^m$.

Les branches sont sollicitées en flexion composée sous l'effet d'un moment M et un effort de traction N .

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

$$\bar{\sigma}_s = 177,7 \text{ kg/cm}^2$$

Grande Poutre	Section	H (kg/m)	N (kg)	σ_a (kg/cm ²)	Sollicitation	$M = N \cdot e$ (kg·m)	H_0 (kg/cm)	AH (cm ²)	A (cm ²)	A charg.	σ_a (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)	σ_c (kg/cm ²)
Armatures et contraintes du grand côté													
3	Appui	1639,5	2580	63,5	SPC	149640	528897	8,22	9,83	$\frac{9\phi 12}{10,17}$	53,23	1297	1701
	travée	1529,5	2580	59,3	SPC	138804	528897	7,63	9,24	$\frac{9\phi 12}{10,17}$	49,37	1202,6	1701
2	Appui	819,75	1290	63,5	SPC	74820	528897	4,11	4,92	$\frac{7\phi 10}{5,49}$	32,97	1164	1862
	travée	746,3	1290	59,3	SPC	69402	528897	3,81	4,62	$\frac{7\phi 10}{5,49}$	30,68	1079	1862
1	Appui	204,94	322,5	63,5	SPC	18705	264448	1,03	1,23	$\frac{4\phi 8}{2,01}$	18,53	784	2083
	travée	191,16	322,5	59,3	SPC	17350	264448	1,03	1,23	$\frac{4\phi 8}{2,01}$	17,9	727	2083
Armatures et contraintes du petit côté													
3	Appui	1639,5	3900	12	SPC	142350	528897	1,82	10,26	$\frac{10\phi 12}{11,31}$	48,9	1115	1701
	travée	2527,5	3900	6,5	SPC	700	528897	0,118	2,652	$\frac{5\phi 12}{5,65}$	3,4	118	1701
2	Appui	819,75	1950	12	SPC	71175	528897	3,91	5,13	$\frac{7\phi 10}{5,49}$	31,36	1147	1862
	travée	126,38	1950	6,5	SPC	3900	528897	3,91	5,13	$\frac{5\phi 10}{3,92}$	1,91	87	1864
1	Appui	204,94	487,5	12	SPC	171935	264448	0,98	1,28	$\frac{4\phi 8}{2,01}$	17,63	746	2083
	travée	31,59	487,5	6,5	SPC	975	264448	0,02	0,332	$\frac{4\phi 8}{2,01}$	0,96	498	2083

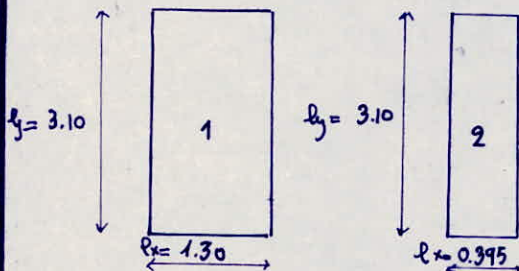
•: SPC: Section partiellement comprimée

• Calcul des parois horizontales du réservoir (Dalles).

des parois verticales de notre réservoir reposent sur des poutres, il en est de même pour le fond du réservoir et de sa couverture qui sont appuyés simplement sur des poutres. On calculera les dalles en tenant compte d'une certaine continuité.

• Calcul de la dalle inférieure du réservoir.

Elle est constituée de 2 panneaux ayant les dimensions suivantes



Charges et Surcharges

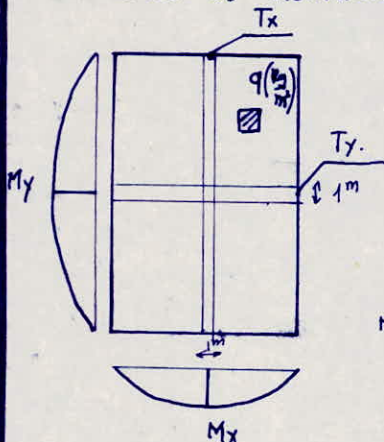
$$g = 416 \text{ kg/m}^2$$

$$p = 2511 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow q = 3,415 \text{ t/m}^2$$

Calcul du coefficient $p = \frac{l_x}{l_y}$

panneau 1 : $p = \frac{1,30}{3,10} = 0,419 > 0,4$; panneau 2 : $\frac{0,995}{3,10} = 0,127 < 0,4$.

Calcul des Moments M_x et M_y .



• Panneau ①

des moments développés au centre du panneau sont :

$$M_x = p_x q \cdot l_x^2 \quad \text{Dans le sens de la petite portée}$$

$$M_y = p_y M_x \quad \text{Dans le sens de la grande portée}$$

($l_x < l_y$).

p_x et p_y sont fonctions de p et sont données dans une échelle fonctionnelle

NB: Cette Méthode de Calcul est exposée dans l'annexe 2 du CCBA 68.

l'échelle fonctionnelle est donnée dans le même texte.

$$p = 0,419 \Rightarrow p_x = 0,1083$$

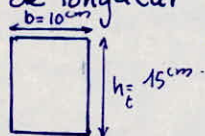
$$p_y = 0,2606$$

$$\text{D'où } M_x = p_x q l_x^2 = 0,1083 \times 3415 \times 1,30^2 = 62330 \text{ kg.cm.}$$

$$M_y = p_y \cdot M_x = 0,2606 \times 62330 = 16268 \text{ kg.cm.}$$

• Panneau ②.

$p = 0,127 < 0,4$. Dans ce cas le calcul de la dalle se fera comme le calcul d'une poutre en prenant une bande de largeur 10 cm et de longueur $l_x = 99,5 \text{ cm}$.



$$M_0^x = M_0 = \frac{q l^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{3415 \times 0,10 \times 9,95^2}{8} = 6,66 \text{ kg.m.}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, on évalue les moments en travée et aux appuis comme suit.

• Panneau 1

$$M_x : M_{ax} = 0,5 M_0 x = 31165 \text{ kg.cm.}$$

$$M_{tx} = 0,8 M_0 x = 49864 \text{ kg.cm.}$$

$$M_y : M_{ayw} = 0,3 M_0 y = 4880,4 \text{ kg.cm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_0 y = 13827,8 \text{ kg.cm.}$$

$$M_{aye} = 0,5 M_0 y = 8134 \text{ kg.cm.}$$

la relation $M_t + \frac{M_{aw} + M_{ae}}{2} \geq 1,25 M_0$ est vérifiée.

Hb: des moments d'encastrement sur les petits côtés doivent atteindre des valeurs du même ordre que celles des grands côtés.

• Panneau 2.

$$M_x : M_{ax} = 0,15 M_0 x = 99,9 \text{ kg.cm.}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_0 x = 566,1 \text{ kg.cm.}$$

$$M_{axw} = 0,5 M_0 x = 333 \text{ kg.cm.}$$

• Ferraillage et Contraintes:

On emploiera la méthode exposée dans le livre de BA. Charon.

$$\rho = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} \rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} ; \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K}$$

Panneau 1

On prendra des Aciers de nuance FeE24. ($\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$).

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

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

$$M_{ax} = 31165 \text{ kg.cm.} \rightarrow \rho = 0,020 \rightarrow \xi = 0,9397 \rightarrow K = 65,5 \rightarrow A = 1,731 \text{ cm}^2 ; \sigma'_b = 24,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{tx} = 49864 \text{ kg.cm.} \rightarrow \rho = 0,032 \rightarrow \xi = 0,9231 \rightarrow K = 50,0 \rightarrow A = 2,813 \text{ cm}^2 ; \sigma'_b = 32 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{ayw} = M_{ax} = M_{aye} = 31165 \text{ kg.cm.} \rightarrow \rho = 0,020$$

$$M_{ty} = 13827 \text{ kg.cm.} \rightarrow \rho = 0,009 \rightarrow \xi = 0,9573 \rightarrow K = 102 \rightarrow A = 0,752 \text{ cm}^2 ; \sigma'_b = 15,68 \text{ kg/cm}^2$$

• Condition de non fragilité.

Pour les dalles et pour le coefficient $\rho / 0,40 \leq \rho \leq 1$ on a:

$$\frac{A}{bh} \geq \frac{\psi_4}{4} (1 + \rho) \cdot \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h}\right)^2 \quad \psi_4 = 0,54 \text{ pour les aciers écrouis.}$$

$$A \geq 100 \times 12 \times 0,54 \times (1 + 0,419) \times \frac{5,9}{1600} \times \left(\frac{15}{12}\right)^2 = 5,297 \text{ cm}^2.$$

On constate que dans les 2 sens c'est la condition de non fragilité qui impose le ferraillage.

On choisira alors 5 $\phi 12$ / ml ($A(5\phi 12) = 5,65 \text{ cm}^2$).

• Condition de non fissuration.

$$\sigma_2(\phi = 12) = 1701 \text{ kg/cm}^2 > 1600 \quad \text{vérifiée.}$$

Panneau 2 -

On se dispensera d'exposer le calcul de ferrailage de ce panneau car, étant très faiblement sollicité par rapport au 1^{er} panneau (vu ses dimensions plus petites) il est évident que est la condition de non fragilité du béton qui imposera le ferrailage. Donc on adopte le même ferrailage que précédemment.

- Verification de l'espacement des Armatures:

$e \leq (3h, 33)$ cm dans la direction la \oplus sollicitée.
 $e \leq (4h, 45)$ cm dans la direction perpendiculaire.

$$e = \frac{100 \text{ cm}}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}.$$

- Commentaires:

- Pour les parois verticales, il ne sera prévu qu'une seule nappe de quadrillage car l'épaisseur des parois ne dépasse pas 15 cm.
- Pour assurer la stabilité des parois verticales on prévoit des goussets qui seront coulés en même temps que la dalle.
- La dalle de couverture est calculée séparément (avec les escaliers du bloc)
- Tous les détails de ferrailage sont présentés dans les planches de ferrailage.
- Vu la faible capacité du réservoir et les faibles efforts qui en résultent, il aurait été préférable de concevoir un réservoir d'eau dont les parois seraient en maçonnerie ou bien un réservoir métallique.

CHAÎNÉ 3

CHARGES

VERTICALES

Etude des Charges Verticales.

• Introduction :

l'étude des sollicitations dans les différents portiques transversaux et longitudinaux sera faite selon deux méthodes:

Bloc A:

Portiques transversaux : Méthode de Caquot

Portiques longitudinaux: Méthode forfaitaire.

Bloc B:

Pour ce bloc nous appliquerons la Méthode de Caquot dans les deux sens.

Nous exposerons ci-dessous les deux Méthodes.

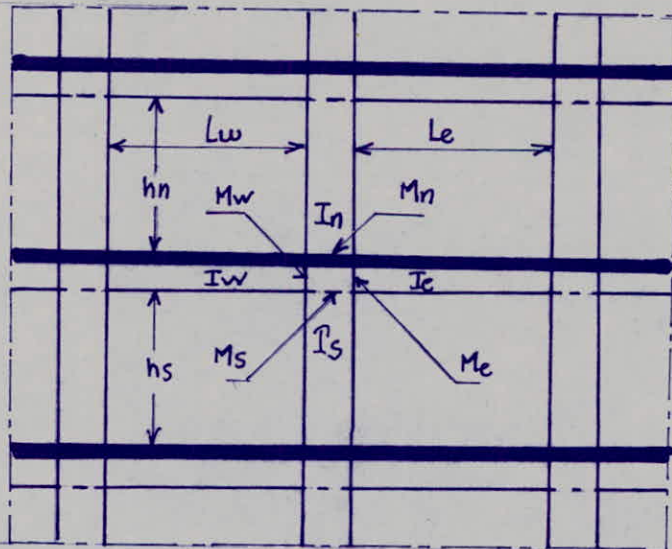
• Méthode de Caquot (Méthode exposée dans l'annexe A du CCBA 68)

- Domaine d'application : Cette méthode s'applique essentiellement à des éléments de planchers constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis.

Il ne sera pas tenu compte des déplacements horizontaux relatifs des planchers.

- Principe de la méthode : "des moments de continuité agissant dans les sections des nus d'un appui, considérées comme sections dangereuses, sur les éléments qui se rencontrent en formant un nœud peuvent être évalués en ne tenant compte que des charges en travées encadrant l'appui considéré, et de la résistance offerte par les tronçons supérieur et inférieur des poteaux aboutissant au nœud considéré."

On détache de chaque côté du nœud considéré ainsi qu'en dessus et en dessous respectivement des travées et des hauteurs fictives.



- $h_n = 0,9 h_n$ si le nœud considéré appartient à l'avant dernier plancher
- $h_n = 0,8 h_n$ dans les autres cas.
- $h_s = 0,8 h_s$ quelque soit h_s
- $L_w = 0,8 L_w$; $L_e = 0,8 L_e$ pour les travées intermédiaires.

h_n, h_s : hauteur libre nord et sud.

L_w, L_e : portée libre de la travée gauche, (droite)

Definissons d'autre part :

$q_w, (q_e)$: charge uniformément répartie sur une unité de longueur sur la travée gauche, (droite)

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

On pose : $M'_w = q_w \cdot \frac{L_w^2}{8,5} + L_w \sum K_w \cdot Q_w$

$$M'_e = q_e \cdot \frac{L_e^2}{8,5} + L_e \sum K_e \cdot Q_e$$

$K_w (K_e)$ est donnée en fonction du rapport $a_w/L_w (a_e/L_e)$ pour des poutres à section constante par l'échelle fonctionnelle dans le même annexe.

Designons par I_w, I_e, I_s, I_n les moments d'inertie de la travée gauche, droite, du poteau sud et nord.

On pose : $K_w = \frac{I_w}{L_w}$, $K_e = \frac{I_e}{L_e}$, $K_s = \frac{I_s}{h_s}$, $K_n = \frac{I_n}{h_n}$, ainsi que $D = K_w + K_e + K_n + K_s$

- des moments dans les sections dangereuses (nus des appuis) sont en valeur absolue :

Au nu de l'appui dans la travée de gauche : $M_w = M'_e \cdot \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$

Au nu de l'appui dans la travée de droite : $M_e = M'_w \cdot \frac{K_e}{D} + M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right)$

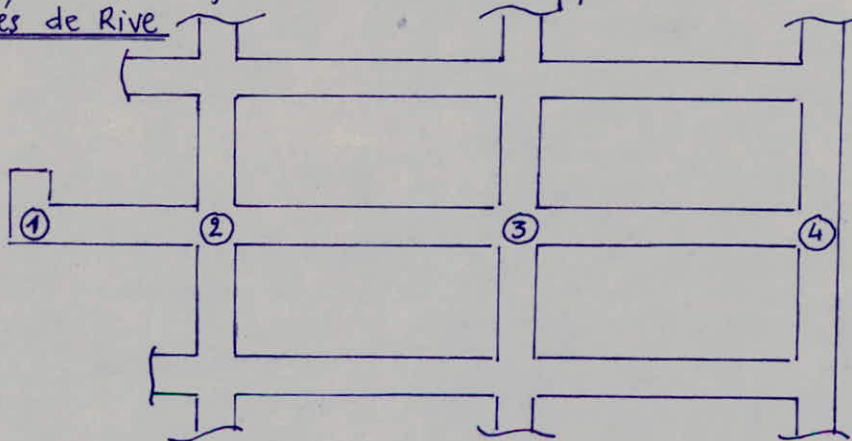
Au nu inférieur des poutres dans le poteau inférieur : $M_s = (M'_e - M'_w) \cdot \frac{K_s}{D}$

Au nu supérieur du plancher dans le poteau supérieur : $M_n = (M'_e - M'_w) \cdot \frac{K_n}{D}$

Avec : M_e et M_w négatifs.

La face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues M'_e ou M'_w . La face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

• Travées de Rive



Noeud ① : Noeud de rive avec console

Noeud ④ : Noeud de rive sans console

• Noeud de rive avec console: Noeud ②

Ce noeud est étudié en faisant $K_w = 0$ dans les formules donnant M_w, M_e, M_n, M_s et en y substituant M_{w2} à M_w

M_{w1} : Moment isostatique de la console au nu de l'appui ②
On aura donc les nouvelles valeurs des Moments:

$$M_{e2} = M'_{e2} \left(1 - \frac{K_{e2}}{D_2}\right) + M_{w2} \frac{K_e}{D_2}$$

$$M_{s2} = (M'_{e2} - M_{w2}) \cdot \frac{K_{s2}}{D_2}$$

$$M_{n2} = (M'_{e2} - M_{w2}) \cdot \frac{K_{n2}}{D_2}$$

avec: $M'_{e2} = \left(q_e \cdot \frac{L_e^2}{8,5} \right)_{\text{noeud 2}} + \left(L_e \cdot \sum K_e \cdot Q_e \right)_{\text{noeud 2}}$

$$D_2 = K_{e2} + K_{s2} + K_{n2} = \frac{I_{e2}}{L_{e2}} + \frac{I_{s2}}{h'_{s2}} + \frac{I_{n2}}{h'_{n2}}$$

• Noeud voisin du noeud de rive: noeud ③

la longueur L_{w3} de la travée fictive de rive est: $L_{w3} = X_2 L_{w3}$

X_2 est un coefficient comprise entre 0,8 et 1.

$$X_2 = 0,8 \quad \text{si } K_{s2} + K_{n2} \geq 1,5 K_{e2}$$

$$X_2 = 1 - \frac{K_{s2} + K_{n2}}{7,5 K_{e2}} \quad \text{si } K_{s2} + K_{n2} < 1,5 K_{e2}$$

la longueur $L_{e3} = 0,8 L_{e3}$ si la travée n'est pas de rive.

Dans le cas contraire $L_{e3} = X_4 L_{e3}$; $0,8 \leq X_4 \leq 1$.

$$X_4 = 0,8 \quad \text{si } K_{s4} + K_{n4} \geq 1,5 K_{w4}$$

$$X_4 = 1 - \frac{K_{s4} + K_{n4}}{7,5 K_{w4}} \quad \text{si } K_{s4} + K_{n4} < 1,5 K_{w4}$$

Dans ces expressions les K sont relatifs au noeud ④

• Noeud de rive sans console: Noeud ④

$$M_{e4} = 0$$

$$L_{w4} = 0,8 L_{w4}$$

Donc les moments aux nus de ce noeud sont:

$$M_{w4} = M'_{w4} \left(1 - \frac{K_{w4}}{D_4}\right); \quad M_{s4} = M'_{w4} \cdot \frac{K_{s4}}{D_4}; \quad M_{n4} = M'_{w4} \cdot \frac{K_{n4}}{D_4}$$

$$D_4 = K_{w4} + K_{n4} + K_{s4}$$

• Noeud voisin du noeud de rive: noeud ③

voir précédemment l'expression de L_{e3} dans le cas où le noeud ④ est un noeud de rive.

Efforts dans les poutres et poteaux:

• Moments dans les poteaux:

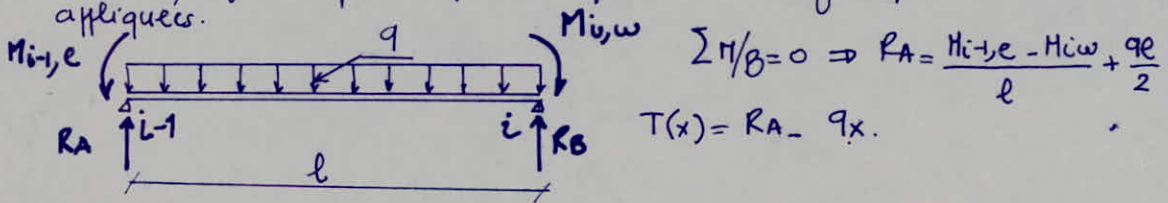
On admet que les points de moment nul dans les poteaux se trouvent à h_i au dessus du plancher et à h'_i au dessous du nu inférieur des poutres.

• Efforts tranchants dans les poteaux - Efforts normaux dans les poutres.

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

• Efforts tranchants dans les poutres.

Conformément à l'annexe A13 du CCBA 68, les efforts tranchants sont calculés en considérant les travées indépendantes et en faisant état de la continuité (en prenant en compte les moments de continuité) des poutres, ainsi que des charges qui leur sont appliquées.



D'où: $T_{i-1,e} = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i-1,e} - M_{i,w}}{l}$; $T_{i,w} = -\frac{ql}{2} + \frac{M_{i-1,e} - M_{i,w}}{l}$

$M_{i-1,e}$; $M_{i,w}$ sont en valeurs absolues.

• Moments en travées

Les moments aux appuis étant connus, on obtient les moments en travée avec la formule: $M_t = M_0 - (M_{i-1,e} + M_{i,w})/2$

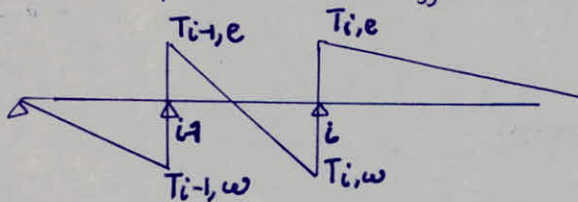
• $M_{i-1,e}$ et $M_{i,w}$ sont les moments aux appuis conformément au schéma précédent.

• M_0 = Moment isostatique de la travée considérée.

• Efforts normaux dans les poteaux.

Ces efforts sont ramenés par les poutres. Ils sont déterminés à partir des efforts tranchants définis précédemment.

Pour des charges verticales uniformément réparties en travées et provoquant des efforts tranchants aux appuis. On obtient des réactions qui créent des efforts de compression dans les poteaux



$$N_{i-1} = T_{i-1,e} - T_{i-1,w}$$

$$N_i = T_{i,e} - T_{i,w}$$

$T_{i-1,e}$; $T_{i-1,w}$; $T_{i,e}$; $T_{i,w}$ sont en valeur algébrique.

Charges et surcharges revenant au portique transversal Intermediaire
BLOCA.

Charges et surcharges par planchers

- Niveau terrasse:

plancher: $570 \text{ kg/m}^2 \times 2,9$
 poutre: $[(570-265) + (0,4 \times 2500)] \times 0,3$

1653 kg/ml
 392 kg/ml
 $g = 2045 \text{ kg/ml}$
 $p = 320 \text{ kg/ml}$

Surcharge d'exploitation: $100 \times 3,2$

- Niveau etage courant:

plancher: $430 \text{ kg/m}^2 \times 2,9$
 poutre: $[(430-265) + (0,4 \times 2500)] \times 0,3$

1247 kg/ml
 350 kg/ml
 $g = 1597 \text{ kg/ml}$
 $p = 800 \text{ kg/ml}$

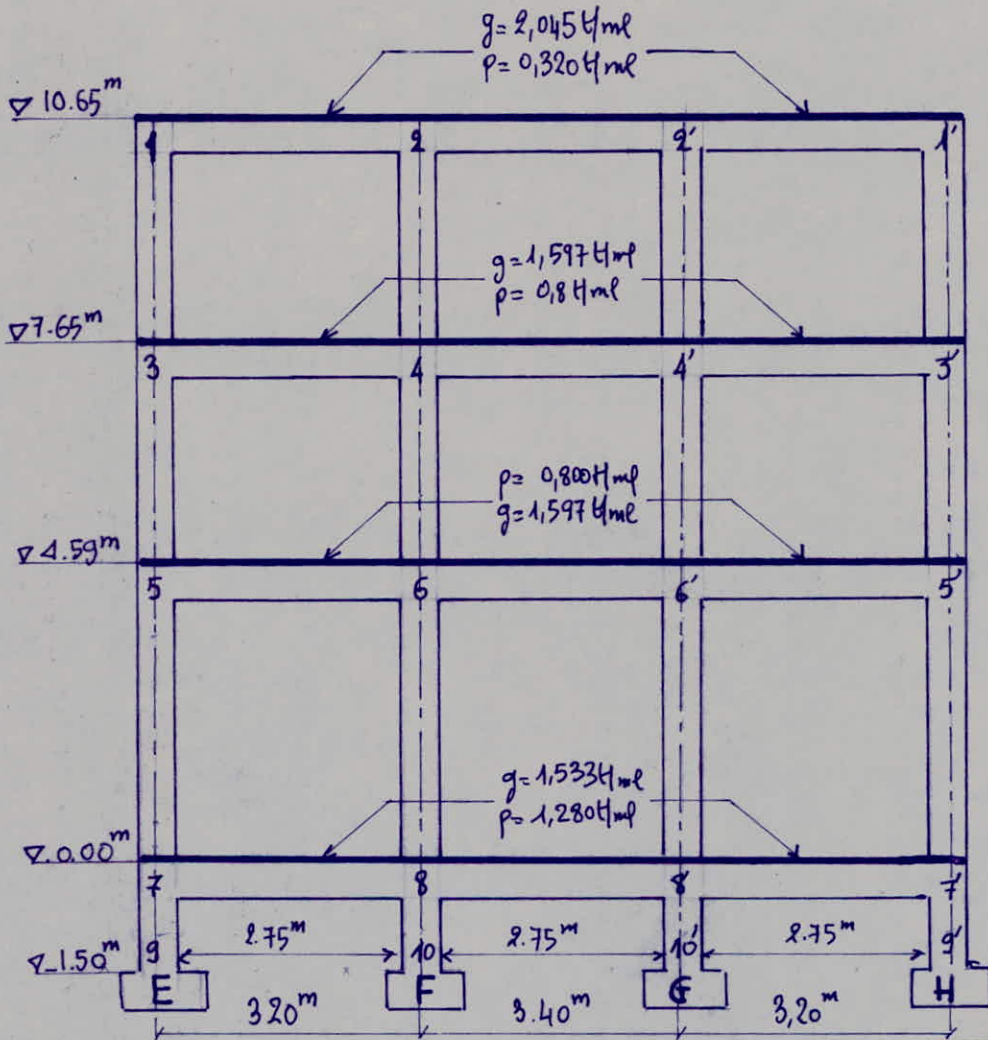
Surcharge d'exploitation: $250 \times 3,2$

- Niveau RDC.

plancher: $410 \text{ kg/m}^2 \times 2,9$
 poutre: $[(410-265) + (0,4 \times 2500)] \times 0,3$

1189 kg/ml
 344 kg/ml
 $g = 1533 \text{ kg/ml}$
 $p = 1280 \text{ kg/ml}$

Surcharge d'exploitation: $400 \times 3,2$



Caracteristiques geometriques du portique transversal intermediaire - BLOC : A

niveau	nœud	l_w (m)	l_e (m)	h_n (m)	h_s (m)	$I_w \cdot 10^4$ (m ⁴)	$I_e \cdot 10^4$ (m ⁴)	$I_n \cdot 10^4$ (m ⁴)	$I_s \cdot 10^4$ (m ⁴)	l'_w (m)	l'_e (m)	h'_n (m)	h'_s (m)	$K_w \cdot 10^4$ (m ³)	$K_e \cdot 10^4$ (m ³)	$K_n \cdot 10^4$ (m ³)	$K_s \cdot 10^4$ (m ³)	$D \cdot 10^4$ (m ³)
	1	0,00	2,80	0,00	2,60	0,00	16,00	0,00	31,25	0,00	2,24	0,00	2,08	0,00	7,14	0,00	15,02	22,16
3	2	2,80	3,10	0,00	2,60	16,00	16,00	0,00	6,75	2,24	2,48	0,00	2,08	7,14	6,45	0,00	3,25	16,84
	2'	3,10	2,80	0,00	2,60	16,00	16,00	0,00	6,75	2,48	2,24	0,00	2,08	6,45	7,14	0,00	3,25	16,84
	1'	2,80	0,00	0,00	2,60	16,00	0,00	0,00	31,25	2,24	0,00	0,00	2,08	7,14	0,00	0,00	15,02	22,16
2	3	0,00	2,80	2,60	2,66	0,00	16,00	31,25	31,25	0,00	2,24	2,34	2,13	0,00	7,14	13,35	14,69	35,18
	4	2,80	3,10	2,60	2,66	16,00	16,00	6,75	6,75	2,24	2,48	2,34	2,13	7,14	6,45	2,88	3,17	19,64
	4'	3,10	2,80	2,60	2,66	16,00	16,00	6,75	6,75	2,48	2,24	2,34	2,13	6,45	7,14	2,88	3,17	19,64
	3'	2,80	0,00	2,60	2,66	16,00	0,00	31,25	31,25	2,24	0,00	2,34	2,13	7,14	0,00	13,35	14,69	35,18
1	5	0,00	2,75	2,66	4,19	0,00	16,00	31,25	31,25	0,00	2,20	2,13	3,35	0,00	7,27	14,69	9,32	31,28
	6	2,75	3,00	2,66	4,19	16,00	16,00	6,75	16,00	2,20	2,40	2,13	3,35	7,27	6,67	3,17	4,77	21,88
	6'	3,00	2,75	2,66	4,19	16,00	16,00	6,75	16,00	2,40	2,20	2,13	3,35	6,67	7,27	3,17	4,77	21,88
	5'	2,75	0,00	2,66	4,19	16,00	0,00	31,25	31,25	2,20	0,00	2,13	3,35	7,27	0,00	14,69	9,32	31,28
0	7	0,00	2,75	4,19	1,10	0,00	16,00	31,25	31,25	0,00	2,20	3,35	0,88	0,00	7,27	9,32	35,51	52,10
	8	2,75	3,00	4,19	1,10	16,00	16,00	16,00	16,00	2,20	2,40	3,35	0,88	7,27	6,67	4,77	18,18	36,89
	8'	3,00	2,75	4,19	1,10	16,00	16,00	16,00	16,00	2,40	2,20	3,35	0,88	6,67	7,27	4,77	18,18	36,89
	7'	2,75	0,00	4,19	1,10	16,00	0,00	31,25	31,25	2,20	0,00	3,35	0,88	7,27	0,00	9,32	35,51	52,10

BLOCA - Portique transversal intermédiaire.
Calcul des Moments aux appuis et en travée sous G et P

Chargement		Sous G								Sous P							
niveau	nœud	q_e (t/m)	q_w (t/m)	M_e (t)	M_w (t)	M_e (t)	M_w (t)	M_n (t)	M_s (t)	P (t/m) ($P_w = P_e$)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_n (t.m)	M_s (t.m)	
3	1	2,045	2,045	1,207		0,818			0,818	0,320	0,189		0,128			0,128	
	2	2,045	2,045	1,480	1,207	1,375	1,323		0,053	0,320	0,232	0,189	0,215	0,207		0,008	
	2'	2,045	2,045	1,207	1,480	1,323	1,375		-0,053	0,320	0,189	0,232	0,207	0,215		-0,008	
	1'	2,045	2,045		1,207		0,818		-0,818	0,320		0,189		0,128		-0,128	
2	3	1,597	1,597	0,943		0,751		0,358	0,394	0,800	0,472		0,376		0,179	0,197	
	4	1,597	1,597	1,156	0,943	1,086	1,020	0,031	0,034	0,800	0,579	0,472	0,544	0,511	0,016	0,017	
	4'	1,597	1,597	0,943	1,156	1,020	1,086	-0,031	-0,034	0,800	0,472	0,579	0,544	0,544	-0,016	-0,017	
	3'	1,597	1,597		0,943		0,751	0,358	-0,394	0,800		0,472		0,376	-0,179	-0,197	
1	5	1,597	1,597	0,909		0,698		0,427	0,271	0,800	0,456		0,350		0,214	0,136	
	6	1,597	1,597	1,082	0,909	1,030	0,967	0,025	0,038	0,800	0,542	0,456	0,516	0,484	0,013	0,019	
	6'	1,597	1,597	0,909	1,082	0,967	1,030	-0,025	-0,038	0,800	0,456	0,542	0,484	0,516	-0,013	-0,019	
	5'	1,597	1,597		0,909		0,698	0,427	-0,271	0,800		0,456		0,350	-0,214	-0,136	
0	7	1,533	1,533	0,873		0,751		0,156	0,595	1,280	0,729		0,627		0,130	0,497	
	8	1,533	1,533	1,039	0,873	1,009	0,906	0,021	0,082	1,280	0,867	0,729	0,842	0,756	0,018	0,068	
	8'	1,533	1,533	0,873	1,039	0,906	1,009	-0,021	-0,082	1,280	0,729	0,867	0,756	0,842	-0,018	-0,068	
	7'	1,533	1,533		0,873		0,751	0,156	-0,595	1,280		0,729		0,627	-0,130	0,497	

BLOC A - Portique transversal Intermediaire

Calcul des Moments en travée

Calcul des efforts tranchants aux appuis

Charg ^e	Niveau	Poutre	M_o (t)	$M_{i,j,e}$ (t)	$M_{i,w}$ (t)	M_E (H)	$qL/2$ (t)	$T_{i-1,j,e}$ (t)	$T_{i,w}$ (t)
Sous G	3	1-2	2,618	0,818	1,323	1,547	3,272	3,114	-3,430
		2-2'	2,955	1,375	1,375	1,580	3,477	3,477	-3,477
		2'-1'	2,618	1,323	0,818	1,547	3,272	3,430	-3,114
	2	3-4	2,044	0,751	1,020	1,159	2,555	2,471	-2,639
		4-4'	2,308	1,086	1,086	1,222	2,715	2,715	-2,715
		4'-3'	2,044	1,020	0,751	1,159	2,555	2,639	-2,471
	1	5-6	2,044	0,638	0,967	1,212	2,555	2,471	-2,639
		6-6'	2,308	1,030	1,030	1,278	2,715	2,715	-2,715
		6'-5'	2,044	0,967	0,638	1,212	2,555	2,639	-2,471
	0	7-8	1,962	0,751	0,906	1,134	2,453	2,404	-2,501
		8-8'	2,215	1,009	1,009	1,206	2,606	2,606	-2,606
		8'-7'	1,962	0,906	0,751	1,134	2,453	2,501	-2,404
Sous P	3	1-2	0,410	0,128	0,207	0,242	0,512	0,487	-0,537
		2-2'	0,462	0,215	0,215	0,247	0,544	0,544	-0,544
		2'-1'	0,410	0,207	0,128	0,242	0,512	0,537	-0,487
	2	3-4	1,024	0,376	0,511	0,581	1,280	1,238	-1,322
		4-4'	1,156	0,544	0,544	0,612	1,360	1,360	-1,360
		4'-3'	1,024	0,511	0,376	0,581	1,280	1,322	-1,238
	1	5-6	1,024	0,350	0,484	0,607	1,280	1,238	-1,322
		6-6'	1,156	0,516	0,516	0,640	1,360	1,360	-1,360
		6'-5'	1,024	0,484	0,350	0,607	1,280	1,322	-1,238
	0	7-8	1,638	0,627	0,756	0,947	2,048	2,008	-2,088
		8-8'	1,850	0,842	0,842	1,008	2,176	2,176	-2,176
		8'-7'	1,638	0,756	0,627	0,947	2,048	2,088	-2,008

Effort Normaux dans les poteaux du portique transversal
Intermediaire - BLOCA -

Chargement		sous G				sous P			
niveau	Poteau	$T_{i,w} (t)$	$T_{i-1,e} (t)$	N du pot sup (t)	N (t)	$T_{i,w} (t)$	$T_{i-1,e} (t)$	N du pot sup (t)	N (t)
3	1-3	/	3,114	/	3,114	/	0,487	/	0,487
	2-4	-3,430	3,477	/	6,907	-0,537	0,544	/	1,081
	2'-4'	-3,477	3,430	/	6,907	-0,544	0,537	/	1,081
	1'-3'	-3,144	/	/	3,144	-0,487	/	/	0,487
2	3-5	/	2,471	3,114	5,585	/	1,238	0,487	1,725
	4-6	-2,639	2,715	6,907	12,261	-1,322	1,360	-1,081	3,763
	4'6'	-2,715	2,639	6,907	12,261	-1,360	1,322	1,081	3,763
	3'5'	-2,471	/	3,114	5,585	-1,238	/	0,487	1,725
1	5-7	/	2,471	5,585	8,056	/	1,238	1,725	2,963
	6-7	-2,639	2,715	12,261	17,615	-1,322	1,360	3,763	6,445
	6'-7'	-2,715	2,639	12,261	17,615	-1,360	1,322	3,763	6,445
	5'7'	-2,471	/	5,585	8,056	-1,238	/	1,725	2,963
0	7-9	/	2,404	8,056	10,460	/	2,008	2,963	4,971
	8-10	-2,501	2,606	17,615	22,722	-2,088	2,176	6,445	10,709
	8'-10'	-2,606	2,501	17,615	22,722	-2,176	2,088	6,445	10,709
	7'-9'	-2,404	/	8,056	10,460	-2,008	/	2,963	4,971

Charges et surcharges revenant au portique Longitudinal G BLOC B.

• Charges et surcharges par plancher:

• Niveau 13^m71.

Dalle: A cause de la repartition dans les panneaux de dalles, les charges et les surcharges different pour le calcul du Moment et de l'effort tranchant

Moment $\rightarrow (g_m, p_m)$; effort tranchant $\rightarrow (g_t, p_t)$

$g_m = 656,68 + 658,68$ 1313,4 kg/ml.
 $g_t = 493,00 + 493,00$ 986 kg/ml.
 poutre: $300 + 0,3(680 - 375)$ 391,5 kg/ml.

$g_m = 1705$ kg/ml.
 $g_t = 1377$ kg/ml.

Surcharges d'exploitation

$p_m = 0,9657 \times 100 \times 2$ 193 kg/ml.

$p_t = 0,725 \times 100 \times 2$ 145 kg/ml.

poutre: $0,3 \times 100$ 30 kg/ml.

$p_m = 223$ kg/ml.
 $p_t = 175$ kg/ml.

• Niveau 11^m05.

Charge ramené par la poutre intermediaire (charge concentrée)

Dalle + revêtement: $2 \times 1,593 \times (375 + 40)$ 1322 kg.

Poutre + revêtement: $(0,4 \times 0,3 \times 2500 + 40 \times 0,3) \times 31$ 967 kg.

Surcharge (eau): $(1,593 \times 2 + 3,1 \times 0,3) \times 2510$

Nb: Pour une poutre on a la moitié de la charge et la moitié de la surcharge.

$g_c = 2299$ kg.
 $p_c = 10331$ kg.

$g =$ Dalle + Revêtement: $0,433 \times (375 + 40)$ 180 kg/ml.

$g = 0,395 \times (375 + 40)$ 135 kg/ml.

poutre $300 + 0,15 \times 40$ 306 kg/ml.

voile: $0,15 \times 2500 \times (2,66 - 0,4)$ 847,5 kg/ml.

escalier: 2036 kg/ml 2036 kg/ml.

$g_m = 3361$ kg/ml.

$g_t = 3316$ kg/ml.

Surcharges d'exploitation.

$p_m = 0,433 \times 2510 \times$ 1087 kg/ml.

$p_t = 0,325 \times 2510$ 816 kg/ml.

poutre: $0,15 \times 0,15 \times (2510 + 350)$ 214 kg/ml.

Escalier

1033 kg/ml.

$p_m = 2334$ kg/ml.

$p_t = 2063$ kg/ml.

• Niveau 10^m65.

plancher: 570 kg/m² $\times 0,65$ 370,5 kg/ml.

poutre: $300 + 0,3 \times (570 - 265)$ 391,5 kg/ml.

surcharge d'exploitation: $(0,65 + 0,3) \times 100$.

$g = 762$ kg/ml.

$p = 95$ kg/ml.

• Niveau 7^m 65.

plancher : $430 \times 0,65$
 poutres : $300 + 0,3 \times (430 - 265)$
 Escalier :

$$\begin{aligned} & 279,5 \text{ kg/ml} \\ & 349,5 \text{ kg/ml} \\ & 1953 \text{ kg/ml} \\ g(\text{poutre 13-14}) &= 2582 \text{ kg/ml} \\ g(\text{autres poutres}) &= 629 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

Surcharges d'exploitation

poutre (13-14) : $(0,3 + 0,5 \times 0,65) \times 250$
 escalier :
 autres poutres : $(0,3 + 0,65) \times 250$

$$\begin{aligned} &= 157 \text{ kg/ml} \\ & 1032,5 \text{ kg/ml} \\ & 237,5 \text{ kg/ml} \\ p(\text{poutre 13-14}) &= 1189 \text{ kg/ml} \\ p(\text{autres poutres}) &= 237,5 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

• Niveau 4^m 59.

plancher : $430 \times 0,65$
 poutre $300 + 0,3 \times (430 - 265)$
 Escalier :

$$\begin{aligned} & 279,5 \text{ kg/ml} \\ & 349,5 \text{ kg/ml} \\ & 1953 \text{ kg/ml} \\ g(\text{poutre 13-14}) &= 2582 \text{ kg/ml} \\ g(\text{autres poutres}) &= 1642 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

galerie technique : 1032 kg/ml

Surcharges d'exploitation :

poutre (13-14) : $(0,3 + 0,5 \times 0,65) \times 250$
 escalier :

autres poutres :

poutre $(0,3 + 0,65) \times 250$
 galerie technique :

$$\begin{aligned} & 157 \text{ kg/ml} \\ & 1032,5 \text{ kg/ml} \\ & 237,5 \text{ kg/ml} \\ & 173 \text{ kg/ml} \\ p(\text{poutre 13-14}) &= 1189 \text{ kg/ml} \\ p(\text{autres poutres}) &= 410 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

• Niveau 0^m 00

plancher : $410 \times 0,65$
 poutre : $300 + 0,3 \times (410 - 265)$

Surcharges d'exploitation
 poutre $(0,3 + 0,65) \times 400$

$$\begin{aligned} & 266,5 \text{ kg/ml} \\ & 343,5 \text{ kg/ml} \\ g &= 610 \text{ kg/ml} \\ p &= 380 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

• Consoles

Niveau 13^m 71

$$M_{eq} = 9,218 \text{ tm}$$

$$M_{ep} = 9,014 \text{ tm}$$

Niveau 11^m 05

$$M_{eq} = 1,078 \text{ tm}$$

$$M_{ep} = 9,069 \text{ tm}$$

Niveau 7^m 65

$$M_{eq} = 9,768 \text{ tm}$$

$$M_{ep} = 9,005 \text{ tm}$$

Niveau 4^m 59

$$M_{eq} = 9,768 \text{ tm}$$

$$M_{ep} = 9,005 \text{ tm}$$

PORTIQUE Longitudinal G (BLOC B)

$M_{eq} = 0,218 \text{ tm}$
 $M_{ep} = 0,014 \text{ tm}$

$G_m = 1705 \text{ kg}$
 $g_t = 1377 \text{ kg}$
 $P_m = 223 \text{ kg}$
 $P_t = 175 \text{ kg}$

13 m 71

$M_{eq} = 1,018 \text{ tm}$
 $M_{ep} = 0,069 \text{ tm}$

$G = 1145$
 $P = 6166$
 $G_m = 3361$ | $P_m = 2334$
 $g_t = 3316$ | $P_t = 2063$

11 m 05

$M_{eq} = 0,768 \text{ tm}$
 $M_{ep} = 0,005 \text{ tm}$

$g = 2582 \text{ kg}$
 $P = 1189 \text{ kg}$

$M_{eq} = 0,768 \text{ tm}$
 $M_{ep} = 0,005 \text{ tm}$

$g = 2582 \text{ kg}$
 $P = 1189 \text{ kg}$

$g = 610 \text{ kg}$
 $P = 380 \text{ kg}$

$g = 762 \text{ kg}$
 $P = 95 \text{ kg}$

$g = 629 \text{ kg}$
 $P = 237 \text{ kg}$

$g = 1642 \text{ kg}$
 $P = 410 \text{ kg}$

$g = 610 \text{ kg}$
 $P = 380 \text{ kg}$

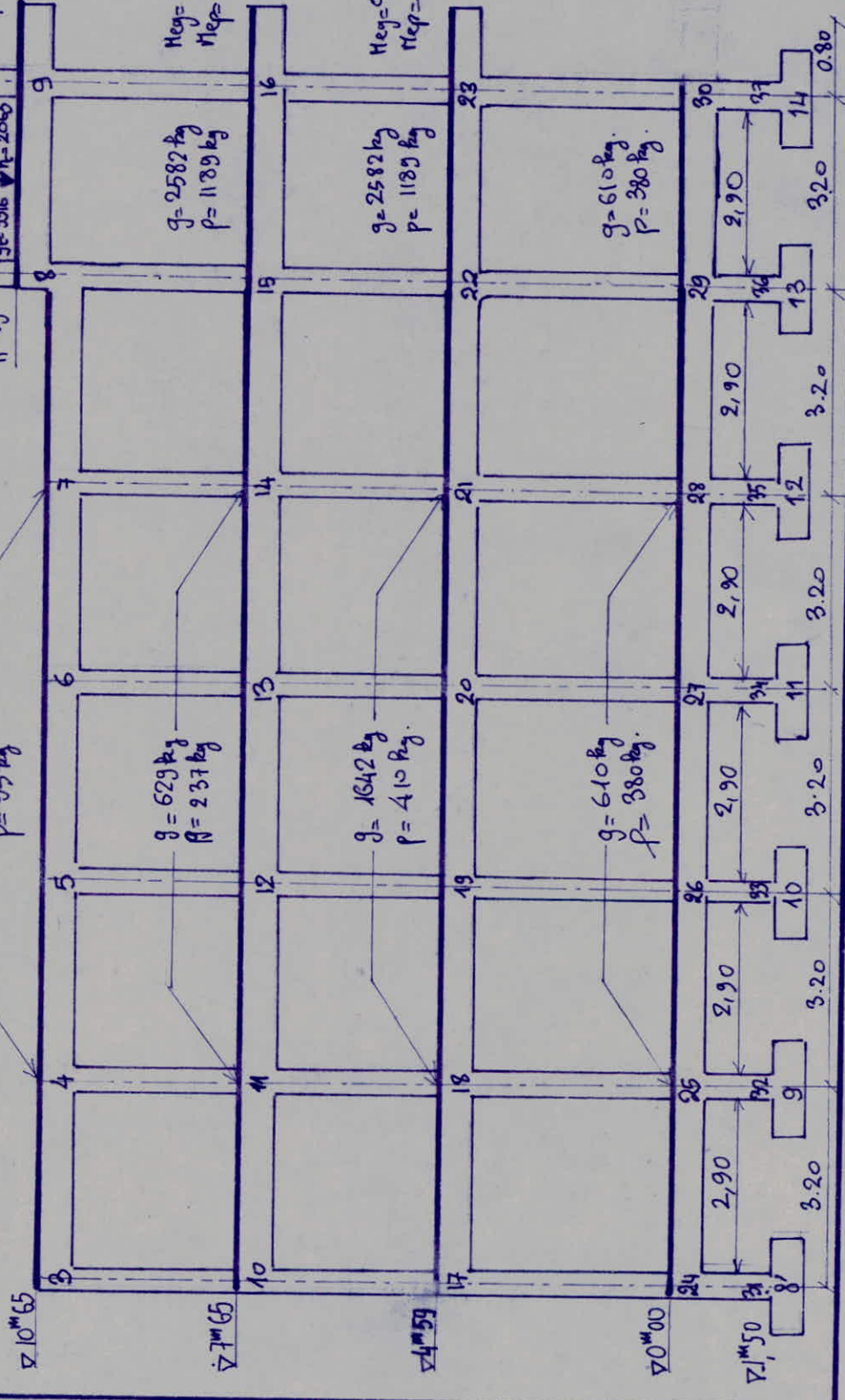
$\nabla 10^m 65$

$\nabla 7^m 65$

$\nabla 4^m 59$

$\nabla 0^m 00$

$\nabla 1^m 50$



BLOC B Portique Longitudinal G

Caracteristiques geometriques du portique.

niveau	nœud	l_w (m)	l_e (m)	h_n (m)	h_s (m)	$I_w 10^4$ (m ⁴)	$I_e 10^4$ (m ⁴)	$I_n 10^4$ (m ⁴)	$I_s 10^4$ (m ⁴)	l'_w (m)	l'_e (m)	h'_n (m)	h'_s (m)	$K_w 10^4$ (m ³)	$K_e 10^4$ (m ³)	$K_n 10^4$ (m ³)	$K_s 10^4$ (m ³)	$D \cdot 10^4$ (m ³)
4	1	/	2,90	/	2,26	/	16,00	/	9,00	/	2,32	/	1,81	/	6,897	/	4,978	11,875
	2	2,90	/	/	2,26	16,00	/	/	9,00	2,32	/	/	1,81	6,897	/	/	4,978	11,875
	3	/	2,90	/	2,60	/	16,00	/	6,75	/	2,32	/	2,08	/	6,897	/	3,245	10,142
	4	2,90	2,90	/	2,60	16,00	16,00	/	6,75	2,72	2,32	/	2,08	5,887	6,897	/	3,245	16,029
3	5	2,90	2,90	/	2,60	16,00	16,00	/	6,75	2,32	2,32	/	2,08	6,897	6,897	/	3,245	17,039
	6	2,90	2,90	/	2,60	16,00	16,00	/	6,75	2,32	2,32	/	2,08	6,897	6,897	/	3,245	17,039
	7	2,90	2,90	/	2,60	16,00	16,00	/	6,75	2,32	2,32	/	2,08	6,897	6,897	/	3,245	17,039
	8	2,90	2,90	2,26	3,00	16,00	16,00	9,00	9,00	2,32	2,69	2,03	2,40	6,897	5,939	4,425	3,750	21,011
	9	2,90	/	2,26	3,00	16,00	/	9,00	9,00	2,32	/	2,03	2,40	6,897	/	4,425	3,750	15,072
2	10	/	2,90	2,60	2,66	/	16,00	6,75	6,75	/	2,32	2,34	2,13	/	6,897	2,885	3,172	12,954
	11	2,90	2,90	2,60	2,66	16,00	16,00	6,75	6,75	2,56	2,32	2,34	2,13	6,249	6,897	2,885	3,172	19,203
	12	2,90	2,90	2,60	2,66	16,00	16,00	6,75	6,75	2,32	2,32	2,34	2,13	6,897	6,897	2,885	3,172	19,851
	13	2,90	2,90	2,60	2,66	16,00	16,00	6,75	6,75	2,32	2,32	2,34	2,13	6,897	6,897	2,885	3,172	19,851
	14	2,90	2,90	2,60	2,66	16,00	16,00	6,75	6,75	2,32	2,32	2,34	2,13	6,897	6,897	2,885	3,172	19,851
	15	2,90	2,90	3,00	2,66	16,00	16,00	9,00	9,00	2,32	2,45	2,40	2,13	6,897	6,524	3,75	4,229	21,400
	16	2,90	/	3,00	2,66	16,00	/	9,00	9,00	2,32	/	2,40	2,13	6,897	/	3,75	4,229	14,876

BLOC B - Portique Longitudinal G
- Caracteristiques Geometriques (suite).

niveau	Naud	l_w (m)	l_e (m)	R_m (m)	R_s (m)	$I_w \cdot 10^{-4}$ (m ⁴)	$I_e \cdot 10^{-4}$ (m ⁴)	$I_m \cdot 10^{-4}$ (m ⁴)	$I_s \cdot 10^{-4}$ (m ⁴)	l_w' (m)	l_e' (m)	R_m' (m)	R_s' (m)	$K_w \cdot 10^4$ (m ³)	$K_e \cdot 10^4$ (m ³)	$K_m \cdot 10^4$ (m ³)	$K_s \cdot 10^4$ (m ³)	$D \cdot 10^4$ (m ³)
1	17	/	2,90	2,66	4,19	/	16,00	6,75	9,00	/	2,32	2,13	3,35	/	6,897	3,172	2,685	12,754
	18	2,90	2,90	2,66	4,19	16,00	16,00	6,75	9,00	2,57	2,32	2,13	3,35	6,222	6,897	3,172	2,685	18,976
	19	2,90	2,90	2,66	4,19	16,00	16,00	6,75	9,00	2,32	2,32	2,13	3,35	6,897	6,897	3,172	2,685	19,951
	20	2,90	2,90	2,66	4,19	16,00	16,00	6,75	9,00	2,32	2,32	2,13	3,35	6,897	6,897	3,172	2,685	19,951
	21	2,90	2,90	2,66	4,19	16,00	16,00	6,75	9,00	2,32	2,32	2,13	3,35	6,897	6,897	3,172	2,685	19,951
	22	2,90	2,90	2,66	4,19	16,00	16,00	9,00	9,00	2,32	2,51	2,13	3,35	6,897	6,369	4,229	2,685	20,180
	23	2,90	/	2,66	4,19	16,00	/	9,00	9,00	2,32	/	2,13	3,35	6,897	/	4,229	2,685	13,811
0	24	/	2,90	4,19	1,10	/	16,00	9,00	9,00	/	2,32	3,35	0,88	/	6,897	2,685	10,227	19,809
	25	2,90	2,90	4,19	1,10	16,00	16,00	9,00	9,00	2,32	2,32	3,35	0,88	6,897	6,897	2,685	10,227	26,706
	26	2,90	2,90	4,19	1,10	16,00	16,00	9,00	9,00	2,32	2,32	3,35	0,88	6,897	6,897	2,685	10,227	26,706
	27	2,90	2,90	4,19	1,10	16,00	16,00	9,00	9,00	2,32	2,32	3,35	0,88	6,897	6,897	2,685	10,227	26,706
	28	2,90	2,90	4,19	1,10	16,00	16,00	9,00	9,00	2,32	2,32	3,35	0,88	6,897	6,897	2,685	10,227	26,706
	29	2,90	2,90	4,19	1,10	16,00	16,00	9,00	9,00	2,32	2,32	3,35	0,88	6,897	6,897	2,685	10,227	26,706
	30	2,90	/	4,19	1,10	16,00	/	9,00	9,00	2,32	/	3,35	0,88	6,897	/	2,685	10,227	19,809

BLOC B - Portique Longitudinal G - Moments aux appuis sous G
 - Moments en travée, Efforts tranchants aux appuis sous G

niveau	noeud	q _e (t/m)	q _w (t/m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _n (t.m)	M _s (t.m)	Route	M _o (t.m)	M _e (t.m)	E _{c-l} (t)	E _{c-w} (t)
4	1	1,705 N 1,378 T	/	1,080 0,873	/	0,453 0,366	/	/	0,453 0,366	1-2	1,764	1,335	2,165	-2,244
	2	console M: 1,705 T: 1,378	/	0,218 0,873	1,080 0,218	0,218 0,492	0,579 0,492	/	-0,361 -0,274					
3	3	0,762	/	0,483	/	0,154	/	/	0,154	3-4	1,975	0,600	1,081	-1,357
	4	0,762	0,762	0,483	0,662	0,560	0,596	/	-0,036					
	5	0,762	0,762	0,483	0,483	0,483	0,483	/	0,000	4-5	0,975	0,464	1,243	-1,195
	6	0,762	0,762	0,483	0,483	0,483	0,483	/	0,000	5-6	0,975	0,483	1,219	-1,219
	7	0,762	0,762	0,483	0,483	0,483	0,483	/	0,000	6-7	0,975	0,493	1,219	-1,219
	8	M: 3,361 T: 3,316	0,762	3,397 3,359	0,483	2,573 2,546	1,439 1,427	0,614 0,606	0,520 0,513	7-8	0,975	0,020	0,924	-1,514
	9	console M: 3,361 T: 3,316	/	1,018 2,502	2,529 1,018	1,838 1,823	-0,444 -0,436	-0,376 -0,369	/	8-9	4,244	2,060	5,532	-5,080
	10	0,629	/	0,398	/	0,176	/	0,089	0,098	10-11	0,805	0,484	0,922	-1,094
	11	0,629	0,629	0,398	0,485	0,429	0,457	-0,013	-0,014					
2	12	0,629	0,629	0,398	0,398	0,398	0,398	0,000	0,000	11-12	0,805	0,391	1,046	-0,997
	13	0,629	0,629	0,398	0,398	0,398	0,398	0,000	0,000	12-13	0,805	0,407	1,006	-1,006
	14	0,629	0,629	0,398	0,398	0,398	0,398	0,000	0,000	13-14	0,805	0,407	1,006	-1,006
	15	2,582	0,629	1,828	0,398	1,392	0,859	0,250	0,282	14-15	0,805	0,177	0,862	-1,150
	16	console 2,582	0,768	1,635	0,768	1,233	-0,219	-0,246	/	15-16	3,305	1,992	4,181	-4,082
	17	1,642	/	1,040	/	0,477	0,000	0,259	0,219	17-18	2,102	1,263	2,401	-2,883
	18	1,642	1,642	1,040	1,278	1,126	1,200	-0,040	-0,034					
1	19	1,642	1,642	1,040	1,040	1,040	1,040	0,000	0,000	18-19	2,102	1,019	2,654	-2,610
	20	1,642	1,642	1,040	1,040	1,040	1,040	0,000	0,000	19-20	2,102	1,062	2,627	-2,627
	21	1,642	1,642	1,040	1,040	1,040	1,040	0,000	0,000	20-21	2,102	1,062	2,627	-2,627
	22	2,582	1,642	1,917	1,040	1,640	1,340	0,184	0,117	21-22	2,102	0,912	2,533	-2,721
	23	console 2,582	0,768	1,635	0,768	1,202	-0,265	-0,169	/	22-23	3,305	1,884	4,228	-3,994
	24	0,610	/	0,386	/	0,252	/	-0,052	0,199	24-25	0,781	0,462	0,934	-1,019
25	0,610	0,610	0,386	0,386	0,386	0,386	0,000	0,000						
0	26	0,610	0,610	0,386	0,386	0,386	0,386	0,000	0,000	25-26	0,781	0,395	0,976	-0,976
	27	0,610	0,610	0,386	0,386	0,386	0,386	0,000	0,000	26-27	0,781	0,395	0,976	-0,976
	28	0,610	0,610	0,386	0,386	0,386	0,386	0,000	0,000	27-28	0,781	0,395	0,976	-0,976
	29	0,610	0,610	0,386	0,386	0,386	0,386	0,000	0,000	28-29	0,781	0,395	0,976	-0,976
	30	/	0,610	/	0,386	/	0,252	-0,052	-0,199	29-30	0,781	0,462	1,018	-0,934

BLOC B - Portique longitudinal G - Moments aux appuis sans P
 - Moments en travée - Efforts tranchants aux appuis sans P

niveau	nœud	q_e (t/m)	q_w (t/m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_m (t.m)	M_s (t.m)	Poutre	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	$T_{i,w}$ (t)	$T_{i,w}$ (t)	
4	1	M: 0,223 T: 0,175		0,141		0,059			0,059						
	2	console	0,223 0,175 T	0,014	0,141	0,014	0,055	0,067	-0,053	1-2	0,224	0,174	0,277	-0,238	
3	3	0,095		0,060		0,019			0,019	3-4	0,122	0,075	0,135	-0,169	
	4	0,095	0,095	0,060	0,083	0,070	0,074		-0,004	4-5	0,122	0,057	0,155	-0,149	
	5	0,095	0,095	0,060	0,060	0,060	0,060		0,000	5-6	0,122	0,062	0,152	-0,152	
	6	0,095	0,095	0,060	0,060	0,060	0,060		0,000	6-7	0,122	0,062	0,152	-0,152	
	7	0,095	0,095	0,060	0,060	0,060	0,060		0,000	7-8	0,122	-0,374	-0,120	-0,424	
	8	2,334 T 2,083 T	0,095	3,068 2,712	0,060	0,218 1,962	1,048 0,931	0,633 0,558	0,537 0,473		8-9	2,641	1,094	3,560	-3,041
	9	console	M: 2,334 T: 2,083	0,069	2,236 2,029	0,069	1,277 1,132	-0,654 -0,575	-0,554 -0,488						
2	10	0,238		0,151		0,070		0,034	0,037	10-11	0,305	0,183	0,349	-0,413	
	11	0,238	0,238	0,151	0,184	0,162	0,173	-0,005	-0,005	11-12	0,305	0,148	0,384	-0,377	
	12	0,238	0,238	0,151	0,151	0,151	0,151	0,000	0,000	12-13	0,305	0,154	0,381	-0,381	
	13	0,238	0,238	0,151	0,151	0,151	0,151	0,000	0,000	13-14	0,305	0,154	0,381	-0,381	
	14	0,238	0,238	0,151	0,151	0,151	0,151	0,000	0,000	14-15	0,305	0,043	0,311	-0,450	
	15	1,189	0,238	0,842	0,151	0,631	0,373	0,121	0,137	15-16	1,522	1,003	1,973	-1,832	
	16	console	1,189	0,005	0,753	0,005	0,406	-0,183	-0,217						
1	17	0,238		0,151		0,069		0,037	0,032	17-18	0,305	0,183	0,349	-0,414	
	18	0,238	0,238	0,151	0,185	0,163	0,174	-0,006	-0,005	18-19	0,305	0,148	0,385	-0,377	
	19	0,238	0,238	0,151	0,151	0,151	0,151	0,000	0,000	19-20	0,305	0,154	0,381	-0,381	
	20	0,238	0,238	0,151	0,151	0,151	0,151	0,000	0,000	20-21	0,305	0,154	0,381	-0,381	
	21	0,238	0,238	0,151	0,151	0,151	0,151	0,000	0,005	21-22	0,305	0,029	0,303	-0,459	
	22	1,189	0,238	0,883	0,151	0,652	0,401	0,153	0,097	22-23	1,522	1,006	1,988	-1,817	
	23	console	1,189	0,005	0,753	0,005	0,379	-0,179	-0,145						
0	24	0,380		0,241		0,157		0,033	0,124	24-25	0,486	0,288	0,582	-0,634	
	25	0,380	0,380	0,241	0,241	0,241	0,241	0,000	0,000	25-26	0,486	0,246	0,608	-0,608	
	26	0,380	0,380	0,241	0,241	0,241	0,241	0,000	0,000	26-27	0,486	0,246	0,608	-0,608	
	27	0,380	0,380	0,241	0,241	0,241	0,241	0,000	0,000	27-28	0,486	0,246	0,608	-0,608	
	28	0,380	0,380	0,241	0,241	0,241	0,241	0,000	0,000	28-29	0,486	0,246	0,608	-0,608	
	29	0,380	0,380	0,241	0,241	0,241	0,241	0,000	0,000	29-30	0,486	0,288	0,534	-0,582	
	30		0,380		0,241		0,157	-0,033	-0,124						

BLOC B - Portique Longitudinal G - Efforts Normaux dans les poteaux

Chargement		Sous G				Sous P			
niveau	Poteau	$T_{i,w}(t)$	$T_{i,e}(t)$	N du Pot sup (t)	N (t)	$T_{i,w}(t)$	$T_{i,e}(t)$	N du Pot sup (t)	N (t)
4	1-8	/	2,165	/	2,165	/	0,277	/	0,277
	2-9	-2,244	0,507	/	2,751	-0,238	0,032	/	0,270
3	3-10	/	1,081	/	1,081	/	0,135	/	0,135
	4-11	-1,357	1,243	/	2,600	-0,163	0,155	/	0,324
	5-12	-1,195	1,219	/	2,474	-0,149	0,152	/	0,301
	6-13	-1,219	1,219	/	2,438	-0,152	0,152	/	0,304
	7-14	-1,219	0,924	/	2,143	-0,152	-0,120	/	0,032
	8-15	-1,514	5,532	2,165	9,211	-0,424	3,560	0,277	4,261
	9-16	-5,080	1,789	2,751	9,620	-3,041	0,276	0,270	3,587
	10-17	/	0,922	1,081	2,003	/	0,349	0,135	0,484
2	11-18	-1,091	1,016	2,600	4,707	-0,413	0,384	0,324	1,121
	12-19	-0,997	1,006	2,474	4,417	-0,377	0,381	0,301	1,059
	13-20	-1,006	1,006	2,438	4,450	-0,381	0,381	0,304	1,066
	14-21	-1,006	0,862	2,143	4,011	-0,381	0,311	0,032	0,724
	15-22	-1,150	4,181	9,211	14,542	-0,450	1,973	4,261	6,684
	16-23	-4,082	2,115	9,620	15,817	-1,832	0,015	3,587	5,434
	17-24	/	2,401	2,003	4,404	/	0,348	0,484	0,832
1	18-25	-2,853	2,654	4,707	10,214	-0,414	0,385	1,121	1,920
	19-26	-2,600	2,627	4,417	9,644	-0,377	0,381	1,059	1,817
	20-27	-2,627	2,627	4,450	9,704	-0,381	0,381	1,066	1,818
	21-28	-2,627	2,533	4,011	9,171	-0,381	0,303	0,724	1,413
	22-29	-2,721	4,268	14,542	21,531	-0,459	1,988	6,684	9,131
	23-30	-3,994	2,115	15,817	21,926	-1,817	0,015	5,434	7,266
	24-31	/	0,934	4,404	5,338	/	0,582	0,832	1,414
0	25-32	-1,018	0,976	10,214	12,208	-0,634	0,608	1,920	3,162
	26-33	-0,976	0,976	9,644	11,596	-0,608	0,608	1,817	3,033
	27-34	-0,976	0,976	9,704	11,656	-0,608	0,608	1,818	3,044
	28-35	-0,976	0,976	9,171	11,123	-0,608	0,608	1,413	2,629
	29-36	-0,976	1,018	21,531	23,525	-0,608	0,634	9,131	10,373
	30-37	-0,934	/	21,926	22,860	-0,582	/	7,266	7,848

CHAP 4

ETUDE AU

S'EISME

Etude au Seisme.

• Generalités :

Le seisme est un mouvement du sol provoqué par la libération soudaine de l'énergie accumulée dans le sol. Cette énergie de déformation va engendrer une nouvelle distribution des efforts dans le sol provoquant des failles dans ce dernier. A une nouvelle secousse sismique il présentera une résistance beaucoup moindre du fait de sa déformation.

des secousses sismiques se propagent sous forme d'ondes. Elles sont de différents types et se propagent dans les 3 directions de l'espace. La rupture du sol se fait par cisaillement.

La réponse d'une structure quelconque à des secousses sismiques peut être déterminée, pour ce faire, il convient de disposer de 3 accélogrammes pour connaître les mouvements du sol dans les 3 directions. Ces accélogrammes nous donneront le déplacement la vitesse et l'accélération du sol.

Il est à noter que les secousses sismiques peuvent faire naître dans les constructions des accélérations qui peuvent atteindre la valeur de l'accélération \bar{g} .

Enfin, il convient de noter que pour une bonne tenue d'un quelconque ouvrage envers les effets du seisme il faudrait que ce dernier obéisse à certains principes généraux de conception. Principes énoncés dans le règlement parasismique Algérien RPA 81 au chapitre 2

• RPA 81

• Principes fondamentaux de Calcul. (Chap 3.2).

On peut, afin de faire le calcul requis pour l'étude des ouvrages résistants aux séismes, faire appel à la méthode statique ou à la méthode dynamique direct si les conditions d'application de la méthode statique ne sont pas vérifiées.

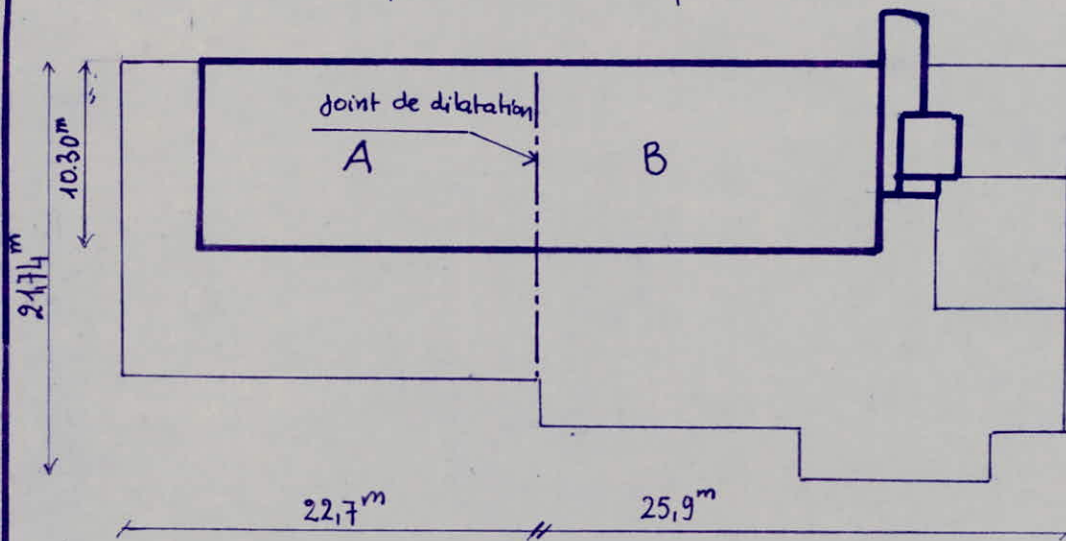
La méthode statique ne peut être utilisée que pour les bâtiments satisfaisants aux conditions ci-après :

- Le bâtiment ou le bloc étudié a une hauteur au plus égale à 45m en zone II.
- La forme en plan du bâtiment est simple, symétrique, proche d'un rectangle avec des parties en saillie ou en retrait ne dépassant pas 25% des dimensions globales.
- Les décrochements en élévation ne dépassent pas 25% entre deux niveaux adjacents.
- La distance entre le centre de torsion et le centre de masse ne dépasse à aucun niveau 20% de la largeur effective du bâtiment, mesurée perpendiculairement à l'action sismique considérée.
- le rapport masse sur rigidité de 2 niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction.
- le bâtiment étudié présente un degré d'amortissement voisin à tous les niveaux.

- g) La structure ne présente pas plusieurs degrés de liberté dans un même plan horizontal pour chacune des directions étudiées
 h) La rigidité de 2 niveaux successifs ne doit pas dépasser une variation de 25% dans chaque direction

• Commentaires:

L'hôtel dont l'étude nous a été confiée se compose de 2 grands blocs. Un bloc (qui est lui-même constitué de 2 parties A et B) qui a une hauteur de $10,65\text{m}$ (partie A) et une hauteur de $13,71\text{m}$ (partie B) et un autre bloc qui ne s'élève qu'à une hauteur de 3m .



Les dimensions des 2 blocs présentés sur le schéma ci-dessus nous permettent de constater que le bloc qui a une hauteur de 3m a une largeur très voisine de la largeur du grand bloc (A et B).

Par ailleurs notre hôtel présente des décrochements en plan et en élévation assez importants.

D'autre part le plancher haut du RDC a une hauteur de 3m alors que le plancher haut du RDC à l'intérieur des blocs A et B est à $4,59\text{m}$. Différence de hauteur de planchers appréciable.

On constatera enfin que le décrochement horizontal (plancher de hauteur 3m) a son centre de gravité bien décalé par rapport aux centres de gravité des autres planchers de blocs A et B.

En conclusion, on pourra dire que notre bâtiment en plan et en élévation, présente une forme assez compliquée qui n'est pas en accord avec les règles d'une conception saine de tout ouvrage. Comme il est préconisé dans l'article 2.3.12 du RPA 81, on a décidé de faire un joint parasismique qui séparerait le bloc qui a une hauteur de 3m de l'autre bloc.

• Méthode dynamique directe:

Ce type d'analyse est obligatoire si la structure présente une dissymétrie dans son plan ou des irrégularités en élévation qui dépassent les tolérances fixées par le RPA 81. Cette méthode représente mieux la réponse dynamique de la structure. On l'appliquera dans notre bâtiment.

• Action sismique.

La vérification de la stabilité d'une quelconque structure soumise à l'action sismique se fait en substituant aux efforts dynamiques réels des sollicitations statiques. Ainsi on modélisera l'action sismique qui n'est autre qu'une réaction d'inertie à un système de forces. On utilisera alors des schémas de calcul approchés donnés par les règlements qui permettent d'obtenir une protection parasismique en accord avec le prix de revient exorbitant, étant entendu que la protection totale n'est qu'illusoire.

Les relations forfaitaires données par le règlement sont telles qu'elle ne s'appliquent pas à toutes les formes des structures. On a alors recours à un calcul dynamique direct.

L'étude du comportement dynamique d'un système quelconque suppose le choix d'un modèle mathématique dont les propriétés reflètent d'aussi près que possible celles du système réel, mais procédant nécessairement d'une certaine modélisation. La configuration d'un système en état d'oscillation peut être connue en modélisant les différents éléments résistants de ce système (de la structure) de façon à travailler sur un modèle d'oscillateur. Dans la plupart des cas ce modèle est multiple.

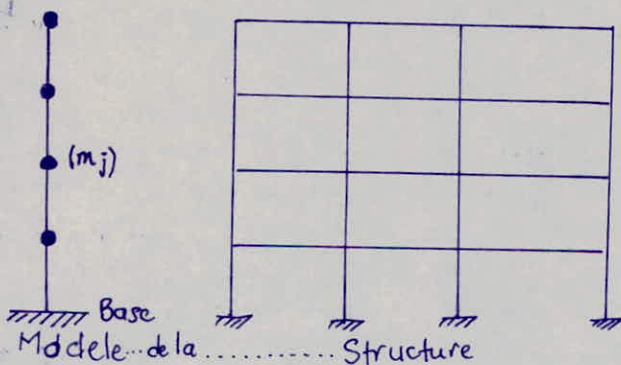
L'étude du comportement dynamique d'un oscillateur peut être faite à l'aide d'une méthode manuelle. Cette méthode consiste en le découplage du système d'équations différentielles du système en oscillation en le exprimant sur la base de vecteurs propres. Cette méthode de calcul porte le nom d'analyse modale.

Le comportement dynamique des planchers d'un bâtiment vis à vis des effets des composantes horizontales d'une excitation d'origine sismique est celui de masses concentrées au niveau de chaque plancher. Les éléments verticaux peuvent être assimilés à des ressorts :

• Oscillateur Multiple.

Définition: Un oscillateur multiple est composé de plusieurs masses liées entre elles et à une base fixe par des amortisseurs et des ressorts. Toute structure à comportement élastique linéaire peut être classée dans cette catégorie.

Il y a lieu de signaler que le découplage des masses n'est pas arbitraire sinon les déformations réelles de la structure ne seraient pas fidèlement schématisées.



NB: le niveau de base de notre structure est pris au niveau du RDC car l'infrastructure est considérée comme étant une cage rigide. L'infrastructure se trouve au dessous du niveau du sol. le niveau de base est le niveau à partir duquel commencent les vibrations.

• Matrice de Rigidité - forces de Rappel:

Si notre système a p noeuds. chaque noeud a au maximum six (6) degrés de liberté. Dans le cas général on aura donc n degrés de liberté pour tout notre système $n = 6p$.

Si f_j est la force extérieure appliquée à la structure dans le sens du degré de liberté j , il en résulte un déplacement u_j selon ce degré de liberté.

Le comportement de la structure étant donc supposé élastique il en résulte donc que les déplacements u_j sont proportionnels aux forces f_j intervenant séparément. Les actions des différentes forces sont superposables. Il existe donc des relations linéaires entre les forces extérieures et les déplacements.

$$f_j = \sum_{i=1}^n k_{ij} u_i \quad ; \quad k_{ij} \text{ sont les éléments de rigidité.}$$

Donc le vecteur forces peut se mettre sous la forme: $\{F\} = [K] \{U\}$

Remarque: Signification physique de k_{ij} .

$$f_j = \sum_{i=1}^n k_{ij} u_i$$

On obtient k_{ij} en évaluant les forces qu'il faut appliquer aux noeuds de la structure pour que tous les déplacements soient nuls sauf un.

$$\text{si } u_j = 1 \text{ on a } f_i = k_{ij} \times 1.$$

k_{ij} = force à exercer sur le noeud i pour l'immobiliser quand le noeud j prend un déplacement unitaire.

$$\text{NB: } \{F\} = [K] \cdot \{U\} \Rightarrow \{U\} = [K]^{-1} \cdot \{F\} \quad \cdot \quad \{U\} = [S] \cdot \{F\}$$

$[S]$ est la matrice de souplesse du système obtenue par inversion de la matrice de rigidité $[K]$ de dimensions $(n \times n)$.

$[K]$: Matrice de rigidité

$[S]$: Matrice de souplesse.

• Si le vecteur forces agissant sur la structure est $\{F\}$, les forces de rappel développées par la structure sont un vecteur $\{F'\}$

$$\{F'\} = -[K] \{U\}$$

• Matrice des Masses, forces d'Inertie.

Les masses de la structure sont supposées concentrées aux noeuds ou sur les axes de déplacements

Si l'on considère m_j la masse relative au degré de liberté j et \ddot{u}_j l'accélération à ce degré de liberté j , cette accélération impose, puisque les masses sont concentrées, une force d'inertie qu'à elle-même. Cette force d'inertie est égale à $f_j = -m_j \ddot{u}_j$.

On pourra définir alors un vecteur colonne de forces d'inertie.

$$f_1 = m_1 \ddot{u}_1$$

$$f_2 = m_2 \ddot{u}_2$$

$$\vdots$$

$$f_j = m_j \ddot{u}_j$$

$$\vdots$$

$$f_n = m_n \ddot{u}_n$$

$$\{-m_j \ddot{u}_j\} = -[M] \cdot \{\ddot{u}\}$$

des masses sont supposées concentrées aux noeuds, de ce fait les matrices sont diagonales. Si on n'avait pas fait cette supposition on obtiendrait des matrices symétriques mais pas diagonales.

• Matrice d'amortissement.

Pour un oscillateur simple, la force d'amortissement est proportionnelle à la vitesse relative \dot{u} .

$$f = -c \cdot \dot{u}$$

Pour un oscillateur multiple, le vecteur force est proportionnel au vecteur vitesses relatives.

$$\{F\} = -[C] \cdot \{\dot{u}\}$$

[C] Matrice d'amortissement de dimensions $(n \times n)$.

• Comportement dynamique de l'oscillateur Multiple - formulation de l'équation du mouvement.

L'équation différentielle du mouvement s'écrit sous la forme classique suivante:

$$\{F\} = [M] \{\ddot{u}\} + [C] \cdot \{\dot{u}\} + [K] \cdot \{u\}$$

C'est une équation matricielle de n équations différentielles (système couplés): chaque ligne comporte plusieurs ou tous les degrés de liberté du système.

La résolution directe de ce système est très difficile on a alors recours à une logistique informatique suffisante, mais il existe plusieurs procédés de résolution approchée - qui présentent l'intérêt d'être manuelles.

On citera entre autres l'une des méthodes les plus pratiques qui est l'analyse modale.

• Analyse modale:

Dans cette méthode on associe au problème réel qui s'écrit $[M] \{\ddot{u}\} + [C] \cdot \{\dot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = \{F\}$ le problème suivant où les oscillations sont libres donc pas d'excitation et où le système n'est pas amorti. Donc $[M] \{\ddot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = 0$.

La solution de ce système est de la forme $\{u\} = \{\phi\} \cdot (\sin(\omega t + \theta))$
 Derivons $\{u\}$ 2 fois et en injectant la valeur dans l'équation on a:

$$-\omega^2 [M] \{\phi\} + [K] \cdot \{\phi\} = 0 \quad \text{et pour } \sin(\omega t + \theta) = 1 \text{ on a: } \{\phi\} \cdot ([K] - \omega^2 [M]) = 0$$

Relation qui doit être valable $\forall \{\phi\}$. Donc:

$$\det([K] - \omega^2 [M]) = 0$$

• Équation caractéristique du système

Ses solutions sont les ω_i sont les valeurs propres du système, qui re-injectées dans l'équation initiale nous donneront les n vecteurs propres du système $\{\phi_1\}, \dots, \{\phi_n\}$.

NB. Nous n'exposerons pas cette méthode, on se contentera simplement de souligner l'intérêt de cette méthode qui d'un système d'équation différentielles couplées (système d'équations initial) on arrive à un système d'équations

decouplées. La résolution de ce système d'équations decouplées ne présente pas autant de difficultés que le système général.

• Résolution de l'équation caractéristique par la méthode de Rayleigh

• Résolution de l'équation caractéristique $\det([K] - \omega^2[M]) = 0$ c'est en g^{le} une équation de degré n en ω^2 .

En pratique on ne résout pas directement cette équation, on fait alors appel à des méthodes itératives. Parmi elles on a la méthode de Rayleigh.

Cette méthode permet un calcul approché de la période du 1^{er} mode de vibrations de l'oscillateur multiple.

Le vecteur modale ϕ_i correspondant à la pulsation ω_i est défini par la relation $(K - M\omega_i^2)\phi_i = 0$

Si on multiplie à gauche par le vecteur ϕ_i^t transposé de ϕ_i et en développant ensuite on a:

$$\phi_i^t (K - M\omega_i^2) \phi_i = 0 \quad \text{soit} \quad \omega_i^2 = \frac{\phi_i^t K \phi_i}{\phi_i^t M \phi_i}$$

Si maintenant ϕ_i est le vecteur de déformation correspondant au 1^{er} mode, la pulsation de ce mode est donnée par:

$$\omega^2 = \frac{\phi^t K \phi}{\phi^t M \phi}$$

• Le vecteur de déformation $\phi = \begin{pmatrix} \phi_1 \\ \vdots \\ \phi_k \\ \vdots \\ \phi_n \end{pmatrix}$ correspond à des forces statiques équivalentes $f = \begin{pmatrix} f_1 \\ \vdots \\ f_k \\ \vdots \\ f_n \end{pmatrix}$

$$\text{D'où } \omega^2 = \frac{\phi^t f}{\phi^t M \phi} = \frac{\sum_{k=1}^n f_k \phi_k}{\sum_{k=1}^n m_k \phi_k^2}$$

• Pour les structures courantes, la déformée du 1^{er} mode a une allure comparable à celle que l'on obtiendrait en imposant à toutes les masses la même accélération horizontale \vec{g} . On applique alors à la masse m_k une force horizontale $f_k = m_k \cdot g$.

On évalue les déplacements ϕ_1, \dots, ϕ_n correspondant à ces forces qui constituent une approximation de la déformée modale, puis la pulsation est donnée par la formule

$$\omega^2 = g \cdot \frac{\sum_{k=1}^n f_k \phi_k}{\sum_{k=1}^n f_k \phi_k^2} \quad \text{d'où } T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n f_k \phi_k^2}{g \cdot \sum_{k=1}^n f_k \phi_k}}$$

• Détermination du poids de la structure : W

Dans le calcul de W on tiendra compte du poids total de la structure ainsi que de 50% des surcharges d'exploitation.

BLOCA :

- Plancher terrasse : Niveau 10^m65. Planchers étage : Niveau 7^m65, 4^m59.
 Surface totale du plancher : $(3,2+3,4+3,2+0,5+0,5) \times (6 \times 3,2+0,3) = 10,9 \times 19,5 = 212,55 \text{ m}^2$
 Surface des poutres : $4 \times 0,3 \times (6 \times 3,2 - 6 \times 0,3) + 6 \times 0,3 \times (2 \times 3,2 + 3,4) - 2 \times 0,3 \times 0,5 = 36,54 \text{ m}^2$
 Surface des poteaux : $7 \times 2 \times 0,3 \times 0,3 + 7 \times 2 \times 0,3 \times 0,8 = 4,62 \text{ m}^2$
 périmètre du plancher : $2 \times [(3,2+3,4+3,2+0,5+0,5) + (6 \times 3,2+0,3)] = 60,80 \text{ m}$
- Plancher RDC : Niveau 0^m00.
 Surface totale du plancher : $(7 \times 3,2+0,3) \times (2 \times 3,2+3,4+0,5) = 22,7 \times 10,3 = 233,81 \text{ m}^2$
 Surface des poutres : $4 \times 0,3 \times (7 \times 3,2 - 7 \times 0,3) + 7 \times 0,3 \times (2 \times 3,2+3,4 - 2 \times 0,4 - 0,5) = 42,21 \text{ m}^2$
 Surface poteaux : $(8 \times 2 \times 0,4 \times 0,3) + (8 \times 2 \times 0,3 \times 0,5) = 4,32 \text{ m}^2$
- Plancher à 3^m :
 Surface totale du plancher : $(3,2 \times 2+3,4+0,5) \times (3,2+0,3) = 36,05 \text{ m}^2$
 Surface ds poutres : $2 \times 0,3 \times (2 \times 3,2+3,4 - 2 \times 0,4 - 0,5) + 4 \times 0,3 \times (3,2-0,3) = 8,58 \text{ m}^2$
 Surface des poteaux : $(4 \times 0,4 + 4 \times 0,5) \times 0,3 = 1,08 \text{ m}^2$
 périmètre du plancher : $P = 26 \text{ m}$

• Périmètre de Murs :

- étage : $2 \times [(6 \times 3,2 - 6 \times 0,3) + (2 \times 3,2+3,4 - 2 \times 0,3 - 0,5)] = 52,2 \text{ m}$
- RDC : $2 \times [(7 \times 3,2 - 7 \times 0,3) + (2 \times 3,2+3,4 - 2 \times 0,4 - 0,5)] = 57,6 \text{ m}$
- étage à 3^m : $P = 22,8 \text{ m}$

• Poids des différents niveaux :

• Niveau 10^m65

- plancher : $(212,55 - 36,54 - 4,62) \times 2500 = 97663 \text{ kg}$
- poutres : $36,54 \times 0,4 \times 2500 = 36540 \text{ kg}$
- acrotère : $(230 \times 60,80) = 13984 \text{ kg}$
- Demi poteaux : $4,62 \times 1,5 \times 2500 = 17325 \text{ kg}$
- Demi mur : $390 \times 52,2 \times (1,5 - 0,4) = 22394 \text{ kg}$
- Surcharge : $0,5 \times 100 \times 212,55 = 10627 \text{ kg}$

$$g_1 = 187906 \text{ kg}$$

$$0,5P_1 = 10627 \text{ kg}$$

$$W_1 = 198,55 \text{ t}$$

• Niveau 7^m65

- plancher : $(212,55 - 36,54 - 4,62) \times 430 = 73697 \text{ kg}$
- poutres : $(36,54 \times 0,4 \times 2500) = 36540 \text{ kg}$
- poteaux : $(3,06/2 + 1,5) \times 4,62 \times 2500 = 34996 \text{ kg}$
- murs : $(1,5 + 1,1) \times 52,2 \times 390 = 52931 \text{ kg}$
- surcharges : $0,5 \times 250 \times (212,55 - 4,62) = 25991 \text{ kg}$

$$g_2 = 198165 \text{ kg}$$

$$0,5P_2 = 25991 \text{ kg}$$

$$W_2 = 224,16 \text{ t}$$

- Niveau 4,59^m

Plancher: 73697 kg.

Poutres: 36540 kg.

Poteaux: $(1,5 \times 4,62 + 4,59/2 \times 4,32) \times 2500 = 42111$ kg.

Murs: $[(1,5 \times 52,2) + (4,59 - 0,4)/2 \times (57,6 - 8,5)] \times 398 = 43170$ kg.

Surcharges: 25991 kg.

Galerie technique:

Surface totale: $3,4 \times (6 \times 3,2) = 65,28$ m²

pois total de ladalle: $65,28 \times 0,12 \times 2500 = 19584$ kg.

Mur de soutient

Surface totale: $1,13 \times (6 \times 3,2 + 2 \times 3,4) = 47,23$ m².

pois total du mur: $47,23 \times 0,12 \times 2500 = 14170$ kg.

Surcharge: $0,5 \times 100 \times 65,28 = 3264$ kg.

$$g_3 = 229273 \text{ kg.}$$

$$0,5 P_3 = 29255 \text{ kg.}$$

$$W_3 = 258,52 \text{ t}$$

- Niveau 3,00^m

Plancher: $(36,5 - 8,58 - 1,08) \times 570 = 15042$ kg.

Poutres: $8,58 \times 0,4 \times 2500 = 8580$ kg.

Acrotère: $250 \times 26 = 6500$ kg.

Demi mur: $14,3 \times (1,5 - 0,4) \times 390 = 6135$ kg.

poteaux: $1,5 \times 2500 \times 0,54 = 2025$ kg.

Surcharges: $0,5 \times 100 \times 36,05 = 1802,5$ kg.

$$g_4 = 38282 \text{ kg.}$$

$$0,5 P_4 = 1803 \text{ kg.}$$

$$W_4 = 40,08 \text{ t}$$

- Niveau RDC.

Plancher: 76785 kg.

Poutres: 42210 kg.

Poteaux: 23713 kg.

Murs: 39513 kg.

Surcharges: 45898 kg.

$g_5 = 182221$ kg.

$0,5 P_5 = 45898$ kg.

$W_5 = 228,1$ t.

BLOC B.

- Niveau 13^m,71

Surface totale du plancher: $(3,4 + 3,2 + 2,65 + 0,2 + 0,15) \times (3,2 + 0,3) = 33,6$ m²

Surface poutres: $0,3 \times [2 \times (2,8 + 2,95) + 2 \times (2,65 - 0,15 - 0,25) + 4 \times 2,9] = 8,28$ m².

Surface poteaux: $0,3 \times [4 \times 0,4 + 2 \times 0,5 + 2 \times 0,3] = 0,96$ m².

Acrotère (perimetre): $3,2 \times 4 + 2 \times 3,4 + 2 \times 2,65 = 24,9$ m.

- Niveau 11,05^m - 10^m,65

Surface du niveau 10,65^m (plancher) = 177,7 m²

Surface du niveau 11,05^m = 29,6 m²

Surface surchargeable par l'eau: 6,9 m²

Surface poutre: $0,3 \times [(24 \times 2,9) + (13,2,75) + (5 \times 3,1) + (2 \times 3) + 1,95 + 2,25] = 39,3$ m²

Surface poteaux: $0,3 \times [12 \times 0,80 + 10 \times 0,30 + 4 \times 0,4 + 0,5 + 2 \times 0,3] = 4,59$ m².

Acrotère (perimetre): 45 m.

- Niveau 7^m,65

Surface totale: 210,74 m²

Surface des poutres: 39,3 m²

Poteaux 4,59 m².

- Niveau 4^m,59.

Surface totale du plancher: 210,74 m²

Surface des poutres: 39,3 m²

Surface des poteaux:

poteaux supérieurs: 4,59 m²

poteaux inférieurs: 3,66 m²

- Niveau 0^m,00.

Surface totale du plancher: $(5 \times 3,2 + 0,3)(2 \times 3,2 + 3,4 + 2 \times 0,25) + 31,12 = 199 \text{ m}^2$.

poutres: $0,3[24 \times 2,9 + 13 \times 2,8 + 7 \times 3 + 2 \times 2,25] = 39,45 \text{ m}^2$

poteaux: 3,66 m²

- Perimetre des Murs

Niveau 13^m,71 $\rightarrow P = 24,9 \text{ m}$.

Niveau: (0^m,65 - 11^m,05) $\rightarrow 56,6 \text{ m}$

Niveau: 7^m,65 $\rightarrow P = 56,6 \text{ m}$

Niveau: 4^m,59 $\rightarrow P = 56,6 \text{ m}$.

Niveau: 0^m,00 $\rightarrow P = 56,6 \text{ m}$.

Poids des différents niveaux:

- Niveau 13^m,71

plancher: $570 \times 24,36 = 13885 \text{ kg}$.

poutres: $8,28 \times 0,4 \times 2500 = 8280 \text{ kg}$.

poteaux: $\frac{2,66}{2} \times 0,96 \times 2500 = 3192 \text{ kg}$.

acrotère: $230 \times 24,9 = 5727 \text{ kg}$.

Mur: $24,9 \left(\frac{2,66}{2} - 0,4 \right) = 9031 \text{ kg}$.

Surcharges: $0,5 \times 31,11 \times 100 = 1560 \text{ kg}$.

$$g_1 = 40080 \text{ kg}$$

$$0,5 p_1 = 1560 \text{ kg}$$

$$w_1 = 41,640 \text{ t}$$

- Niveau (11^m,05 ; 10^m,65)

plancher: $570 \times 140 + 540 \times 22,62 = 92015 \text{ kg}$.

poutre: $(39,3 + 1,725) \times 0,4 \times 2500 = 41025 \text{ kg}$.

poteau: $4,59 \times (3 + 2,66) / 2 \times 2500 = 32474 \text{ kg}$.

Acrotère: $230 \times 45 = 10350 \text{ kg}$.

Mur: $56,6 \times 390 \times 3/2 = 33100 \text{ kg}$

Surcharges: $1735 \times 100 + 22,7 \times 250 = 23025 \text{ kg}$.

NB: l'eau est considérée comme charge permanente: $6,922 \times 2,51 \times 1000 = 17375 \text{ kg}$.

$$g_2 = 203836 \text{ kg}$$

$$0,5 p_2 = 11500 \text{ kg}$$

$$w_2 = 215,33 \text{ t}$$

- Niveau 7^m,65.

plancher: $230 \times 166,85 = 71748 \text{ kg}$.

poutres: $39,3 \times 0,4 \times 2500 = 39300 \text{ kg}$.

poteaux: $4,59 \times \frac{3 + 3,06}{2} \times 2500 = 34770 \text{ kg}$.

Mur: $56,6 \times 390 = 22098 \text{ kg}$.

Surcharge: $250 \times 190,4 = 47600 \text{ kg}$.

$$g_3 = 203\,870 \text{ kg.}$$

$$0,5 P_3 = 23\,800 \text{ kg.}$$

$$W_3 = 227,67 \text{ t.}$$

• Niveau 4^m.59.

Plancher: $430 \times 167,78 = 72\,140 \text{ kg.}$

poutre: $39,3 \times 0,4 \times 2500 = 39\,300 \text{ kg.}$

poles: $4,59 \times \frac{3,06}{2} \times 2500 + 3,66 \times \frac{4,59}{2} \times 2500 = 38\,557 \text{ kg.}$

Mur: $56,6 \times 390 \times \frac{(3,06 + 4,59) - 0,4}{2} = 84\,433 \text{ kg.}$

Surcharge: $190,4 \times \frac{2}{250} = 47800 \text{ kg.}$

Gratier technique:

Surface totale de la dalle: $5 \times 3,2 \times 3,4 = 54,4 \text{ m}^2$

Ards de la dalle: $(54,4 + 39,76) \times 2500 \times 0,12 = 28\,253 \text{ kg.}$

+ Mur de soutient

Mur de soutient (Surface) = $11 \times 3,2 \times 1,13 = 39,76 \text{ m}^2$.

Surcharge: $54,4 \times 100 = 5440 \text{ kg.}$

$$g_4 = 258\,310 \text{ kg.}$$

$$0,5 P_4 = 26\,580 \text{ kg.}$$

$$W_4 = 279,83 \text{ t.}$$

• Niveau 0^m.00.

plancher: $410 \times 155,9 = 63\,919 \text{ kg.}$

poutres: $39,46 \times 0,4 \times 2500 = 39\,450 \text{ kg.}$

poles: $3,66 \times (4,59 + 1,50) \times 0,5 \times 2500 = 27\,862 \text{ kg.}$

Mur: $56,6 \times (4,59 - 0,4) / 2 \times 390 = 46\,245 \text{ kg.}$

Surcharge: $400 \times 181 = 72\,400 \text{ kg.}$

$$g_5 = 177\,490 \text{ kg.}$$

$$0,5 P_5 = 36\,200 \text{ kg.}$$

$$W_5 = 213,69 \text{ t.}$$

Nous presentons sous forme de tableau le resume' general pour les 2 blocs A et B.

Niveau	W _i (tonnes)		Niveau
	BLOC A	BLOC B	
10 ^m .65	198,55	41,64	13 ^m .71
7 ^m .65	224,16	215,33	11 ^m .05 ; 10 ^m .65
4 ^m .59	258,52	227,67	7 ^m .65
3 ^m .00	40,08	279,83	4 ^m .59
0 ^m .00	228,10	213,69	0 ^m .00
W total (t).	949,4	978,2	W total (t)

• Pratique du calcul dynamique.

• Modélisation de la structure:

Notre bâtiment se modélise comme étant une console à plusieurs masses ponctuelles. Ces masses représentent chaque plancher de notre bâtiment qui sera soumis à l'excitation sismique. Des masses sont reliées entre elles par les ressorts qui représentent les éléments verticaux de notre structure.

Calcul de la période d'oscillation du BLOC A et du BLOC B.

• BLOC A

• Calcul des différentes rigidités du bloc A (rigidité des éléments verticaux)

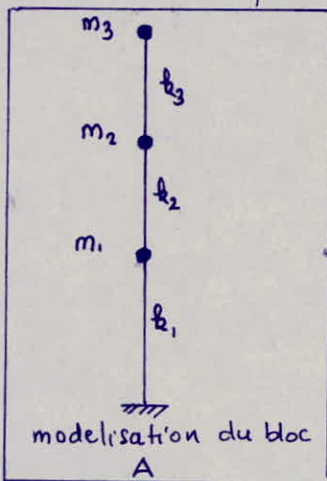
Rigidité d'un poteau: $K_p = \frac{12 E I}{l^3}$

$E = 3,5 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$.

I = Inertie du poteau dans le sens considéré.

l = hauteur du poteau.

La rigidité d'un niveau est la somme des rigidités de tous les poteaux du niveau considéré.



RIGIDITES HORIZONTALES							
Niveau	Poteau	Sens transversal			Sens Longitudinal		
		$I_i \times 10^{-4}$ cm ⁴	$K_i \times 10^{-4}$ kg/cm	$\sum K_i \cdot 10^4$ kg/cm	$I_i \times 10^{-4}$ cm ⁴	$K_i \cdot 10^{-4}$ kg/cm	$\sum K_i \cdot 10^4$ kg/cm
4 ^m 59	30x50	31,25	1,357	28,728 K_1	11,25	0,489	12,320 K_1
	30x40	16,00	0,695		9,00	0,391	
7 ^m 65	30x50	31,25	4,581	77,980 K_2	11,25	1,649	36,932 K_2
	30x30	6,75	0,589		6,75	0,989	
10 ^m 65	30x50	31,25	4,861	82,754 K_3	11,25	1,750	39,200 K_3
	30x30	6,75	1,05		6,75	1,050	

$$m_1 = 25,852 \cdot 10^4 \text{ kg.}$$

$$m_2 = 22,415 \cdot 10^4 \text{ kg.}$$

$$m_3 = 19,855 \cdot 10^4 \text{ kg.}$$

D'où la matrice des masse est: $[M] = 10^4 \times$

$[M]$ en kg.

$$\begin{pmatrix} 25,852 & 0 & 0 \\ 0 & 22,415 & 0 \\ 0 & 0 & 19,855 \end{pmatrix}$$

• La matrice des rigidités est donnée pour les 2 sens x et y.

Sens x: Sens Longitudinal

Sens y: Sens transversal.

$$[K_y] = \begin{pmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 & 0 \\ -K_2 & K_2 + K_3 & -K_3 \\ 0 & -K_3 & K_3 \end{pmatrix} \quad [K] \text{ en kg/cm}$$

$$= 10^4 \begin{pmatrix} 106,708 & -77,980 & 0 \\ -77,980 & 106,734 & -82,754 \\ 0 & -82,754 & 82,754 \end{pmatrix}$$

$$[K_x] = \begin{pmatrix} 49,252 & -36,932 & 0 \\ -36,932 & 76,132 & -39,200 \\ 0 & -39,200 & 39,200 \end{pmatrix} \times 10^4$$

Dans le système [MKSA] on a: $[K] = \left[10^3 \cdot \frac{N}{m} \right] = \left[\frac{kg}{cm} \right]$

- Calculons les déplacements des différents planchers du BLOC A dans les 2 sens.

$$\{U\} = [S] \cdot \{F_a\} \quad \{F_a\} = \text{Vecteur force statique} \cdot \{F_a\} \cdot \{M \cdot g\}$$

$$[S] = [K]^{-1} = \left[10^{-3} \frac{m}{N} \right] = \left[\frac{cm}{kg} \right] \quad \{F_a\} = [N]$$

$$[S_x] = 10^{-10} \times \begin{pmatrix} 3,5 & 3,5 & 3,5 \\ 3,5 & 4,8 & 4,8 \\ 3,5 & 4,8 & 6 \end{pmatrix} \quad [S_x] = 10^{-10} \times \begin{pmatrix} 8,1 & 8,1 & 8,1 \\ 8,1 & 10,8 & 10,8 \\ 8,1 & 10,8 & 13,6 \end{pmatrix}$$

- Calculons la période d'oscillation dans le sens Transversal:

$$\{U_y\} = [S_y] \times \{F_a\}$$

$$\{U_y\} = 10^{-10} \times 10^5 \begin{pmatrix} 3,5 & 3,5 & 3,5 \\ 3,5 & 4,8 & 4,8 \\ 3,5 & 4,8 & 6 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 25,852 \\ 22,415 \\ 19,855 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 2,38 \\ 2,93 \\ 3,17 \end{pmatrix} \cdot 10^{-3} [m]$$

Calculons la pulsation ω

$$\omega^2 = g \cdot \frac{\sum M_i g u_i}{\sum M_i g u_i^2}$$

$$\omega_1^2 = \frac{10 \times 10^4 \times 10 \times 10^{-3} \times (2,38 \times 25,852 + 2,93 \times 22,415 + 3,17 \times 19,855)}{10^4 \times 10 \times (25,852 \times 2,38^2 + 22,415 \times 2,93^2 + 19,855 \times 3,17^2)} = 353 \text{ s}^{-2}$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2 \times 3,14}{\sqrt{353}} = 0,334 \text{ s} \quad \rightarrow T_1 = 0,334 \text{ s}$$

- Calcul de $\{F_1\} = \omega_1^2 \times [M] \cdot \{u_1\}$.

$$\{F_1\} = 353 \times 10^4 \times 10^{-3} \times \begin{pmatrix} 25,852 & 0 & 0 \\ 0 & 22,415 & 0 \\ 0 & 0 & 19,855 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 2,38 \\ 2,93 \\ 3,17 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 21,746 \\ 23,215 \\ 22,232 \end{pmatrix} \times 10^5$$

- 2^e iteration:

- Calcul de $\{u_2\} = [S] \times \{F_1\}$.

$$\{u_2\} = 10^{-10} \times 10^5 \times \begin{pmatrix} 3,5 & 3,5 & 3,5 \\ 3,5 & 4,8 & 4,8 \\ 3,5 & 4,8 & 6 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 21,746 \\ 23,215 \\ 22,232 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 2,352 \\ 2,943 \\ 3,209 \end{pmatrix} \times 10^{-3} [m]$$

$$\omega_2^2 = \frac{10 \times 10^4 \times 10 \times 10^{-3} (2,352 \times 25,852 + 2,943 \times 22,415 + 3,209 \times 19,855)}{10^4 \times 10 \times (25,852 \times 2,352^2 + 22,415 \times 2,943^2 + 19,855 \times 3,209^2)} = 351,7 \text{ s}^{-2}$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = \frac{2 \times 3,14}{\sqrt{351,7}} = 0,335 \text{ s} \quad \rightarrow T_2 = 0,335 \text{ s}$$

- 3^e iteration:

La 3^e iteration a donné $T_3 = 0,334 \text{ s}$.

$$T = 0,334 \text{ s}$$

Calculons la période d'oscillation dans le sens Longitudinal.

$$\bullet \{u_x\} = [S_x] \times \{F_a\}$$

$$\{u_1\} = 10^{-10} \times 10^5 \times \begin{pmatrix} 8,1 & 8,1 & 8,1 \\ 8,1 & 10,8 & 10,8 \\ 8,1 & 10,8 & 13,6 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 25,852 \\ 22,415 \\ 19,855 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 5,52 \\ 6,66 \\ 7,17 \end{pmatrix} \cdot 10^{-3} \text{ [m]}.$$

$$\omega_1^2 = \frac{10 \times 10^4 \times 10 \times 10^{-3} \times (5,52 \times 25,852 + 6,66 \times 22,415 + 7,17 \times 19,855)}{10^4 \times 10^1 \times (5,52^2 \times 25,852 + 6,66^2 \times 22,415 + 7,17^2 \times 19,855)} = 155.$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2 \times 3,14}{\sqrt{155}} \quad \rightarrow \quad T_1 = 0,505 \text{ s.}$$

Calcul de $\{f_1\} = \omega_1^2 \times [M] \times \{u_1\}$.

$$\bullet \{f_1\} = 155 \times 10^4 \times 10^{-3} \times \begin{pmatrix} 25,852 & 0 & 0 \\ 0 & 22,415 & 0 \\ 0 & 0 & 19,855 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 5,52 \\ 6,66 \\ 7,17 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 22,111 \\ 23,135 \\ 22,081 \end{pmatrix} \cdot 10^5$$

• 2^e iteration:

Calcul de $\{u_2\} = [S] \times \{f_1\}$.

$$\{u_2\} = 10^{-10} \times 10^5 \times \begin{pmatrix} 8,1 & 8,1 & 8,1 \\ 8,1 & 10,8 & 10,8 \\ 8,1 & 10,8 & 13,6 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 22,111 \\ 23,135 \\ 22,081 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 5,45 \\ 6,67 \\ 7,25 \end{pmatrix} \cdot 10^{-3} \text{ [m]}$$

$$\omega_2^2 = \frac{10 \times 10^4 \times 10 \times 10^{-3} \times (5,45 \times 25,852 + 6,67 \times 22,415 + 7,25 \times 19,855)}{10^4 \times 10^1 \times (5,45^2 \times 25,852 + 6,67^2 \times 22,415 + 7,25^2 \times 19,855)} = 154,55^2$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = \frac{2 \times 3,14}{\sqrt{154,5}} \quad \rightarrow \quad T_2 = 0,502 \text{ s.}$$

• La 3^e iteration

La 3^e iteration a donné $T = 0,503 \text{ s.}$

• 4^e iteration

La 4^e iteration a donné $T = 0,502 \text{ s.}$

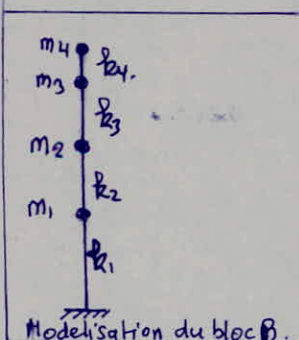
$T = 0,502 \text{ s.}$

• En resumé

Sens transversal : $T = 0,334 \text{ s}$

Sens Longitudinal : $T = 0,502 \text{ s}$

BLOC B.



les masses des différents planchers sont:

$$m_1 = 27,98 \cdot 10^4 \text{ kg.}$$

$$m_2 = 22,77 \cdot 10^4 \text{ kg.}$$

$$m_3 = 21,53 \cdot 10^4 \text{ kg.}$$

$$m_4 = 4,17 \cdot 10^4 \text{ kg.}$$

$[M]$ = Matrice des masses
 $[M]$ en kg.

$$[M] = \begin{pmatrix} 27,98 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 22,77 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 21,53 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 4,17 \end{pmatrix} \times 10^4$$

• BLOC B

RIGIDITES HORIZONTALES.								
Niveau	Poutre	Sens transversal			Sens longitudinal			
		$I_x \cdot 10^{-4}$ cm ⁴	$K_x \cdot 10^{-4}$ kg/cm	$\Sigma K_x \cdot 10^{-4}$ kg/cm	$I_y \cdot 10^{-4}$ cm ⁴	$K_y \cdot 10^{-4}$ kg/cm	$\Sigma K_y \cdot 10^{-4}$ kg/cm	
4 ^m 59	30x50	31,25	1,357	K ₁	11,25	0,489	K ₁	
	30x40	16	0,695		9	0,391		-12,417
	30x30	6,75	0,293		6,75	0,293		
7 ^m 65	30x50	31,25	4,581	K ₂	11,25	1,649	K ₂	
	30x40	16	2,345		9	1,319		38,581
	30x30	6,75	0,989		6,75	0,989		
10 ^m 65	30x50	31,25	4,861	K ₃	11,25	1,750	K ₃	
	30x40	16	2,489		9	1,400		40,950
	30x30	6,75	1,050		6,75	1,050		
13 ^m 71	30x50	31,25	4,581	K ₄	11,25	1,649	K ₄	
	30x40	16	2,345		9	1,319		10,552
	30x30	6,75	0,989		6,75	0,989		

- Matrices de rigidités du système dans les 2 sens. [K] en (kg/cm).
Sens x : Sens Longitudinal Sens y : Sens transversal.

$$[K_x] = \begin{pmatrix} 50,998 & -38,581 & 0 & 0 \\ -38,581 & 79,531 & -40,950 & 0 \\ 0 & -40,950 & 51,502 & -10,552 \\ 0 & 0 & -10,552 & 10,552 \end{pmatrix} \times 10^4 ; [K_y] = \begin{pmatrix} 108,158 & -80,801 & 0 & 0 \\ -80,801 & 165,974 & -85,173 & 0 \\ 0 & -85,173 & 105,693 & -20,520 \\ 0 & 0 & 20,520 & 20,520 \end{pmatrix}$$

où [K] s'écrit sous la forme: $[K] = \begin{pmatrix} K_1+K_2 & -K_2 & 0 & 0 \\ -K_2 & K_2+K_3 & -K_3 & 0 \\ 0 & -K_3 & K_3+K_4 & -K_4 \\ 0 & 0 & -K_4 & K_4 \end{pmatrix}$

- Dans le système [MKSA] on a: $[K] = [10^3 \frac{H}{m}] = [\frac{kg}{cm}]$
• Calculons les déplacements des différents planchers du BLOC B dans les 2 sens.

$$\{u\} = [S] \cdot \{F_a\} \quad [S] = [K]^{-1}$$

En [MKSA] on a: $[S] = [10^{-3} \frac{m}{H}] = [\frac{cm}{kg}]$

$$[S_x] = 10^{-10} \times \begin{pmatrix} 8,05 & 8,1 & 8,1 & 8,1 \\ 8,05 & 10,65 & 10,65 & 10,65 \\ 8,05 & 10,65 & 13,09 & 13,09 \\ 8,05 & 10,65 & 13,09 & 22,56 \end{pmatrix} ; [S_y] = 10^{-10} \times \begin{pmatrix} 3,7 & 3,7 & 3,7 & 3,7 \\ 3,7 & 4,9 & 4,9 & 4,9 \\ 3,7 & 4,9 & 6,1 & 6,1 \\ 3,7 & 4,9 & 6,1 & 10,9 \end{pmatrix}$$

- Calculons la période d'oscillation dans les 2 sens

$$\{u\} = [S] \times \{F_a\}$$

- Calcul de la période d'oscillation dans le sens transversal.

$$\{U_1\} = 10^{-10} \times 10^5 \times \begin{pmatrix} 3,7 & 3,7 & 3,7 & 3,7 \\ 3,7 & 4,9 & 4,9 & 4,9 \\ 3,7 & 4,9 & 6,1 & 6,1 \\ 3,7 & 4,9 & 6,1 & 10,9 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 27,98 \\ 22,77 \\ 21,53 \\ 4,17 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 2,79 \\ 3,39 \\ 3,70 \\ 3,90 \end{pmatrix} \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\omega_1^2 = \frac{10 \times 10^4 \times 10 \times 10^{-3} \times (2,79 \times 27,98 + 3,39 \times 22,77 + 3,7 \times 21,53 + 3,9 \times 4,17)}{10^4 \times 10 \times (2,79^2 \times 27,98 + 3,39^2 \times 22,77 + 3,7^2 \times 21,53 + 3,9^2 \times 4,17)} = 299,45^2$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2 \times 3,14}{\sqrt{299,4}} = 0,363 \text{ s} \quad \longrightarrow \quad T_1 = 0,363 \text{ s.}$$

Calcul de $\{F_1\} = \omega_1^2 \times [M] \times \{U_1\}$.

$$\{F_1\} = 299,4 \times 10^4 \times 10^{-3} \times \begin{pmatrix} 27,98 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 22,77 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 21,53 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 4,17 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 2,79 \\ 3,39 \\ 3,7 \\ 3,9 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 23,43 \\ 23,17 \\ 23,85 \\ 4,87 \end{pmatrix} \times 10^5$$

- 2^e iteration:

Calcul de $\{U_2\} = [S] \cdot \{F_1\}$.

$$\{U_2\} = 10^{-10} \times 10^5 \times \begin{pmatrix} 3,7 & 3,7 & 3,7 & 3,7 \\ 3,7 & 4,9 & 4,9 & 4,9 \\ 3,7 & 4,9 & 6,1 & 6,1 \\ 3,7 & 4,9 & 6,1 & 10,9 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 23,43 \\ 23,17 \\ 23,85 \\ 4,87 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 2,78 \\ 3,41 \\ 3,75 \\ 3,99 \end{pmatrix} 10^{-3}$$

$$\omega_2^2 = \frac{10 \times 10^4 \times 10 \times 10^{-3} \times (2,78 \times 27,98 + 3,41 \times 22,77 + 3,75 \times 21,53 + 3,99 \times 4,17)}{10^4 \times 10 \times (2,78^2 \times 27,98 + 3,41^2 \times 22,77 + 3,75^2 \times 21,53 + 3,99^2 \times 4,17)} = 297,05^2$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = \frac{2 \times 3,14}{\sqrt{297,05}} = 0,365 \text{ s.} \quad \longrightarrow \quad T_2 = 0,365 \text{ s.}$$

- 3^e iteration

$$T_3 = 0,364 \text{ s.}$$

$$T = 0,364 \text{ s.}$$

- Calcul de la période d'oscillation dans les sens longitudinal.

$$\{U_1\} = 10^{-10} \times 10^5 \times \begin{pmatrix} 8,05 & 8,1 & 8,1 & 8,1 \\ 8,05 & 10,65 & 10,65 & 10,65 \\ 8,05 & 10,65 & 13,09 & 13,09 \\ 8,05 & 10,65 & 13,09 & 22,56 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 27,98 \\ 22,77 \\ 21,53 \\ 4,17 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 6,15 \\ 7,41 \\ 8,04 \\ 8,43 \end{pmatrix} \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$\omega_1^2 = \frac{10 \times 10^4 \times 10 \times 10^{-3} \times (6,15 \times 27,98 + 7,41 \times 22,77 + 8,04 \times 21,53 + 8,43 \times 4,17)}{10^4 \times 10 \times (6,15^2 \times 27,98 + 7,41^2 \times 22,77 + 8,04^2 \times 21,53 + 8,43^2 \times 4,17)} = 137,14 \text{ s}^{-2}$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2\pi}{\sqrt{137,14}} = 0,536 \text{ s} \quad \longrightarrow \quad T_1 = 0,536 \text{ s.}$$

Calcul de $\{F_1\} = \omega_1^2 \times [M] \times \{U_1\}$

$$\{F_1\} = 137,14 \times 10^4 \times 10^{-3} \times \begin{pmatrix} 27,98 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 22,77 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 21,53 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 4,17 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 6,15 \\ 7,41 \\ 8,04 \\ 8,43 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 23,650 \\ 23,186 \\ 23,778 \\ 4,831 \end{pmatrix}$$

- 2^e iteration:

Calcul de $\{u_2\} = [S] \cdot \{f_1\}$.

$$\{u_2\} = 10^{-10} \times 10^5 \times \begin{pmatrix} 8,05 & 8,1 & 8,1 & 8,1 \\ 8,05 & 10,65 & 10,65 & 10,65 \\ 8,05 & 10,65 & 13,09 & 13,09 \\ 8,05 & 10,65 & 13,09 & 22,56 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 27,98 \\ 22,77 \\ 21,53 \\ 4,17 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 6,07 \\ 7,42 \\ 8,12 \\ 8,57 \end{pmatrix} \cdot 10^{-3}$$

$$\omega_2^2 = \frac{10 \times 10^4 \times 10 \times 10^{-3} \times (6,07 \times 27,98 + 7,42 \times 22,77 + 8,12 \times 21,53 + 8,57 \times 4,17)}{10^4 \times 10 \times (6,07^2 \times 27,98 + 7,42^2 \times 22,77 + 8,12^2 \times 21,53 + 8,57^2 \times 4,17)} = 136,95^{-2}$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = \frac{2 \times 3,14}{\sqrt{136,9}} = 0,537$$

- 3^e itération
 $T_3 = 537$.

$$T = 0,537 \text{ s.}$$

- En résumé

Sens transversal : $T = 0,364 \text{ s}$
Sens longitudinal : $T = 0,537 \text{ s}$

- Action sismique:

Calcul de la force sismique minimale (formule de base) - (Art 3, Chap 331 - RPA 81)
 Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure, conformément à la formule:

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

- A: coefficient d'accélération des zones
- D: facteur d'amplification dynamique Moyen
- B: facteur de comportement de la structure
- Q: facteur de Qualité.
- W: Poids total de la structure.

Détermination des coefficients A, D, B, Q, W.

- Coefficient d'accélération des zones: A.

Depend du groupe d'usage et de la zone sismique.
 Bâtiment touristique en zone II $\rightarrow A = 0.15$.

- Facteur d'amplification dynamique Moyen: D

Déterminé d'après le type de sol en fonction de la période T du bâtiment.

La période T est déterminée dans les 2 sens par le calcul dynamique pour le bloc A et pour le bloc B.

- BLOCA:

$$T(\text{transversal}) = 0.334 \text{ s}$$

$$T(\text{longitudinal}) = 0.500 \text{ s}$$

- BLOC B:

$$T(\text{transversal}) = 0.364 \text{ s}$$

$$T(\text{longitudinal}) = 0.537 \text{ s}$$

Le sol est un sol meuble

La figure 4 dans le même chapitre donne la valeur de D en fonction de T

BLOC A

$$T = 0.334$$

$$\rightarrow D = 2$$

$$T = 0.500$$

$$\rightarrow D = 2$$

BLOC B

$$T = 0.364$$

$$\rightarrow D = 2$$

$$T = 0.537$$

$$\rightarrow D = 1.93$$

- facteur de Comportement de la structure: B.

Depend du type et de la nature du contreventement de la structure
 Pour une ossature constituée uniquement de poutres et de poteaux capables de reprendre la totalité de l'effort due aux charges horizontales et verticales. $\rightarrow B = 1/4$.

- facteur de Qualité: Q.

Le facteur de qualité du système de contreventement d'une structure donnée est fonction de l'hyperstativité et de la surabondance du système de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et du contrôle pendant la construction.

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \quad . \quad P_q \text{ est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité } q.$$

1. Conditions minimales des files porteuses:

Sens transversal : 3 travées dont le rapport $\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{3,40}{3,20} = 1,06 < 1,5$.

Sens longitudinal : 6 travées dont le rapport $\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{3,20}{3,20} = 1 < 1,5$.

$$P_{q_1} = 0.$$

2. Surabondance en plan:

Sens transversal : 7 portiques

Sens longitudinal : 4 portiques

$$P_{q_2} = 0.$$

3. Symétrie en plan:

L'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité à l'étage considéré est inférieure à l'excentricité accidentelle prise par le RPA

$$P_{q_3} = 0.$$

4. Régularité en élévation:

A chaque étage, la rigidité totale en translation et la rigidité totale en torsion ne doivent pas varier de plus de 15% par rapport aux rigidités en translation et torsion des étages qui lui sont adjacents.

- Critère non observé

$$P_{q_4} = 0,1.$$

5. Contrôle de la qualité des Matériaux

- Critère non observé

$$P_{q_5} = 0,1.$$

6. Contrôle de la qualité de la construction

- Critère non observé

$$P_{q_6} = 0,1.$$

Valeur de Q:

Q dans le sens transversal : $Q = 1,3$

Q dans le sens Longitudinal : $Q = 1,3$.

• Poids total de la structure: W.

Le poids de la structure a été déterminé précédemment dans le calcul dynamique :

BLOC A : 949,4t

BLOC B : 978,2t

NB: Pour le calcul de W on a pris la totalité des charges permanentes ainsi que la moitié des surcharges d'exploitation (cas de l'hôtellerie).

- force Seismique laterale : V

$$V = A.D.B.Q.W$$

- BLOCA:

$$\text{Sens transversal : } V_y = 0,15 \times 2 \times 1/4 \times 1,3 \times 949,4 = 92,6^t$$

$$\text{Sens Longitudinal : } V_x = 0,15 \times 2 \times 1/4 \times 1,3 \times 949,4 = 92,6^t$$

- BLOC B:

$$\text{Sens transversal : } V_y = 0,15 \times 2 \times 1/4 \times 1,3 \times 978,2 = 95,4^t$$

$$\text{Sens Longitudinal : } V_x = 0,15 \times 1,93 \times 1/4 \times 1,3 \times 978,2 = 92,0^t$$

- Distribution des forces laterales (Art 333 RPA 81).

la force laterale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule : $V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$.

F_t = force concentrée au sommet de la structure . $F_t = 0,07 T.V$

$$F_t \leq 0,25V.$$

$$F_t = 0 \quad \text{si } T \leq 0,7s.$$

Dans le cas de notre bâtiment $T < 0,7s$ alors $F_t = 0$.

la force V sera donc répartie sur la hauteur de la structure et suivant la formule

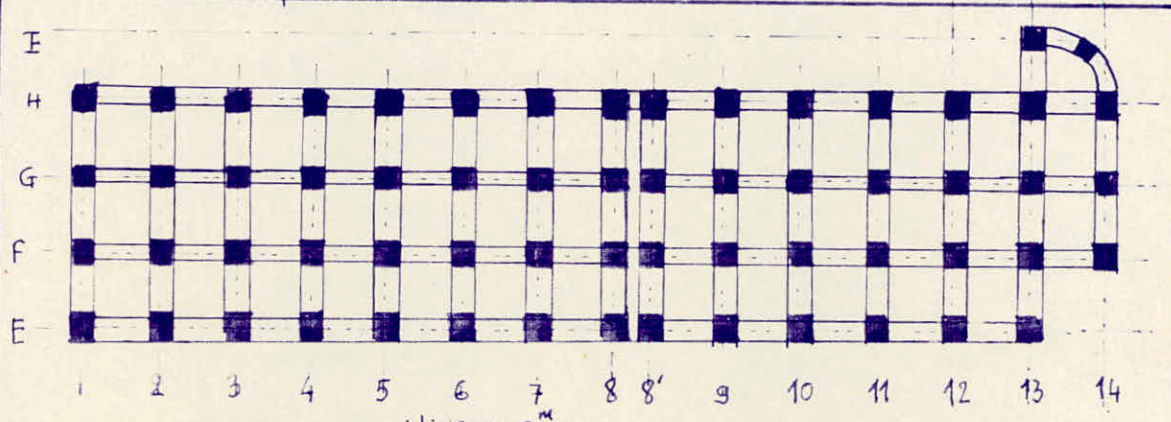
$$F_j = \frac{V \cdot W_j \cdot h_j}{\sum W_j \cdot h_j}$$

F_j = effort horizontal au niveau j .

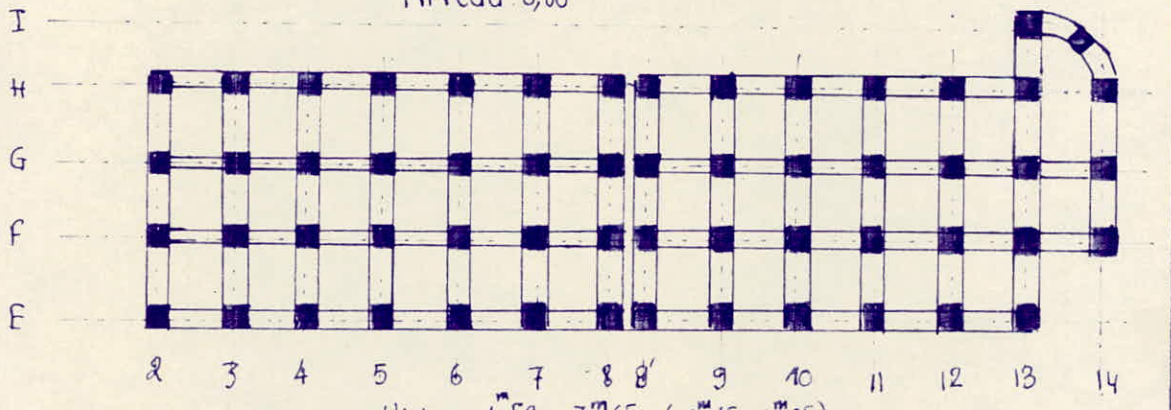
A chaque niveau désigné par j , la force F_j doit être répartie sur la surface du bâtiment en accord avec la distribution des masses à ce niveau.

BLOC	Niveau	$W_j(t)$	$h_j(m)$	$W_j h_j(t.m)$	$F_{jx}(t)$	$F_{jx}^c(t)$	$F_{jy}(t)$	$F_{jy}^c(t)$
BLOC A	10 ^m 65	198,5	10,65	2114,02	38,64	38,64	38,64	38,64
	7 ^m 65	224,1	7,65	1712,36	31,66	70,30	31,66	70,30
	4 ^m 59	258,5	4,59	1186,51	22,38	92,6	22,38	92,6
	Σ			5014,89				
BLOC B.	13 ^m 71	41,7	13,71	571,7	8,94	8,94	9,26	9,26
	10 ^m 65	215,3	10,65	2292,9	35,82	44,76	37,12	46,46
	7 ^m 65	227,7	7,65	1741,9	27,21	71,97	28,20	74,66
	4 ^m 59	279,8	4,59	1284,3	20,06	92,03	20,79	95,4
	Σ			5890,8				

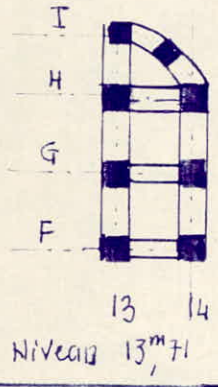
Vue en plan des BLOCS A et B.



Niveau 0,00

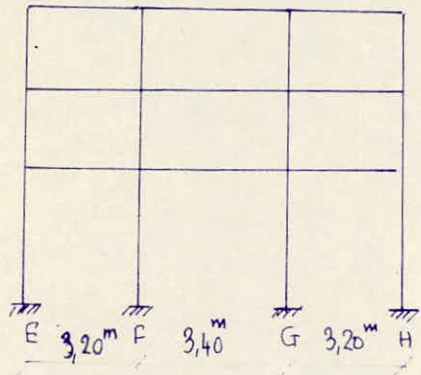


Niveau 4,59 ; 7,65 ; (10,65 ; 11,05)

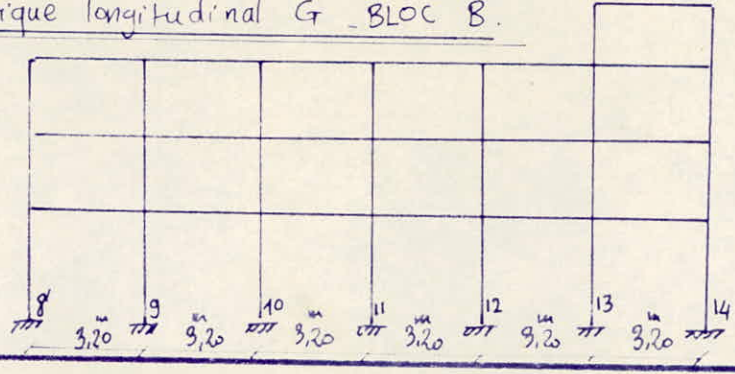


Niveau 13,71

Schema du portique transversal intermediaire - BLOC A



Schema du portique longitudinal G - BLOC B.



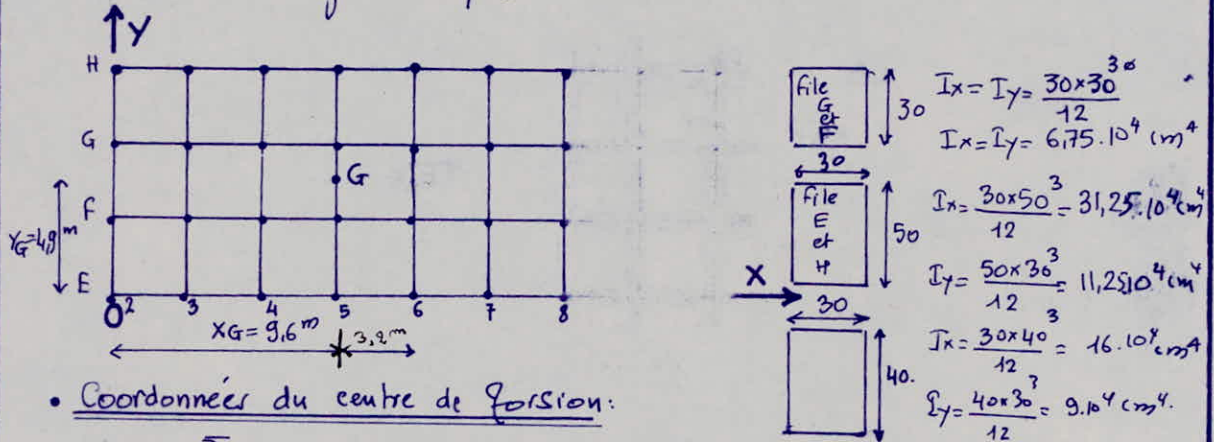
• Etude de la torsion:

Recherche du centre de torsion pour chaque étage.

• BLOCA

Recherche du centre de gravité.

des éléments du bloc sont parfaitement symétrique à tous les niveaux donc le centre de gravité de la structure se confond avec le centre géométrique.



• Coordonnées du centre de torsion:

$$X_T = \frac{\sum I_{xi} \cdot x_i}{\sum I_{xi}}$$

$$Y_T = \frac{\sum I_{yi} \cdot y_i}{\sum I_{yi}}$$

I_{xi} = Moment d'Inertie du poteau considéré par rapport à x

I_{yi} = Moment d'Inertie du poteau considéré par rapport à y.

(x_i, y_i) coordonnées du poteau considéré par rapport à O.

$$X_T = \frac{(6,75 + 31,25) \cdot 10^{-4} \cdot (0 + 3,2 + 6,4 + 9,6 + 12,8 + 16 + 19,2)}{7 \times 2 \times (6,75 + 31,25) \times 10^{-4}} = 9,6\text{ m}$$

$$Y_T = \frac{7 \times 11,25 \times 10^{-4} \times (0 + 9,8) + 7 \times 6,75 \cdot 10^{-4} \times (3,2 + 6,4)}{7 \times 2 \times (11,25 + 6,75) \cdot 10^{-4}} = 4,9\text{ m}$$

Le centre de gravité coïncide donc avec le centre de torsion et cela pour chaque plancher. Toutefois il nous faudra considérer une torsion accidentelle donnée par le RPA 81.

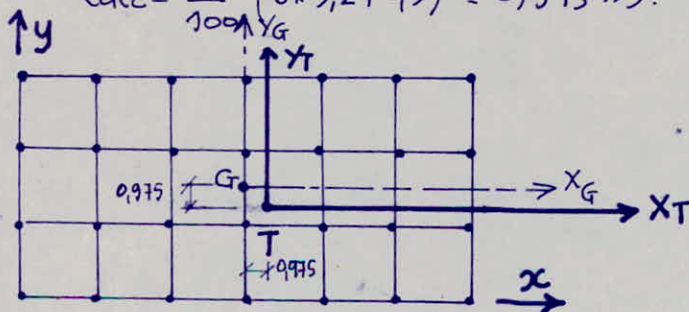
Torsion accidentelle (Art 335 - RPA 81).

d'excentricité accidentelle $e = 5\% \cdot L$

L: plus grande dimension du bâtiment.

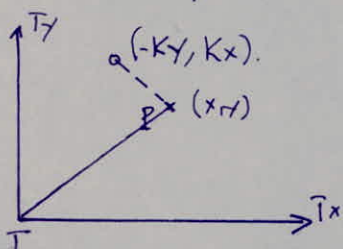
$$e_{acc} = \frac{5}{100} (6 \times 3,2 + 9,3) = 0,975\text{ m}$$

$$e_{acc} = 0,975\text{ m}$$



• Effet de la torsion.

L'effet d'un couple de torsion d'axe vertical passant par T se réduit à une rotation du plancher autour du point T. Les poteaux sont alors sollicités en flexion déviée.



de déplacement subi par la tête du poteau P(x,y) a pour coordonnées $-Ky$ et Kx .

K étant une constante de proportionnalité.

I_x : Moment d'Inertie / T_x

I_y : Moment d'Inertie / T_y .

des actions horizontales correspondants à ces déplacements sont:

$$F_x = -K I_y \cdot y = -\frac{M}{\sum I_x \cdot x^2 + \sum I_y \cdot y^2} I_y \cdot y$$

$$F_y = -K I_x \cdot x = \frac{M}{\sum I_x \cdot x^2 + \sum I_y \cdot y^2} I_x \cdot x$$

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

Calcul de la quantité $\sum I_x \cdot x^2 + \sum I_y \cdot y^2$ pour chaque niveau:

Niveau 10^m, 7^m et Niveau 4^m, 5^m.

$$\sum I_x \cdot x^2 = 2 \times [31,25 + 6,75] \times 10^{-4} \times [10,575^2 + 7,375^2 + 4,175^2 + 0,975^2 + 2,225^2 + 5,425^2 + 8,625^2] = 2,229 \text{ m}^6$$

$$\sum I_y \cdot y^2 = 7 \times [11,25 \times 10^{-4} \times (5,875^2 + 3,925^2)] + 7 \times (6,75 \cdot 10^{-4}) \times (2,625^2 + 0,725^2) = 0,429 \text{ m}^6$$

$$\sum I_x \cdot x^2 + \sum I_y \cdot y^2 = 2,659 \text{ m}^6$$

Niveau 4^m, 5^m.

$$\sum I_x \cdot x^2 = 2 \times (31,25 + 16) \cdot 10^{-4} \times 2,93,374 = 2,77 \text{ m}^6$$

$$\sum I_y \cdot y^2 = 7 \times 11,25 \times 10^{-4} \times (3,925^2 + 5,875^2) + 7 \times 9 \times (0^{-4} \times (2,675^2 + 0,725^2)) = 0,441 \text{ m}^6$$

$$\sum I_x \cdot x^2 + \sum I_y \cdot y^2 = 3,214 \text{ m}^6$$

Le calcul de K est portée directement dans le tableau ci-après.

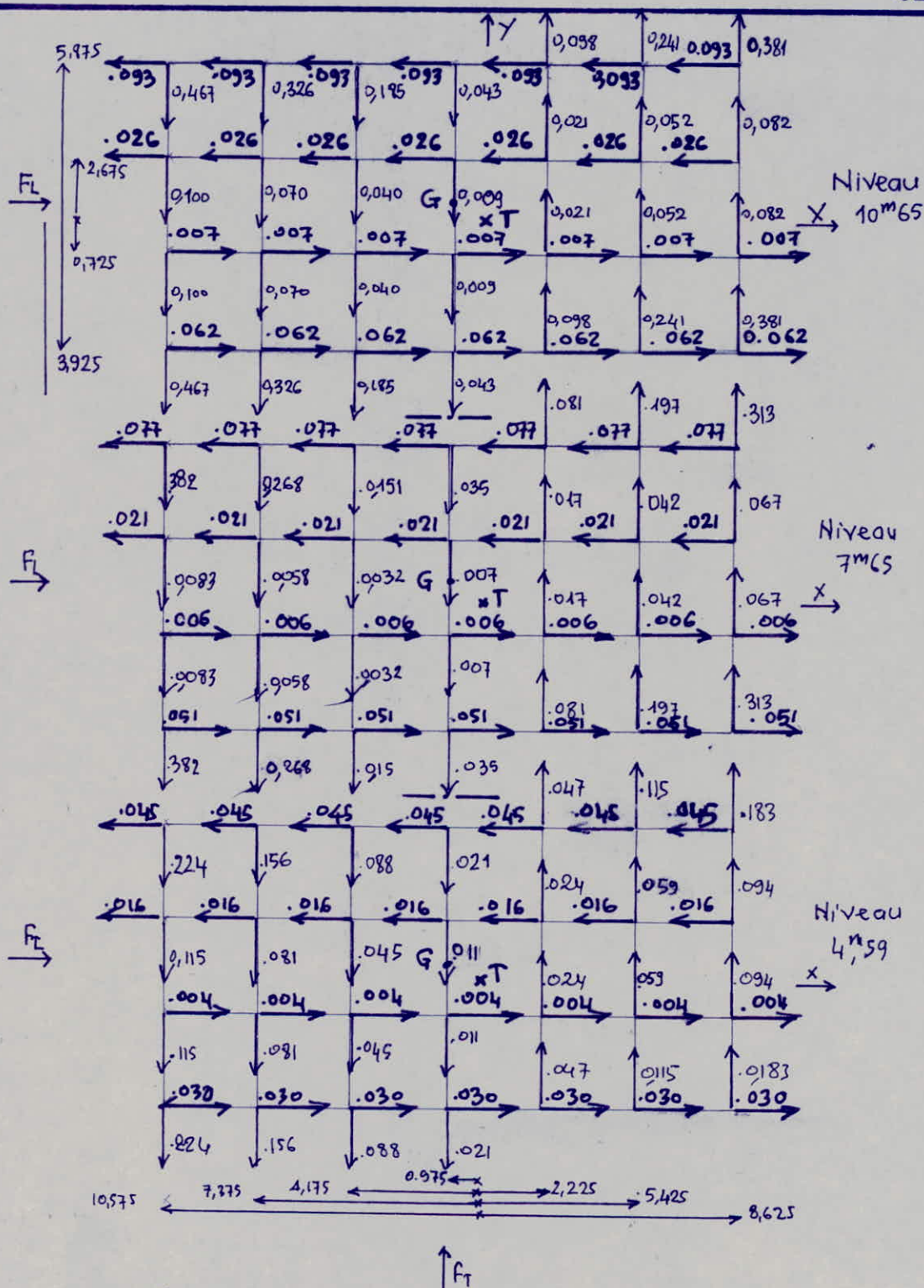
Niveau	FHL = FHT (t)	l _{acc} (m)	M _t (t.m)	$\frac{\sum I_x \cdot x^2 + \sum I_y \cdot y^2}{(\text{m}^6)}$	K.
10 ^m 6 ^m	38,6	0,975	37,635	2,659	14,154
7 ^m 6 ^m	31,7	0,975	30,908	2,659	11,624
4 ^m 5 ^m	22,4	0,975	21,840	3,214	6,795

Les forces additionnelles pour un poteau i (forces dues à la torsion) sont:

$$\begin{cases} F_{xi} = -K I_{yi} \cdot y_i \\ F_{yi} = +K I_{xi} \cdot x_i \end{cases}$$

Ces forces sont représentées pour chaque poteau et pour chaque niveau dans les schémas qui suivent.

NB: Le RPA81 préconise de négliger les efforts tranchants négatifs dus à la torsion (Art 335 - RPA 81).



NB: Ces efforts tranchants des poteaux dus à la Torsion seront ajoutés aux forces sismiques.

BLOC B:

Recherche du centre de torsion.

On calculera le centre de torsion grâce à la méthode de MUTO ultérieurement.

CHAP 5

FORCES

HORIZONTALES

Calcul des efforts dans les portiques sous charges horizontales

Introduction:

Il existe plusieurs méthodes de calcul des efforts dans les portiques sous charges horizontales. Il y a des méthodes exactes et d'autres approchées. Dans le souci d'utiliser plusieurs méthodes, on calculera les efforts dans notre structure avec deux méthodes.

BLOC A: Méthode de Bowman - présentée par M^B Albert FUENTES dans son ouvrage: Calcul pratique des ossatures en BA.

BLOC B: Méthode de MUTO - présentée dans les bulletins du C.T.C.

Exposé de la méthode de BOWMAN.

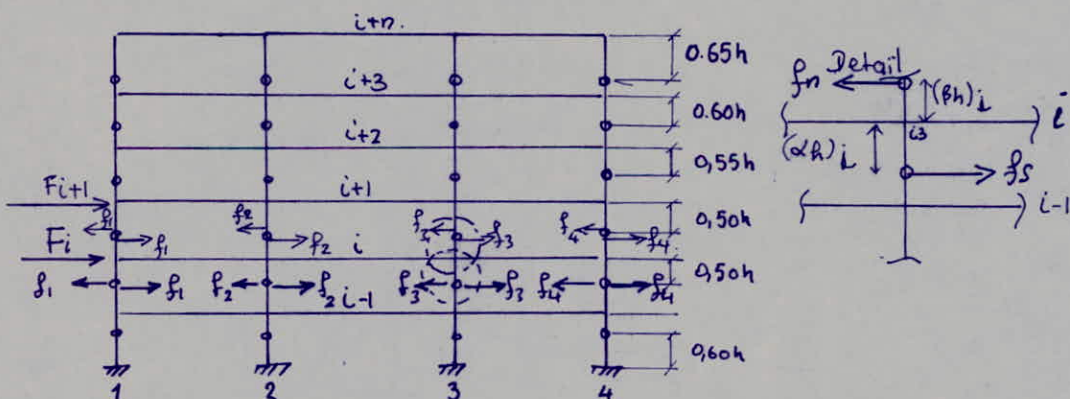
Hypothèses de Calcul:

- des poteaux d'un même étage ont la même hauteur
- des raideurs des différents travées de poutres porteuses parallèles aux forces appliquées, et solidaires des poteaux, soient toutes supérieures au cinquième de la raideur du poteau le plus raide.

On admet alors que:

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

Les poteaux des étages courants sont encastrés au niveau des planchers et articulés comme l'indique le schéma suivant:



Soient $f_1, f_i, f_{i+1}, f_{i+2}, \dots, f_{i+n}$ les forces horizontales agissant au niveau de chaque plancher, l'effort qu'il y a lieu de répartir entre les poteaux supportant le niveau i .

$$\sum f_i = f_i + f_{i+1} + f_{i+2} + \dots + f_{i+n}.$$

Cette force se répartira entre les poteaux de ce niveau i de la manière suivante:

$$F_i = \frac{\sum F_i \times 0,8 I_i}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + \dots + I_{n+1} + 0,8 I_n}.$$

$$F_z = \frac{\sum F_i \times I_z}{0,8I_1 + I_2 + \dots + I_{n-1} + 0,8I_n}$$

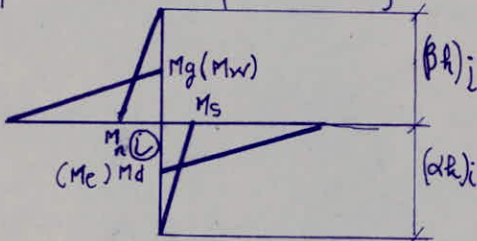
$$F_i = \frac{\sum F_i \times I_i}{0,8I_1 + I_2 + \dots + I_{n-1} + 0,8I_n}$$

$$F_n = \frac{\sum F_i \times 0,8I_n}{0,8I_1 + I_2 + \dots + I_{n-1} + 0,8I_n}$$

• Ces forces engendrent en tête et à la base des poteaux. Nous avons pour un noeud du niveau i

$$\begin{cases} M_n = f_n \cdot (\beta h)_i \\ M_s = f_s \cdot (\alpha h)_i \end{cases}$$

• Au droit d'un noeud il sera possible de calculer les moments dans les poutres aboutissant à ce noeud en fonction des Moments M_n et M_s obtenus respectivement pour le poteau supérieur et le poteau inférieur correspondant à ce noeud.



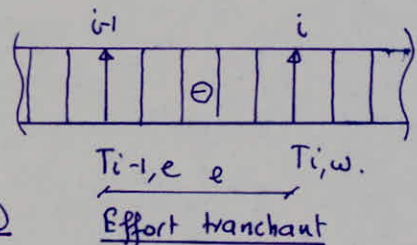
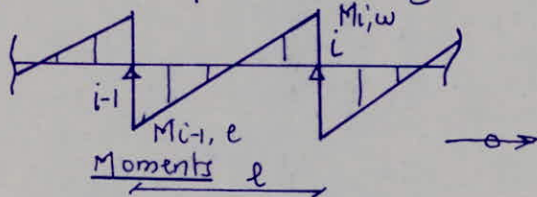
$$M_e = (M_n + M_s) \times \frac{K_e}{K_e + K_w}$$

$$M_w = (M_n + M_s) \times \frac{K_w}{K_w + K_e}$$

K_e, K_w Raideurs (I/e) des poutres aboutissant au noeud.

• des efforts tranchants dans les poutres sont déterminés en tenant compte des moments de continuité dans les poutres calculés ci-dessus.

Si la force sismique est de gauche à droite:



$$\bar{T}_{i-1,e} = \bar{T}_{i,w} = - \frac{(M_{i-1,e} + M_{i,w})}{l}$$

• le poteau auquel aboutissent les poutres du niveau i subira un effort normal N_i

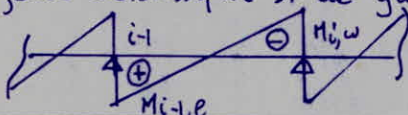
$$N_i = T_{i,e} - T_{i,w} \quad , \quad \bar{T}_i, \bar{T}_{i-1} \text{ pris en valeurs algébriques}$$

$N_i > 0 \rightarrow$ poteau comprimé

$N_i < 0 \rightarrow$ poteau tendu.

Cette méthode sera donc appliquée au bloc A, les phases de calcul seront présentées ultérieurement.

• le moment en travee de la poutre $i-1, i$ est égal à $M_t = \frac{M_{i-1,e} - M_{i,w}}{2}$ (si la force sismique est de gauche à droite).



$$M_t = M(l/2) = \frac{M_{i-1,e} - M_{i,w}}{2}$$

BLOC A - Portique transversal

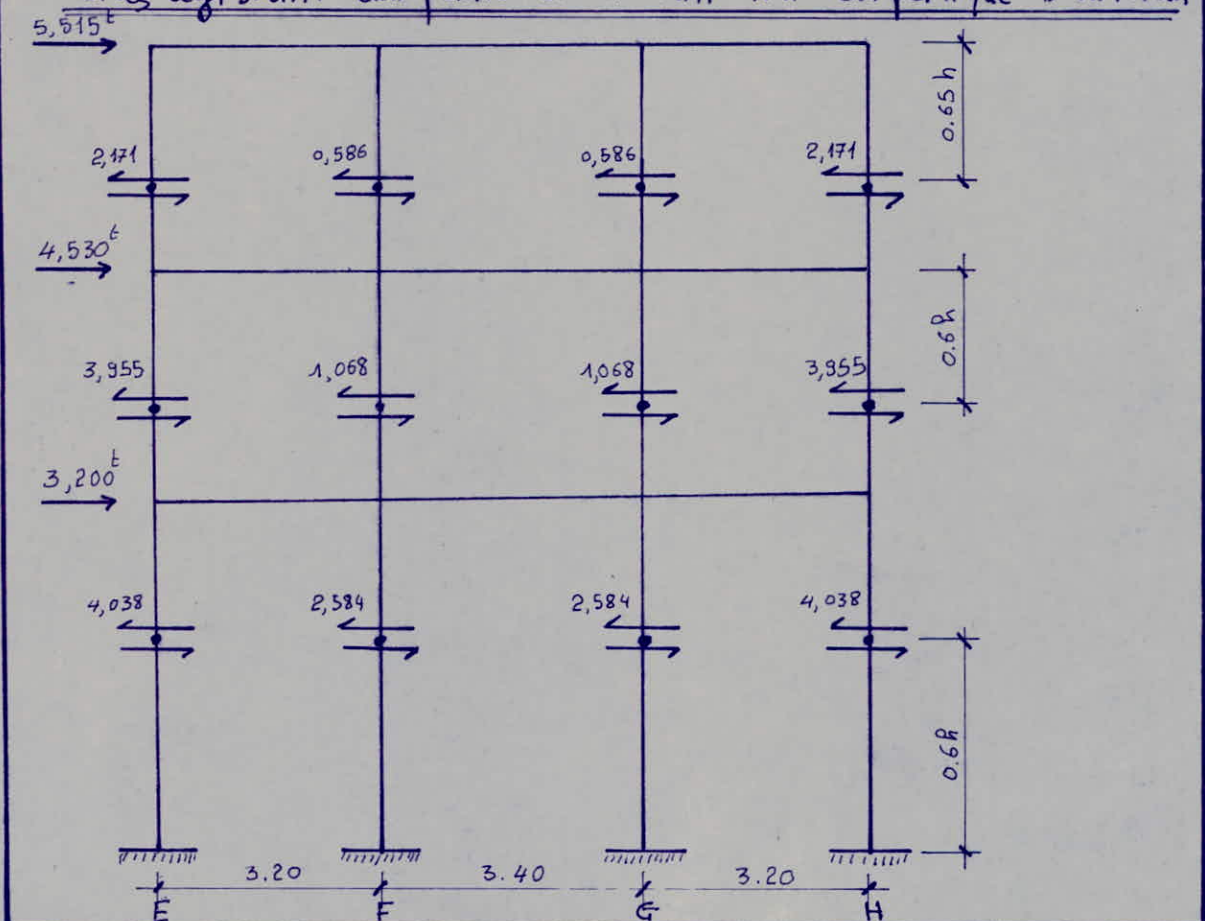
Distribution de la force sismique de niveau par file de poteaux

niveau	Portique transversal			Portique longitudinal E et H		Portique longitudinal F et G	
	force de niveau (t)	Imertie de la file (m ⁴)	force/file (t)	Imertie de la file (m ⁴)	force/file (t)	Imertie de la file (m ⁴)	force/file (t)
3	38,6	76 · 10 ⁻⁴	5,515	78,75 · 10 ⁻⁴	12,063	47,25 · 10 ⁻⁴	7,238
2	31,7	76 · 10 ⁻⁴	4,530	78,75 · 10 ⁻⁴	9,906	47,25 · 10 ⁻⁴	5,944
1	22,4	94,5 · 10 ⁻⁴	3,200	78,75 · 10 ⁻⁴	6,222	63,00 · 10 ⁻⁴	4,978

Distribution de la force revenant à la file aux poteaux de celle-ci

articulation entre niveaux	$\Sigma F_i =$ force/file cumulée (t)	Imertie du Pot I _E = I _H (m ⁴)	Imertie du Pot I _F = I _G (m ⁴)	force dans Pot E et H (t)	force dans Pot F et G
2-3	5,515	31,25 · 10 ⁻⁴	6,75 · 10 ⁻⁴	2,171	0,586
1-2	10,045	31,25 · 10 ⁻⁴	6,75 · 10 ⁻⁴	3,955	1,068
0-1	13,245	31,25 · 10 ⁻⁴	16,00 · 10 ⁻⁴	4,038	2,584

forces agissant aux points de moment nul du portique transversal



BLOC A - Portique transversalDétermination des Moments à la tête et à la base des poteaux

niveau	αh (m)	βh (m)	nœud Moment	E	F	G	H
3	1,95	/	M_n (t.m)	/	/	/	/
	1,95	/	M_s (t.m)	4,233	1,143	1,143	4,233
2	1,84	1,05	M_n (t.m)	2,280	0,615	0,615	2,280
	1,84	1,05	M_s (t.m)	7,261	1,961	1,961	7,261
1	1,84	1,22	M_n (t.m)	4,841	1,307	1,307	4,841
	1,84	1,22	M_s (t.m)	7,430	4,755	4,755	7,430
0	/	2,76	M_n (t.m)	11,145	7,132	7,132	11,145
	/	2,76	M_s (t.m)	/	/	/	/

Moments aux appuis des poutres

niveau	nœud	$M_n + M_s$ (t.m)	$K_w \cdot 10^4$ (m ³)	$K_e \cdot 10^4$ (m ³)	$(K_w + K_e) \cdot 10^4$ (m ³)	M_w (t.m)	M_e (t.m)
3	E	4,233	/	5,714	5,714	/	4,233
	F	1,143	5,714	5,161	10,875	0,601	0,542
	G	1,143	5,161	5,714	10,875	0,542	0,601
	H	4,233	5,714	/	5,714	4,233	/
2	E	9,541	/	5,714	5,714	/	9,541
	F	2,576	5,714	5,161	10,875	1,353	1,223
	G	2,576	5,161	5,714	10,875	1,223	1,353
	H	9,541	5,714	/	5,714	9,541	/
1	E	12,271	/	5,818	5,818	/	12,271
	F	6,062	5,818	5,333	11,151	3,163	2,899
	G	6,062	5,333	5,818	11,151	2,899	3,163
	H	12,271	5,818	/	5,818	12,271	/
0	E	/	/	/	/	/	/
	F	/	/	/	/	/	/
	G	/	/	/	/	/	/
	H	/	/	/	/	/	/

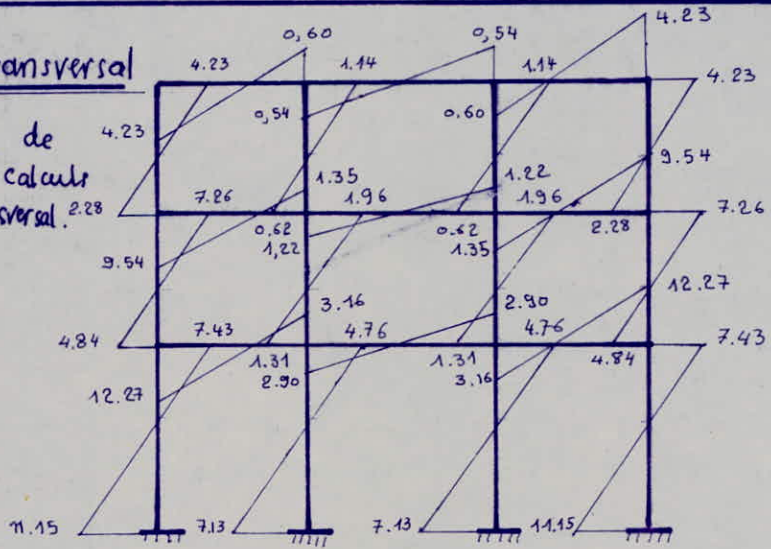
BLOC A Portique Transversal

Moments en travée - Efforts tranchants aux appuis - Efforts normaux dans les poteaux
 sous \vec{E}

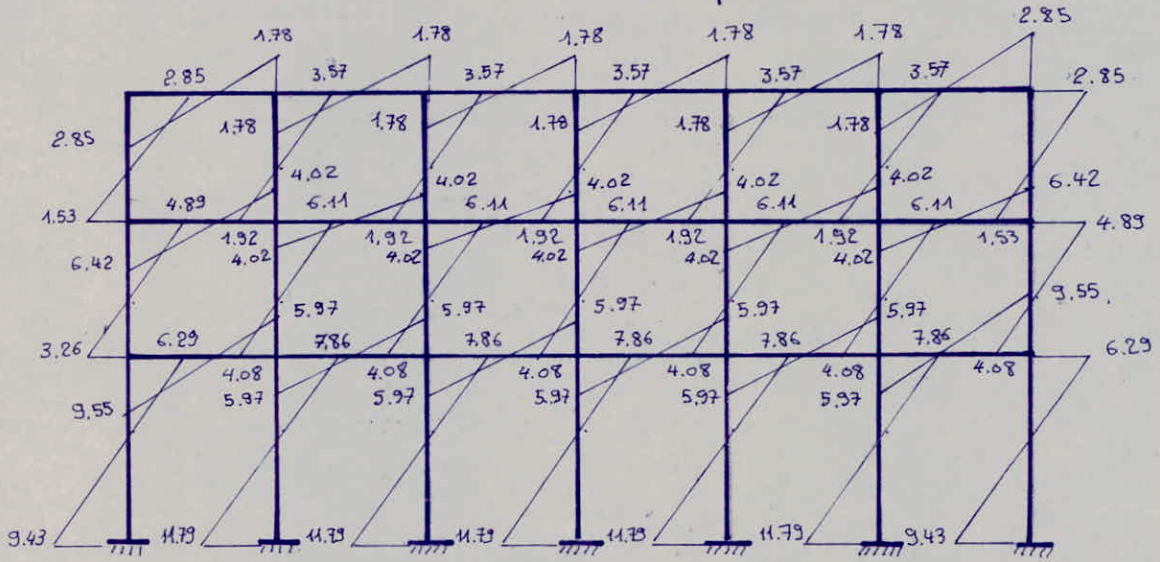
niveau	Nœud	M _w (t)	M _e (t)	M _n (t)	M _s (t)	T (t)		N (t)		T (t)		N (t)	
						$\frac{M_e (t.m)}{S_{IH}}$	$\frac{T}{S_{IH}}$	$\frac{N}{S_{IH}}$	Ncumulé $\frac{N}{S_{IH}}$ (t)	$\frac{M_e (t.m)}{S_{IH}}$	$\frac{T}{S_{IH}}$	$\frac{N}{S_{IH}}$	Ncumulé $\frac{N}{S_{IH}}$ (t)
3	E	/	4,233	/	4,233			-1,511	-1,511			1,511	1,511
	F	0,601	0,542	/	1,143	1,816	-1,511	1,192	1,192	-1,816	1,511	-1,192	-1,192
	G	0,542	0,601	/	1,143	0,000	-0,313	-1,192	-1,192	0,000	0,313	1,192	1,192
	H	4,233	/	/	4,233	-1,816	-1,511	+1,511	+1,511	1,816	1,511	-1,511	-1,511
2	E	/	9,541	2,280	7,261			-3,404	-4,915			3,404	4,915
	F	1,353	1,223	0,615	1,961	4,094	-3,404	+2,685	+3,877	-4,094	3,404	-2,685	-3,877
	G	1,223	1,353	0,615	1,961	0,000	-0,719	-2,685	-3,877	0,000	0,719	+2,685	+3,877
	H	9,541	/	2,280	7,261	-4,094	-3,404	+3,404	+4,915	4,094	3,404	-3,404	-4,915
1	E	/	12,271	4,841	7,430			-4,823	-9,738			+4,823	+9,738
	F	3,163	2,899	1,307	4,755	4,554	-4,823	+3,118	+6,995	-4,554	4,823	-3,118	-6,995
	G	2,899	3,163	1,307	4,755	0,000	-1,705	-3,118	-6,995	0,000	1,705	+3,118	+6,995
	H	12,271	/	4,841	7,430	-4,554	-4,823	+4,823	+9,738	4,554	4,823	-4,823	-9,738

BLOC A - Portique transversal

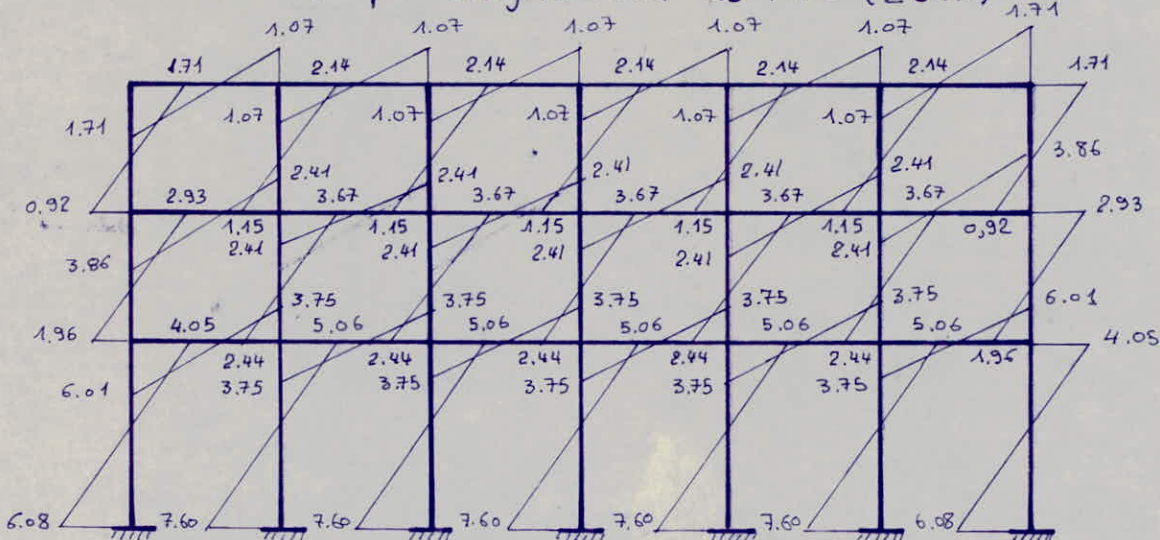
NB: pour toute la suite de l'exposé, on ne fera les calculs que pour le portique transversal.



Portique transversal



Portique Longitudinal de rive (Eout)



Portique Longitudinal Intermediaire (GouH)

Exposé de la méthode de MUTO.

Introduction:

Cette méthode approchée nous permet d'analyser une structure constituée de portiques sollicités par des efforts horizontaux. Cette méthode est basée sur les rigidités de niveau. Dans cette méthode on se propose en la 1^{re} étape de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux ensuite dans une deuxième étape on déduira les moments fléchissants dans les poteaux et poutres.

$$\text{Rigidité de Niveau} = \frac{\text{Effort tranchant de Niveau}}{\text{Déplacement relatif du niveau.}}$$

Domaine d'application:

- cette méthode s'applique aux bâtiments à étages rigides constitués de planchers monolithique ayant une ossature auto-stable reprenant la totalité des charges horizontales et verticales.
- Les charges sont supposées concentrées au niveau des planchers
- la raideur (I/e) des poutres ne doit pas être trop faible par rapport à celle des poteaux. ($K \geq 0,2$ pour tous les noeuds de l'ossature).
- des raideurs (I/e) des travées adjacentes d'une même poutre ne doivent pas trop différencier. (Rapport compris entre 0,5 et 2,0).
- la raideur (I/h) d'un même poteau ne doit pas trop varier entre étages adjacents (rapport compris entre 0,5 et 2,0).

Principe de la méthode:

- Pour les poteaux encastrés ou articulés à leur base.
- Les idées de base de la méthode sont les suivantes.
- L'effort tranchant T_j du niveau j revenant à un portique quelconque est distribué aux poteaux proportionnellement aux rigidités des niveaux corrigées.
- la position du point d'inflexion du moment est calculé en fonction des caractéristiques du portique.

Étapes de calcul:

- On calculera pour chaque poteau une rigidité linéaire (I/h) qui sera corrigée par un coefficient qui dépend de la raideur (I/e) des poutres assurant l'encastrement des 2 extrémités du poteau.
- On calcule la rigidité de niveau des différents portiques constituant l'ossature résistant aux forces horizontales dans les 2 directions.
- on détermine ensuite le centre de torsion à chaque étage.
Calcul de la rigidité de niveau: Rigidité à la translation et la rigidité à la torsion.
- Calcul des efforts tranchants de niveau dans les différents portiques
- Calcul des déplacements relatifs de chaque niveau dans les 2 directions
- Vérifier si ces déplacements sont acceptables voir avis des règles en vigueur. Dans le cas contraire revoir le dimensionnement de la structure
- Calcul des efforts tranchants dans les différents poteaux

- Déterminer la position du point de moment nul dans les poteaux
- Déterminer les moments dans les poteaux
- Déterminer les moments dans les poutres.
- Déterminer les autres efforts dans la structure - Efforts se déduisant des différents moments calculés précédemment.

• Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres:

$$K_{pot} = \left(\frac{I}{h} \right)_{poteau}$$

I : moment d'inertie.

h : hauteur d'étage

l : portée (entre axes)

$$K_{pout} = \left(\frac{I}{l} \right)_{poutre}$$

- Calcul des rigidités corrigées d'un poteau i du niveau j : $R_j^{(i)}$
Calcul des coefficients K et des coefficients de correction $a_j^{(i)}$ des rigidités des poteaux dans les 2 sens.

Poteau Intermediaire		Poteau de rive.	
etage courant	RDC	Etage courant	RDC.
$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$	$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$	$\bar{K}_1 = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$	$K = \frac{K_1}{K_p}$
$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{95 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0,5\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

$$r_j^{(i)} = \frac{12 E_i}{h_j^2} a_j^{(i)} K_{p_j}^{(i)} \quad E = E_i = 21000 \sqrt{\sigma_j^{(i)}} \quad (\text{Art 9.31 du CCBA68})$$

$\sigma_j^{(i)}$ étant la résistance du béton à j jours

Pour les bétons à base de ciments de classe 325 $\sigma_j^{(i)} = 1,28 \sigma_{28}$

E_i : Module de déformations instantanées: $E_i = 21000 \cdot \sqrt{1,20 \times 270} = 37,8 \cdot 10^4$

$E_i = 385,56 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$.

- Rigidité relative de niveau corrigée d'un portique $R_j^{(i)}$
Si tous les poteaux d'un même niveau ont le même déplacement on a alors: $R_j^{(i)} = \sum_{i=1}^n r_j^{(i)} = \frac{12 E_i}{h_j^2} \sum_{i=1}^n a_j^{(i)} K_{p_j}^{(i)}$

- Rigidité Relative d'étage j : $R_j^{(i)}$

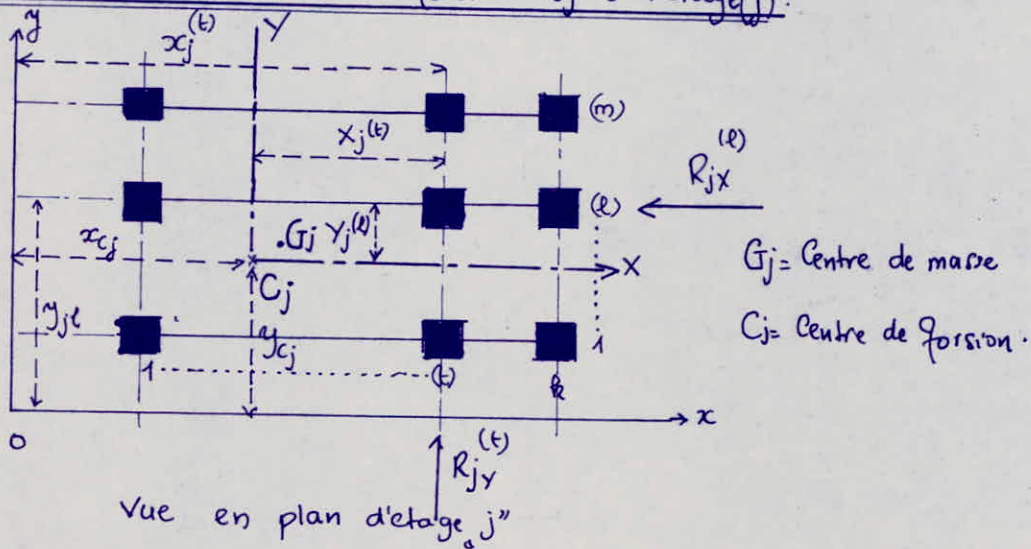
$$R_j = \sum R_j$$

$$R_{jx} = \sum_{i=1}^n R_{jx} \quad \text{dans le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \sum_{i=1}^n R_{jy} \quad \text{dans le sens transversal.}$$

R_j est donc la somme des rigidités relatives de tous les portiques dans un sens ou dans un autre.

- Détermination du centre de torsion C_j à l'étage j .



Les coordonnées (x_{cj}, y_{cj}) du centre de torsion sont données par rapport au repère (O, x, y) :

$$x_{cj} = \frac{\sum_{t=1}^{t=k} R_{jy}^{(t)} \cdot x_j^{(t)}}{\sum_{t=1}^{t=k} R_{jy}^{(t)}} \quad y_{cj} = \frac{\sum_{e=1}^{e=m} R_{jx}^{(e)} \cdot y_j^{(e)}}{\sum_{e=1}^{e=m} R_{jx}^{(e)}}$$

(formule du barycentre).

- Torsion accidentelle (Art 335 du RPA 81).

d'excentricité accidentelle $G_j C_j$ pour un étage j est au moins égale à 5% de la plus grande dimension du bâtiment
 $e_{min} = 5\% \cdot L$

- Détermination de l'effort tranchant de niveau T_j revenant à chaque portique transversal ou longitudinal.

Soit (C_j, x, y) le nouveau repère pour le niveau j .

$x_j^{(t)}$: distance entre le portique (t) et le point C_j .

$y_j^{(e)}$: distance entre le portique (e) et le point C_j .

R_{j0} = rigidité de torsion à l'étage j

$$R_{j0} = \sum_{t=1}^{t=k} R_{jy}^{(t)} [x_j^{(t)}]^2 + \sum_{e=1}^{e=m} R_{jx}^{(e)} [y_j^{(e)}]^2$$

La force résultante f_j due au sisme appliquée au plancher j passe par G_j qui est le centre de gravité du plancher j .

Soient: T_{jx} : effort tranchant de l'étage j dans le sens longitudinal

T_{jy} : effort tranchant de l'étage j dans le sens transversal.

L'effort tranchant à l'étage j , T_{jx} dans la direction x passant par G_j est équivalent à T_{jx} passant par C_j plus un couple de torsion:

$$M_{jx}^{torsion} = T_{jx} \cdot Y_G$$

D'où sous l'action de τ_{jx} il en résulte un effort tranchant $T_{jx}^{(e)}$ du niveau j dans un portique longitudinal quelconque donné par:

$$T_{jx}^{(e)} = \tau_{jx} \cdot \frac{R_{jx}^e}{R_{jx}} + \tau_{jx} \cdot \frac{R_{jx}^{(e)} \cdot y_i^{(e)}}{R_{j0}} \cdot Y_G$$

ainsi qu'un effort tranchant $T_{jy}^{(t)}$ de niveau j dans un portique transversal (t) quelconque donné par:

$$T_{jy}^{(t)} = \tau_{jx} \cdot Y_G \cdot \frac{R_{jy}^{(t)}}{R_{j0}} \cdot Y_G$$

NB: Sous l'action de τ_{jy} on obtient des expressions analogues

Calcul des déplacements relatifs de niveau δ_j

$$\delta_j = \frac{T_j}{R_j}$$

T_j : effort tranchant de niveau j .

R_j : rigidité relative de niveau j du portique.

Soit Δ_j la flèche au niveau j . $\Delta_j = \sum_{j=1}^j \delta_j$.

Les valeurs de déplacement relatif de niveau doivent être comparées aux valeurs admissibles données par les normes. Ces déplacements doivent être multipliés par le rapport 1/2B pour obtenir les déplacements relatifs de niveau - RPA 81 Art 3.3.7.1. Les déplacements latéraux d'un étage (déplacements relatifs) par rapport aux autres étages ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage.

- Calcul des efforts tranchants de niveau j revenant à chaque poteau (i)
L'effort tranchant de niveau T_j revenant à un portique quelconque est distribué aux poteaux proportionnellement aux rigidités de niveau corrigées.

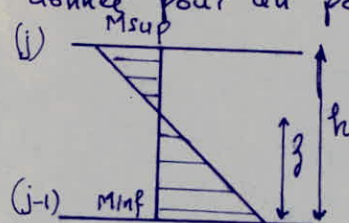
Tous les poteaux d'un même niveau ont la même hauteur, d'autre part ils ont le même déplacement, d'où on tire $t_j^{(i)}$ effort tranchant du poteau (i) du niveau (j) .

$$t_j^{(i)} = \frac{a_j^{(i)} K_{P_j}^{(i)}}{\sum a_j^{(i)} K_{P_j}^{(i)}} \cdot T_j \quad K_{P_j}^{(i)} = \frac{I_{P_j}^{(i)}}{h_j}$$

$$P_j^{(i)} = \frac{12E}{h_j^2} a_j^{(i)} K_{P_j}^{(i)} \quad ; \quad R_j^{(i)} = \sum_{i=1}^m P_j^{(i)} = \frac{12E}{h_j^2} \sum_{i=1}^m a_j^{(i)} K_{P_j}^{(i)} \Rightarrow t_j^{(i)} = \frac{V_j^{(i)}}{R_j^{(i)}} \cdot T_j$$

Détermination de la position du point de moment nul.
La position du point d'inflexion est donnée en fonction des caractéristiques du portique. Elle est donnée pour un poteau d'un étage par: $z = y \cdot h$.

$$y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$



y_0 : coefficient dependant de \bar{K} , du nombre de niveau que comporte le portique et du niveau considere' (Tableaux let 2 du bulletin ETC).

α_1 : terme de correction dû à la variation de rigidite' lineaire (I/ρ) des poutres superieures et inferieures (tableau 4 du bulletin ETC).

$$y_1 = f(\bar{K}, \alpha_1) \quad \alpha_1 = \frac{K_{p1} + K_{p2}}{K_{p3} + K_{p4}}$$

(K_{p1}, K_{p2}) poutres superieures ; (K_{p3}, K_{p4}) poutres inferieures.

α_2 : terme de correction dû à la variation de la hauteur d'etage, de l'etage superieur adjacent. (tableau 5 du bulletin ETC).

$$y_2 = f(\alpha_2, \bar{K}) \quad \alpha_2 = \frac{h_s}{h} \rightarrow \begin{array}{l} h_s \rightarrow \text{hauteur du poteau superieur} \\ h \rightarrow \text{niveau considere'} \end{array}$$

α_3 : terme de correction dû à la variation de la hauteur d'etage de l'etage inferieur adjacent. (tableau 5 du bulletin ETC).

$$y_3 = f(\alpha_3, \bar{K}) \quad \alpha_3 = \frac{h_i}{h} \quad h \text{ du niveau considere'}$$

Calcul des moments revenants à chaque poteau.

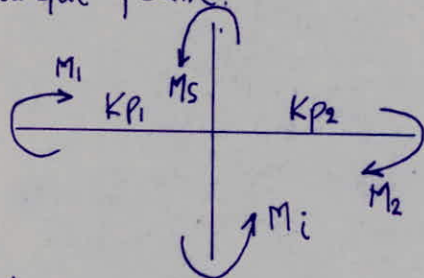
$$M_{sup} = t(h-3)$$

$$M_{inf} = t.g.$$

Calcul des moments revenant à chaque poutre.

$$M_1 = \frac{K_{p1}}{K_{p1} + K_{p2}} (M_s + M_i)$$

$$M_2 = \frac{K_{p2}}{K_{p1} + K_{p2}} (M_s + M_i)$$



K_{pi} = Rigidites' lineaires des poutres.

NB : Si $K_{p1} = K_{p2} \Rightarrow M_1 = M_2 = 0,5 (M_s + M_i)$.

Pour le calcul des efforts tranchants dans les poutres, le calcul du moment en travée ainsi que les efforts normaux dans les poteaux, voir l'exposé de la methode de BOWMAN.

BLOC B Portique longitudinal G

- Rigidite relative de niveau corrigee R_j
 - Rigidite Relative d'eta ge R_{ij}

Portique	niveau	Pile de Pot	K	a	$K_p = \frac{I}{h}$	a Kp	$D_j = \sum a K_p$	$\frac{a K_p}{D_j}$	R_{ij}	R_{ij}
Sens transversal	3	E	0,480	0,395	1041,67	411,630	1166,34	0,353	59 959,45 $R_{ij} = \frac{12 E D_j}{R_j^2}$	428 332,57 $R_{ij} = \sum R_{ij}$
		F	4,314	0,762	225,00	171,550		0,147		
		G	4,314	0,762	225,00	171,550		0,147		
		H	0,480	0,395	1041,67	411,630		0,353		
	2	E	0,490	0,197	1021,24	200,850	704,98	0,285	34 834,38	279 378,65
		F	4,400	0,688	220,59	151,650		0,215		
		G	4,400	0,688	220,59	151,650		0,215		
		H	0,490	0,197	1021,24	200,850		0,285		
	1	E	0,734	0,451	680,83	307,350	1093,29	0,281	24 009,42	169 569,54
		F	2,784	0,686	348,58	239,290		0,219		
		G	2,784	0,686	348,58	239,290		0,219		
		H	0,734	0,451	680,83	307,350		0,281		
Sens transversal	4	E	/	/	/	/	1371,21		89 663,00	182 443,47
		F	0,782	0,461	601,50	277,225		0,202		
		G	1,614	0,585	601,50	351,819		0,257		
		H	0,940	0,490	1174,81	575,321		0,420		
		I	2,379	0,657	253,76	166,842		0,122		
	3	E	4,352	0,764	919,12	702,073	2320,46	0,303	92 872,87	428 332,57
		F	9,281	0,823	470,59	387,161		0,167		
		G	9,281	0,823	470,59	387,161		0,167		
		H	5,404	0,730	912,12	670,845		0,289		
		I	13,685	0,872	198,53	173,216		0,075		
	2	E	0,490	0,197	1021,24	200,835	1194,74	0,168	59 034,41	279 378,65
		F	1,820	0,476	533,33	254,090		0,213		
		G	1,820	0,476	533,33	254,090		0,213		
		H	1,081	0,351	1021,24	358,272		0,300		
		I	2,737	0,578	220,59	127,456		0,107		

à suivre

suite

BLOC B Portique longitudinal G

- Rigidité relative de niveau corrigée d'un portique R_j
- Rigidité relative d'étage R_{ij}

Portique	niveau	Site de pot	\bar{K}	a	$K_p = \frac{I}{h}$	$a K_p$	$D_j = \sum a K_p$	$\frac{a K_p}{D_j}$	R_{ij}	R_j
Portique B (suite)	1	E	0,734	0,451	680,83	307,349	1295,680	0,237	$R_{ij} = 28454,164$	$R_j = 169,569,54$
		F	2,784	0,686	348,58	239,294		0,185		
		G	2,784	0,686	348,58	239,294		0,185		
		H	1,621	0,586	680,83	398,813		0,308		
		I	4,106	0,754	147,06	110,931		0,086		
14	4	F	0,949	0,491	601,50	295,509	1418,883	0,208	92 780,470	182 443,470
		G	1,614	0,585	601,50	351,819		0,248		
		H	1,045	0,507	1174,81	596,020		0,420		
		I'	2,866	0,692	253,76	175,535		0,124		
Portique	3	F	1,000	0,333	470,59	156,863	891,037	0,176	35 662,450	4 28 332,566
		G	2,062	0,508	470,59	238,915		0,268		
		H	1,346	0,402	912,12	366,841		0,412		
		I'	3,663	0,647	198,53	128,419		0,144		
Sens transversal	2	F	0,900	0,310	522,88	162,273	934,440	0,174	46 172,334	279 378,645
		G	1,858	0,482	522,88	251,554		0,269		
		H	1,202	0,375	1021,24	383,313		0,410		
		I'	3,297	0,622	220,59	137,300		0,147		
Sens	1	F	1,350	0,552	348,58	192,500	959,359	0,201	21 068,280	169 569,540
		G	2,784	0,686	348,58	239,294		0,249		
		H	1,803	0,606	680,83	412,266		0,430		
		I'	4,945	0,784	147,06	115,299		0,120		

à suivre

Suite

Portique	niveau	g:fo de Pot	\bar{K}	a	$K_p = I/h$	$a K_p$	$D_j = \sum a K_p$	$\frac{a K_p}{D_j}$	R_{jx}	$\sum R_{jx}^2$
Portiques F, G	4	8	/	/	/	/	384,831	/	$R_{jx} = \frac{12 E D_j}{R_j^2} = 25 \frac{164,020}{R_j^2}$	$\sum R_{jx}^2 = 71918,430$
		9	/	/	/	/				
		10	/	/	/	/				
		11	/	/	/	/				
		12	/	/	/	/				
	13	1,478	0,569	338,35	192,416	0,500				
	14	1,478	0,569	338,35	192,416	0,500				
	3	8	2,222	0,645	225,00	145,066	0,125	1159,447	46405,160	216751,770
		9	4,444	0,767	225,00	172,629	0,149			
		10	4,444	0,767	225,00	172,629	0,149			
		11	4,444	0,767	225,00	172,629	0,149			
		12	4,444	0,767	225,00	172,629	0,149			
		13	3,333	0,625	300,00	187,500	0,162			
		14	1,667	0,455	300,00	136,364	0,118			
2	8	2,267	0,531	220,59	117,188	0,112	1049,758	51870,397	225299,930	
	9	4,533	0,694	220,59	153,062	0,146				
	10	4,533	0,694	220,59	153,062	0,146				
	11	4,533	0,694	220,59	153,062	0,146				
	12	4,533	0,694	220,59	153,062	0,146				
	13	3,400	0,630	294,12	185,186	0,176				
	14	1,700	0,459	294,12	135,136	0,129				
1	8	2,550	0,670	196,08	131,438	0,127	1036,148	22754,622	96315,207	
	9	5,100	0,789	196,08	154,664	0,149				
	10	5,100	0,789	196,08	154,664	0,149				
	11	5,100	0,789	196,08	154,664	0,149				
	12	5,100	0,789	196,08	154,664	0,149				
	13	5,100	0,789	196,08	154,664	0,149				
	14	2,550	0,670	196,08	131,438	0,127				

à suivre

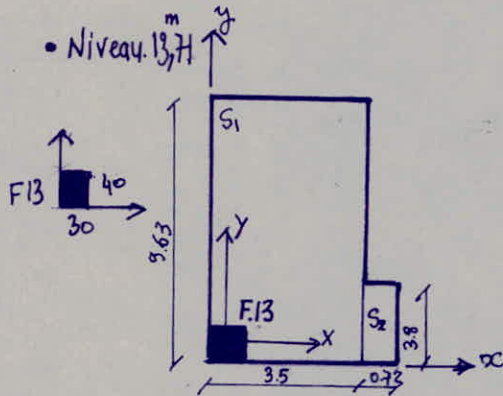
Suite

Portique	niveau	gile de Pot	\bar{K}	a	$K_p = \frac{I}{h}$	$a K_p$	$D_j = \sum a K_p$	$a K_p$ D_j	R_{jx}	$\sum R_{jx}$
sens longitudinal	3	8	1,333	0,550	375,00	206,25	1430,357	0,144	$R_{jx} = \sum_{j=1}^{12} R_{jx} = 57247935$	$\sum R_{jx} = \sum R_{jx} = 216751750$
		9	2,667	0,679	375,00	254,46		0,178		
		10	2,667	0,679	375,00	254,46		0,178		
		11	2,667	0,679	375,00	254,46		0,178		
		12	2,667	0,679	375,00	254,46		0,178		
		13	1,333	0,550	375,00	206,25		0,144		
	2	8	1,360	0,405	367,65	148,81	1145,082	0,130	56580,500	229299,930
		9	2,720	0,576	367,65	211,87		0,185		
		10	2,720	0,576	367,65	211,87		0,185		
		11	2,720	0,576	367,65	211,87		0,185		
		12	2,720	0,576	367,65	211,87		0,185		
		13	1,360	0,405	367,65	148,81		0,130		
	1	8	2,040	0,629	245,10	154,10	1046,718	0,147	22986,749	96315,207
		9	4,080	0,753	245,10	184,63		0,176		
		10	4,080	0,753	245,10	184,63		0,176		
		11	4,080	0,753	245,10	184,63		0,176		
		12	4,080	0,753	245,10	184,63		0,176		
		13	2,040	0,629	245,10	154,10		0,147		
Portique I	4	13	2,293	0,651	253,76	165,09	330,180	0,500	21590,388	71918,43
		14	2,293	0,651	253,76	165,09		0,500		
	3	13	2,931	0,594	198,53	118,00	236,000	0,500	9445,584	216751,770
		14	2,931	0,594	198,53	118,00		0,500		
	2	13	2,638	0,569	220,59	125,46	250,915	0,500	12398,134	229299,930
		14	2,678	0,569	220,59	125,46		0,500		
	1	13	3,956	0,748	147,06	110,03	220,050	0,500	4832,465	96315,207
		14	3,956	0,748	147,06	110,03		0,500		

- Determination des centres de forson des differents planchers.
 Determination des centres de gravite des differents niveaux

$$G_j \left\{ \begin{aligned} X_{G_j} &= \frac{\sum S_i X_{G_i}}{\sum S_i} \\ Y_{G_j} &= \frac{\sum S_i Y_{G_i}}{\sum S_i} \end{aligned} \right.$$

$$C_j \left\{ \begin{aligned} X_{C_j} &= \frac{\sum_{k=1}^t R_{jy}^{(k)} \cdot z_j^{(k)}}{\sum_{k=1}^t R_{jy}^{(k)}} \\ Y_{C_j} &= \frac{\sum_{k=1}^t R_{jx}^{(k)} \cdot y_i}{\sum_{k=1}^t R_{jx}^{(k)}} \end{aligned} \right.$$



$$S_1 = 33,71 \text{ m}^2 \rightarrow (X_{G1} = 1,75 \text{ m}; Y_{G1} = 4,815 \text{ m})$$

$$S_2 = 2,74 \text{ m}^2 \rightarrow (X_{G2} = 3,86 \text{ m}; Y_{G2} = 1,90 \text{ m})$$

$$X_G = 1,91 \text{ m} \rightarrow X_G = 1,76 \text{ m}$$

$$Y_G = 4,60 \text{ m} \rightarrow Y_G = 4,40 \text{ m}$$

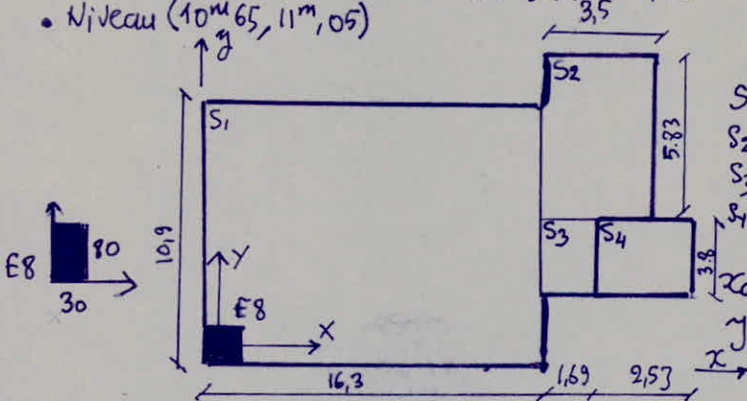
$$X_C = \frac{0 + 92780,47 \times 3,2}{182443,47} = 1,63 \text{ m}$$

$$Y_C = \frac{0 + (25104,02 \times 3,4) + (21590,388 \times 9,25)}{71918,43} = 3,96 \text{ m}$$

$$\Delta X = 0,13 \text{ m} < e_{ac} = 5\% \cdot (9,63) = 0,48 \text{ m}$$

$$\Delta Y = 0,44 \text{ m} < e_{ac} = 5\% \cdot (9,63) = 0,48 \text{ m}$$

- Niveau (10^m65, 11^m05)



$$S_1 = 177,7 \text{ m}^2 \rightarrow (X_{G1} = 8,15 \text{ m}; Y_{G1} = 5,45 \text{ m})$$

$$S_2 = 20,4 \text{ m}^2 \rightarrow (X_{G2} = 18,05 \text{ m}; Y_{G2} = 7,98 \text{ m})$$

$$S_3 = 6,4 \text{ m}^2 \rightarrow (X_{G3} = 17,15 \text{ m}; Y_{G3} = 3,17 \text{ m})$$

$$S_4 = 9,6 \text{ m}^2 \rightarrow (X_{G4} = 19,26 \text{ m}; Y_{G4} = 5,45 \text{ m})$$

$$X_G = 9,86 \text{ m} \rightarrow X_G = 9,71 \text{ m}$$

$$Y_G = 5,62 \text{ m} \rightarrow Y_G = 5,07 \text{ m}$$

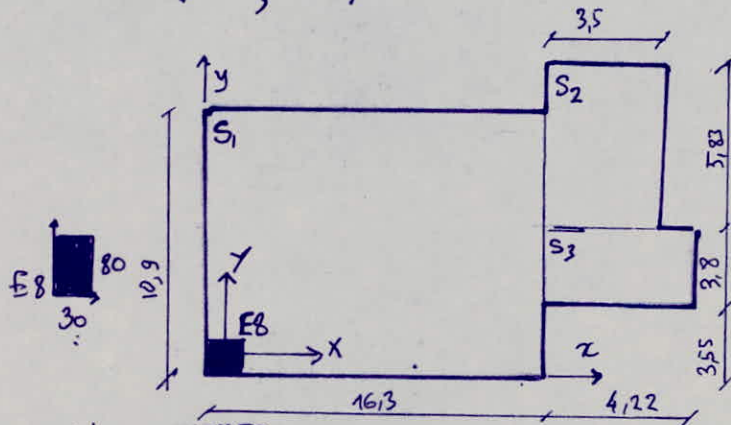
$$X_C = \frac{(59959,45) \cdot (0 + 3,2 + 6,4 + 9,6 + 12,8) + (92872,87) \cdot (16) + (35662,446) \cdot (19,2)}{428332,566} = 9,55 \text{ m}$$

$$Y_C = \frac{(0 + 46405,61) \cdot (3,2 + 6,4) + (57247,935) \cdot (9,8) + (9465,584) \cdot (12,45)}{216781,77} = 5,23 \text{ m}$$

$$\Delta X = 0,16 \text{ m} < e_{ac} = 5\% \cdot (20,22 \text{ m}) = 1,011 \text{ m}$$

$$\Delta Y = 0,16 \text{ m} < e_{ac} = 5\% \cdot (20,22 \text{ m}) = 1,011 \text{ m}$$

- Niveau (4^m59, 7^m65)



$$S_1 = 177,7 \text{ m}^2 \rightarrow (X_{G1} = 8,15 \text{ m}, Y_{G1} = 5,45 \text{ m})$$

$$S_2 = 20,4 \text{ m}^2 \rightarrow (X_{G2} = 10,05 \text{ m}, Y_{G2} = 7,98 \text{ m})$$

$$S_3 = 16,0 \text{ m}^2 \rightarrow (X_{G3} = 18,41 \text{ m}, Y_{G3} = 5,45 \text{ m})$$

$$X_G = 9,10 \text{ m} \rightarrow X_G = 8,95 \text{ m}$$

$$Y_G = 5,69 \text{ m} \rightarrow Y_G = 5,14 \text{ m}$$

- Niveau 4^m59

$$X_G = \frac{(24009,42) \times (0 + 3,2 + 6,4 + 9,6 + 12,8) + (16) \times (28454,16) + (19,2) \times (21068,28)}{169569,54} = 9,60 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{0 + (22754,62) \times (3,2 + 6,6) + (9,8) \times (2986,749) + (12,4) \times (4872,46)}{96315,207} = 5,28 \text{ m}$$

$$\Delta X = 0,65 \text{ m} < e_{ac} = 5\% \cdot (19,5) = 0,975 \text{ m}$$

$$\Delta Y = 0,14 \text{ m} < e_{ac} = 5\% \cdot (19,5) = 0,975 \text{ m}$$

- Niveau 7^m65:

$$X_G = \frac{(34834,38) \times (0 + 3,2 + 6,4 + 9,6 + 12,8) + (59034,411) \times (16) + (4672,334) \times (19,2)}{279778,64} = 9,8 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{0 + (3466,6) \times (51870,139) + (9,8) \times (56580,50) + (1244) \times (12398,13)}{229299,93} = 5,31 \text{ m}$$

$$\Delta X = 0,91 \text{ m} < 5\% \cdot (20,22 \text{ m}) = 1,011 \text{ m}$$

$$\Delta Y = 0,17 \text{ m} < 5\% \cdot (20,22 \text{ m}) = 1,011 \text{ m}$$

Conclusion.

- Dans tous les planchers on prendra en compte l'excentricité accidentelle e_{ac} .
- Cette excentricité ajoutera des efforts tranchants supplémentaires dans les poteaux en plus des efforts tranchants dus au sisme. On négligera les efforts tranchants négatifs dus à la torsion.

BLOC B - Portique Longitudinal G-

Calcul de la rigidité de torsion $R_{j\theta}$ en chaque niveau.

$$R_{j\theta} = \sum_{t=1}^{k-1} R_{jy}^{(t)} [X_j^{(t)}]^2 + \sum_{l=1}^{l=m} R_{jx}^{(l)} [Y_j^{(l)}]^2$$

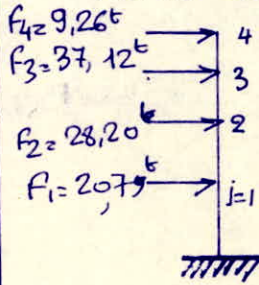
niveau j	Portiques transversaux							Portiques Longitudinaux					$R_{j\theta}$
	R_{jy}^8	R_{jy}^9	R_{jy}^{10}	R_{jy}^{11}	R_{jy}^{12}	R_{jy}^{13}	R_{jy}^{14}	R_{jx}^E	R_{jx}^F	R_{jx}^G	R_{jx}^H	R_{jx}^I	
4	/	/	/	/	/	89 663	92 780	/	25 164	25 164	/	21 530	1555 625 $\cdot 10^4$
3	59 959	59 959	59 959	59 959	59 959	92 873	35 662	57 248	46 405	46 405	57 248	9 446	20 577 714 $\cdot 10^4$
2	34 834	34 834	34 834	34 834	34 834	59 034	46 172	56 581	51 870	51 870	56 581	12 394	15 717 877 $\cdot 10^4$
1	24 009	24 009	24 009	24 009	24 009	28 454	21 068	22 987	22 755	22 755	22 987	4 832	8 386 901 $\cdot 10^4$

BLOC B - Portique Longitudinal G

• Efforts tranchants de niveau T_{jy} dans les portiques transv

• Forces seismiques sens y

• Efforts tranchants d'etage \mathcal{Z}_{jy}

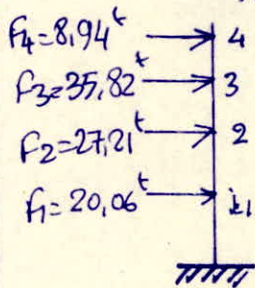


$$\begin{aligned} \mathcal{Z}_{4y} &= 9,26^t \\ \mathcal{Z}_{3y} &= 46,38^t \\ \mathcal{Z}_{2y} &= 74,58^t \\ \mathcal{Z}_{1y} &= 95,37^t \end{aligned}$$

$$T_{jy}^{(t)} = \mathcal{Z}_{jy} \cdot \frac{R_{jy}^{(t)}}{Q_{jy}} + \mathcal{Z}_{jy} \frac{R_{jy}^{(t)} \cdot x_j^{(t)}}{Q_{j0}} \cdot X_G$$

Portique	niveau	\mathcal{Z}_{jy} (t)	$R_{jy}^{(t)}$ ($\frac{kg}{cm}$)	Q_{jy} ($\frac{kg}{cm}$)	Q_{j0} (kg·cm)	$x_j^{(t)}$ (cm)	X_G (cm)	Resultat $T_{jy}^{(t)}$ (t)
8	4	9,26	/	/	$1,555 \frac{624}{10^{10}}$	/	/	/
	3	46,38	59 959	428 333	$20,577713 \frac{10^6}{10^{10}}$	-1072	-101	7,96
	2	74,58	34 834	279 379	$15,717877 \frac{10^6}{10^{10}}$	-996	-101	10,96
	1	95,37	24 009	169 570	$8,386901 \frac{10^6}{10^{10}}$	-996	-101	16,25

• Efforts tranchants de niveau T_{jx} dans les portiques long



$$\begin{aligned} \mathcal{Z}_{4x} &= 8,94^t \\ \mathcal{Z}_{3x} &= 44,76^t \\ \mathcal{Z}_{2x} &= 71,97^t \\ \mathcal{Z}_{1x} &= 92,03^t \end{aligned}$$

$$T_{jx}^{(t)} = \mathcal{Z}_{jx} \frac{R_{jx}^{(t)}}{Q_{jx}} + \mathcal{Z}_{jx} \cdot \frac{R_{jx}^{(t)} \cdot y_j^{(t)}}{Q_{j0}} \cdot Y_G$$

Portique	niveau	\mathcal{Z}_{jx} (t)	$R_{jx}^{(t)}$ ($\frac{kg}{cm}$)	Q_{jx} ($\frac{kg}{cm}$)	Q_{j0} (kg·cm)	$y_j^{(t)}$ (cm)	Y_G (cm)	$T_{jx}^{(t)}$ (t) Resultat
E	4	/	/	/	$1,555 \frac{625}{10^{10}}$	/	/	/
	3	44,76	57 248	216 752	$20,577714 \frac{10^6}{10^{10}}$	-608	-101	12,59
	2	71,97	56 581	229 300	$15,717877 \frac{10^6}{10^{10}}$	-615	-101	19,37
	1	92,03	22 987	96 315	$8,386901 \frac{10^6}{10^{10}}$	-615	-101	23,53
F	4	8,94	25 164	71 918	$1,555 \frac{625}{10^{10}}$	-488	-48	3,47
	3	44,76	46 405	216 752	$20,577714 \frac{10^6}{10^{10}}$	-288	-101	9,88
	2	71,97	51 870	229 300	$15,717877 \frac{10^6}{10^{10}}$	-295	-101	16,99
	1	92,03	22 755	96 315	$8,386901 \frac{10^6}{10^{10}}$	-295	-101	22,49

• BLOC B - Portique Longitudinal G

Complement de l'effort tranchant de niveau dû à la torsion
Dans le sens transversal.

$$T_{jy}^{(t)} = \frac{\sum_i x_i \cdot \gamma_G \cdot R_{jy}^{(t)} \cdot X_j^{(t)}}{R_{j\theta}}$$

Portique	niveau	$\sum_j x_j$ (t)	$R_{jy}^{(t)}$ (kg/cm)	$R_{j\theta}$ (kg.cm)	$X_j^{(t)}$ (cm)	γ_G (cm)	Resultat $T_{jy}^{(t)}$ (t)
8	4	/	/	$1,555\ 624$ 10^{10}	/	/	/
	3	44,76	59 953	$20,577\ 714$ 10^{10}	- 1072	- 101	1,41
	2	71,97	34 834	$15,717\ 877$ 10^{10}	- 996	- 101	1,60
	1	92,03	24 009	$8,386\ 901$ 10^{10}	- 996	- 101	2,65

Complement de l'effort tranchant de niveau dû à la torsion dans le sens longitudinal.

$$T_{jx}^{(t)} = \frac{\sum_i y_i \cdot \gamma_G \cdot R_{jx}^{(t)} \cdot \gamma_j^{(t)}}{R_{j\theta}}$$

Portique	niveau	$\sum_j y_j$ (t)	$R_{jx}^{(t)}$ (kg/cm)	$R_{j\theta}$ (kg.cm)	$\gamma_j^{(t)}$ (cm)	γ_G (cm)	$T_{jx}^{(t)}$ (t) Resultat
E	4	3,26	/	$1,555\ 624$ 10^{10}	/	/	/
	3	46,38	57 248	$20,577\ 714$ 10^{10}	- 608	- 101	0,79
	2	74,58	56 581	$15,717\ 877$ 10^{10}	- 615	- 101	1,67
	1	95,37	22 987	$8,386\ 901$ 10^{10}	- 615	- 101	1,62
F	4	9,26	25 164	$1,555\ 624$ 10^{10}	- 488	48	- 0,35
	3	46,38	46 405	$20,577\ 714$ 10^{10}	- 238	- 101	0,30
	2	74,58	51 870	$15,717\ 877$ 10^{10}	- 295	- 101	0,73
	1	95,37	22 755	$8,386\ 901$ 10^{10}	- 295	- 101	0,77

• BLOC B Portique Longitudinal G

Efforts tranchants de niveau superposes : $T_{jx}^{(e)}$; $T_{jy}^{(e)}$

Sens transversal $T_{jy}^{(e)}$

Sens Longitudinal $T_{jx}^{(e)}$

Portique	niveau	action direct $T_{jy}^{(e)}$ (t)	Torsion $T_{jy}^{(e)}$ (t)	$T_{jy}^{(e)}$ (t)
8	4	/	/	/
	3	7,96	1,41	9,37
	2	10,96	1,60	12,56
	1	16,25	2,65	18,90

portique	niveau	action direct $T_{jx}^{(e)}$ (t)	Torsion $T_{jx}^{(e)}$ (t)	$T_{jx}^{(e)}$ (t)
E	4	/	/	/
	3	12,59	0,79	13,38
	2	19,37	1,67	21,04
	1	23,53	1,62	25,15
F	4	3,47	-0,35	3,47
	3	9,88	0,30	10,18
	2	16,99	0,73	17,72
	1	22,49	0,77	23,26

• NB: (Art 335 - RPA 81)

des efforts tranchants negatifs dus à la torsion devront être négligés

• Calcul des déplacements relatifs de niveau dans les 2 portiques:
Portique transversal P ; Portique Longitudinal E.

$$\delta_j^{(i)} = \frac{T_j^{(i)}}{R_j^{(i)}}$$

Cette valeur devra être multipliée par $\frac{1,0}{2B}$ où B est le facteur de comportement de la structure, et $\frac{1,0}{2B}$ comparés aux déplacements admissibles donnés par les normes.

Niveau	Portique 8		Portique E		$\frac{1,0}{20075k_j}$ (mm)
	δ_j (cm)	$\delta_j \times \frac{1,0}{2B}$ (mm)	δ_j (cm)	$\delta_j \times \frac{1,0}{2B}$ (mm)	
3	0,16	3,2	0,23	4,6	23,0
2	0,36	7,2	0,37	7,4	22,5
1	0,79	15,8	1,09	21,8	33,4

• Conclusion : les déplacements relatifs obtenus sont inférieurs aux déplacements admissibles tolérés par les normes

BLOC B - Portique Longitudinal G

- Moments en tête et à la base des poteaux.

niveau	§: le de pot	$\frac{a_{kp}}{\sum a_{kp}}$	T_{jx} (t)	t_{jx} (t)	y_0	y_1	y_2	y_3	y	$\bar{z} = y \cdot h$ (m)	M_{inf} (t.m)	$P_n - \bar{z}$ m	M_{sup} (t.m)
4	13	0,5	3,47	1,735	0,40	0	0	0	0,40	1,064	1,846	1,596	2,769
	14	0,5	3,47	1,735	0,40	0	0	0	0,40	1,064	1,846	1,596	2,769
3	8	0,125	10,18	1,273	0,45	0	0	0	0,45	1,350	1,718	1,650	2,100
	9	0,149	10,18	1,517	0,50	0	0	0	0,50	1,500	2,275	1,500	2,275
	10	0,149	10,18	1,517	0,50	0	0	0	0,50	1,500	2,275	1,500	2,275
	11	0,149	10,18	1,517	0,50	0	0	0	0,50	1,500	2,275	1,500	2,275
	12	0,149	10,18	1,517	0,50	0	0	0	0,50	1,500	2,275	1,500	2,275
	13	0,116	10,18	1,181	0,50	0	0	0	0,50	1,500	1,771	1,500	1,771
	14	0,118	10,18	1,832	0,45	0	0	0	0,45	1,350	2,474	1,650	3,023
2	8	0,112	17,72	1,985	0,50	0	0	0	0,50	1,530	3,036	1,530	3,036
	9	0,146	17,72	2,587	0,50	0	0	0	0,50	1,530	3,958	1,530	3,958
	10	0,146	17,72	2,587	0,50	0	0	0	0,50	1,530	3,958	1,530	3,958
	11	0,146	17,72	2,587	0,50	0	0	0	0,50	1,530	3,958	1,530	3,958
	12	0,146	17,72	2,587	0,50	0	0	0	0,50	1,530	3,958	1,530	3,958
	13	0,176	17,72	3,119	0,50	0	0	0	0,50	1,530	4,772	1,530	4,772
	14	0,129	17,72	2,286	0,50	0	0	0	0,50	1,530	3,497	1,530	3,497
1	8	0,127	23,26	2,954	0,55	0	0	0	0,55	2,525	7,457	2,066	6,102
	9	0,149	23,26	3,466	0,55	0	0	0	0,55	2,525	8,749	2,066	7,158
	10	0,149	23,26	3,466	0,55	0	0	0	0,55	2,525	8,749	2,066	7,158
	11	0,149	23,26	3,466	0,55	0	0	0	0,55	2,525	8,749	2,066	7,158
	12	0,149	23,26	3,466	0,55	0	0	0	0,55	2,525	8,749	2,066	7,158
	13	0,149	23,26	3,466	0,55	0	0	0	0,55	2,525	8,749	2,066	7,158
	14	0,127	23,26	2,954	0,55	0	0	0	0,55	2,525	7,457	2,066	6,102

BLOC B - Portique Longitudinal G

- Moments aux appuis
- Moments en travée
- Efforts tranchants dans les poutres.
- Efforts Normaux dans les poteaux

niveau	Noad	Kpw	Kpe	Ms (t.m)	Mi (t.m)	Mw (t.m)	Me t.m	poutre	l (m)	Mc (t.m)	T (t)	N (t)	N niveaup (t)	N cumulé (t)
4	13	/	500	/	2,769	/	2,769	13-14	3,2	0,000	-1,731	-1,731	/	-1,731
	14	500	/	2,769	2,769	/	/					1,731	/	1,731
3	8	/	500	/	2,100	/	2,100	8-9	3,2	0,481	-1,012	-1,012	/	-1,012
	9	500	500	/	2,275	1,138	1,138					0,301	/	0,301
	10	500	500	/	2,275	1,138	1,138	9-10	3,2	0,000	-0,711	0,000	/	0,000
	11	500	500	/	2,275	1,138	1,138	10-11	3,2	0,000	-0,711	0,000	/	0,000
	12	500	500	/	2,275	1,138	1,138	11-12	3,2	0,000	-0,711	0,000	/	0,000
	13	500	500	1,846	1,771	1,809	1,809	12-13	3,2	-0,336	-0,921	-0,210	/	-0,210
	14	500	/	1,846	3,023	4,869	/	13-14	3,2	-1,530	-2,087	-1,166	-1,731	-2,897
	14	500	/	1,846	3,023	4,869	/	/	/	/	2,087	1,731	3,818	
2	8	/	500	1,718	3,036	/	4,754	8-9	3,2	0,819	-2,460	-2,460	-1,012	-3,472
	9	500	500	2,275	3,958	3,117	3,117					0,512	0,301	0,813
	10	500	500	2,275	3,958	3,117	3,117	9-10	3,2	0,000	-1,948	0,000	0,000	0,000
	11	500	500	2,275	3,958	3,117	3,117	10-11	3,2	0,000	-1,948	0,000	0,000	0,000
	12	500	500	2,275	3,958	3,117	3,117	11-12	3,2	0,000	-1,948	0,000	0,000	0,000
	13	500	500	1,771	4,772	3,272	3,272	12-13	3,2	-0,078	-1,996	-0,048	-0,210	-0,258
	14	500	/	2,474	3,497	5,971	/	13-14	3,2	-1,350	-2,888	-0,892	-2,897	-3,789
	14	500	/	2,474	3,497	5,971	/	/	/	/	+2,888	3,818	6,706	
1	8	/	500	3,036	6,102	/	9,138	8-9	3,2	1,790	-4,593	-4,593	-3,472	-8,065
	9	500	500	3,958	7,158	5,558	5,558					+1,119	0,813	1,932
	10	500	500	3,958	7,158	5,558	5,558	9-10	3,2	0,000	-3,474	0,000	0,000	0,000
	11	500	500	3,958	7,158	5,558	5,558	10-11	3,2	0,000	-3,474	0,000	0,000	0,000
	12	500	500	3,958	7,158	5,558	5,558	11-12	3,2	0,000	-3,474	0,000	0,000	0,000
	13	500	500	4,772	7,158	5,965	5,965	12-13	3,2	-0,204	-3,601	-0,127	-0,258	-0,385
	14	500	/	3,497	6,102	9,599	/	13-14	3,2	-1,817	-4,864	-1,263	-3,789	-5,052
	14	500	/	3,497	6,102	9,599	/	/	/	/	+4,864	6,706	11,570	

Bloc B - Portique Longitudinal G

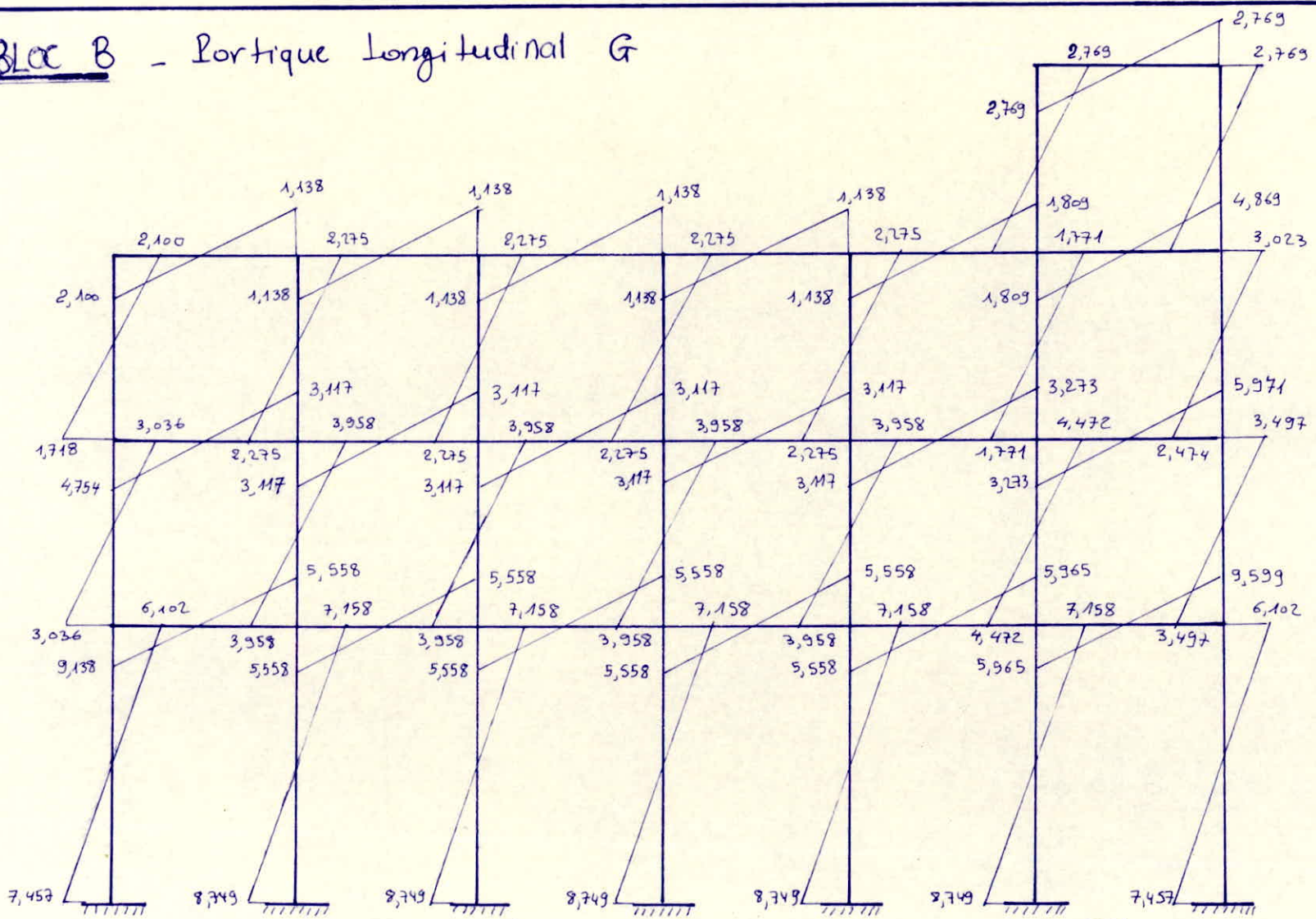


Diagramme des Moments flechissants sous E

Deformations - Effets du Second Ordre.

• Introduction:

Cette partie est exposée dans le but de vérifier sous l'action des forces horizontales les dimensions des éléments composant l'ossature obtenus par un prédimensionnement sous charges verticales. Pour cela il faudrait que les déplacements de niveau soient compatibles avec les déplacements admissibles. Le calcul sera conduit selon une méthode forfaitaire.

• Calcul des déplacements relatifs de niveau.

La méthode forfaitaire donne:

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2$$

$$\text{avec: } \Delta_1 = \frac{F \cdot H^3}{12 \cdot E \cdot I_c}$$

F: effort tranchant appliqué au poteau
H: hauteur d'étage.

I_c: Inertie du poteau.

Δ_1 = déplacement relatif dû à la déformation des poteaux

$$\Delta_2 = \frac{F H^2}{6 E \cdot (I_1/L_1 + I_2/L_2)}$$

I₁, I₂: inerties des poutres à gauche et à droite des nœuds.

L₁, L₂: longueurs des travées.

Δ_2 = déplacement dû à la rotation des nœuds.

Nous prenons pour le module de déformations E. E = 3.10⁶ t/m².
des planchers étant supposés rigides donc les poteaux ont le même déplacement en tête.

Nous calculerons Δ pour chaque niveau, dans les 2 sens, pour les 2 blocs. On le comparera au déplacement admissible donné par le RPA 81. Ce déplacement de calcul devra être multiplié par 1/2B ou B est le coefficient de comportement de la structure.

• BLOC A

des résultats donnant F à chaque niveau sont résumés dans les tableaux suivants (voir étude au séisme) pour le poteau F dans le sens transversal et le poteau H dans le sens longitudinal.

Sens	Sens transversal				Sens Longitudinal			
	Resultante des forces horizontales	Force due à la torsion	Force totale de Niveau	Force totale F(t)	Resultante des forces horizontales	Force due à la torsion	Force totale de Niveau	Force totale F(t)
3	5,52	1,13	6,65	6,65	12,06	0,66	12,72	12,72
2	4,53	0,93	5,46	12,11	9,91	0,53	10,44	23,16
1	3,20	0,55	3,75	15,86	6,22	0,32	6,54	29,70
0	0,00	0,00	0,00	15,86	0,00	0,00	0,00	29,70

Nous résumerons ci-dessous les calculs donnant les déplacements sous forme de tableau.

Calcul de I₁ et I₂.

$$I_1 = I_2 = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,3 \cdot 0,4^3}{12}$$

$$; I_1 = I_2 = 16 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

- Sens transversal :

$$l_1 = 3,2 \text{ m} \Rightarrow \frac{I_1}{l_1} + \frac{I_2}{l_2} = 9,706 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$l_2 = 3,4 \text{ m}$$

$$\Delta = \Delta_{\text{cal}} \times \frac{1}{2B} \quad (B = 1/4 \text{ dans notre cas})$$

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

$$\frac{F_F}{I_F} = \frac{\sum F}{\sum I}$$

tableau recapitulatif.

Pot	H(m)	$\sum F(t)$	$\sum I \cdot 10^4 (m^4)$	$F_F(t)$	$I_F \cdot 10^4 (m^4)$	$\Delta_1 (mm)$	$\Delta_2 (mm)$	$\Delta_c (mm)$	$\Delta (mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$
1	4,59	15,86	94,5	2,69	16	4,5	3,2	7,7	15,4	34,4
2	3,06	12,11	76	1,07	6,75	1,3	0,6	1,9	3,8	22,9
3	3,00	6,65	76	0,59	6,75	0,6	0,3	0,9	1,8	22,5

- Sens longitudinal

$$l_1 = 3,2 \text{ m} \Rightarrow \frac{I_1}{l_1} + \frac{I_2}{l_2} = 1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$l_2 = 3,2 \text{ m}$$

$$\Delta = \Delta_{\text{cal}} \times \frac{1}{2B}$$

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

$$\frac{F_F}{I_F} = \frac{\sum F}{\sum I}$$

tableau recapitulatif.

Pot	H(m)	$\sum F(t)$	$\sum I \cdot 10^4 (m^4)$	$F_H(t)$	$I_H \cdot 10^4 (m^4)$	$\Delta_1 (mm)$	$\Delta_2 (mm)$	$\Delta_c (mm)$	$\Delta (mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$
1	4,59	29,7	78,75	4,24	11,25	10,1	4,97	15,1	30,2	34,4
2	3,06	23,16	78,75	3,31	11,25	2,3	1,7	4,0	8,0	22,9
3	3,00	12,72	78,75	1,82	11,25	1,2	0,9	2,1	4,2	22,5

• BLOC B.

des calculs sont faits pour le niveau 1 dans les 2 sens, qui donne des déplacements relatifs nettement \oplus grands que les autres. On considère le poteau F dans les 2 sens.

Sens	Sens transversal				Sens longitudinal			
	Resultante des forces horizontales	force due à la torsion	force totale du niveau	force totale F(t)	Resultante des forces horizontales	force due à la torsion	force totale du niveau	force totale F(t)
4	4,63	0,35	4,98	4,98	2,32	0,35	2,66	2,66
3	6,82	0,74	7,56	12,54	7,30	0,21	7,51	10,16
2	5,18	0,65	5,83	18,36	5,54	0,16	5,70	15,87
1	3,27	0,46	3,73	22,09	4,58	0,14	4,72	20,59
0	0	0	0	22,09	0	0	0	20,59

• Tableau Récapitulatif.

Pot	H (m)	$\sum F(t)$	$\sum I \cdot 10^4 (m^4)$	$F_f(t)$	$I_f \cdot 10^4 (m^4)$	$\Delta_1 (mm)$	$\Delta_2 (mm)$	$\Delta_c (mm)$	$\Delta (mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$
Sens transversal										
	4,59	22,09	101,25	3,49	16	5,9	4,2	10,1	20,2	34,4
Sens Longitudinal										
	4,49	20,59	63	2,94	9	8,8	3,4	12,2	24,4	34,4

• Conclusion:

Les déplacements relatifs calculés sont en accord avec ceux tolérés par les règles RPA 81.

• Effets du Second Ordre.

Afin d'avoir une valeur approximative des effets du Second ordre, nous allons calculer la force additionnelle horizontale H_n .

$$H_n = \frac{\sum P \cdot \Delta_D}{h_n}$$

H_n : force horizontale additionnelle au niveau n
 h_n : hauteur d'étage du niveau n .

$\sum P$: charges verticales au dessus du niveau n amenées par les poteaux.

Δ_D : déplacement de calcul $\times \frac{1}{2B}$.

Pour le calcul de $\sum P$ (voir la détermination de W (poids de la structure) dans l'étude sismique).

Après avoir calculé la force additionnelle H_n (niveau où l'effet des composantes horizontales est prédominant) dans les 2 sens transversal et longitudinal, elle sera comparée à la force sismique $H=V$ du sens respectif; le rapport exprimant la majoration de la force V , H_n/V ne doit pas excéder 5%. Dans le cas contraire il faudra tenir compte des effets du 2^e Ordre en majorant les efforts.

BLOC	Sens	$\sum P(t)$	$\Delta_D (mm)$	$h_n (m)$	$H_n=H_f(t)$	$H=V(t)$	$H_n/H (\%)$
A	trans	681,2	15,4	4,59	2,30	92,6	2,5
A	Long	681,2	30,2	4,59	4,48	92,6	4,8
B	trans	764,5	20,2	4,59	3,35	95,4	3,5
B	Long	764,5	24,4	4,59	4,07	92,03	4,4

• Conclusion:

La majoration de la force horizontale n'est pas trop importante ($< 5\%$). On ne tiendra pas compte des effets du Second Ordre.

Les dimensions de l'ossature de notre ouvrage qui ont été déterminées auparavant assurent donc la stabilité générale vis à vis des charges horizontales.

CHAP 6

**SUPERPOSITIONS DES
SOLLICITATIONS**

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

- Base de Calcul: (Art 332 RPA 81).

Pour la justification à la stabilité et à la résistance des éléments structuraux de l'ouvrage étudié, on doit prendre en compte les sollicitations totales pondérées définies ci-dessous.

Pour notre bâtiment les sollicitations dues aux effets de retrait et de température ne sont pas à prendre en compte car il est prévu des joints de dilatation.

Sollicitation totale pondérée du 1^{er} genre : $G + 1,2P$

Sollicitation totale pondérée du 2^{es} genre : $G + P + E$.

- Poutres: 1

$$\begin{aligned} 1^{\text{er}} \text{ genre: } & G + 1,2P \\ 2^{\text{es}} \text{ genre: } & G + P + \overleftrightarrow{E} \\ & 0,8G + \overleftrightarrow{E} \end{aligned}$$

- Poteaux:

$$\begin{aligned} 1^{\text{er}} \text{ genre: } & G + 1,2P \\ 2^{\text{es}} \text{ genre: } & G + P + \overleftrightarrow{E} \\ & G + P + 1,2\overleftrightarrow{E} \\ & 0,8G + \overleftrightarrow{E} \end{aligned}$$

G: charge permanente

P: charge d'exploitation non pondérée

E: effet du séisme (effet horizontal).

- NB: Bien qu'aucune mention spécifique n'ait été faite des effets de l'accélération verticale due au séisme, ces effets sont inclus comme suit:

La combinaison $G + P + \overleftrightarrow{E}$ comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet de l'accélération verticale du séisme.

La combinaison $0,8G + \overleftrightarrow{E}$ tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale.

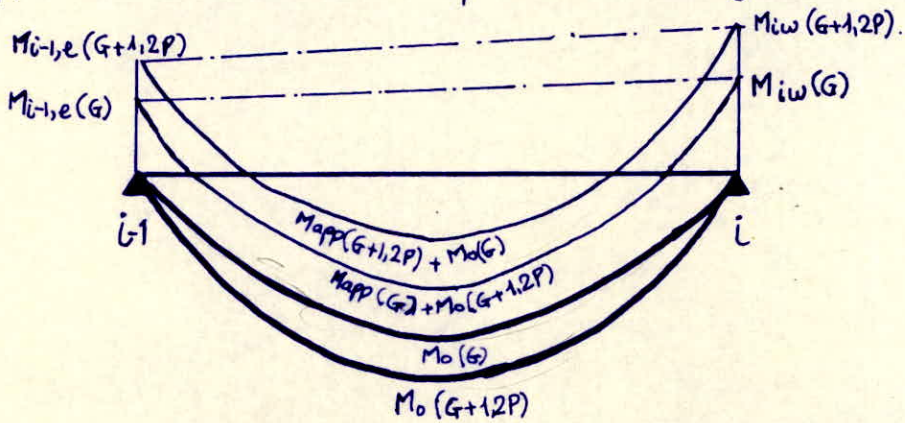
La valeur $\pm E$ (\overleftrightarrow{E}) permet de prendre en compte la réversibilité des charges sismiques créant des efforts de traction et de compression dans les poteaux.

- Moments en travée des poutres. (Art A12 CCBA 68).

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

- Pour les moments positifs, la ligne qui joint les moments d'appuis minimaux en valeur absolue.
- Pour les moments négatifs, la ligne qui joint les moments d'appuis maximaux en valeur absolue.
- Ceci en supposant dans chaque cas de charge, que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

Soit à calculer par exemple des moments entravés et à l'appui sous la sollicitation pondérée du 1^{er} genre : $G+1,2P$.



M_0 = Moment isostatique sous $G+1,2P$

$$\bullet M_t = M_0(G+1,2P) - \frac{M_{i-1,e}(G) + M_{i,w}(G)}{2}$$

$$\bullet M_{app} = M_{app}(G) + M_{app}(1,2P)$$

NB: l'expression du moment en travée sous le seisme \vec{E} est donnée par:

$$\bullet M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$$

Tous les calculs seront exposés sous forme de tableaux.

BLOC A Portique transversal Intermediaire.

Combinaison des Moments flechissants dans les poutres.

niveau	travée	ℓ (m)	Sous G Me+M _u ℓ (t.m)	G + 12 P					G + P + $\vec{S}IH$				G + P + $\overleftarrow{S}IH$				0,8 G + $\vec{S}IH$			0,8 G + $\overleftarrow{S}IH$		
				q _o t/m ²	M _o (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)		
				3	1-2	3,20	1,071	2,429	3,109	2,039	0,972	1,571	3,287	3,605	-2,131	-5,179	-0,027	-0,929	3,579	3,054	-1,659	-4,887
3	2-2'	3,40	1,375	2,429	3,510	2,135	1,633	1,633	-1,048	1,827	-2,132	-2,132	1,827	-1,048	-0,558	1,264	-1,642	-1,642	1,264	-0,558		
	2'-1'	3,20	1,071	2,429	3,109	2,039	1,571	0,972	-0,929	-0,027	-5,179	-2,131	3,605	3,287	-0,457	-0,578	-4,887	-1,659	3,054	3,579		
2	3-4	3,20	0,886	2,557	3,273	2,387	1,202	1,633	8,414	5,834	-2,884	-10,668	-2,354	-0,178	8,940	5,021	-2,169	-10,142	-3,167	0,537		
	4-4'	3,40	1,086	2,557	3,695	2,609	1,739	1,739	-0,407	1,834	-2,853	-2,853	1,834	-0,407	0,354	0,978	-2,092	-2,092	0,978	0,354		
1	4'-3'	3,20	0,886	2,557	3,273	2,387	1,633	1,202	-0,178	-2,357	-10,668	-2,884	5,834	8,414	0,537	-3,167	-10,142	-2,169	5,021	8,940		
	5-6	3,20	0,833	2,557	3,273	2,440	1,118	1,548	11,273	6,373	-4,614	-13,319	-2,735	1,712	11,713	5,524	-3,937	-12,829	-3,984	2,389		
	6-6'	3,40	1,030	2,557	3,695	2,665	1,649	1,649	1,353	1,918	-4,445	-4,445	1,918	1,353	2,075	1,022	-3,723	-3,723	1,022	2,075		
0	6'-5'	3,20	0,833	2,557	3,273	2,440	1,548	1,118	1,712	-2,735	-13,319	-4,614	6,373	11,273	2,389	-3,584	-11,829	-3,937	5,524	11,713		
	7-8	3,20	0,829	3,069	3,928	3,100	1,503	1,813	-1,378	2,081	-1,662	-1,378	2,081	-1,662	-0,601	0,907	-0,725	-0,601	0,907	-0,725		
	8-8'	3,40	1,009	3,069	4,435	3,426	2,019	2,015	-1,851	2,214	-1,851	-1,851	2,214	-1,810	-0,807	0,965	-0,807	-0,807	0,965	-0,807		
0	8'-7'	3,20	0,829	3,069	3,928	3,100	1,813	1,503	-1,662	2,081	-1,378	-1,662	2,081	-1,378	-0,725	0,907	-0,601	-0,725	0,907	-0,601		

BLOC A Portique transversal Intermediaire

Combinaison des efforts tranchants dans les poutres.

niveau	travée	$G + 1.2 P$		$G + P + \vec{S}IH$		$G + P + \overleftarrow{S}IH$		$0.8G + \vec{S}IH$		$0.8G + \overleftarrow{S}IH$	
		T_w (t)	T_e (t)	T_w (t)	T_e (t)	T_w (t)	T_e (t)	T_w (t)	T_e (t)	T_w (t)	T_e (t)
3	1-2	3,638	-4,047	2,090	-5,478	5,112	-2,456	0,980	-4,255	4,002	-1,233
	2-2'	4,130	-4,130	3,702	-4,340	4,340	-3,702	2,463	-3,101	3,101	-2,463
	2'-1'	4,047	-3,638	2,456	-5,112	5,478	-2,090	1,233	-4,002	4,255	-0,980
2	3-4	3,957	-4,225	0,305	-7,365	7,113	-0,557	-1,427	-5,515	5,381	1,293
	4-4'	4,347	-4,347	3,356	-4,794	4,794	-3,356	1,453	-2,891	2,891	-1,453
	4'-3'	4,225	-3,957	0,557	-7,113	7,365	-0,305	-1,293	-5,381	5,515	1,424
1	5-6	3,957	-4,225	-1,114	-8,784	8,532	0,862	-2,846	-6,934	6,800	2,712
	6-6'	4,347	-4,347	2,370	-5,780	5,780	-2,370	0,667	-3,877	3,877	-0,467
	6'-5'	4,225	-3,957	-0,862	-8,532	8,784	1,114	-2,712	-6,800	6,934	2,846
0	7-8	4,814	-5,007								
	8-8'	5,217	-5,217								
	8'-7'	5,007	-4,814								

BLOC A . Portique transversal Intermediaire.

Combinaison des efforts normaux dans les poteaux.

niveau	Poteau	G + 1,2 P		G + P + $\overline{S_{IH}}$		G + P + $\underline{S_{IH}}$		0,8G + $\overline{S_{IH}}$		0,8G + $\underline{S_{IH}}$		G + P + 1,2 $\overline{S_{IH}}$		G + P + 1,2 $\underline{S_{IH}}$	
		N (t)	Ncum (t)	N (t)	Ncum (t)	N (t)	Ncum (t)	N (t)	Ncum (t)	N (t)	Ncum (t)	N (t)	Ncum (t)	N (t)	Ncum (t)
3	1-3	3,698	3,698	2,090	2,090	5,112	5,112	0,980	0,980	4,002	4,002	1,788	1,788	5,414	5,414
	2-4	8,204	8,204	3,180	3,180	6,796	6,796	6,718	6,718	4,334	4,334	9,418	9,418	6,558	6,558
	2'-4'	8,204	8,204	6,796	6,796	3,180	3,180	4,334	4,334	6,718	6,718	6,558	6,558	9,418	9,418
	1'-3'	3,698	3,698	5,122	5,112	2,09	2,09	4,002	4,002	0,980	0,980	5,414	5,414	1,788	1,788
2	3-5	3,957	7,655	0,305	2,395	7,113	12,225	-1,427	-0,447	5,381	9,383	-0,376	1,412	7,794	13,208
	4-6	8,572	16,777	10,721	19,901	5,351	12,147	6,968	13,486	1,598	5,932	11,258	20,676	4,814	11,372
	4'-6'	8,572	16,777	5,351	12,147	10,721	19,901	1,598	5,932	6,968	13,686	4,184	11,372	11,258	20,676
	3'-5'	3,957	7,655	3,113	12,225	0,305	2,395	5,381	9,383	-1,427	-0,477	7,794	13,208	-0,376	1,412
1	5-7	3,957	11,612	-1,144	1,281	8,532	20,757	-2,846	-3,293	6,800	16,183	-2,079	-0,667	9,497	27,705
	6-8	8,572	25,343	11,154	31,055	4,918	17,065	7,401	21,087	1,165	7,097	11,778	32,454	4,294	15,666
	6'-8'	8,572	25,343	4,918	17,065	11,154	31,055	1,165	7,097	7,401	21,087	4,294	15,666	11,778	32,454
	5'-7'	3,957	11,612	8,532	20,757	-1,114	1,281	6,800	16,193	-2,846	-3,293	9,497	22,705	-2,079	-0,667
0	7-9	4,814	16,425												
	8-10	10,224	35,573												
	8'-10'	10,224	35,573												
	7'-9'	4,814	16,425												

BLOC A - Portique transversal Intermediaire.

Combinaison des Moments flechissants dans les poteaux.

Niveau	Poteau	$G + 1,2P$		$G + P + \overrightarrow{S_{IH}}$		$G + P + \overleftarrow{S_{IH}}$		$0,8G + \overrightarrow{S_{IH}}$		$0,8G + \overleftarrow{S_{IH}}$		$G + P + 1,2\overrightarrow{S_{IH}}$		$G + P + 1,2\overleftarrow{S_{IH}}$	
		M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)	M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)	M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)	M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)	M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)	M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)	M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)
3	1-3	0,972	-0,573	-3,287	1,743	5,179	-2,817	-3,579	1,994	4,887	-2,566	-4,134	2,199	6,026	-3,273
	2-4	0,063	-0,050	-1,082	0,568	1,204	-0,662	-1,101	0,590	1,185	-0,640	-1,311	0,691	1,433	-0,785
	2'-4'	-0,063	0,050	-1,204	0,662	1,082	-0,568	-1,185	0,640	1,101	-0,590	-1,433	0,785	1,311	-0,691
	1'-3'	-0,972	0,573	-5,179	2,817	3,287	-1,743	-4,887	2,566	3,579	-1,994	-6,026	3,273	4,134	-2,199
2	3-5	0,630	-0,684	-6,670	4,200	7,852	-5,482	-6,946	4,499	7,576	-5,183	-8,122	5,168	9,304	-6,450
	4-6	0,054	-0,041	-1,910	1,269	2,012	-1,345	-1,934	1,287	1,988	-1,327	-2,302	1,530	2,404	-1,606
	4'-6'	-0,054	0,041	-2,012	1,345	1,910	-1,269	-1,988	1,327	1,934	-1,287	-2,404	1,606	2,302	-1,530
	3'-5'	-0,630	0,684	-7,852	5,482	6,670	-4,200	-7,576	5,183	6,946	-4,499	-9,304	6,450	8,122	-5,168
1	5-7	0,434	-0,312	-7,023	0,859	7,837	-11,431	-7,213	11,020	7,647	-11,270	-8,509	13,088	9,323	-13,660
	6-8	0,061	-0,043	-4,698	7,093	4,812	-7,171	-4,725	7,115	4,785	-7,149	-5,649	8,519	5,763	-8,597
	6'-8'	-0,061	0,043	-4,812	7,171	4,698	-7,093	-4,785	7,149	4,725	-7,115	-5,763	8,597	5,649	-8,519
	5'-7'	-0,434	0,312	-7,837	11,431	7,023	-10,859	-7,647	11,270	7,213	-11,020	-9,323	13,660	8,509	-13,088
0	7-9	1,191	-1,191												
	8-10	0,164	-0,164												
	8'-10'	-0,164	0,164												
	7'-9'	-1,191	1,191												

BLOC B - Portique longitudinal G - Combinaison des moments flechissants des poutres

niveau	travée	G + 1,2 P			G + P + $\vec{S}IH$			G + P + $\vec{S}IH$			0,8 G + $\vec{S}IH$			0,8 G + $\vec{S}IH$		
		Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me
4	13-14	-0,614	1,964	-0,659	2,167	1,509	-3,415	-3,371	1,509	2,123	2,335	1,068	-3,232	-3,203	1,068	2,306
3	8-9	-0,177	0,746	-0,685	1,927	1,156	-1,808	-2,273	0,194	0,468	1,977	0,961	-1,615	-2,223	-0,001	0,752
	9-10	-0,644	0,600	-0,555	0,508	0,511	-1,681	-1,768	0,511	0,595	0,690	0,363	-1,524	-1,586	0,363	0,752
	10-11	-0,555	0,638	-0,555	0,595	0,555	-1,681	-1,681	0,555	0,595	0,752	0,394	-1,524	-1,524	0,394	0,752
	11-12	-0,555	0,638	-0,555	0,595	0,555	-1,681	-1,681	0,555	0,595	0,752	0,394	-1,524	-1,524	0,394	0,658
	12-13	-0,555	0,160	-2,697	0,595	-0,690	-4,296	-1,681	-0,019	-0,678	0,752	-0,320	-2,960	-1,524	0,352	3,399
	13-14	-5,235	5,528	-3,370	-2,982	1,624	-2,984	-6,600	4,684	1,754	-0,249	0,118	-6,339	-3,867	3,178	2,751
2	8-9	-0,270	0,849	-0,665	4,498	1,486	-3,747	-5,010	-0,152	2,487	4,605	1,206	-3,483	-4,903	-0,431	2,799
	9-10	-0,623	0,757	-0,579	2,526	0,539	-3,666	-3,708	0,539	2,568	2,774	0,313	-3,435	-3,460	0,313	2,799
	10-11	-0,579	0,773	-0,579	2,568	0,561	-3,666	-3,666	0,561	2,568	2,779	0,326	-3,435	-3,435	0,326	2,799
	11-12	-0,579	0,773	-0,579	2,568	0,561	-3,666	-3,666	0,561	2,568	2,779	0,326	-3,435	-3,435	0,326	2,799
	12-13	-0,579	0,543	-1,306	2,568	0,142	-4,504	-3,666	0,298	2,042	2,779	0,064	-3,559	-3,435	0,220	2,587
	13-14	-2,149	3,819	-1,720	1,250	1,646	-7,610	-5,296	4,344	4,332	2,159	0,245	-6,957	-4,387	2,943	4,985
1	8-9	-0,560	1,625	-1,409	8,592	3,236	-6,932	-9,684	-0,344	4,184	8,756	2,800	-6,518	-9,520	-0,780	4,598
	9-10	-1,322	1,384	-1,221	4,269	1,167	-6,749	-6,847	1,167	4,367	4,657	0,815	-6,390	-6,459	0,815	4,726
	10-11	-1,221	1,427	-1,221	4,367	1,216	-6,749	-6,749	1,216	4,367	4,726	0,850	-6,390	-6,390	0,850	4,726
	11-12	-1,221	1,427	-1,221	4,367	1,216	-6,749	-6,749	1,216	4,367	4,726	0,850	-6,390	-6,390	0,850	4,726
	12-13	-1,221	1,277	-1,821	4,367	0,738	-7,206	-6,749	1,145	4,224	4,726	0,526	-7,037	-6,390	0,933	4,893
	13-14	-2,422	3,710	-1,657	3,673	1,073	-11,180	-8,257	4,707	8,018	4,653	-0,310	-10,561	-7,277	3,324	8,637
0	8-9	-0,440	1,045	-0,675												
	9-10	-0,675	0,978	-0,675												
	10-11	-0,675	0,978	-0,675												
	11-12	-0,675	0,978	-0,675												
	12-13	-0,675	0,978	-0,675												
	13-14	-0,675	1,045	-0,440												

CHAP 7

**FERRAILLAGE DES
POUTRES**

FERRAILLAGE DES POUTRES

Introduction:

Conformément à l'article A15 du CCBA 68, les poutres seront calculées en flexion simple et il ne sera pas tenu compte des efforts normaux dans celle-ci.

Elles seront ferrillées sous les sollicitations pondérées calculées précédemment.

la section d'acier sera calculée sous la sollicitation du 1^{er} genre (SP1) et sous la plus défavorable des sollicitations du 2^e genre (SP2).

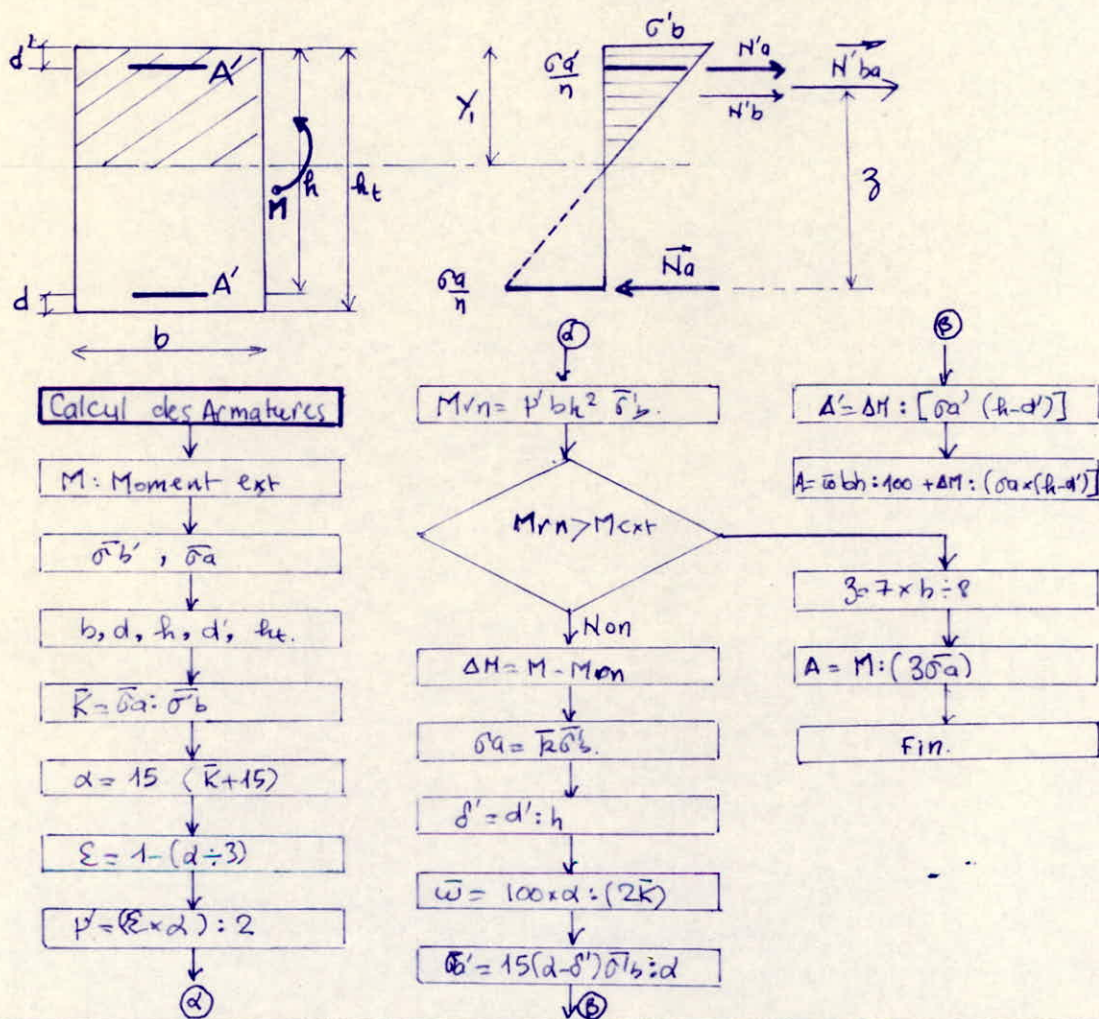
Sollicitation du 1^{er} genre: $G + 1,2P$

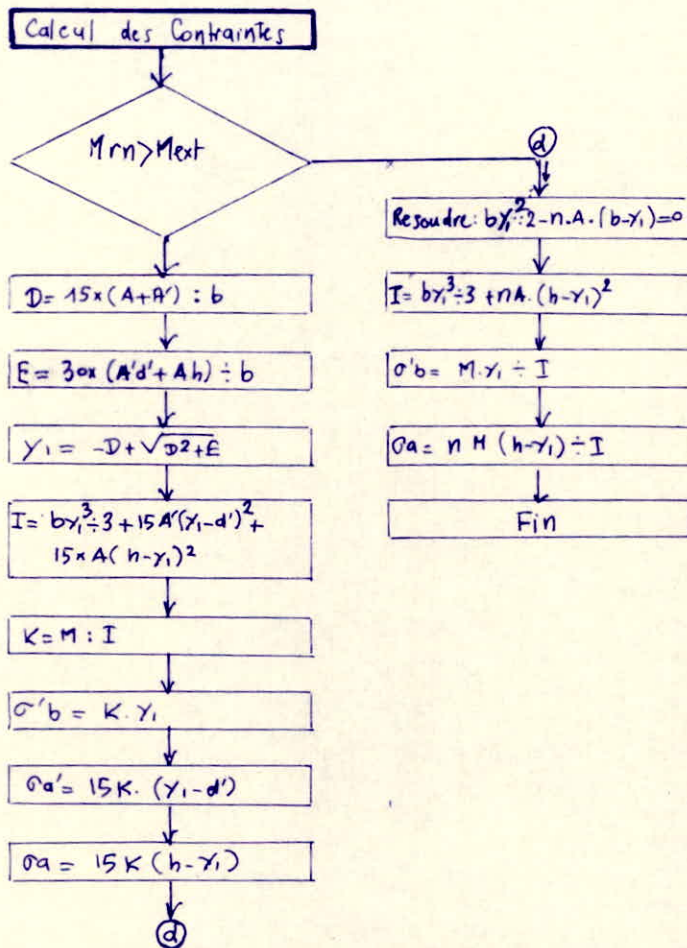
Sollicitation du 2^e genre: $G + P + \overline{E}$; $0,8G + \overline{E}$

Si le Moment sous SP1 augmenté de 50% est supérieur au moment sous SP2 on calculera et vérifiera la section d'armatures sous SP1, dans le cas contraire le calcul sera fait sous SP2.

Méthode de Calcul des Armatures et Contraintes en flexion simple.

Ce calcul sera fait sous forme d'organigramme pour être exploité après pour faire des programmes sur Calculatrice.





Conditions exigées par le RPA 81 (Art 42321)
 de pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre doit être de 0,15% pour les aciers ADX et de 0,3% pour les aciers à haute adhérence

des poutres sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui voir le schéma de ferrailage dans la page 47 bis - fig 8

BLOC A - Portique transversal Intermediaire.

Niveau	Section x: appui x-y: travee	SOLLICITATIONS				ARMATURES				CONTRAINTES		
		M(SP1)	M(SP2)	1,5M(SP)	M(Calcul)	A Calcul	Min RPA	Barres	Section	σ_a	σ_a'	σ_b
		tm	tm	tm	tm	cm ²	cm ²	Tor	cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
3	E	-0,972	-5,179	-1,468	-5,179 ^{sp}	3,81	3 ^{cm²}	3T14	4,62	3281	907	81,33
	E-F	2,039	-3,605	3,059	3,605 ^{sp}	2,62	3	2T14	3,08	3379	681	65,6
	F	-1,633	-2,132	-2,450	-1,633 ^{sp}	1,80	3	2T14	3,08	1531	308	29,7
	F-G	2,135	1,827	3,203	2,135 ^{sp}	2,36	3	2T14	3,08	2001	403	38,9
2	E	-1,202	-10,668	-1,803	-10,668 ^{sp}	8,29	3	6T14	9,23	3696	1293	131,0
	E-F	2,387	5,834	3,581	5,834 ^{sp}	4,29	3	3T14	4,62	3695	1022	94,6
	F	-1,739	-2,884	-2,609	-2,884 ^{sp}	2,09	3	2T14	3,08	2703	545	52,5
	F-G	2,609	1,834	3,914	2,609 ^{sp}	2,88	3	2T14	3,08	2446	493	47,5
1	E	-1,118	-13,319	-1,677	-13,319 ^{sp}	9,80	3	7T14	10,77	4063	1500	156,4
	E-F	2,440	6,373	3,660	6,373 ^{sp}	4,75	3	4T14	6,16	3151	1092	94,6
	F	-1,649	-4,614	-2,474	-4,614 ^{sp}	3,39	3	3T14	4,62	2923	808	72,5
	F-G	2,665	1,918	3,998	2,665 ^{sp}	2,94	3	2T14	3,08	2499	504	48,5
0	E	-1,503	/	/	-1,503	1,66	3	2T14	3,08	1409	281	27,14
	E-F	3,100	/	/	3,100	3,42	3	3T14	4,62	1964	543	48,7
	F	-2,019	/	/	-2,019	2,23	3	2T14	3,08	1393	382	36,7
	F-G	3,426	/	/	3,426	3,78	3	3T14	4,62	2171	600	53,8

BLOC B Portique Longitudinal G
 ferraillage et Contraintes dans les poutres.

	Section	SOLLICITATIONS				ARMATURES				CONTRAINTES.			
		x: appui	M(S _{P1})	M(S _{P2})	M(S _M (S _{P1}))	M(Calcul)	A calculé	Min RPA	Barres	Section	σ _a	σ _{a'}	σ _b
		x-y: travée	tm	tm	tm	tm	cm ²	cm ²	Por	cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
4	13	-0,614	2,335	-3,371	-3,391	2,49	3,00	3T12	3,39	2885	625,6	58,43	
	13-14	1,964	1,509	/	1,964	2,17	3,00	3T12	3,39	1671	362,4	33,84	
	14	-0,659	2,306	-3,415	-3,415	2,51	3,00	3T12	3,39	2905	630,1	58,84	
3	8	-0,177	1,977	-2,273	-2,273	1,67	3,00	3T12	3,39	1933,6	419,4	39,20	
	8-9	0,746	1,156	/	1,156	0,85	3,00	3T12	3,39	983,4	213,0	19,90	
	9	-0,685	0,690	-1,808	-1,808	1,33	3,00	3T12	3,39	1538,0	333,6	31,15	
	9-10	0,600	0,541	/	0,600	0,66	3,00	3T12	3,39	542,7	117,7	10,99	
	10	-0,555	0,752	-1,681	-1,681	1,24	3,00	3T12	3,39	1430,0	310,1	28,90	
	10-11	0,638	0,555	/	0,638	0,70	3,00	3T12	3,39	542,7	117,7	10,99	
	11	-0,555	0,752	-1,681	-1,681	1,24	3,00	3T12	3,39	1430,0	310,1	28,90	
	11-12	0,638	0,555	/	0,638	0,70	3,00	3T12	3,39	542,7	117,7	10,99	
	12	-0,555	0,752	-1,681	-1,681	1,24	3,00	3T12	3,39	1430,0	310,1	28,90	
	12-13	0,160	0,352	-0,690	-0,690	0,51	3,00	3T12	3,39	587	127,3	11,9	
	13	-5,235	0,658	-6,600	-5,235	5,94	3,00	6T12	6,78	2377	682,6	63,43	
13-14	5,528	4,684	/	5,528	6,27	3,00	6T12	6,78	2510	720,8	73,31		
14	-3,370	3,399	-7,984	-7,984	6,03	3,00	6T12	6,78	3625	1041	105,9		

à suivre

Suik

Niveau	Section	SOLLICITATIONS				ARMATURES				CONTRAINTES			
		X: Appui	M(S _{P1})	M(S _{P2})	1,5M(S _{P1})	M Calcul	A calculé	Min RPA	Barres	Section	σ _a	σ _{a'}	σ _b
		X-Y: travée	tm	tm	tm	tm	cm ²	cm ²	ToR	cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
2	8	-0,270	4,605	-5,010	-5,010	3,68	3,00	4T12	4,52	3300	756,4	78,4	
	8-9	0,849	1,486	-0,431	1,486	1,02	3,00	3T12	3,39	1264	274,2	25,6	
	9	-0,665	2,774	-3,747	-3,747	2,76	3,00	3T12	3,39	3187	691,3	64,6	
	9-10	0,757	0,539	/	0,757	0,84	3,00	3T12	3,39	644	139,7	13,0	
	10	-0,579	2,799	-3,666	-3,666	2,70	3,00	3T12	3,39	3119	676,4	63,2	
	10-11	0,773	0,561	/	0,773	0,85	3,00	3T12	3,39	658	142,6	13,3	
	11	-0,579	2,799	-3,666	-3,666	2,70	3,00	3T12	3,39	3119	676,4	63,2	
	11-12	0,773	0,561	/	0,773	0,85	3,00	3T12	3,39	658	142,6	13,3	
	12	-0,579	2,799	-3,666	-3,666	2,70	3,00	3T12	3,39	3119	676,4	63,2	
	12-13	0,543	0,298	/	0,543	0,60	3,00	3T12	3,39	462	100,2	9,4	
	13	-2,149	2,587	-5,296	-5,296	3,89	3,00	4T12	4,52	3499	831,3	89,95	
	13-14	3,819	4,344	/	3,819	4,21	3,00	4T12	4,52	2516	599,5	59,8	
	14	-1,720	4,985	-7,610	-7,610	5,67	3,00	5T12	5,65	4079	1080	108,5	
	1	8	-0,560	8,756	-9,684	-9,684	7,42	3,00	7T12	7,96	3806	1170	120,8
8-9		1,629	3,236	-0,780	3,236	2,38	3,00	4T12	4,52	2132	508	50,6	
9		-1,322	4,657	-6,932	-6,932	5,17	3,00	5T12	5,65	3715	984	98,8	

à suivre.

Suite

Niveau	Section	SOLLICITATIONS				ARMATURES				CONTRAINTES			
		X: Appui	M (SP ₁)	M (SP ₂)	1,5M (SP ₁)	M Calcul	A Calculé	Min RPA	Barres	Section	σ _a	σ _{a'}	σ _b
		XY: Travée	tm	tm	tm	tm	cm ²	cm ²	Por	cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
1	9-10	1,384	1,167	/	1,384	1,53	3,00	3T12	3,39	1177	255,4	23,85	
	10	-1,221	4,726	-6,479	-6,479	4,83	3,00	5T12	5,65	3473	919,7	92,37	
	10-11	1,427	1,216	/	1,427	1,57	3,00	3T12	3,39	1214	263,3	24,59	
	11	-1,221	4,726	-6,479	-6,479	4,83	3,00	5T12	5,65	3473	919,7	92,37	
	11-12	1,427	1,216	/	1,427	1,57	3,00	3T12	3,39	1214	263,3	24,59	
	12	-1,221	4,726	-6,479	-6,479	4,83	3,00	5T12	5,65	3473	919,7	92,37	
	12-13	1,277	1,145	/	1,277	1,41	3,00	3T12	3,39	1086	235,6	22,00	
	13	-2,422	4,893	-8,257	-8,257	6,24	3,00	6T12	6,78	3749	1077	109,5	
	13-14	3,710	4,707	-0,310	3,710	4,09	3,00	4T12	4,52	2444	582,4	58,04	
14	-1,557	8,637	-11,180	-11,180	8,57	3,00	8T12	9,04	3910	1289	133,5		
0	8	-0,440	/	/	-0,440	0,49	3,00	3T12	3,39	374,3	81,18	7,58	
	8-9	1,045	/	/	1,045	1,15	3,00	3T12	3,39	889	192,80	18,00	
	9	-0,675	/	/	-0,675	0,75	3,00	3T12	3,39	574,2	124,5	11,63	
	9-10	0,978	/	/	0,978	1,08	3,00	3T12	3,39	832,0	180,4	16,85	
	10	-0,675	/	/	-0,675	0,75	3,00	3T12	3,39	574,2	128,5	11,43	
	10-11	0,978	/	/	0,978	1,08	3,00	3T12	3,39	832,0	180,4	16,85	

à suivre 125

Suite

niveau	Section	SOLLICITATIONS				Armatures				Contraintes		
	x: Appui	M(SPL)	M(SPL)	1,5 M(SPL)	Mcalcul	Acalcul	Min RPA	Barres	Section	σ_a	σ'_a	σ'_b
	x:y travée	t.m	t.m	t.m	t.m	cm ²	cm ²	TOR	cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
0	11	-0,675	/	/	-0,675	0,75	3,00	3T12	3,39	574,2	124,5	11,6
	11-12	0,978	/	/	0,978	1,08	3,00	3T12	3,39	837,0	180,4	16,9
	12	-0,675	/	/	-0,675	0,75	3,00	3T12	3,39	574,2	124,5	11,6
	12-13	0,978	/	/	0,978	1,08	3,00	3T12	3,39	832,0	180,4	16,9
	13	-0,675	/	/	-0,675	0,75	3,00	3T12	3,39	574,2	124,5	11,6
	13-14	1,045	/	/	1,045	1,15	3,00	3T12	3,39	889	192,8	18,0
	14	-0,440	/	/	-0,440	0,49	3,00	3T12	3,39	374,3	81,2	7,6

Verification des Armatures Longitudinales.

Verification de la fleche

On ne fait pas de calcul de fleche si les 3 conditions suivantes sont verifiees.

$$\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{1000} \Rightarrow A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{1000} = 30 \times 37 \times \frac{43}{1000} = 11,36 \text{ cm}^2$$

Dans tous les cas on a une section $A < 11,36 \text{ cm}^2$.

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{La plus grande valeur de } L = 3,4 \text{ m. On a alors}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{40}{340} = 0,118 > \frac{1}{16} = 0,063.$$

$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_T}{15 M_0}$. Le calcul de fleche sera fait sous les sollicitations du 1^{er} genre. Dans ce cas on a $M_T < M_0$

$$\frac{M_T}{M_0} < 1 \Rightarrow \frac{M_T}{10 M_0} < 0,1 \quad \text{et} \quad \frac{h_t}{L} = 0,118 > \frac{M_T}{10 M_0} > \frac{M_T}{15 M_0}$$

Donc on ne fera pas de calcul de fleche.

Verification de la condition de non fragilite

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{cu}} = 0,69 \times 30 \times 37 \times \frac{5,9}{4200} = 1,08 \text{ cm}^2.$$

Dans tous les cas nous avons $A > 1,08 \text{ cm}^2$.

Verification de la Condition de non fissuration.

$$\sigma_a = \text{Min} [2/3 \sigma_{cu}, \text{Max} (\sigma_1, \sigma_2)]$$

$$\sigma_1 = K \cdot \eta \cdot \frac{\bar{\sigma}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad \sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} \quad ; \quad 2/3 \sigma_{cu} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\eta = 1,6 \text{ (HA)} \quad ; \quad K = 15 \cdot 10^6 \text{ (fissuration peu nuisible)} \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

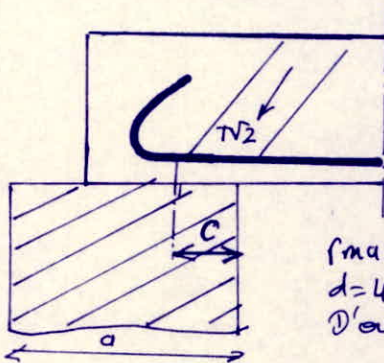
$$B_f = 2 \text{ db} \quad \text{et} \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \quad \Rightarrow \sigma_1 = \frac{2,4 \cdot 10^6}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{9031}{\sqrt{\phi}}$$

• Selon la section choisie on a les contraintes suivantes

Sens	Barres	d	B _f	A	$\bar{\omega}_f$	$\sigma_1 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_2 \text{ kg/cm}^2$
Sens transversal	2T14	2,5	156	3,08	0,0199	2827	2414
	3T14	3	180	4,62	0,0256	3917	2414
	4T14	3,5	217	6,16	0,0283	3784	2414
	5T14	4,5	254	7,70	0,0303	3988	2414
	6T14	5	279	9,23	0,0331	4261	2414
	7T14	5	310,2	10,77	0,0347	4417	2414
Sens Longitudinal	2T12	2,5	150	0,015	2,26	2619	2607
	3T12	2,5	150	0,0226	3,79	3686	2607
	4T12	3,0	187,5	0,0241	4,52	3885	2607
	5T12	3,5	210	0,0269	5,65	4240	2607
	6T12	3,75	225	0,0301	6,78	4631	2607
	7T12	4,5	247,7	0,0321	7,96	4863	2607
	8T12	4,5	264,8	0,0341	9,04	5090	2607

→ on prendra σ_{T12} .

Verification de la condition aux appuis



C: distance à partir de laquelle peut commencer l'ancrage:

$$c \geq \frac{2T}{b_0 b_0} = c_0 \text{ avec } T = T_{max} \text{ à l'appui}$$

$$T_{max} = 12,18^t \rightarrow c_0(max) = 11,7 \text{ cm}$$

$$c = a - (d+r) \quad r = 5,5 \phi$$

$$r_{max} = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

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

$$\text{D'où } r_{min} = 30 - (4 + 7,7) = 18,3 \text{ cm}$$

$$c(min) = 18,3 \text{ cm} > c_0(max) = 11,7 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Armatures inférieures

Au niveau des appuis l'effort tranchant T et le moment fleurissant engendrent des efforts traction dans les armatures inférieures on doit vérifier pour cela l'inégalité suivante.

$$A_{\bar{\sigma}a} \geq T + \frac{M}{z} \quad M \text{ pris avec son signe.}$$

$$z = \frac{7}{8} h$$

Pour la combinaison la ⊕ défavorable on a :

Portique	Portique transversale				Portique longitudinal G				
Niveau	3	2	1	0	4	3	2	1	0
Amin	3,08	3,08	3,08	3,08	3,39	3,39	3,39	5,65	3,39
Aσa	8624	8624	8624	8624	9492	9492	9492	18820	9492
P(t)	4,130	7,365	9,784	5,217	4,213	9,804	6,649	7,860	1,779
M(km)	-0,578	2,884	-4,614	-1,503	-3,391	-0,69	-3,666	-6,479	-0,144
T	32,72	92,72	32,72	32,72	32,813	32,813	32,81	31,94	31,04
P+M/z	2364	<0	<0	624	<0	7701	<0	<0	438

Verification de la condition de non écrasement du béton. (Art 30.62 CBA68)

$$r \geq 0,10 \cdot \phi \frac{\sigma_a}{b_0} \cdot \left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right) \sigma = 10.$$

σ = 1 → barre courbée et isolée

σ = 5/3 → 2 lits de barres courbées

σ = 7/3 → 3 lits de barres courbées.

$$r = 5,5 \phi \Rightarrow r(\phi = 1,2) = 6,6 ; r(\phi = 1,4) = 7,7$$

$$\text{Pour } \phi = 1,2 \Rightarrow r \geq 0,10 \times 1,2 \times \left(1 + \frac{1,2}{10,6}\right) \cdot \frac{1}{b_0} \sigma_a = 1,991 \cdot 10^{-3} \sigma_a$$

$$\phi = 1,4 \Rightarrow r \geq 0,10 \times 1,4 \times \left(1 + \frac{1,4}{10,6}\right) \cdot \frac{1}{b_0} \sigma_a = 2,338 \cdot 10^{-3} \sigma_a$$

Si on considère que les armatures travaillent à leur contrainte admissible σ_a

$$\begin{aligned} \text{Si } \phi = 1,2 &\Rightarrow r \geq 2,78 \text{ cm si } \sigma = 1 \\ &r \geq 2,92 \text{ cm si } \sigma = 5/3 \\ &r \geq 3,25 \text{ cm si } \sigma = 7/3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Si } \phi = 1,4 &\Rightarrow r \geq 2,18 \text{ cm si } \sigma = 1 \\ &r \geq 2,72 \text{ cm si } \sigma = 5/3 \\ &r \geq 3,82 \text{ cm si } \sigma = 7/3 \end{aligned}$$

Verification de l'adhérence (Art 29 CBA 68).

$$\sigma_d \leq \bar{\sigma}_d \quad \bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_s = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_d = \frac{T_{\max}(SP_i)}{n p r} \quad \begin{array}{l} n: \text{nombre de barres} \\ r = 7/8 \cdot h \\ p = \text{perimetre de la barre} = \pi \phi. \end{array}$$

Portique	transversal Intermediaire				longitudinal G				
	3	2	1	0	v	3	2	1	0
T (t)	4,130	4,347	4,347	5,217	2,530	9,804	6,549	6,654	1,779
σ_d (kg/cm ²)	14,95	7,55	10,07	11,1	6,82	13,68	9,12	7,83	2,4

• Armatures transversales.

• RPA 81 (Art 42322 - RPA81)

des sollicitation du 2^e genre ne sont pas à prendre en compte pour le calcul des armatures transversales

• Quantité d'aciers A_t

la quantité d'aciers est donnée par : $A_t = 0,003 \rho' b_1$
avec $\rho' \leq \frac{h_t}{2}$ (h_t : hauteur de la poutre)
 $b_1 = \frac{b}{2}$ largeur du plateau.

• Espacements

l'espacement Max entre les armatures transversales doit être déterminé comme suit:

Dans la zone nodale: $S \leq \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\phi\right)$

En dehors de la zone Nodale: $S \leq \frac{h_t}{2}$.

Donc:

$$A_t \Rightarrow 0,003 \rho' b_1 = 0,003 \cdot 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2.$$

on choisira (1 cadre + 1 étrier) $\phi 8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

pour les transversales:

Espacement en zone nodale: $S \leq \min(10, 16,8) = 10 \text{ cm}$

Espacement en dehors de la zone nodale: $S \leq \frac{h_t}{2} = 20 \text{ cm}$.

pour les longitudinales:

Espacement en zone nodale: $S \leq \min(10, 14,4) = 10 \text{ cm}$.

Espacement en dehors de la zone nodale: $S \leq \frac{h_t}{2} = 20 \text{ cm}$.

• Verification au cisaillement.

La contrainte de cisaillement maximale $\tau_{s \max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z}$

T_{\max} : effort tranchant Max sur appui.

$$\tau_{s \max} \leq \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b$$

$$\tau_{s \max} \leq \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma'_b < \sigma'_{b0}$$

$$\tau_{s \max} \leq \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma'_b \leq \sigma'_{b0} < 2\sigma'_{b0}$$

• Calcul de Armatures transversales.

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

$$\text{avec } t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

car: c^{te} admissible de Armatures transversales

les valeurs de τ_b , t , S sont données dans le tableau suivant.

• Armatures transversales.

Le tableau ci-dessous donne :

la contrainte de cisaillement maximum

A_t : quantité d'armatures transversales

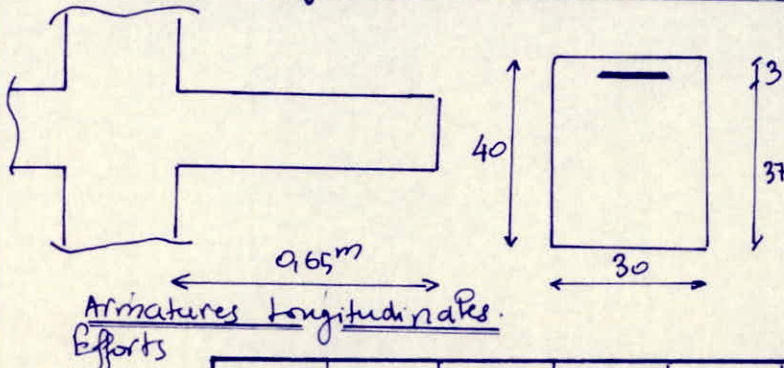
t : espacement des armatures

S : espacement donné par le règlement

Niveau	$T(H)$	$S(m)$	$\sigma_s(\frac{kg}{cm^2})$	$\bar{\sigma}_s(kg/cm^2)$	A_t	t	\bar{E}_{ccBA}	S_{RPA}	t_{choisi}
Position transversal BLOCA									
3	4,13	32,7	4,21	20,65	2,01	61,5	29,4	10	9
2	4,35	32,7	4,43	20,65	2,01	58,6	28,9	10	9
1	4,35	32,7	4,43	20,65	2,01	58,6	28,9	10	9
0	5,22	32,7	5,32	20,65	2,01	47,6	27,2	10	9
Position longitudinal G BLOCB									
4	2,530	32,8	2,57	20,65	2,01	104,1	32,6	10	9
3	9,804	31,7	10,31	20,13	4,01	21,9	17,3	10	9
2	6,549	32,2	6,77	19,3	2,01	36,26	24,13	10	9
1	6,654	31,7	6,99	16,7	2,01	34,9	23,4	10	9
0	1,779	32,8	1,79	20,65	2,01	151	34	10	9

On poursuivra la répartition des armatures suivant la série des espacements donné par Caquot tout en veillant à ne pas dépasser la valeur de S donné par le règlement

• Ferraillage des Consdes (BLOC B).



Niveau	M(G)	M(P)	M(G+P)	T(G)	T(P)	T(G+P)
4	0,218	0,014	0,235	2,244	0,238	2,530
3	1,1078	0,069	1,101	5,080	3,041	8,729
2	0,768	0,005	0,774	4,082	1,832	6,280
1	0,768	0,005	0,774	3,994	1,817	6,174

On fera les calculs pour la section la plus sollicitée.

calcul de ferraillage.

$$M_{rn} = \bar{k} b e^2$$

$$\bar{a} = \frac{\bar{\sigma}'_s}{\bar{\sigma}'_s + \bar{\sigma}'_a / n} = \frac{1377}{1377 + 2800/15} = 0,425 \quad \Rightarrow \bar{k} = \frac{1}{2} \bar{a} (1 - \frac{\bar{a}}{3}) \bar{\sigma}'_s = 24$$

$$M_{rn} = \bar{k} b e^2 = 24 \times 30 \times 37^2 = 9,85 \cdot 10^5 \text{ kg cm} \rightarrow M_{ext} = 1101 \text{ kg cm} \rightarrow A' = 0$$

$$M_{ext} = 1101 \text{ kg cm} \rightarrow \rho = \frac{15M}{\bar{\sigma}'_s b e^2} = 0,0144 \rightarrow \xi = 0,9465 \rightarrow k = 78,5$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}'_s \xi \cdot b \cdot e} = \frac{110100}{2800 \times 0,9465 \times 37} = 1,123 \text{ cm}^2 \quad \text{et } \bar{\sigma}'_s = \frac{2800}{78,5} = 35,67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Condition de non fragilité: $A \geq 0,69 b e \bar{\sigma}'_s = 0,69 \cdot 30 \times 37 \times \frac{2800}{78,5} = 1,08$

Minimum RPA $A_e \geq \frac{0,3}{100} \times b \cdot h_t = \frac{0,3}{100} \times 30 \times 40 = 3,6 \text{ cm}^2$ 4200

A_{sup} et $A_{inf} > 3 \text{ cm}^2$. \Rightarrow on choisira 3T12 = 3,39 cm².

Condition de non fissuration: $\sigma_i = 3170 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2$.

Armesures transversales

Contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{8730}{30 \times \frac{7}{8} \times 37} = 89 < 3,5 \bar{\sigma}'_s = 296 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

On choisira $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

D'où $t = \frac{A_t \cdot 30 \bar{\sigma}'_s}{T_{max}} = \frac{2,01 \times 78 \times 37 \times 2800}{8730} = 20,87$.

$t = \text{Max} [0,2 h, h (1 - \frac{0,3 \bar{\sigma}'_s}{5,9})] = \text{Max} [7,4, 20,07] = 20,07$.

On prendra le minimum précisé par le RPA et le $\text{Min} [h/4, 12\phi, 30] = 9 \text{ cm}$

CHAP 3

FERRAILLAGE DES
POTEAUX

FÉRAILLAGE DES POTEAUX

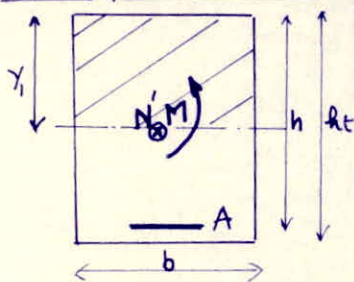
Introduction:

des poteaux sont calculés en flexion composée sous un effort normal N et des Moments flechissants en tête et à la base du poteau dans les 2 sens transversal et longitudinal.

L'effort normal est un effort global dû aux sollicitations sous Q et P dans les 2 sens et aux sollicitations dûs au séisme dans le sens où l'on étudie la flexion composée.

Calcul des Armatures Longitudinales.

Section partiellement comprimée



Ce cas se présente lorsque l'effort N' est un effort de compression, il est appliqué en dehors du noyau central de la section du béton. On a: $e_0 = \frac{M}{N} \geq \frac{h_t}{6}$.

M étant le moment de flexion par rapport au centre de gravité du béton seul.

On fera le calcul de la section en flexion simple sous l'effet d'un moment $M' = N'e$
 $e = e_0 + (\frac{kt}{2} - d)$.

Section partiellement comprimée sans A' ($M' < M_{rn}$)

Calcul des Armatures

$$M, N', e_0 = \frac{M}{N} > \frac{h_t}{6}$$

$$e_0 > h_t/2 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b0}$$

$$e_0 < h_t/2 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b0} \cdot (1 + 2e_0 \cdot kt)$$

$$M' = N'e; e = e_0 + (kt/2 - d)$$

$$K = \bar{\sigma}'_a : \bar{\sigma}'_b$$

$$\alpha = 15(K + 15)$$

$$\xi = 1 - (\alpha - 3)$$

$$\rho' = (\alpha \cdot \xi) : 2$$

$$M_{rn} = \rho' b h^2 \bar{\sigma}'_b$$

$$M_{rn} > M'$$

↓ (a)

$$\beta = 7 \times h : 8$$

$$A_{fs} = M' : (\beta \bar{\sigma}'_a)$$

$$A = A_{fc} = A_{fs} - N : \bar{\sigma}'_a$$

↓ (b)

Calcul des Contraintes

$$\text{Résoudre: } b y_1^2 - n A (b - y_1) = 0$$

$$I = b y_1^3 / 3 + n A (h - y_1)^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = M y_1 : I$$

$$\bar{\sigma}'_a = n M (h - y_1) : I$$

Fin

Section partiellement comprimée Avec A'. ($M > M_{rn}$)

Calcul des Armatures

$M, N', e_0 = M/N' > ht/6$

$e_0 > ht/2 \Rightarrow \bar{\sigma}'_s = 2\bar{\sigma}'_b$

$e_0 < ht/2 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_b(1 + 2e_0/ht)$

$M = M_e; e = e_0 + (ht/2 - d)$

$q_0 ? \Rightarrow M_{in} (A + A')$

$q_0 = f(\xi); \xi = e_0/ht$
tableau Charon page 297

$\sigma_a = 15\bar{\sigma}'_b(d-d'/h) = \alpha$
 $\alpha = \frac{M}{R_{tn}} \text{ et } k = \sigma_a/\bar{\sigma}'_b$

$\alpha = 15(k + 15)$

$\xi = 1 - \alpha/3$

$P' = (\alpha \cdot \xi) : 2$

$M_{rn} = P' b h^2 \bar{\sigma}'_b$

$M_{rn} < M_{ext}$

Ⓐ

$\Delta M = M - M_{rn}$

$\sigma_a = k \bar{\sigma}'_s$

$d' = d' : h$

$\bar{\omega} = 100\alpha : (2R)$

$\sigma_a' = 15(d-d') \bar{\sigma}'_b : d$

$A'_{Fs} = \Delta M : [\sigma_a'(h-d)']$

$A_{Fs} = \bar{\omega} b h : 100 \cdot (\sigma_a(h-d)')$

$A'_{Fc} = A'_{Fs} = A'$

$A_{Fc} = A_{Fs} - N/\sigma_a$

Calcul des Contraintes

$c = ht/2 - e_0$

$P = c/R$

$\sigma'' = d'/R$

$\bar{\omega}' = 100A'/b \cdot R$

Ⓑ

$\omega = 100 A / b h$

$P = 3\{p^2 + 93[\bar{\omega}'(P-d')] - \bar{\omega}'(1-P)^2\}$

$q = 2\{p^3 + 945[\bar{\omega}'(P-d')]^2 + \bar{\omega}'(1-P)^2\}$

Resoudre $d'^3 = Pd + q$

$y_2 = d_1 R$

$y_1 = y_2 + c$

$S = b y_1^2 + 15[A'](y_1 - d) - A \cdot (h - y_1)$

$K = M/S$

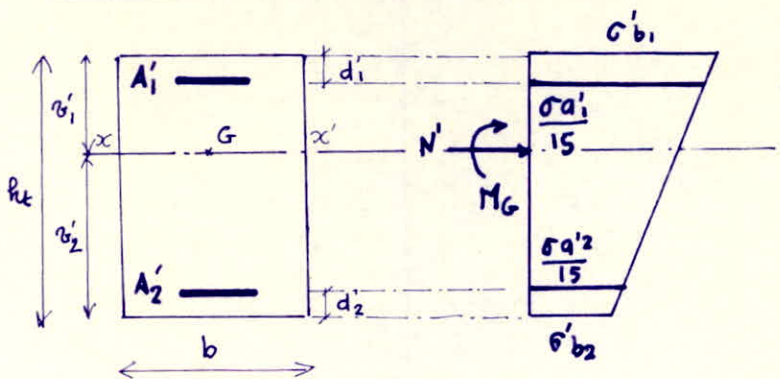
$\bar{\sigma}'_b = K y_1$

$\sigma_a' = 15K(y_1 - d')$

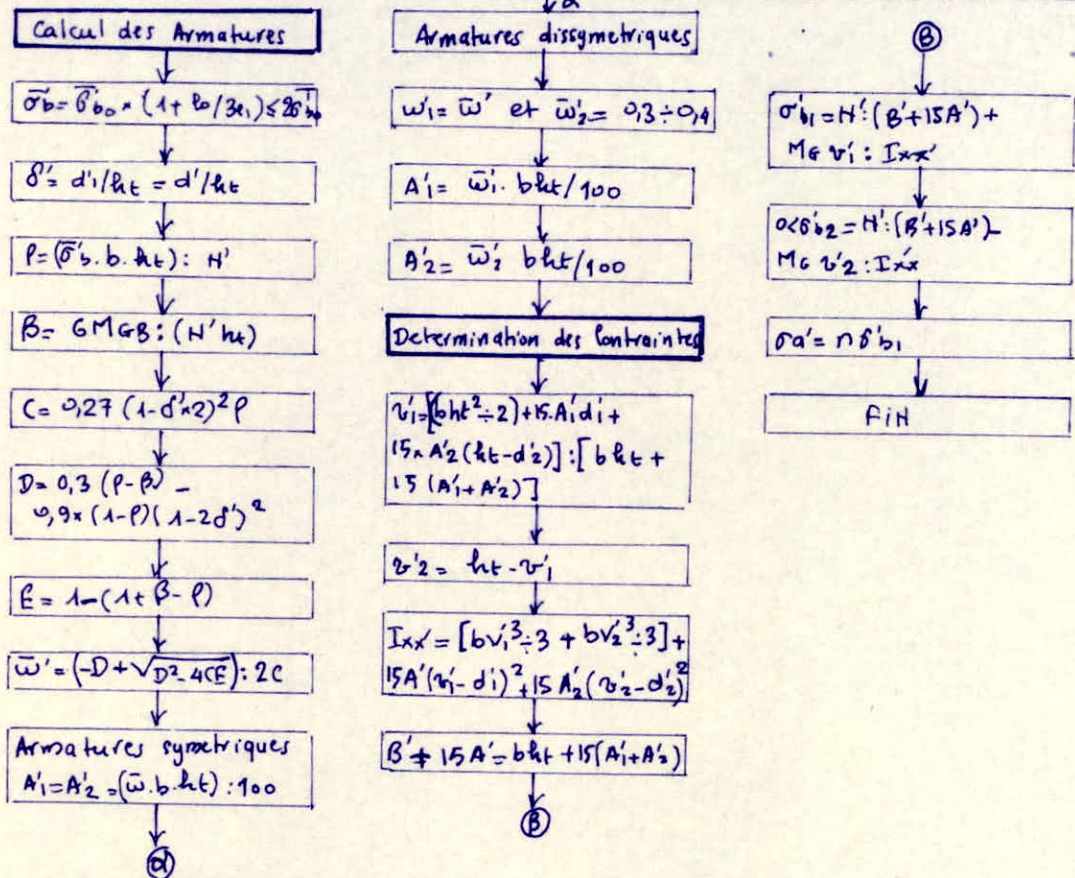
$\sigma_a = 15K(h - y_1)$

FIN

Section entierement comprimée.



Le cas se présente lorsque l'effort N' est un effort de compression, il est appliqué à l'intérieur du noyau central de la section
 $e_0 = \frac{M}{N'} < e_1 = \frac{ht}{6}$



Cas de la compression simple

La section d'armatures longitudinales doit vérifier les 3 conditions:

$$A \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\sigma'_{b0}}{\sigma'_{b0}} \cdot B$$

$$A \geq \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{N'}{\sigma'_{b0}} - B \right)$$

$$A \leq \frac{B}{20}$$

Coefficient θ_1 : coefficient qui tient compte de l'excentricité de la charge
 $\theta_1 = 1,8 \rightarrow$ poteau d'angle
 $\theta_1 = 1,4 \rightarrow$ poteau de rive
 $\theta_1 = 1 \rightarrow$ poteau central.

Coefficient θ_2 : Coefficient qui tient compte de l'allongement du poteau
 $\theta_2 = 1 + \frac{l_e}{4a - 2c}$
 l_e : longueur de flambement.
 c : eurobage des aciers longitudinaux
 a : petite dimension du poteau.

Coefficient θ_3 : Coefficient qui tient compte de la nuance de l'acier.
 $\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{eu}}$
 σ_{eu} : contrainte limite élastique de l'acier.

• Calcul au flambement:

des poteaux sont justifiés en compression simple sans qu'il en soit tenu compte de l'effet de leur déformation le pas de risque de flambement

$$\frac{L_c}{a} \leq 14,4 \quad \text{avec } L_c = 0,7L_0 \quad \text{ou} \quad L_c = 0,9L_0$$

L_0 : Longueur libre du poteau
 L_c : Longueur de flambement
 a : ⊕ petite dimension du pot

Pour les poteaux de notre structure cette condition est vérifiée en effet: $\text{Max } L_0 = 4,59\text{m} \Rightarrow L_c = 0,9 \times 4,59 = 4,13$
 $a = 0,30\text{m}$

$$\frac{L_c}{a} = \frac{4,13}{0,30} = 13,77 < 14,4$$

• Recommandations du RPA 81. (Art 4.2.3.1.1).

Les barres longitudinales doivent être des barres à haute adhérence.

Les barres verticales doivent être droites sans crochets

Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de 1% en zone II sans toutefois dépasser 4% pour $6'28 \leq 270b$
 Le diamètre est de (minimal): 14 mm en zone II.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II.

Les jonctions par recouvrement doivent être faite, si possible, à l'intérieur des zones des noeuds.

La longueur de recouvrement est au moins égale à 50ϕ . Pas de crochets dans celle-ci.

BLOC A - Portique Transversal Intermediaire.
 Sollicitations (1^{er} genre et 2^{es} genre) à prendre en compte pour le ferrailage longitudinal des poteaux. - Sens transversal.
 - Sens longitudinal.

File	Poteau	Supplement sur N'			SP ₁		SP ₂					
		Poids du Pot (t)	N' _G (Sens L)	N' _P (Sens L)	N' (t)	M (tm)	N' _{max}	M _{corresp}	N' _{min}	M _{corresp}	M _{max}	N' _{corresp}
Sens transversal												
E	1-3	1,80	1,24	0,08	6,84	0,972	8,54	6,026	3,41	3,579	6,030	8,54
	3-5	1,80	3,57	0,22	13,28	0,684	18,79	9,304	3,85	6,950	9,304	18,79
	5-7	1,682	5,93	0,35	19,65	0,484	30,67	13,660	2,80	11,020	13,660	30,67
	7-9	0,56	9,24	0,55	26,89	1,191						
F	2-4	0,68	1,22	0,15	10,28	0,063	11,46	1,311	5,85	1,185	1,433	8,66
	4-6	0,68	2,23	0,53	20,32	0,054	24,11	2,302	8,25	1,988	2,404	14,81
	6-8	1,35	4,79	1,19	32,92	0,061	39,78	8,519	12,01	7,149	8,579	22,99
	8-10	0,45	5,77	1,79	43,95	0,164						
Sens longitudinal												
E	1-3	1,80	3,11	0,49	8,32	/	8,58	3,565	5,68	3,565		
	3-5	1,80	5,58	1,73	17,09	/	17,96	6,112	10,49	6,112	N' _{Max}	IDEM à
	5-7	1,68	8,06	2,96	26,83	/	28,13	11,788	15,23	11,788	M _{corresp}	
	7-9	0,56	10,46	4,97	37,38	/						
F	2-4	0,68	6,91	1,08	11,83	/	11,79	2,139	7,92	2,139		
	4-6	0,68	12,26	3,76	23,47	/	23,29	3,666	13,43	3,666		
	6-8	1,35	17,61	6,44	39,76	/	39,61	7,596	21,86	7,596		
	8-10	0,45	22,72	10,71	52,67	/						

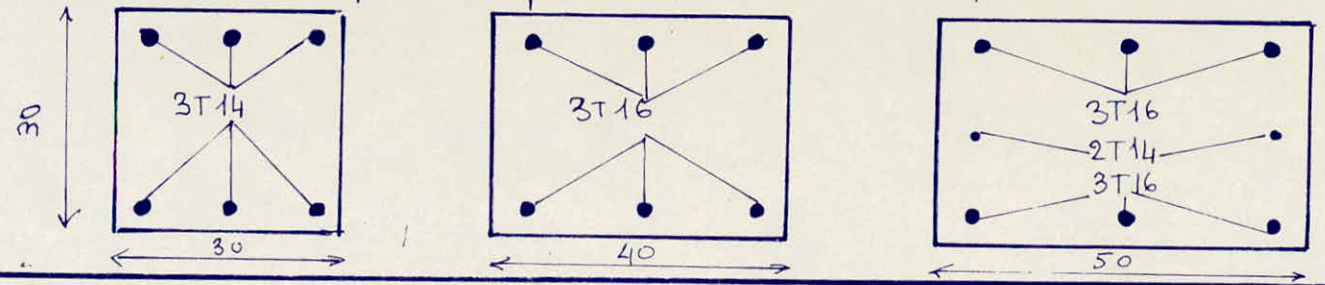
NB: On n'a pas fait figurer les poteaux de la file G et H car ils sont idents respectivement à F et E.
 On n'a pas de moments pour la file F car ce bloc a été calculé avec la méthode forfaitaire dans le sens longitudinal.

BLOC A Portique transversal Intermediaire . Calcul du ferrailage et Contraintes (1^{er} Genre)
Sens transversal.

File	Boiteau	H(t)	M(tm)	Mini RPA(m ²)	e _o (cm)	e _i (cm)	sollicit ^{ex}	G _b	A ₁ = A ₂	Section choisie	σ _{b1}	σ _{b2}	σ _{a'}
E	1-3	6,84	0,972	15	14,21	8,33	pc	108,12	< 0	6T16 + 2T14	34,28	/	σ _{a'} = 365 σ _{a'} = 1323
	3-5	13,28	0,684	15	5,75	8,33	ec	83,03	< 0	6T16 + 2T14	12,32	3,62	185
	5-7	19,65	0,734	15	2,21	8,33	ec	75,11	< 0	6T16 + 2T14	14,54	9,03	218
	7-9	26,89	1,191	15	4,44	8,33	ec	81,09	< 0	6T16 + 2T14	23,72	8,64	256
F	2-4	10,28	0,063	9	0,006	5,0	ec	68,85	< 0	6T14	11,53	9,12	173
	4-6	20,32	0,054	9	0,003	5,0	ec	68,85	< 0	6T14	21,48	19,48	307
	6-8	32,92	0,061	12	0,002	6,67	ec	68,85	< 0	6T16	25,56	24,30	383
	8-10	43,95	0,164	12	0,004	6,67	ec	68,85	< 0	6T16	34,96	31,60	524

NB: ec → entièrement comprimé
pc → partiellement comprimé.

Minimum préconisé par le RPA 81 dans chaque section



BLOCA Portique transversal intermédiaire.
 Vérification du ferrailage sous SP_2
 Sens transversal

File	Lot	H(mm)	N(t)	e_0 (mm)	e_1 (mm)	Sol	$\bar{\sigma}_s$	$A=A'$ (cm^2)	C (cm)	σ_s	$\sigma_{s'}$	σ_a
$N^{max} - M^{corp}$												
E	1-3	6,026	8,54	70,6	8,33	PC	2065	5,56	-45,6	59,4	724	1739
	3-5	9,304	18,79	49,5	8,33	PC	206,5	5,56	-24,5	96,7	1204	2422
	5-7	13,660	30,67	44,5	8,33	PC	2065	5,56	-19,5	139	1756	3222
F	2-4	1,311	11,46	11,4	5,0	PC	181,78	3,08	3,6	41,0	511	322
	4-6	2,302	24,11	9,5	5,0	PC	168,68	3,08	5,5	72,7	931	348
	6-8	8,519	39,78	21,4	6,67	PC	206,5	4,02	-1,4	148,5	1867	2226
$N^{min} - M^{corp}$												
E	1-3	3,579	3,41	104,8	8,33	PC	2065	5,56	-79,8	37,5	444	1279
	3-5	6,946	3,85	180,6	8,33	PC	206,5	5,56	-155,6	65,3	781,0	2443
	5-7	11,020	2,80	399,4	8,33	PC	206,5	5,56	-281,4	93,7	1074	3788
F	2-4	1,185	5,85	20,3	5,0	PC	206,5	3,08	-5,3	38,6	431	746
	4-6	1,988	8,25	24,1	5,0	PC	206,5	3,08	-9,1	64,4	699	1431
	6-8	7,149	12,01	59,5	6,67	PC	206,5	4,02	-39,5	123,2	1385	3888
$M^{max} - N^{corp}$												
E	1-3	6,026	8,54	70,6	8,33	PC	206,5	5,56	-45,6	59,4	723	1739
	3-5	9,304	18,79	49,5	8,33	PC	206,5	5,56	-24,5	96,7	1204	2421
	5-7	13,660	30,67	44,5	8,33	PC	206,5	5,56	-19,5	139	1756	3222
F	2-4	1,433	8,60	16,7	5,0	PC	206,5	3,08	-1,7	46,24	536	721
	4-6	2,424	14,81	16,2	5,0	PC	206,5	3,08	-1,2	77,1	900	1160
	6-8	8,597	22,99	37,4	6,67	PC	206,5	4,02	-17,4	152,8	1790	3890

Donc les sections choisies ^{précédemment} ultérieurement vérifient les contraintes sous SP_2 (dans le sens transversal).

BLOC A - Portique transversal Intermediaire

Verification du ferailage sous S_1
 Verification du ferailage sous S_2
 Sens longitudinal.

NB: Sous S_1 on fait la verification en compression simple.

file	Pot	N(t)	Min CCBA cm^2	Min RPA cm^2	S _{iac} choisie cm^2	σ_b	σ_a
E	1-3	8,32	15	0,91	15,14 cm^2	5,5	83,25
	3-5	17,09	15	1,86	15,14 cm^2	11,4	170,8
	5-7	26,23	15	3,77	15,14 cm^2	17,5	262,5
	7-9	37,38	15	2,75	15,14 cm^2	24,9	373,5
F	2-4	11,83	9	0,919	9,23 cm^2	13,14	197,1
	4-6	23,47	9	3,04	9,23 cm^2	26,0	391
	6-8	39,76	12	4,08	12,06 cm^2	33,1	496,9
	8-10	52,67	12	3,46	12,06 cm^2	43,9	658,4

Pot	Pot	N(t _{max})	N(t)	e_0 (cm)	e_1 (cm)	Sol	$\bar{\sigma}_b$	$A=A'$ cm^2	e (cm)	σ'_b	σ'_a	σ_a
$N^{\max} - M^{\text{corp}}$												
E	1-3	3,565	8,59	4,51	5	PC	206,5	6,03	-26,5	64,5	662	1779
	3-5	6,112	17,96	34,03	5	PC	206,5	6,03	-19,0	109,8	1157	2767
	5-7	11,788	28,13	41,9	5	PC	206,5	6,03	-26,9	214,7	2199	5961
F	2-4	2,139	11,78	18,1	5	PC	206,5	4,62	-3,15	59,1	696	828
	4-6	3,666	23,29	15,7	5	PC	206,5	4,62	-0,74	103,2	1239	1233
	6-8	7,596	39,61	19,2	5	PC	206,5	6,03	-4,2	159,6	1860	2411
$N^{\min} - M^{\text{corp}}$												
E	1-3	3,565	5,68	62,7	5	PC	206,5	6,03	-47,7	64,5	635	2024
	3-5	6,112	10,49	58,2	5	PC	206,5	6,03	-43,2	111,5	1104	3444
	5-7	11,788	15,23	77,4	5	PC	206,5	6,03	-62,4	221,6	2138	7342
F	2-4	2,139	7,92	27,0	5	PC	206,5	4,62	-12,0	58,2	649	1144
	4-6	3,666	13,43	27,3	5	PC	206,5	4,62	-12,3	101,2	1124	2022
	6-8	7,596	21,86	34,7	5	PC	206,5	6,03	-19,7	154,4	1667	3525

NB: la combinaison $N^{\max} - M^{\text{corp}}$ correspondant est inutile.
 de poteau du RDC de la file E ne verifie pas les contraintes avec la 1^{er} section
 choisie. On choisira $A=A'=5T16$. Les sections sont alors verifiees.

BLOC B - Portique longitudinal G
 Sollicitations (1^{er} genre et 2^{es} genre) à prendre en compte
 pour le ferrailage longitudinal des poteaux -

Sens transversal												
File	Pot	Supplement sur N'			SP ₁		SP ₂					
		Poids du pot (t)	Ng(Sens tr)	Np(Sens tr)	N'(t)	M (tm)	N'max	M ^{corp}	N'min	M ^{corp}	Mmax	N'corp
8'	3-10	0,68	1,08	0,13	5,99	0,031	8,152	2,697	2,279	2,294	2,758	3,61
	10-17	0,69	2,00	0,48	11,56	0,027	15,94	4,939	3,101	4,146	4,984	6,44
	17-24	1,37	4,40	0,83	19,29	0,030	26,55	12,519	5,083	10,457	12,358	10,74
	24-31	0,45	5,34	1,41	24,98	0,082						
9	4-11	0,68	2,60	0,32	11,80	0,062	13,85	2,728	6,257	2,318	2,789	8,78
	11-18	0,69	4,71	1,12	23,29	0,054	25,41	4,965	10,168	4,160	5,010	15,91
	18-25	1,37	10,24	1,92	38,86	0,060	42,25	12,539	16,777	10,465	12,578	26,44
	25-32	0,45	12,21	3,16	51,89	0,164						
13	1-8	0,80	2,16	0,27	9,36	0,104	9,43	2,318	6,598	2,091	2,522	9,07
	8-15	1,02	9,21	4,26	39,12	0,239	30,68	9,312	18,721	2,395	3,312	30,69
	15-22	0,92	14,54	6,68	44,94	0,325	45,76	5,278	25,70	4,753	5,278	45,76
	22-29	1,38	21,53	9,13	62,16	0,206	63,71	7,938	34,61	6,527	7,938	63,71
	29-36	0,45	23,52	10,37	74,15	0,300						
14	2-9	0,80	2,75	0,27	11,08	1,103	10,02	2,783	7,91	1,608	2,783	6,60
	9-16	1,02	9,62	3,58	36,31	0,936	34,92	2,730	19,45	1,383	2,730	34,92
	16-23	0,92	15,82	5,43	51,54	0,374	49,91	4,749	29,21	4,429	5,430	49,92
	23-30	1,38	21,93	7,27	67,52	0,237	66,29	7,175	39,59	6,051	7,323	65,16
	30-37	0,45	22,86	7,85	72,71	0,331						

NB: les poteaux de la file 10, 11, 12 sont identiques au poteau 9.

Bloc B - Fortique Longitudinal G
 Sollicitations (1^{er} genre et 2^e genre) à prendre en compte
 pour le calcul du ferrailage Longitudinal

Sens Longitudinal												
File	Pot	Supplement Sur N'			SP ₁		SP ₂					
		Poids du pot (t)	N'G(sens b)	N'P(sens b)	N'(t)	M(tms)	N' ^{max}	M ^{CorSP}	N' ^{min}	M ^{CorSP}	M ^{max}	N' ^{CorSP}
8	3-10	0,68	3,45	0,54	5,913	0,177	7,10	2,693	3,156	1,977	2,693	7,10
	10-11	0,69	6,13	1,88	11,28	0,303	15,35	3,939	3,59	2,958	3,939	15,35
	17-24	1,37	8,81	3,22	18,81	0,257	28,32	9,033	3,61	7,415	9,033	28,32
	24-31	0,45	11,36	5,35	24,20	0,124						
9	4-11	0,68	6,90	1,08	11,65	0,041	11,95	2,770	7,85	2,265	2,770	11,95
	11-18	0,69	12,26	3,76	22,76	0,033	23,52	4,784	12,56	3,990	4,784	23,52
	18-25	1,37	17,61	6,44	37,95	0,040	39,89	8,749	21,43	8,749	8,749	39,89
	25-32	0,45	22,72	10,71	49,88	0						
13	1-8	0,80	5,47	0,55	9,31	1,362	11,33	3,835	5,01	2,407	3,835	11,33
	8-15	1,02	14,03	1,35	30,73	1,164	33,35	3,182	16,15	1,571	3,182	33,35
	15-22	0,92	18,30	3,39	45,17	0,446	48,38	6,145	23,22	4,625	6,063	48,38
	22-29	1,38	23,16	5,44	62,47	0,233	66,71	8,804	31,81	8,749	8,804	66,71
	29-36	0,45	28,13	8,65	73,20	0						
14	2-9	0,80	6,43	0,69	10,99	1,229	13,02	3,737	6,25	2,480	3,737	13,02
	9-16	1,02	13,51	7,00	35,45	1,041	39,31	4,558	15,50	2,722	4,558	39,32
	16-23	0,92	19,88	7,96	51,10	0,540	58,06	4,690	22,49	3,300	4,690	58,06
	23-30	1,38	26,24	8,92	67,18	0,348	70,62	9,033	28,06	7,415	9,633	70,62
	30-37	0,45	29,36	10,15	72,24	0,348						

NB: les poteaux de la file 10, 11, 12 sont identiques au poteau 9.

BLOC B - Portique Longitudinal G - Calcul du ferrailage et Contraintes Sous (SP). Sens Longitudinal

File	Pot	H (tm)	N (t)	M _{in} RPA	e _o (cm)	e _(cm)	Sol	$\bar{\sigma}'_b$	A Calculé	A choisi	G' _{b1}	G' _{b2}	G' _{q'}
8	3-10	0,177	5,91	9	3,0	5	e.c	82,62	<0	3T14	8,73	2,66	131
	10-17	0,303	11,28	9	2,7	5	e.c	81,24	<0	3T14	20,41	1,33	306
	17-25	0,257	18,81	12	1,4	5	e.c	75,28	<0	3T16	16,94	10,3	254
	24-31	0,124	24,20	12	0,5	5	e.c	71,14	<0	3T16	19,13	15,93	287
9	4-11	0,041	11,65	9	0,4	5	e.c	70,69	<0	3T14	11,92	10,51	179
	11-18	0,033	22,76	9	0,1	5	e.c	69,31	<0	3T14	22,48	21,02	337
	18-25	0,040	37,95	12	0,1	5	e.c	69,31	<0	3T16	28,0	26,97	420
	25-32	0	49,89	12	0	5	Comp. Spé	68,85	<0	3T16	$\sigma'_b = 36$		542
13	1-8	1,362	9,31	12	14,6	5	p.c	135,86	0,489	3T16	$\sigma'_b = 54,117$	—	$\frac{54}{532}$ $\frac{60,100}{60,100}$
	8-15	1,164	30,73	12	3,8	5	e.c	86,29	<0	3T16	37,29	7,21	559
	15-22	0,446	45,17	12	1,0	5	e.c	73,44	<0	3T16	38,47	26,94	577
	22-29	0,233	62,47	12	0,4	5	e.c	70,69	<0	3T16	48,25	42,53	723
	29-36	0	73,20	12	0	5	Comp. Simp	68,85	<0	3T16	$\sigma'_b = 53$		795
14	2-9	1,229	19,99	12	11,2	5	e.c	120,26	<0	3T16	23,84	3,92	357,6
	9-16	1,041	35,45	12	2,9	5	e.c	82,16	<0	3T16	39,12	12,22	587
	16-23	0,540	51,10	12	1,1	5	e.c	73,9	<0	3T16	43,98	30,02	659
	23-30	0,343	67,18	12	0,5	5	e.c	71,14	<0	3T16	53,08	44,22	796
	30-37	0,348	72,24	12	0,5	5	e.c	71,14	<0	3T16	56,82	47,82	852

BLOC B

 $N_{max} - M_{corresp}$

Sollicitations sous SP2 - Vérification du ferrailage trouvé sous SP1 - Sens longitudinal.												
File	Pot	M(km)	N(t)	e_0 (cm)	e_1 (cm)	Sol	$\bar{\sigma}_b$	A=A'	C	σ'_b	σ'_a	σ_a
8	3-10	2,693	7,10	37,9	5	PC	206,5	4,62	-22,9	79,49	795,	1778
	10-17	3,939	15,35	25,7	5	PC	206,5	4,62	-10,7	109,72	1228	2114
	17-24	9,033	28,32	31,9	5	PC	206,5	6,03	-16,9	182,74	1995	3976
9	4-11	2,770	11,95	23,2	5	PC	206,5	4,62	-8,2	75,38	858	1320
	11-18	4,784	23,52	20,3	5	PC	206,5	4,62	-5,3	99,88	1207	1122
	18-25	8,749	39,89	21,9	5	PC	206,5	6,03	-6,9	152,54	1792	2176
13	1-8	3,835	11,33	33,9	5	PC	206,5	6,03	-18,9	79,71	861	1816
	8-15	3,182	33,55	9,5	5	PC	168,68	6,03	+5,5	68,99	890	267
	15-22	6,145	48,38	12,7	5	PC	190,71	6,03	+2,3	131,45	1628	1118
	22-29	8,804	66,71	13,2	5	PC	194,16	8,04	+1,8	169,72	2118	1326
14	2-9	3,737	13,02	28,7	5	PC	206,5	6,03	-13,7	76,94	849	1590
	9-16	4,558	39,31	11,6	5	PC	183,1	6,03	+3,4	97,31	1222	671
	16-23	4,690	58,06	8,1	5	PC	159,0	6,03	+6,9	105,89	1390	197
	23-30	9,033	79,62	11,3	5	PC	181,1	12,10	+3,7	155,3	1992	705

NB: la section d'acier minimale donnée par le RPA 81 et vérifiée précédemment sous SP1 n'a pas vérifiée les contraintes sous SP2 pour les poteaux du RDC de la file 13 et 14. Un calcul a été fait pour ces 2 sections et a donné le ferrailage exposé dans le tableau ci-dessus.

BLOC B.

N_{min} - M_{Corop}

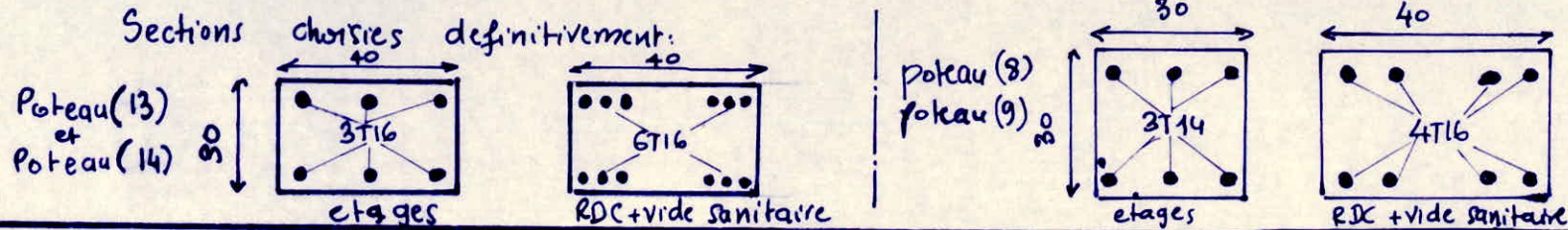
Solllicitations sous SP2 - vérification du ferrillage Vouve' sous SP1 - Sens Longitudinal												
File	Pot	M (tm)	N (t)	e ₀ (cm)	e ₁ (cm)	Sol	σ' _b	A = A'	e	G' _b	σ' _a	σ _a
8	3-10	1,977	3,16	62,6	5	pc	206,5	4,62	-47,6	30,18	325,	690
	10-17	2,958	3,59	82,5	5	pc	206,5	4,62	-67,5	31,15	340	678
	17-24	7,415	3,61	205,6	5	pc	206,5	6,03	-190,6	18,64	349	904
9	4-11	2,265	7,85	28,8	5	pc	206,5	4,62	-13,8	66,7	730	1343
	11-18	3,990	12,56	31,7	5	pc	206,5	4,62	-16,7	112,9	1227	2505
	18-25	8,749	21,43	39,6	5	pc	206,5	6,03	-24,6	124,9	1381	2557
13	1-8	2,407	5,01	48,0	5	pc	206,5	6,03	-33	30,0	331	628
	8-15	1,571	16,15	9,5	5	pc	168,6	6,03	+5,5	34,5	444	139
	15-22	4,625	23,22	19,9	5	pc	206,5	6,03	-4,9	34,1	1096	1482
	22-29	8,749	31,81	27,5	5	pc	206,5	8,04	-12,5	122,8	1464	1790
14	2-9	2,480	6,25	39,7	5	pc	206,5	6,03	-24,7	35,6	395	720
	9-16	2,722	15,50	17,6	5	pc	206,5	6,03	-2,6	58,6	670	766
	16-23	3,300	22,49	14,7	5	pc	204,5	6,03	-0,3	69,5	844	745
	23-30	7,415	28,06	26,42	5	pc	206,5	12,10	-11,42	101,6	1208	1319

BLOC B.

$N_{max} - M_{corp}$

Sollicitations sous SP2 - Verification du ferrailage trouve sous SP1 - Sens transversal

File	Pot	M(km)	N(kN)	e_0 (cm)	e_1 (cm)	Sol	$\bar{\delta}'_b$	A=A'	C(cm)	σ'_b	$\sigma_{a'}$	σ_a
8	3-10	2,697	8,152	33,1	5	PC	206,5	3,08	-18,1	85,5	887	2284
	10-17	4,939	15,936	31,0	5	PC	206,5	3,08	-16	158,2	1654	4105
	17-24	12,519	26,55	47,2	6,67	PC	206,5	8,04	-27,2	196	1286	4124
9	4-11	2,728	13,85	19,7	5	PC	206,5	3,08	-4,7	90,03	1009,	1719
	11-18	4,965	25,41	19,5	5	PC	206,5	3,08	-4,5	158,6	1791	2917
	11-25	12,590	42,25	29,7	6,67	PC	206,5	8,04	-9,7	201	1548	3340
13	1-8	2,318	9,42	24,6	6,67	PC	206,5	4,02	-4,6	40,3	498	711
	8-15	3,312	30,68	10,8	6,67	PC	159,0	4,02	+9,2	59,4	806	155
	15-22	5,278	45,76	11,5	6,67	PC	162,6	4,02	+8,5	92,9	1256	319
	22-29	7,938	63,71	12,5	6,67	PC	167,8	8,04	+7,5	141,6	1394	387
14	2-9	2,784	10,02	27,8	6,67	PC	206,5	4,02	-7,8	48,2	587	958
	9-16	2,730	34,92	7,8	6,67	PC	143,5	4,02	+12,2	54,3	753	40
	16-23	4,749	40,99	9,5	6,67	PC	152,3	4,02	+10,5	88,1	1207	98
	23-30	7,175	66,27	10,8	6,67	PC	159,0	8,04	+9,2	128,6	1336	115.



BLOC B.

N^{min} - M^{comp}Solllicitations sous SP₂ - verification du feraiillage trouve' sous SP₁ - Sens Transversal

File	lot	M (tm)	N (t)	l ₀ (cm)	l ₁ (cm)	Sol	$\bar{\sigma}'_b$	A = A'	c	σ'_b	σ'_a	σ'_c
8	3-10	2,294	2,279	100,7	5	PC	206,5	3,08	-85,7	65,5	608	2384
	10-17	4,146	3,701	112,0	5	PC	206,5	3,08	-97	131,6	1205	2641
	17-24	10,456	5,038	207,6	6,67	PC	206,5	8,04	-147,6	198,2	1360	4114
9	8-11	2,318	6,257	37,0	5	PC	206,5	3,08	-22	75,7	769	2163
	11-18	4,160	10,168	40,9	5	PC	206,5	3,08	-25,9	131,7	1326	3874
	18-25	10,465	16,777	62,4	6,67	PC	206,5	8,04	-42,4	148,9	1729	3905
13	1-8	2,091	6,598	31,7	6,67	PC	206,5	4,02	-11,7	36,7	439	828
	8-15	2,395	18,721	12,8	6,67	PC	169,3	4,02	+7,2	41,7	558	211
	15-22	4,735	25,700	17,0	6,67	PC	191,0	4,02	+3	76,1	984	793
	22-29	6,527	34,606	18,9	6,67	PC	200,3	8,04	+1,1	119,6	971	1043
14	2-9	1,688	7,911	21,3	6,67	PC	206,5	4,02	-1,3	29,6	372	447
	9-16	1,383	19,449	7,1	6,67	PC	139,9	4,02	+12,9	28,91	402	440
	16-23	4,429	29,214	15,2	6,67	PC	181,7	4,02	+4,8	77,3	1014	636
	23-30	6,051	39,159	15,5	6,67	PC	183,2	8,04	+4,5	107,9	969	616

• Calcul des Armatures transversales des poteaux (Art 42312 RPA88)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées ^{sous} l'effort tranchant déduit des sollicitations du 2^e genre. Elles sont calculées avec la formule suivante:

$$A_t = \frac{1,25 \cdot T \cdot s}{h_i \cdot \sigma_{su}}$$

$T = 2$ fois l'effort tranchant de calcul si $\lambda > 15$

$T = 3$ fois l'effort tranchant de calcul si $\lambda < 15$.

λ étant l'élanement du poteau dans la direction considérée

s = espacement entre les armatures transversales.

$$\lambda = \frac{l_c}{i} \quad \text{et} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : Moment d'inertie du poteau dans le sens considéré

B = Section du poteau.

l_c = longueur de flambement.

$l_c = 0,7 l_0$ pour un bâtiment à étage multiple et où le pilier est à ses extrémités.

Soit encasturé dans un massif de fondations

Soit encasturé à des poutres ayant au moins le même moment d'inertie que lui dans le sens considéré et le traversant de part et d'autre.

$l_c = 0,9 l_0$ dans les autres cas.

A_t étant choisi, on calculera l'espacement s' tout en veillant à ce qu'il ne dépasse pas l'espacement admissible imposé par le règlement RPA:

Dans la zone nodale (y compris la hauteur du nœud)

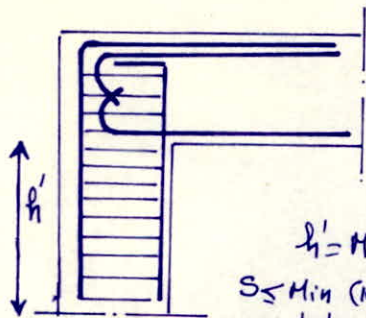
$$\text{Zone II} \quad s \leq \text{Min}(10\phi_e, 15\text{cm}).$$

Dans la zone courante:

$$\text{Zone II} \quad s \leq 12\phi_e.$$

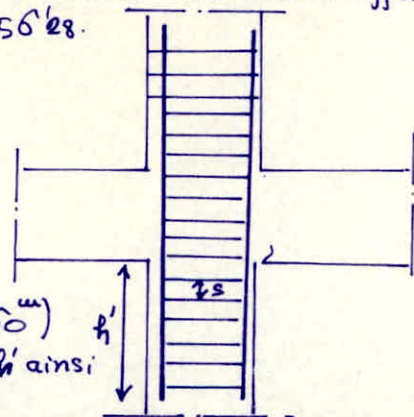
ϕ_e est le plus petit diamètre des barres longitudinales.

On vérifiera aussi la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant $\tau_b = \frac{T}{b_0} \leq \bar{\tau}_b = 0,156' \tau_s$.



$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_c}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right)$$

$$s \leq \text{Min} (10\phi_e, 15\text{cm}) \text{ sur } h' \text{ ainsi que la hauteur du nœud}$$



BLOC A

Portique transversal Intermediaire.

Armatures transversales dans les poteaux.

sens	file de pot	Poteau	T (t)	l _c (m)	A	T de calcul (t)	R _s (cm)	R _c (cm ²)	t (cm)	t RPA81 (cm)		γ _b	γ _b	t adopte' (cm)	
										γ: courante	γ: nodale			γ: courante	γ: nodale
sens transversal	E	3-2	3,100	2,70	18,71	6,200	50	1,00	27,10	16,8	14	5,69	41,3	16	14
		2-1	5,148	2,75	19,05	10,296	50	1,00	16,32	16,8	14	9,45	41,3	16	14
		1-0	5,007	4,13	28,62	10,014	50	1,50	25,2	16,8	14	9,19	41,3	16	14
	F	3-2	0,739	2,10	24,25	1,478	30	1,00	68,2	16,8	14	1,90	41,3	16	14
		2-1	1,31	2,14	24,71	2,620	30	1,00	38,5	16,8	14	3,30	41,3	16	14
		1-0	3,123	3,21	27,82	6,246	40	1,00	27,52	19,2	15	5,90	41,3	19	15
sens longitudinal	E	3-2	1,828	2,10	24,25	3,656	30	1,50	41,36	16,8	14	3,10	41,3	16	14
		2-1	4,052	2,14	25,25	8,100	30	1,50	18,67	16,8	14	6,86	41,3	16	14
		1-0	4,280	3,21	37,10	8,600	30	2,51	29,6	16,8	14	7,25	41,3	16	14
	F	3-2	1,097	2,10	24,25	2,194	30	1,50	68,9	16,8	14	3,10	41,3	16	14
		2-1	1,977	2,14	24,71	3,954	30	1,50	38,2	16,8	14	5,57	41,3	16	14
		1-0	2,187	3,21	37,10	4,374	30	1,50	34,6	19,2	15	4,63	41,3	19	15

Remarque: Pour le vide sanitaire vu qu'il n'ya pas de Moment dû au seisme et vu que les moments dus aux sollicitations du 1^{er} genre sont faibles alors on adoptera le ferrailage et l'espacement du poteau du RDC.

BLOC B

Portique Longitudinal G

Armatures transversales dans les poteaux

Senstransversal.

# de poteau	Poteau	T (t)	Pc	λ	T de calcul (t)	h _i (cm)	A _t (cm ²)	t (cm)	E RPA 81 (cm)		σ _{Gb}	σ̄ _{Gb}	t adopté (cm)	
									z: courante	z: modale			z: courante	z: modale
8	3-2	1,671	2,10	24,25	3,342	30	1,00	30,16	16,80	14	4,77	41,3	16	14
	2-1	3,255	2,14	24,71	6,510	30	1,00	15,48	16,80	14	9,18	41,3	16	14
	1-0	4,977	3,21	23,82	9,954	40	1,00	13,50	19,2	15	12,04	41,3	13	13
9	3-2	1,689	2,10	24,25	3,338	30	1,00	29,84	16,80	14	4,76	41,3	16	14
	2-1	3,270	2,14	24,31	6,540	30	1,00	15,41	16,80	14	9,22	41,3	15	14
	1-0	4,988	3,21	27,82	9,976	40	1,00	13,47	19,2	15	12,07	41,3	13	13
13	4-3	1,452	1,86	16,12	2,904	40	1,00	46,28	19,2	15	2,99	41,3	19	15
	3-2	1,868	2,38	20,61	3,736	40	1,00	35,97	19,2	15	3,84	41,3	19	15
	2-1	3,763	2,14	18,55	7,980	40	1,00	16,84	19,2	15	8,22	41,3	19	15
	1-0	3,142	3,21	27,82	7,648	40	1,00	17,57	19,2	15	9,25	41,3	17	15
14	4-3	2,003	1,86	16,12	4,006	40	1,00	33,55	19,2	15	5,45	41,3	19	15
	3-2	1,347	2,38	20,61	2,694	40	1,00	49,89	19,2	15	4,81	41,3	19	15
	2-1	3,541	2,14	18,55	7,082	40	1,00	18,98	19,2	15	6,29	41,3	18	15
	1-0	2,937	3,21	27,82	5,874	40	1,00	22,88	19,2	15	8,78	41,3	19	15

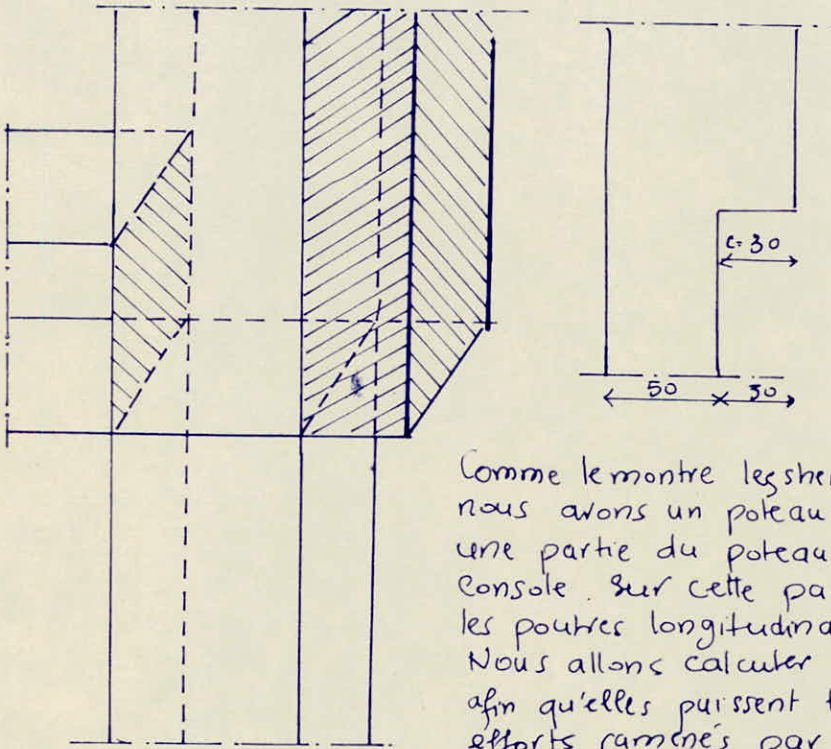
BLOC B

Portique Longitudinal G
Armatures transversales dans les poteaux

Sens Longitudinal

file de pot	Poteau	T (t)	l _c	λ	T de calcul (t)	R ₁ (cm)	A _c (cm ²)	l (cm)	l RPA 81 (cm)		σ _b	σ̄ _b	l adopte (cm)	
									z: courante	z: modale			z courante	z modale
8	3-2	1,626	2,70	31,17	3,252	30	1,50	46,49	16,8	14	4,58	41,3	16	14
	2-1	2,522	2,75	31,75	5,044	30	1,50	29,77	16,8	14	7,11	41,3	16	14
	1-0	3,618	4,13	37,10	7,236	30	2,01	28,00	19,2	15	7,67	41,3	19	15
9	3-2	1,839	2,10	24,25	3,678	30	1,50	41,11	16,8	14	5,189	41,3	16	14
	2-1	3,122	2,14	24,71	6,244	30	1,50	32,49	16,8	14	8,81	41,3	16	14
	1-0	3,785	3,21	37,10	7,570	30	2,01	26,76	19,2	15	8,01	41,3	19	15
13	4-3	2,739	1,86	20,73	5,478	30	1,50	27,60	19,2	15	5,79	41,3	19	15
	3-2	1,670	2,38	26,50	3,340	30	1,50	45,27	19,2	15	3,53	41,3	19	15
	2-1	3,990	2,14	23,85	7,980	30	1,50	18,94	19,2	15	8,44	41,3	18	15
	1-0	3,824	3,21	36,77	7,648	30	3,01	39,67	19,2	15	8,09	41,3	19	15
14	4-3	2,650	1,86	20,73	5,300	30	1,50	28,53	19,2	15	5,61	41,3	19	15
	3-2	2,334	2,38	26,50	4,668	30	1,50	32,39	19,2	15	4,94	41,3	19	15
	2-1	3,054	2,14	23,85	6,108	30	1,50	24,75	19,2	15	6,46	41,3	19	15
	1-0	3,632	3,21	36,77	7,264	30	3,01	41,77	19,2	15	7,69	41,3	19	15

Calcul du poteau Console



Comme le montre les schémas ci contre nous avons un poteau de (30x50) et une partie du poteau qui est en console. Sur cette partie aboutissent les poutres longitudinales. Nous allons calculer ces poteaux consoles afin qu'elles puissent transmettre les efforts ramené par les poutres aux véritables poteaux de (30x50)

Détermination de la console

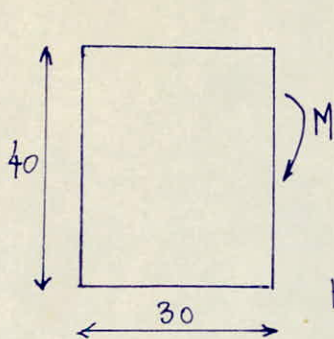
Ces consoles sont soumises aux différents étages aux efforts tranchants ramené par les poutres longitudinales de rive.

Niveau Effort ramené par les poutres
Sous SP_1 Sous SP_2

10 ^m 65	2,822 ^t	3,187 ^t
7 ^m 65	4,813 ^t	5,662 ^t
4 ^m 59	5,291 ^t	6,579 ^t

Les efforts sous SP_1 majorés de 50%, sont supérieurs aux efforts sous SP_2 . On fera le calcul sous SP_1 .

- Calcul de la console la plus sollicitée.



$$M = T \cdot C$$

$$M = 5,291 \times 0,30 \times 10^5 = 1,587 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

Ferraillage:

$$M = 1,587 \text{ tm} \rightarrow \rho = \frac{15M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 1,587 \cdot 10^5}{2800 \times 30 \times 37^2} = 0,0207$$

$$\rho = 0,0207 \Rightarrow \xi = 0,9867 ; K = 64,0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{1,587 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9867 \times 37} = 1,45 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{su}} \Rightarrow A \geq 0,69 \times 30 \times 37 \times \frac{5,9}{2800} = 1,076 \text{ cm}^2.$$

On choisira alors 3 barres T8 $\rightarrow A = 1,50 \text{ cm}^2$.

Condition de non fissuration du béton

$$\bar{\sigma}_a = \text{Min} \left[\frac{2}{3} \sigma_{su}, \text{Max} (0,162) \right]$$

$$\sigma_2 (T=8) = 3227 \text{ kg/cm}^2.$$

Enfin on ferraillera les autres poutres avec la même section calculée précédemment, toutefois nous prévoyons le long du poteau console des armatures de répartition qui joueront le rôle de transmission des efforts le long du poteau. Pour cela et puisque le véritable poteau de dimensions (30x50) possède des armatures (3T8) on les fera toutes prolonger (ou un cours sur deux) au poteau console. Le long de ce dernier il reste à prévoir des armatures longitudinales (T8).

Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{5291}{30 \times \frac{7}{8} \times 37} = 5,44 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\tau}_b$$

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

$$\text{avec } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{640} = 43,75 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_b = 3,5 \times 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

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

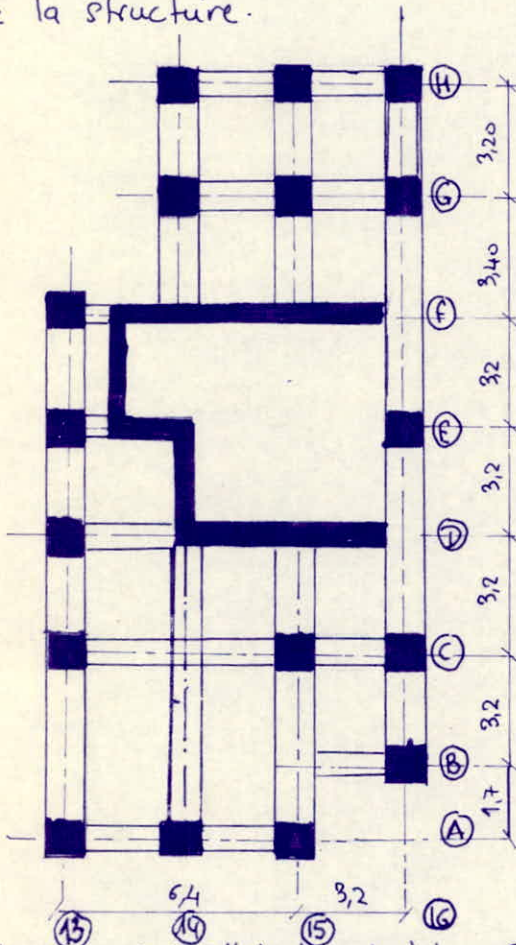
CHAP 9

**FERMILLAGE DES
VOILES**

ETUDE DU BLOC C''

Introduction:

Nous désignons par le bloc C'' la partie de l'hôtel où se trouve la chaufferie. Cette partie mérite une étude à part. Car, du fait de sa structure (structure voiles-portiques), ainsi que sa position dans la structure globale de l'hôtel, des considérations anti-sismiques nous ont obligé de la dissocier du reste de la structure.



La hauteur de ce bloc est de 3^m (acrotère non comprise) sauf la chaufferie qui a une hauteur de 4^m 59 (acrotère non comprise)

La chaufferie est conçue en voiles d'épaisseur de 20^{cm}.

Le plancher bas de la chaufferie est une dalle pleine d'épaisseur égale à 20^{cm}.

La chaufferie possède aussi une cheminée en brique pleine qui s'élève à une hauteur de 14,41^m.

La surface d'impact de la cheminée est égale à 2,08^m² elle ramène une charge concentrée égale à 36^t.

Le plancher haut de la chaufferie est en corps creux.

Nous aurons l'étude de bloc C'' uniquement sur la chaufferie (structure en voiles). Elle reprend pratiquement la totalité des charges horizontales.

Les portiques de ce bloc peuvent être calculés sous charges verticales uniquement.

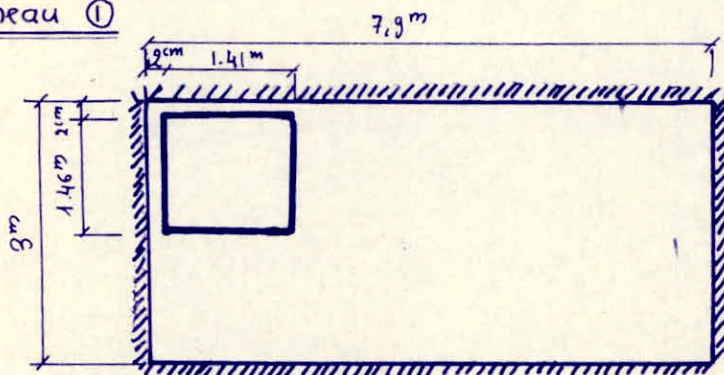
Etude de la chaufferie:

Dalles pleines

On a 2 panneaux de dalle.

panneau ① : panneau avec charge concentrée ramené par la cheminée

panneau ② : panneau uniformément chargé.

• Panneau ①

la plaque est simplement appuyée sur ses quatre côtés. Elle est non uniformément chargée. On a une charge localisée due à la cheminée $P \approx 36t$ et $S = 2,086 m^2$

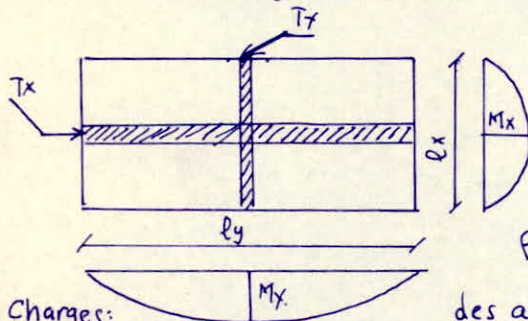
la charge uniformément répartie due à la dalle est de $q = 550 kg/m^2$
On dissociera le calcul en 2 étapes:

- Calcul de la dalle sous charge localisée

- Calcul de la dalle sous charge uniforme

On fera ensuite une superposition des 2 effets.

NB: la surcharge sur la dalle de la chaufferie est de: $p = 400 kg/m^2$

• Calcul sous charge uniforme:

$$P = q \cdot l_x \cdot l_y$$

$$\text{charge: } P = 500 \times 7,9 \times 3 = 13035 \text{ kg}$$

$$\text{Surcharge } S = 400 \times 7,9 \times 3 = 9480 \text{ kg}$$

• Moment flechissant.

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) \cdot P \quad \nu = 0,15 \text{ (Béton)}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) \cdot P$$

$$P = \frac{l_x}{l_y} = 0,3797 \Rightarrow 1/\rho = 2,633$$

Charges:

$$M_1 = 4,4 \cdot 10^{-2} \text{ kg.m}$$

$$M_2 = 0,410 \text{ kg.m}$$

$$M_x = (4,4 + 0,15 \times 0,4) \cdot 10^{-2} \times 13035 = 581,36 \text{ kg.m}$$

$$M_y = (0,4 + 0,15 \times 4,4) \cdot 10^{-2} \times 13035 = 138,17 \text{ kg.m}$$

$$T_x = \frac{1}{3} q l_x = \frac{1}{3} \times 550 \times 3 = 550 \text{ kg/ml}$$

$$T_y = \frac{q l_x l_y}{2 l_y + l_x} = \frac{550 \times 7,9 \times 3}{2 \times 7,9 + 3} = 693,3 \text{ kg/ml}$$

des abaques de Rugeod nous donnent M_1 et M_2

Surcharges:

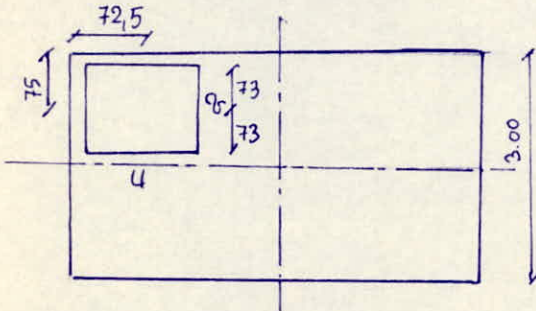
$$M_x = 422,81 \text{ kg.m}$$

$$M_y = 100,45 \text{ kg.m}$$

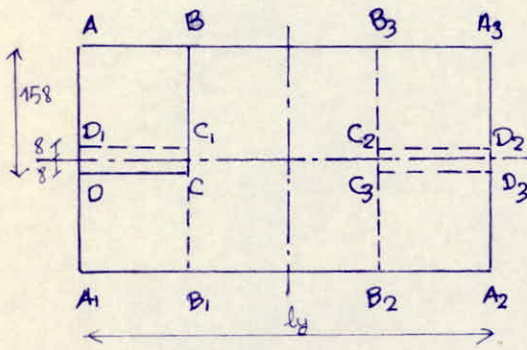
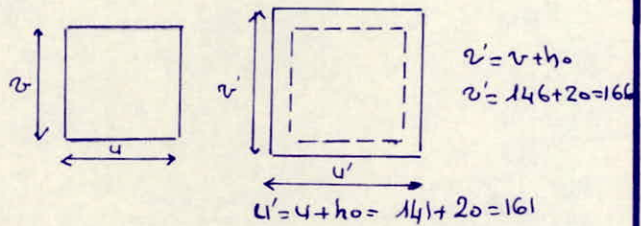
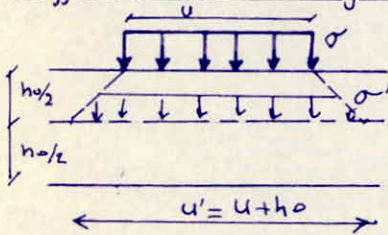
$$T_x = 400 \text{ kg/ml}$$

$$T_y = 504,2 \text{ kg/ml}$$

• Calcul sous charge localisée



• Diffusion de la charge localisée



$AA_1A_2A_3 \rightarrow M_{1x} \text{ et } M_{2x} \text{ sous } P_1/q = \frac{P_1}{AA_1A_2A_3}$
 $BB_1B_2B_3 \rightarrow M_{2x} \text{ et } M_{2y} \text{ sous } P_2/q = \frac{P_2}{BB_1B_2B_3}$
 $DD_1D_2D_3 \rightarrow M_{3x} \text{ et } M_{3y} \text{ sous } P_3/q = \frac{P_3}{CC_1C_2C_3}$
 $CC_1C_2C_3 \rightarrow M_{4x} \text{ et } M_{4y} \text{ sous } P_4/q = \frac{P_4}{CC_1C_2C_3}$

$$M_x = \frac{(M_{x1} - M_{x2}) + (M_{x3} - M_{x4})}{4}$$

$$M_y = \frac{(M_{y1} - M_{y2}) + (M_{y3} - M_{y4})}{4}$$

$$T_x = \frac{(T_{x1} - T_{x2}) + (T_{x3} - T_{x4})}{4}$$

$$T_y = \frac{(T_{y1} - T_{y2}) + (T_{y3} - T_{y4})}{4}$$

G' : pression de repartition $\Rightarrow G' = \frac{P}{u' \cdot u'} = \frac{36000}{1,58 \times 1,53} = 14892 \text{ kg/m}^2$

• Calcul des Moments.

• $AA_1A_2A_3$

$$u' = 7,9 \text{ m}$$

$$v' = 3,0 \text{ m}$$

$$P_1 = G' \cdot AA_1A_2A_3 = 14892 \times 7,9 \times 3 = 352940,4 \text{ kg}$$

$$p = \frac{u}{v} = \frac{3}{7,9} = 0,38$$

$$u'/l_x = 1$$

$$v'/l_y = 1$$

$$M_1 = 4,4 \cdot 10^{-2}$$

$$M_2 = 0,4 \cdot 10^{-2}$$

$$M_{x1} = (M_1 + 2M_2) \cdot P_1 = (4,4 + 0,15 \times 0,4) \cdot 10^{-2} \times 352940,4 = 15741 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = (M_2 + 2M_1) \cdot P_1 = (0,4 + 0,15 \times 4,4) \cdot 10^{-2} \times 352940,4 = 3741 \text{ kg.m}$$

• $BB_1B_2B_3$

$$u' = 7,9 - 2 \times (1,53) = 4,84$$

$$v' = 3,0$$

$$P_2 = G' \cdot BB_1B_2B_3 = 14892 \times 4,84 \times 3 = 216232 \text{ kg}$$

$$p = \frac{u}{v} = 0,38 ; \frac{u'}{l_x} = \frac{4,84}{7,9} = 0,613$$

$$\frac{v'}{l_y} = \frac{3}{3} = 1$$

$$M_1 = 6,3 \cdot 10^{-2} ; M_2 = 0,52 \cdot 10^{-2}$$

$$M_{x2} = (6,3 + 0,15 \cdot 0,52) \cdot 10^{-2} \times 216232 = 13791 \text{ kg.m}$$

$$M_{y2} = (0,52 + 0,15 \cdot 6,3) \cdot 10^{-2} \times 216232 = 3168 \text{ kg.m}$$

• D₁ D₂ D₃

$$u' = 7,9$$

$$v' = 0,16$$

$$P_3 = G' \cdot D_1 D_2 D_3 = 14892 \times 7,9 \times 0,16 = 18823 \text{ kg.}$$

$$P = 0,4 \cdot u'/l_y = 7,9/7,9 = 1 \quad ; \quad v'/l_x = 0,16/3 = 0,053$$

$$M_1 = 25 \cdot 10^{-2} \quad M_2 = 7 \cdot 10^{-2}$$

$$M_{x3} = (9,5 + 0,15 \times 7) \cdot 10^{-2} \cdot 18823 = 1986 \text{ kg.m.}$$

$$M_{y3} = (7 + 0,15 \cdot 25) \cdot 10^{-2} \cdot 18823 = 1586 \text{ kg.m.}$$

• C₁ C₂ C₃

$$u' = 4,84$$

$$v' = 0,16$$

$$P_4 = G' \cdot C_1 C_2 C_3 = 14892 \times 0,16 \times 4,84 = 11532 \text{ kg.}$$

$$P = 0,4 \cdot u'/l_y = 4,84/7,9 = 0,613 \quad ; \quad v'/l_x = 0,16/3 = 0,053$$

$$M_1 = 13,5 \cdot 10^{-2} \quad M_2 = 10 \cdot 10^{-2}$$

$$M_{x4} = (13,5 + 0,15 \cdot 10) \cdot 10^{-2} \cdot 11532 = 1730 \text{ kg.m.}$$

$$M_{y4} = (10 + 0,15 \cdot 13,5) \cdot 10^{-2} \cdot 11532 = 1387 \text{ kg.m.}$$

$$M_x = \frac{(15741 - 1379) + (1986 - 1730)}{4} = \frac{2206}{4} = 551,5 \text{ kg.m.}$$

$$M_y = \frac{(3741 - 3168) + (1586 - 1387)}{4} = \frac{772}{4} = 193 \text{ kg.m.}$$

Superposition des deux cas de charge (Pour une tranche de 1m)

charges:

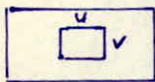
$$M_x = 581,4 + 551,5 = 1133 \text{ kg.m.}$$

$$M_y = 138,2 + 193 = 331 \text{ kg.m.}$$

Surcharges:

$$M_x = 423 \text{ kg.m.}$$

$$M_y = 100 \text{ kg.m.}$$

Calcul des efforts Tranchants.A₁ A₂ A₃.l_y

$$u = 7,9 > v = 3.$$

$$T_u = \frac{P}{2u+v} = \frac{352940}{2 \times 7,9 + 3} = 18773,4 \text{ kg.}$$

$$T_v = \frac{P}{3u} = \frac{352940}{3 \times 7,9} = 14892 \text{ kg.}$$

$$T_y = 1,25 T_u = 23467 \text{ kg.}$$

$$T_x = 1,25 T_v = 18615 \text{ kg.}$$

• B₁ B₂ B₃.

$$u = 4,84 > v = 3.$$

$$T_u = \frac{216232}{2 \times 4,84 + 3} = 17053 \text{ kg.}$$

$$T_y = 1,25 T_u = 21316 \text{ kg.}$$

$$T_v = \frac{216232}{3 \times 4,84} = 14892 \text{ kg.}$$

$$T_x = 1,25 T_v = 18615 \text{ kg.}$$

• D₁ D₂ D₃

$$u = 7,9 > v = 0,16$$

$$T_u = \frac{18823}{2 \times 7,9 + 0,16} = 1179$$

$$T_v = \frac{18823}{3 \times 7,9} = 794 \text{ kg.}$$

$$T_y = 1,25 T_u = 1474 \text{ kg.}$$

$$T_x = 1,25 T_v = 993 \text{ kg.}$$

• CC₁CC₂G.

$$u = 4,84 > v = 0,16$$

$$P_u = 11532 = 1172 \text{ kg.}$$

$$2 \times 4,84 + 0,16$$

$$P_y = 1,25 \cdot P_u = 1,25 \times 1172 = 1465 \text{ kg.}$$

$$P_v = 11532 = 794 \text{ kg.}$$

$$3 \times 4,84$$

$$P_x = 1,25 \cdot P_v = 1,25 \times 794 = 993 \text{ kg.}$$

$$P_x = (18615 - 14892) + (993 - 993) = 931 \text{ kg.}$$

$$P_y = \frac{(23467 - 21316) + (1474 - 1465)}{4} = 540 \text{ kg.}$$

• Superposition des 2 cas de charge. (pour une bande de 1^m).
charges

$$P_x = 550 + 931 = 1481 \text{ kg/ml.}$$

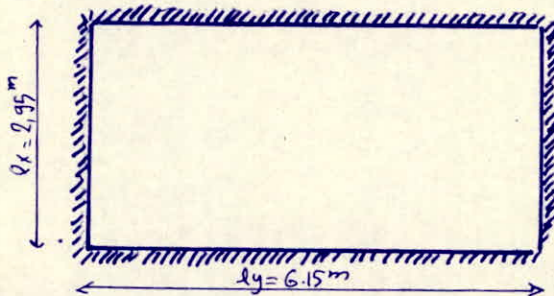
$$P_y = 693 + 540 = 1233 \text{ kg/ml.}$$

Surcharges.

$$T_x = 400 \text{ kg/ml.}$$

$$T_y = 504 \text{ kg/ml.}$$

• Panneau 2.



On donnera uniquement les résultats de Calcul:

charges:

$$M_x = 478,35 \text{ kg.m.}$$

$$M_y = 148,86 \text{ kg.m.}$$

Surcharges.

$$M_x = 347,89 \text{ kg.m/ml.}$$

$$M_y = 108,26 \text{ kg.m/ml.}$$

$$P_x = 770,5 \text{ kg/ml.}$$

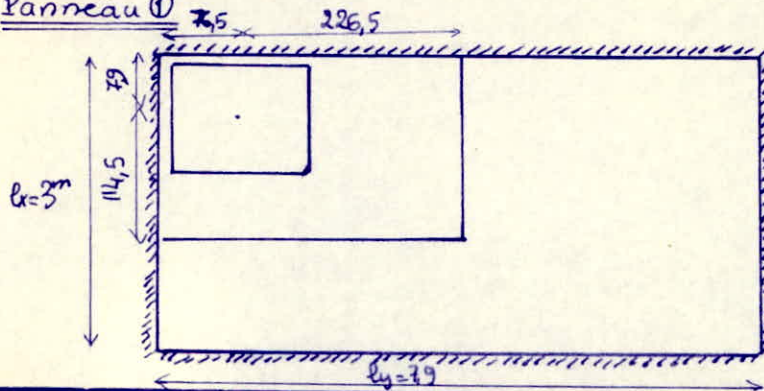
$$P_y = 85,0 \text{ kg/ml.}$$

$$T_x = 560,3 \text{ kg/ml.}$$

$$T_y = 61,8 \text{ kg/ml.}$$

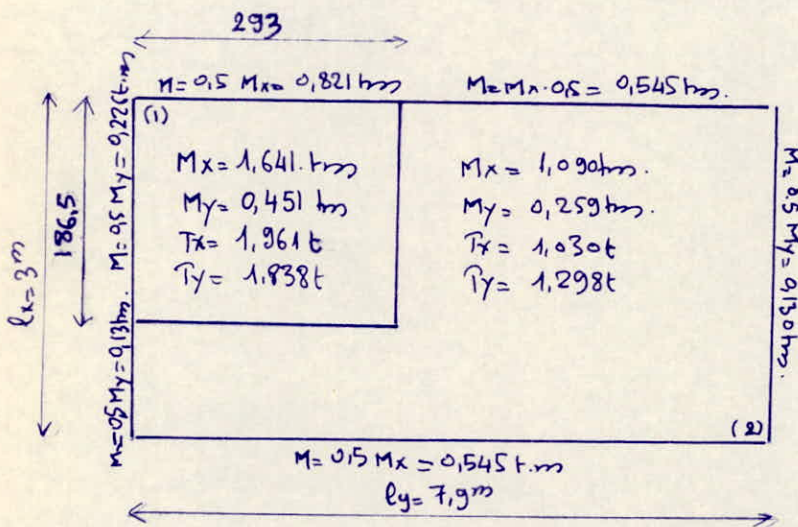
• Ferraillage de la dalle.

• Panneau ①

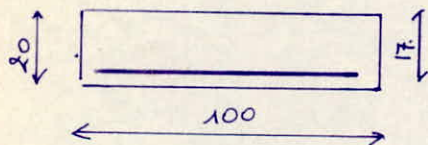


Constatation faite au cours du chargement du plancher par enregistrement sur fleximètre : la dalle est de grande longueur ($l_x/l_y = 0,38 < 0,4$) dans ce cas, on peut dire que la largeur de la dalle intéressée par la charge localisée est $l_x + b$ et comme si la largeur de la dalle intéressée par les moments transversaux x est $(l_x + b)/2$.

Nous présentons ci après les efforts sous la combinaison S_g



On fera le calcul pour une bande de 1m de largeur
 Acier utilisé : Acier T0R $\sigma_{eu} = 4200\text{kg/cm}^2$.



$$\bar{\alpha} = \frac{n\sigma_s b}{n\sigma_s b + \sigma_a} = 0,423$$

$$K = \frac{1}{2} \bar{\alpha} (1 - \bar{\alpha}/3) = 24,9$$

$$M_{rn} = K b h^2 = 24,9 \times 100 \times 17^2 = 72\text{tm}$$

$\forall M, M < M_{rn} \Rightarrow$ On n'a pas besoin d'acier comprimés.

$$A = \frac{M}{\sigma_a b \cdot h^2} = 2,1 \cdot 10^{-5} \frac{M}{\Sigma} \quad \text{Men (kg.cm)}$$

$$\rho = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = 1,854 \cdot 10^{-2} \frac{M}{\Sigma} \quad \text{Men (t.m)}$$

Suivant l_y

en travée (1) $M_y = 0,451\text{tm} \rightarrow \rho = 0,00836 \rightarrow d = 9,1240 \rightarrow \xi = 0,9587 \rightarrow K = 106 \rightarrow A = 0,988\text{cm}^2$

(2) $M_y = 0,259\text{tm} \rightarrow \rho = 0,0048 \rightarrow d = 9,0943 \rightarrow \xi = 0,9686 \rightarrow K = 144 \rightarrow A = 0,562\text{cm}^2$

En appui (1) $M_y = 0,226\text{tm} \rightarrow \rho = 0,0042 \rightarrow d = 9,0877 \rightarrow \xi = 0,9704 \rightarrow K = 154 \rightarrow A = 0,489\text{cm}^2$

(2) $M_y = 0,130\text{tm} \rightarrow \rho = 0,0024 \rightarrow d = 9,0682 \rightarrow \xi = 0,9773 \rightarrow K = 205 \rightarrow A = 0,278\text{cm}^2$

Suivant l_x :

en travée (1) $M_x = 1,641\text{tm} \rightarrow \rho = 0,0304 \rightarrow d = 9,2256 \rightarrow \xi = 0,9248 \rightarrow K = 251,5 \rightarrow A = 3,726\text{cm}^2$

(2) $M_x = 1,090\text{tm} \rightarrow \rho = 0,0202 \rightarrow d = 9,1875 \rightarrow \xi = 0,9375 \rightarrow K = 6,0 \rightarrow A = 2,44\text{cm}^2$

En qm (1) $M_x = 0,821 \text{ tm} \rightarrow P = 0,0152 \rightarrow \alpha = 0,1639 \rightarrow \xi = 0,9454 \rightarrow K = 765 \rightarrow A_c = 1,824 \text{ cm}^2$
 (2) $M_x = 0,545 \text{ tm} \rightarrow P = 0,0101 \rightarrow \alpha = 0,1351 \rightarrow \xi = 0,9550 \rightarrow K = 96 \rightarrow A_c = 1,198 \text{ cm}^2$

• Condition de non fragilité: $A \geq \psi \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \cdot \left(\frac{h_k}{k}\right)^2 \times b \times h$
 $A \geq 0,54 \frac{5,9}{2800} \times \left(\frac{20}{17}\right)^2 \times 100 \times 17$

$$A \geq 2,67 \text{ cm}^2.$$

• Pourcentage minimum: $\frac{A}{b \times h} \geq 0,0012 \Rightarrow A \geq 0,0012 \times 100 \times 20 = 2,4 \text{ cm}^2$.

Donc on fera le choix des aciers de telle façon à satisfaire la condition de non fragilité du béton.

$$A = 2,67 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 6T8 / \text{ml} = 3,01 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 15 \text{ cm}.$$

$$A = 3,726 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 8T8 / \text{ml} = 4,02 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 12,5 \text{ cm}.$$

• Vérification de la dalle au poinçonnement:

$$Q = 36t$$

Le périmètre du contour est à considérer à mi-hauteur de la dalle

$$P_c = 2(u+v) = 2 \times (153 + 158) = 622 \text{ cm}.$$

On vérifiera la condition suivante: $\frac{1,5 Q}{P_c \cdot h} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$.

$$\frac{1,5 \times 36000}{622 \times 20} = 4,34 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \bar{\sigma}_b = 1,2 \times 5,9 = 7,08 \text{ kg/cm}^2. \quad \text{Vérifiée}$$

• Vérification des contraintes.

prenons 2 sections les plus sollicitées.

Section	H (tm)	ξ	β	K	σ_a kg/cm ²	σ_b kg/cm ²
travée (2)	1,641	0,9248	15,72	61,5	2597	50,43
travée (2)	1,09	0,9375	15,94	65	2272	34,95

Vérifiée.

• Vérification de l'espacement des Armatures

Suivant x $f = 33 \text{ cm}$

Suivant y $F = 45 \text{ cm}$.

Tous les espacements dans les 2 sens sont inférieurs aux espacements admissibles.

• Vérification de la non fissuration du béton.

$$\sigma_{R2} = \sigma_2 (\phi = 8) = 3193 \text{ kg/cm}^2 > \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cu} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant:

$$\text{Valeur Maxi} \rightarrow T_x = 1481 + 1,2 \times 400 = 1961 \text{ kg}.$$

$$T_y = 1233 + 1,2 \times 504 = 1838 \text{ kg}.$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 7/8 h = 14,875$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b \beta} = \frac{T}{1487,5}$$

$$T_x \rightarrow \sigma_b = 1,318 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_y \rightarrow \sigma_b = 1,235 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b.$$

• Panneau 2

On se contentera de donner uniquement les résultats de calcul de ferrailage.

$$\text{En travée} \quad M_x = 480 \text{ kg.m/ml} \rightarrow A = 6T8/\text{ml} = 3,01 \text{ cm}^2.$$

$$M_y = 150 \text{ kg.m} \rightarrow A = 6T8/\text{ml} = 3,01 \text{ cm}^2.$$

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 240 \text{ kg.m/ml} \rightarrow A = 6T8/\text{ml} = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui} \quad M_{ay} = 0,5 M_y = 75 \text{ kg.m/ml} \rightarrow A = 6T8/\text{ml} = 3,01 \text{ cm}^2.$$

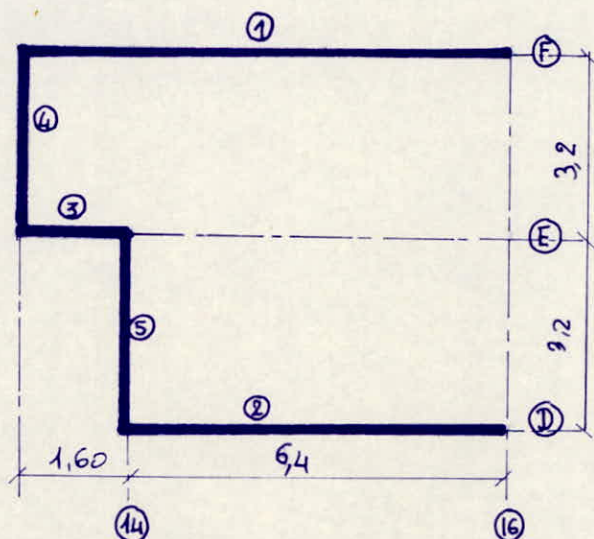
M-

NB: Nous constatons qu'on a la même section partout en effet et la condition de non fragilité qui a imposé le ferrailage.
Espacement des armatures. $e = 15 \text{ cm}$.

• Verifications:

Toutes les vérifications ont été faites et elles sont satisfaisantes.

• Charges et surcharges revenant à chaque voile.



On donnera les résultats de la descente de charge :

Niveau	Charges et Surcharges	Voile ①	Voile ②	Voile ③	Voile ④	Voile ⑤
4 ^m 53	g (t/m ²)	1,9	1,9	1,416	1,230	1,230
	p (t/m ²)	0,16	0,16	0,075	0,043	0,043
3 ^m 00	g (t/m ²)	2,412	2,412	2,412	1,828	1,828
	p (t/m ²)	0,170	0,170	0,170	0,068	0,068
0 ^m 00	g (t/m ²)	2,220	2,155	2,220	0,883	1,425
	p (t/m ²)	1,270	1,225	1,270	0,170	0,563
Σ	g (t/m ²)	6,532	6,467	6,048	3,941	4,483
	p (t/m ²)	1,600	1,555	1,472	0,281	0,674

On n'a fait figurer sur ce tableau que les charges qui reviennent aux voiles, toutefois pour le calcul de vérification au séisme on tiendra compte du poids total de la structure.

• Etude au Séisme du bloc C'

• Introduction:

Vu la structure en voiles portiques du bloc e'', et vu la grande différence d'inertie qui existe entre les voiles et les poteaux dans les 2 sens, il est évident que lors d'une secousse sismique c'est les voiles qui vont reprendre presque la totalité des efforts horizontaux. Il est donc évident que l'on fera reprendre tous les efforts par les voiles alors que les portiques seront ferailles sous charges verticales. Dans ce chapitre on fera donc l'étude au séisme de la chaufferie.

NB: le vide sanitaire est considéré comme la base de la structure en voile.
On distingue alors 3 planchers dans notre structure. (Niveau 0.00, 3.00^m, 4.53^m). Nous pourrions modéliser la structure comme étant une console à 3 masses.

• Etude de l'action sismique:

$$V = A B D Q W.$$

- $A = 0,15$
- $B = 1/3$ (catégorie 4)
- $Q = 1,4$
- $D = ?$

Calcul de la période T du bâtiment.

$$T \text{ (sens longitudinal)} = T_x$$

$$T \text{ (sens transversal)} = T_y.$$

On utilisera la formule forfaitaire donnée dans le RPA81.

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

$$T_x = \frac{0,09 \times 4,53}{\sqrt{9,6}} = 0,13 \text{ s.}$$

$$\Rightarrow D = 2.$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 4,53}{\sqrt{21,1}} = 0,09 \text{ s.}$$

Pour $T < 5 \text{ s}$ et pour un sol meuble $D = 2$.

• W : Poids propre de la structure

• Niveau 4^m53

Acrotère: 7450 kg.

Plancher: 21710 kg.

Poutres: 4480 kg.

Revetement: 3296 kg.

Voile: 8798 kg.

Poteaux: 287 kg.

Surcharge: 4890 kg.

$$\rightarrow g = 46,02 \text{ t.}$$

$$\rightarrow p = 4,890 \text{ t}$$

D'où on a:

$$W(4,53) = g + 0,5 p = 46,02 + 0,5 \times 4,89$$

$$\rightarrow W(4,53) = 48,46 \text{ t.}$$

• Niveau 3^m.00

Acrotère: 13288 kg.

Plancher: 63540 kg.

Poutres: 20371 kg.

Revetement: 9810 kg.

Voile: 26048 kg.

Poteaux: 7037 kg.

Surcharge: 14364 kg.

$$\rightarrow g = 140,09 \text{ t.}$$

$$\rightarrow p = 14,36 \text{ t}$$

$$W(3,00) = g + 0,5 p = 140,09 + 0,5 \times 14,36 = 177,27 \text{ t.}$$

• Niveau 0.00

cheminée: 35836 kg.

Houddis (plancher) 88422 kg.

Poutres: 21755 kg.

Revetement : 3123 kg.

Mur de façade: 31155 kg.

voiles : 25875 kg.

Poteaux : 10125 kg. $\rightarrow g = 216,29t.$

Surcharge: 75552 kg. $\rightarrow p = 75552t.$

$$W(0.00) = g + 0,5 p = 216,29 + 0,5 \times 75552 = 254,067t.$$

• $W =$ Poids totale de la structure (+0,5 p pour notre type de bâtiment)

$$W = \sum W_i = W(4^{m.53}) + W(3^{m.00}) + W(0^{m.00}).$$

$$W = 437,8t.$$

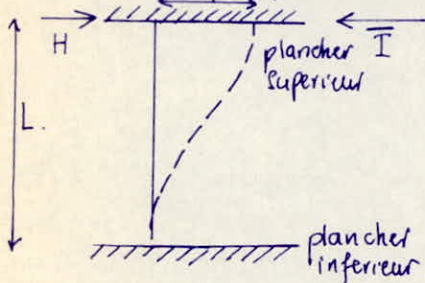
• $V = ADBQW.$

$$V(\text{transversal}) = V_y = 0,15 \times 1/3 \times 1,4 \times 2 \times 437,8t = 61,3t$$

$$V(\text{Longitudinal}) = V_x = 0,15 \times 1/3 \times 1,4 \times 2 \times 437,8t = 61,3t.$$

la force sismique étant déterminée maintenant dans les 2 sens on aura alors à la distribuer sur les différents refend et cela suivant leur rigidité à la flexion.

• Rigidité à la flexion d'un refend.



La rigidité à la flexion d'un refend est la force (ou le couple) de rappel par lequel le refend réagit quand une force (ou un couple) extérieur produit une translation (ou une rotation) unitaire, telle qu'elle est représentée sur la figure.

I : Moment d'Inertie

\bar{I} : Rigidité

$$\rightarrow \bar{I} = \frac{12EI}{L^3}$$

On peut faire un calcul simplifié de refends et ceci en remplaçant les rigidités par les Inerties eu effet les axes d'Inertie principaux des refends sont parallèles (dans un sens longitudinal et transversal de plus tous les refends ont un même module d'élasticité, la même hauteur et présentent les mêmes conditions aux appuis.

• Calcul des forces distribuées dans les refends.

Étapes de Calcul:

- 1) On considère que les axes (x-x) et (y-y) passant par le centre de Torsion sont parallèles aux axes principaux des refends.
- 2) On détermine pour chaque refend I_x et I_y .
- 3) Les rigidités transversales sont nulles dans tous les cas. Le centre de torsion peut être considéré comme le centre de gravité des moments d'Inertie des refends par rapport aux axes arbitraires.

$$dx = \frac{\sum I_y \cdot x'}{\sum I_y}$$

$$dy = \frac{\sum I_x \cdot y'}{\sum I_x}$$

4) la réduction de la force extérieure H par rapport au centre de flexion fournit H_x et H_y et $M = H \cdot e$ (e : excentricité).

5) des forces provenant de la translation :

$$H'_x = \frac{H_x \cdot I_x}{\sum I_y}$$

$$H'_y = \frac{H_y \cdot I_x}{\sum I_x}$$

6) des forces provenant des rotations deviennent :

$$H''_x = \frac{H_x \cdot e_y \cdot I_y}{\sum I_x \cdot x'^2 + \sum I_y \cdot x'^2}$$

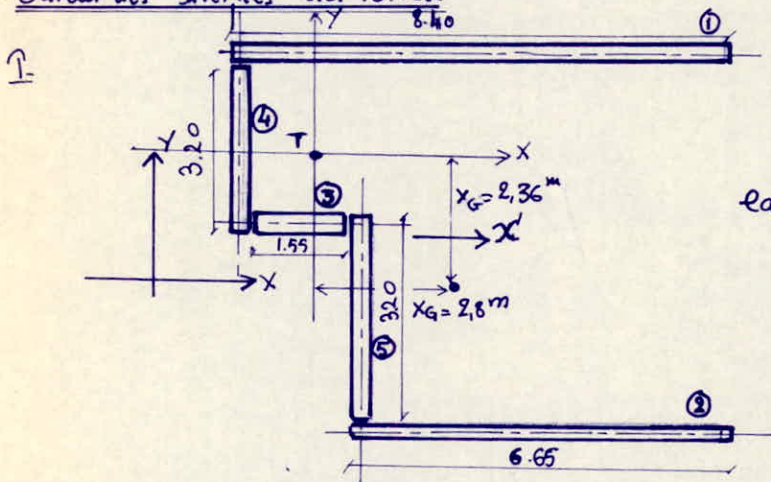
$$H''_y = \frac{H_y \cdot e_x \cdot I_x}{\sum I_x \cdot x'^2 + \sum I_y \cdot x'^2}$$

7) des forces finales distribuées dans les refends sont en définitive

$$H_x = H'_x + H''_x$$

$$H_y = H'_y + H''_y$$

• Calcul des Inerties des voiles.



$$I = \frac{bh^3}{12}$$

épaisseur de voile = 20 cm

$$e_{ac} = 1,08 \text{ m}$$

Voile	①	②	③	④	⑤	Σ (m ⁴)
I_x (m ⁴)	$5,6 \cdot 10^3$	$4,43 \cdot 10^3$	$1,03 \cdot 10^3$	0,546	0,546	1,103
I_y (m ⁴)	9,8784	4,901	0,0621	$2,13 \cdot 10^{-3}$	$2,13 \cdot 10^{-3}$	14,846

• Calcul du centre de flexion :

$$dx = \frac{\sum I_y \cdot x'}{\sum I_y}$$

$$dy = \frac{\sum I_x \cdot y'}{\sum I_x}$$

$$dx = \frac{\sum I_y \cdot x'}{\sum I_y} = \frac{1,064}{1,103} = 0,94 \text{ m}$$

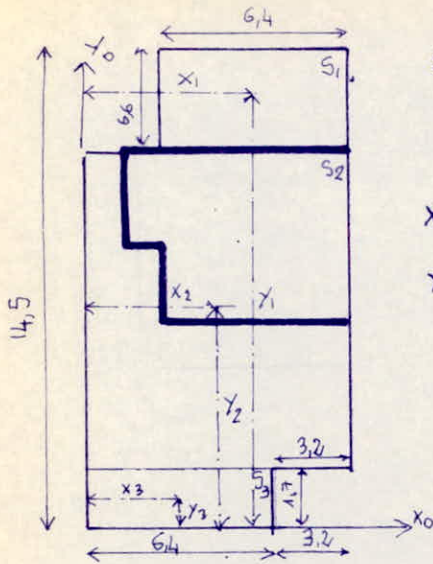
$$dy = \frac{\sum I_x \cdot y'}{\sum I_x} = \frac{16,974}{14,846} = 1,14 \text{ m}$$

Recherche du centre de gravité du bloc.

On suppose que la charge est uniformément répartie sur le plancher

$$x_G = \frac{\sum x_i \cdot S_i}{\sum S_i}$$

$$y_G = \frac{\sum y_i \cdot S_i}{\sum S_i}$$



$$S_1 = 6,4 \times 6,6 = 42,24 \text{ m}^2 \rightarrow X_1 = 6,4 \text{ m} \rightarrow Y_1 = 17,8 \text{ m}$$

$$S_2 = (4,5 - 1,7) \times 9,6 = 122,88 \text{ m}^2 \rightarrow X_2 = 4,8 \text{ m} \rightarrow Y_2 = 8,1 \text{ m}$$

$$S_3 = 6,4 \times 1,7 = 10,88 \rightarrow X_3 = 3,2 \text{ m} \rightarrow Y_3 = 0,85 \text{ m}$$

$$X_G / X_0 = X_G = 5,09 \text{ m}$$

$$Y_G / Y_0 = Y_G = 9,98 \text{ m}$$

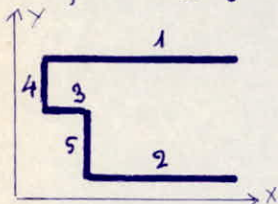
D'où en calculant l'excentricité par rapport à T des forces H_x et H_y on peut donner l'expression des Moments d'Inertie.

$$V_y = H_y = 61,3 \text{ t} \rightarrow M = H_e = 61,3 \times 2,8 = 171,64 \text{ tm}$$

$$V_x = H_x = 61,3 \text{ t} \rightarrow M = H \cdot e_y = 61,3 \times (-2,36) = -144,67 \text{ tm}$$

• Distribution des efforts tranchants dans les refends par niveaux

NB: Consulter auparavant le tableau donnant les efforts provenant de la translation et de la rotation distribués dans les refends (page suivante).



$$H_n = H(\text{niveau})$$

$$H_n = \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} \cdot H$$

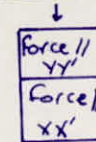
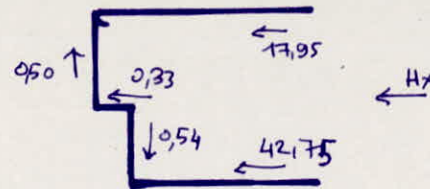
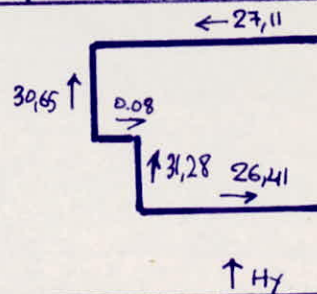
(H: effort tranchant par niveau)

Niveau	Poids du niveau	Voiles du sens x.			Voiles du sens y.	
		①	②	③	④	⑤
(3-4,53)	48,47 ^t	5,937	9,362	0,072	6,712	6,850
(0-3,00)	147,27 ^t	13,447	21,204	0,164	15,202	15,515
(-1,5-0,00)	254,27 ^t	7,726	12,184	0,094	8,735	8,915
	$H = \sum H_n$	27,11	42,75 ^t	0,330 ^t	30,650 ^t	31,28 ^t
$H_n(t)$						

• NB: La valeur de l'effort revenant à un refend est le plus grand des 2 efforts dus respectivement au séisme longitudinal et au séisme transversal.

Calcul des forces dans les refends.

Voile	Moment d'Inertie				Valeurs de Calcul.								Forces dans les refends.					
	I_1 m ⁴	I_2 m ⁴	I_x m ⁴	I_y m ⁴	x' m	y' m	I_{yx} m ⁵	I_{xy} m ⁵	x m	y m	I_{yx}^2 m ⁶	I_{xy}^2 m ⁶	$H'x$ t	$H'y$ t	$H''x$ t	$H''y$ t	Hx t	Hy t
1	9,878	0	9,878	0	4,200	3,3	0,000	32,68	3,26	2,16	0	46,087	0	0	27,107	0	27,11	0
													40,90	0	22,84	0	17,95	0
2	4,901	0	4,901	0	5,075	-3,1	0,000	-15,733	4,24	-4,24	0	88,108	0	0	-26,401	0	-26,401	0
													20,24	0	-22,25	0	42,75	0
3	0,062	0	0,062	0	0,975	0,1	0,000	0,006	0,04	-1,04	0	0,067	0	0	-0,082	0	0,082	0
													0,26	0	-0,069	0	0,330	0
4	0,546	0	0	0,546	0,100	1,6	0,054	0,000	-0,84	0,46	0,385	0	0	30,65	0	-0,587	0	30,65
													0	0	0	0,497	0	0,497
5	0,546	0	0	0,546	-1,850	-1,5	1,010	0,000	0,91	-2,64	0,452	0	0	30,65	0	0,631	0	31,280
													0	0	0	-0,539	0	0
Σ			$\Sigma I_x =$ 14,842	$\Sigma I_y =$ 1,092									0	61,3	-0,0624	0,048	0,0625	61,34
							1,064	-16,947					0,837	134,262			61,03	-0,042



NB: Dans le tableau on a la convention suivant:
 $I_y, (I_x)$ Moment d'Inertie dans le sens $X(X)$

• Calcul des efforts - Ferraillage - Vérifications.

• voile de contreventement: (Art 4311 du RPA 81)

ne sont considérés comme voiles de contreventement que les voiles satisfaisant aux conditions:

$$l \geq \frac{h_e}{2} \quad \text{et } l \geq 5t.$$

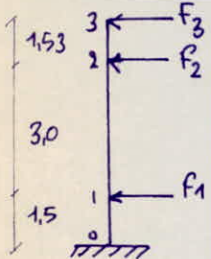
h_e = hauteur libre d'étage.

t = épaisseur d'une voile = 20 cm

l = longueur du voile.

Dans tous les cas cette condition est vérifiée dans les voiles de la chaufferie. Les voiles de la chaufferie jouent le rôle de contreventement.

• Calcul des sollicitations internes.



Refend	Effets du Seisme			Moment à la base du refend			Effort tranchant à la base du refend		
	F_3	F_2	F_1	3-2	2-1	1-0	3-2	2-1	1-0
1	5,937	13,447	7,726	9,084	67,236	107,901	5,937	19,384	27,110
2	9,362	21,204	12,184	14,324	106,022	170,147	9,362	30,566	42,717
3	0,072	0,164	0,094	0,110	0,818	1,313	0,072	0,236	0,33
4	6,712	15,202	8,735	10,269	76,011	121,985	6,712	21,914	30,649
5	6,850	15,515	8,915	10,481	77,576	124,50	6,850	22,365	31,28

• Tableau récapitulatif de tous les efforts dans les voiles.

Refend.	Niveau	Moment dû au seisme à la base refend	T dû au seisme à la base du refend T	NG effort normal dû à G (Hme)	NP effort normal dû à P (Hme)
①	3-2	9,084	5,937	1,9	0,16
	2-1	67,236	19,384	4,312	0,33
	1-0	107,901	27,110	6,532	1,600
②	3-2	14,324	9,362	1,9	0,16
	2-1	106,022	30,566	4,312	0,370
	1-0	170,147	42,717	6,467	1,555
③	3-2	0,110	0,072	1,416	0,075
	2-1	0,818	0,236	3,828	0,245
	1-0	1,313	0,330	6,048	1,472
④	3-2	10,269	6,712	1,230	0,043
	2-1	76,011	21,914	3,058	0,111
	1-0	121,985	30,649	3,941	0,281
⑤	3-2	10,481	6,850	1,230	0,043
	2-1	77,576	22,365	3,058	0,111
	1-0	124,50	31,28	4,483	0,674

• Calcul des contraintes à la base de chaque niveau

- Contrainte due au sersme $\sigma_E = \pm \frac{M}{I} V + \frac{N}{S}$ ($N=0$)
- Contrainte due au charges verticales $\sigma = \frac{N}{S}$.

Voile	Niveau	M (m)	I (m ⁴)	V (m)	σ_E (kg/cm ²)	G (kg/m)	σ_g ($\frac{kg}{cm^2}$)	P (kg/m)	σ_p ($\frac{kg}{cm^2}$)
1	3-2	9,084	9,878	4,2	0,386	$1,90 \cdot 10^3$	0,95	$0,16 \cdot 10^3$	0,08
	2-1	67,236	9,878	4,2	2,859	$4,312 \cdot 10^3$	2,156	$0,33 \cdot 10^3$	0,165
	1-0	107,901	9,878	4,2	4,58	$6,532 \cdot 10^3$	3,266	$1,600 \cdot 10^3$	0,800
2	3-2	14,324	4,901	3,325	0,932	$1,9 \cdot 10^3$	0,95	$0,16 \cdot 10^3$	0,08
	2-1	106,022	4,901	3,325	7,193	$4,32 \cdot 10^3$	2,156	$0,33 \cdot 10^3$	0,165
	1-0	170,147	4,901	3,325	11,54	$6,447 \cdot 10^3$	3,23	$1,555 \cdot 10^3$	0,78
3	3-2	0,110	0,0621	0,775	0,137	$1,416 \cdot 10^3$	0,708	$0,075 \cdot 10^3$	0,038
	2-1	0,818	0,0621	0,775	1,021	$3,821 \cdot 10^3$	1,914	$0,246 \cdot 10^3$	0,123
	1-0	1,313	0,0621	0,775	1,64	$6,048 \cdot 10^3$	3,02	$1,472 \cdot 10^3$	0,74
4	3-2	10,269	0,546	1,6	3,009	$1,230 \cdot 10^3$	0,615	$0,043 \cdot 10^3$	0,022
	2-1	76,011	0,546	1,6	22,27	$3,058 \cdot 10^3$	1,529	$0,111 \cdot 10^3$	0,056
	1-0	121,985	0,546	1,6	35,75	$3,941 \cdot 10^3$	1,97	$0,281 \cdot 10^3$	0,14
5	3-2	10,481	0,546	1,6	3,071	$1,230 \cdot 10^3$	0,615	$0,043 \cdot 10^3$	0,022
	2-1	77,576	0,546	1,6	22,733	$3,058 \cdot 10^3$	1,529	$0,111 \cdot 10^3$	0,056
	1-0	124,50	0,546	1,6	36,48	$4,483 \cdot 10^3$	2,42	$0,674 \cdot 10^3$	0,34

• Vérification si les refends sont tendus (sous 0,8G - E)

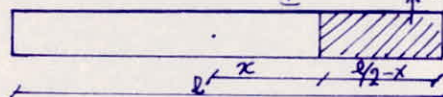
Vérifier si $\sigma = 0,80g - \sigma_E < 0$

Si oui $N = 0,8G - E$

La zone tendue s'étend sur une distance égale à $V - X$

X est donnée par la relation $0,80g - \sigma_E = 0 \Rightarrow 0,80g - \frac{H}{I} \cdot x = 0$

D'où $x = 0,8 \sigma_g I / M$.



Armatures verticales en zone tendue

• Voile du ride Sanitaire

Voile	$\sigma = 0,80g - \sigma_E$	x (m)	Zone tendue (m)
1	-1,975	2,39	1,81
2	-8,956	0,75	2,58
3	0,776	/	/
4	-34,17	0,07	1,53
5	-34,69	0,08	1,52

$$\sigma_{T1} = 0,8G - E$$

$$\sigma_{T1} = -1,975 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{T2} = \sigma_{T1} \times \frac{(e/2 - x - 100)}{(e/2 - x)} = \sigma_{T1} \times \frac{(V - x - 100)}{(V - x)}$$

$$\sigma_{T2} = -0,884 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = \frac{\sigma_{T1} + \sigma_{T2}}{2} \cdot b \cdot 100 = \frac{-1,975 + 0,884}{2} \times 20 \times 100 = 2,859t$$

$$f_2 = \frac{b_2 + 0}{2} \times b \times 100 = \frac{0,884}{2} \times 20 \times 100 = 0,884\%$$

$$A_1 = \frac{f_1}{\bar{\sigma}_a} = \frac{2,859 \cdot 10^3}{\frac{3}{2} \cdot 2800} = 0,615 \text{ cm}^2 \quad A_2 = \frac{0,884 \cdot 10^3}{4200} = 0,210 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + 0,81 A_2 = 0,785 \text{ cm}^2 \Rightarrow \bar{\omega} = 0,022\% ; \bar{\omega} (\text{ART 4333 RPA81}) = 0,5\%$$

NB: de voile n° 3 n'est pas tendue.

Voile	σ_{T1}	σ_{T2}	σ_{T3}	$f_1 (\%)$	$f_2 (\%)$	$f_3 (\%)$	$A_1 \text{ cm}^2$	A_2	A_3	A	$\bar{\omega} (\%)$	$\bar{\omega} \text{ RPA81}$
1	-1,975	-0,884	/	2,859	0,884	/	0,615	0,21	/	0,785	0,022	0,5
2	-8,956	-5,485	2,013	14,441	7,498	2,013	3,438	1,785	0,479	5,501	0,107	0,5
4	-34,170	-11,837	/	46,00	11,837	/	10,954	2,818	/	12,448	0,407	0,5
5	-34,690	-11,868	/	46,56	11,868	/	11,085	2,826	/	12,555	0,413	0,5

Section totale adoptée en zone tendue :

ou adoptera la section d'acier préconisée par le RPA à 0,5% de la section du béton en zone tendue.

Pour un (1) ml on a : $\frac{5}{100} \times 20 \times 100 = 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A = 10 \text{ T12/ml}$. On disposera cette section en 2 nappes de ST12 chacune.

• Verification de la contrainte sous $G+P+E$

Voile	1	2	3	4	5
$\sigma(G+P+E)$	8,64	15,55	5,4	37,86	39,24

$< 1,5 \bar{\sigma}_b$

• Niveau RDC

Voile	$\sigma(E)$	$\sigma(G)$	$\sigma(P)$	$\sigma(0,8G-E)$	$\sigma(G+P+E)$
1	2,859	2,156	0,165	-1,134	5,18
2	7,193	2,156	0,165	-5,468	9,51
3	1,024	1,914	0,122	0,510	3,06
4	22,27	1,529	0,056	-21,051	23,86
5	22,73	1,529	0,056	-21,51	24,32

* La contrainte $G+P+E < 1,5 \bar{\sigma}_b$

$\sigma(0,8G-E)$ de ce niveau est inférieure à la contrainte du niveau du vide sanitaire $\sigma(0,8G-E)$ dans ce cas on adoptera la section minimale qui est préconisée par le RPA 81 à 0,5%.

• Niveau 3^m.00

Voile	$\sigma(E)$	$\sigma(G)$	$\sigma(P)$	$\sigma(0,8G-E)$	$\sigma(G+P+E)$
1	0,386	0,950	0,080	0,374	1,416
2	0,972	0,950	0,080	-0,212	2,002
3	0,137	0,708	0,038	0,429	0,883
4	3,009	0,615	0,022	-2,517	3,646
5	3,071	0,615	0,022	-2,579	3,708

la même conclusion que précédemment c'est qu'on choisit la section minimale qui est de 0,5%. Toutefois à ce niveau le voile n°3 n'est plus tendu, il sera ferrillé au minimum de 0,15 ou 0,25%. (ferrillage qui est donné par le RPA pour les parties courantes).

- Verification du cisaillement dans les refends Les plus sollicités des armatures de la section transversale qui résistent à l'effort tranchant doivent être calculés avec la formule:

$$\bar{\omega}_t = \frac{P-8}{\sigma_{cu}} \times 100 \quad \text{avec } P = 1,4 \frac{F}{b \cdot z}$$

P : contrainte de cisaillement

$\bar{\omega}_t$ doit être supérieur à : 0,25% si $0,025 \sigma'_{28} \leq \sigma_b \leq 0,12 \sigma'_{28}$
0,15% si $\sigma_b \leq 0,025 \sigma'_{28} = 6,75$.

Refend	T(t)	\bar{T} (t)	P	\bar{P}	$\bar{\omega}_t$	% min
1	2711	37,95	2,84	32,4	< 0	0,15%
2	4275	59,85	5,66	32,4	< 0	0,15%
3	0,33	0,462	0,187	32,4	< 0	0,15%
4	39,65	42,91	8,429	32,4	0,010	0,25%
5	31,28	43,79	8,602	32,4	0,014	0,25%

- Calcul du ferrillage en zone non tendue:

Comme nous venons de le voir précédemment pour le niveau de base on doit adopter le ferrillage minimum pour les voiles car: $\bar{\omega}(%)$ est tel que:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq 0,025 \sigma'_{28} \rightarrow \omega(\%) = 0,15\% \\ 0,025 \sigma'_{28} \leq \sigma_b \leq 0,12 \sigma'_{28} \rightarrow \omega(\%) = 0,25\% \end{array} \right\} \text{ dans chaque direction.}$$

des pourcentages minimum sont donc adoptés pour les voiles de la manière suivante 0,15% pour les voiles 1, 2, 3 et 0,25% pour les voiles 4, 5 (pour le niveau de base).

Pour les niveaux RDC et 3^m, l'effort tranchant est inférieur au niveau de base, cela implique la même chose pour σ_b .

Donc on choisira une section de 0,15% pour les voiles du RDC et niveau 3^m (voiles 1, 2, 3)

Considérons les voiles 4, 5. (Niveau RDC)

$$\left. \begin{array}{l} \text{voile 4} \rightarrow \bar{T} = 21,91 \rightarrow \bar{T} = 30,68 \rightarrow \sigma_b = 6,226 \\ \text{voile 5} \rightarrow \bar{T} = 22,36 \rightarrow \bar{T} = 31,31 \rightarrow \sigma_b = 6,15 \end{array} \right\} < 0,025 \sigma'_{28} = 6,75 \text{ cm}^2$$

Considérons les voiles 4, 5 (Niveau 3^m).

$$\left. \begin{array}{l} \text{voile 4} \rightarrow \bar{T} = 6,712 \rightarrow \bar{T} = 9,397 \rightarrow \sigma_b = 1,846 \\ \text{voile 5} \rightarrow \bar{T} = 6,850 \rightarrow \bar{T} = 9,59 \rightarrow \sigma_b = 1,88 \end{array} \right\} < 0,025 \sigma'_{28}$$

On adoptera un taux de 0,15%, i.e. $A = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

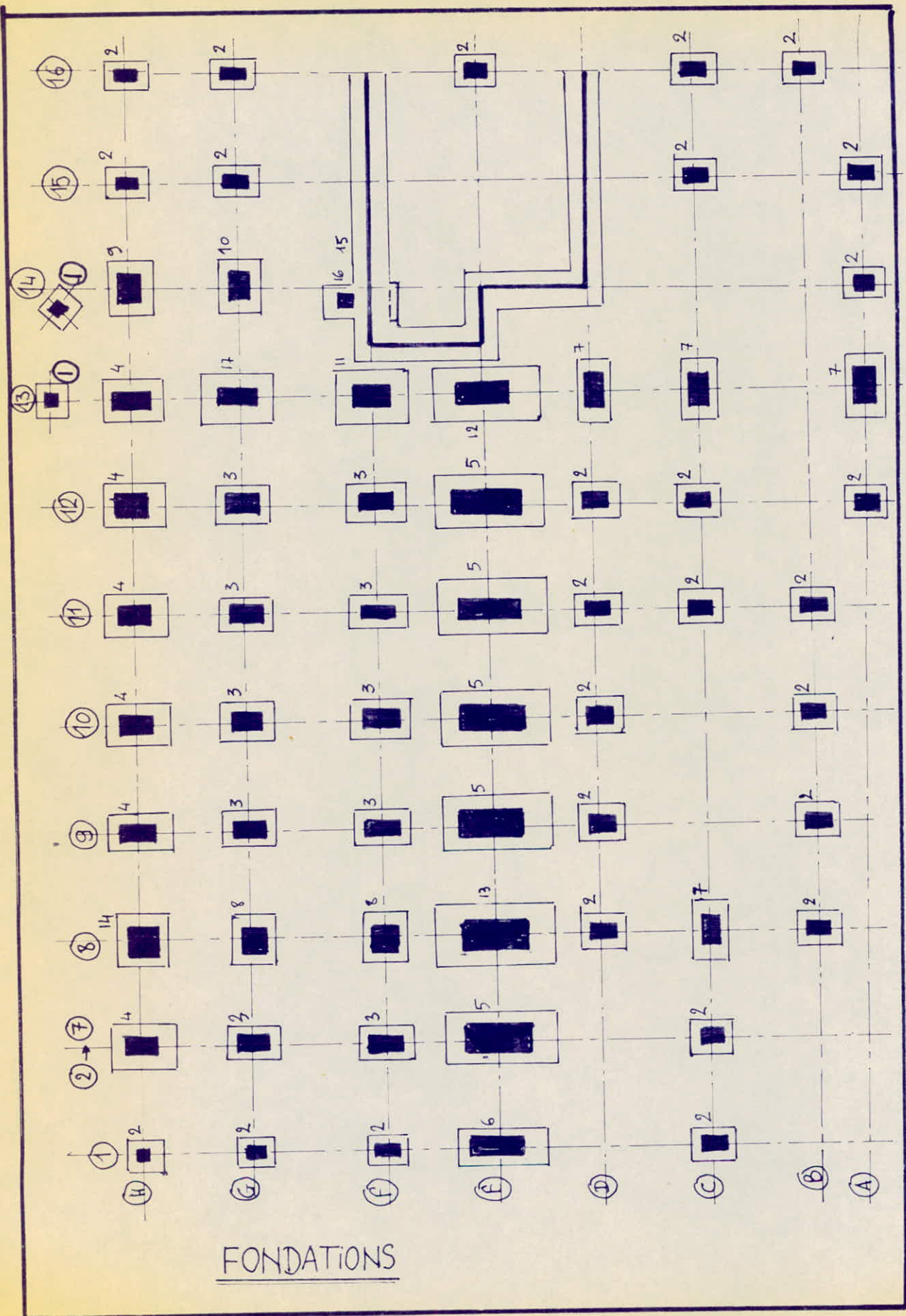
- votre tableau récapitulatif des ferrillages dans les voiles.

Tableau recapitulatif du ferrailage des voiles

Voile	Niveau	Aciers horizontaux			Aciers verticaux							
		A (cm ² /ml) (min)	Barres/ml	Espacement cm	Zone non tendue		Zone tendue		Zone tendue			
					A (cm ² /ml)	Barres/ml	Espace	A (cm ² /ml)	Barres/ml	Espace milieu	Espace extrémité	
1	3-2	3	2x4T8	25	3	2x4T8	25	/	/	/	/	/
	2-1	3	2x4T8	25	3	2x4T8	25	10	2x5T12	20	10	10
	1-0	3	2x4T8	25	3	2x4T8	25	10	2x5T12	20	10	10
2	3-2	3	2x4T8	25	3	2x4T8	25	10	2x5T12	20	10	10
	2-1	3	2x4T8	25	3	2x4T8	25	10	2x5T12	20	10	10
	1-0	3	2x4T8	25	3	2x4T8	25	10	2x5T12	20	10	10
3	3-2	3	2x4T8	25	3	2x4T8	25					
	2-1	3	2x4T8	25	3	2x4T8	25		Voile ne possédant pas de zone tendue			
	1-0	3	2x4T8	25	3	2x4T8	25					
4	3-2	3	2x4T8	25	3	2x4T8	25	10	2x5T12	20	10	10
	2-1	3	2x4T8	25	3	2x4T8	25	10	2x5T12	20	10	10
	1-0	5	2x5T8	20	5	2x5T8	20	10	2x5T12	20	10	10
5	3-2	3	2x4T8	25	3	2x4T8	25	10	2x5T12	20	10	10
	2-1	3	2x4T8	25	3	2x4T8	25	10	2x5T12	20	10	10
	1-0	5	2x5T8	20	5	2x5T8	20	10	2x5T12	20	10	10

CHAP 10

**ETUDE DE SOL
FONDACTIONS**



FONDATIONS

ETUDE DU SOL

Introduction:

Dans cette partie de notre étude on se propose d'étudier et d'interpréter les résultats des essais de laboratoire qui ont été faits sur des échantillons du sol d'assise aux fondations de notre ouvrage. On calculera alors la portance du sol et en évaluera les tassements.

Rapport du Sol:

de rapport de sol traite de la portance et des tassements du sous-sol qui est destiné à recevoir les fondations. Pour ce faire un sondage rotatif ainsi que quelques essais pressiométriques

Caractéristiques géologiques du sol.

La coupe du forage rotatif ainsi que les forages pressiométriques nous révèlent des limons sableux intercalés d'argiles sableuses. Aucune présence de nappe d'eau n'a été constatée.

Essai du laboratoire.

Pour le calcul de la portance du sol ainsi que les tassements on utilisera les essais de laboratoire.

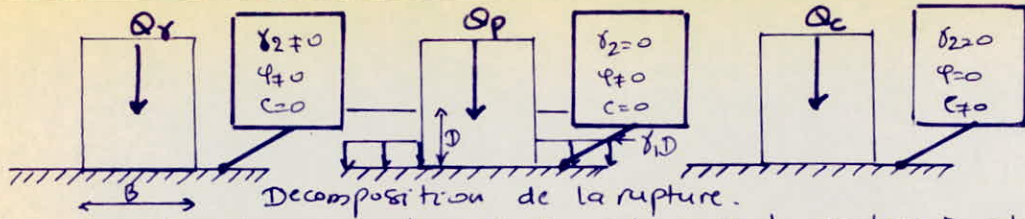
Une constatation est à faire après avoir fait les calculs est que tenant compte de la nature du sol essayé (limon sableux) il devient évident que l'échantillon devra manifester une certaine friabilité lors de la mise en place à l'oedomètre ou bien à la boîte de Casillement. Cela veut dire que les échantillons essayés auront été partiellement remaniés et par conséquent les résultats se trouvent sous-estimés. Ceci comparés aux valeurs de la portance obtenues par l'essai pressiométrique qui est un essai in situ. Les résultats obtenus par cette méthode (essai pressiométrique) sont assez optimistes à notre avis.

Formule générale de la charge limite.

La charge limite de la fondation est déterminée en supposant 3 états:

- Résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, d'où une certaine résistance Q_s ; γ_2 = poids spécifique des terres sous le niveau de la semelle.
- Action des terres situées au dessus du niveau de fondation qui sont supposées agir comme une surcharge $\delta_1 D$ sur un milieu pulvérulent non pesant d'où une résistance Q_p ; γ_1 = poids spécifique des terres au dessus du niveau de la semelle.
- Action de la Cohésion: D'où une charge de rupture Q_c

La capacité portante de la fondation sera: $Q_L = Q_s + Q_p + Q_c$.
La contrainte de rupture est $q_L = q_s + q_p + q_c$.



Decomposition de la rupture.

Beaucoup de formules nous donnent la valeur de la contrainte admissible du sol deduite de la contrainte limite.
 Pour nos calculs on utilisera la formule du DTU n° 13-1 :

$$q_a = \delta_1 D + \frac{P \delta_2 N_\phi + \delta_1 D (N_q - 1) + c \cdot N_c}{f_s}$$

où: N_ϕ = terme de surface
 N_q = terme de profondeur
 N_c = terme de cohesion.

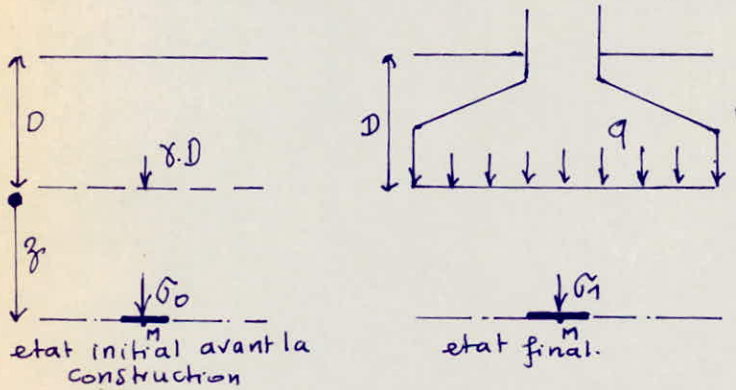
D : ancrage de la fondation.
 c : cohesion du sol
 f_s : coefficient de securite ($f_s = 3$)

$$P = \frac{B}{2(1+B)}$$

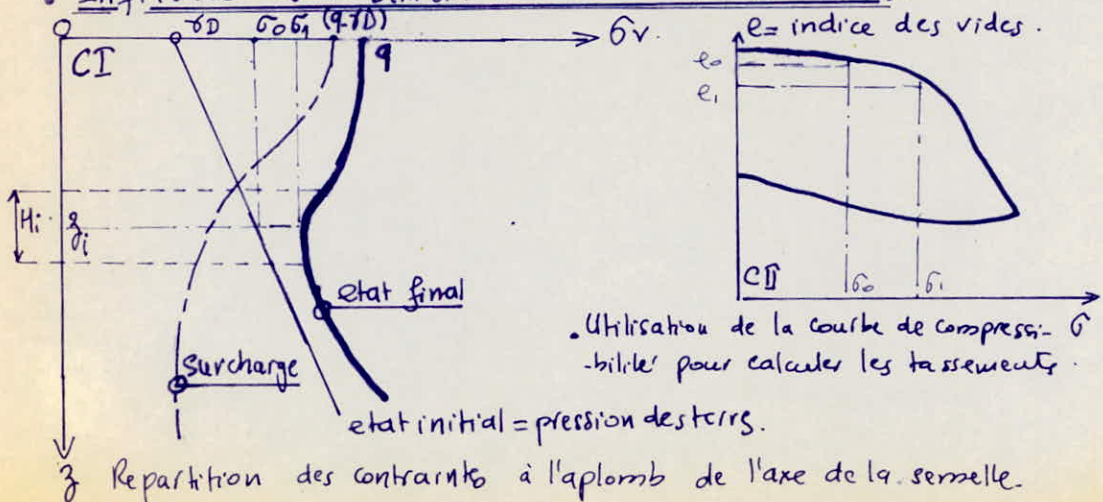
B et L dimensions de la semelle.

N_ϕ , N_q et N_c sont des coefficients numeriques qui dependent que de l'angle de frottement ϕ du sol.

- Determination du tassement par la methode d'integration par tranches
 Soit le cas de notre etude où on n'a pas de nappe d'eau.



• Influence de la semelle sur les contraintes verticales.



Utilisation de la courbe de compression σ - e bilinéaire pour calculer les tassements.

Repartition des contraintes à l'aplomb de l'axe de la semelle.

• Interpretation des Courbe CI et CII

La courbe CI nous montre la nouvelle repartition des contraintes à une profondeur z quelconque. La construction a entraîné une surcharge égale à $(q - \gamma D)$. L'état final est obtenu en additionnant à chaque profondeur la contrainte initiale à la surcharge.

À la profondeur z_i , la contrainte est passée de σ_0 à σ_i .

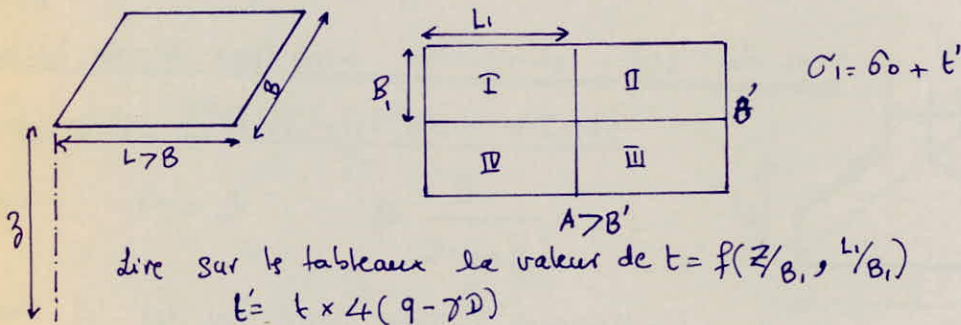
La courbe CII, courbe oedométrique du sol (ou de la couche considérée), nous donne e_0 et e_i en fonction respectivement de σ_0 et σ_i .

Le tassement de la couche H_i est donc:

$$\Delta S = H_i \cdot \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Le tassement total de toutes les couches au dessous de la semelle est: $S = \sum \Delta S$.

• On calculera σ_i en utilisant les courbes qui donnent les repartitions des contraintes verticales à l'aplomb d'une semelle de fondation de dimensions $L \times B$ ($L > B$). Voir tableaux Philliponot



$$\sigma_i = \sigma_0 + t'$$

$$\sigma_0 \rightarrow e_0$$

$$\sigma_i \rightarrow e_i$$

$$\rightarrow \Delta S = H_i \cdot \frac{e_0 - e_i}{1 + e_0}$$

On comparera alors nos tassements aux tassements admissible Immeubles à ossature $\bar{S} \leq (6 \text{ à } 7) \text{ cm}$.

• Estimation des tassements différentiels.

Cet tassement peut être évalué en combinant les charges les plus lourdes et les charges les plus légères par exemple.

Valeurs admissibles

On appellera Distorsion le rapport $\delta = \frac{\Delta S}{L}$.

ΔS = tassement différentiel entre 2 appuis L

L = Distance entre ces 2 appuis

Zerzagli indique que $\delta \leq \bar{\delta} = \frac{1}{250}$ (immeubles à ossature).

NB: pour le calcul de la contrainte q_a , on fera un calcul itératif que nous présenterons sous forme de tableau pour les fondations différentes.

Charge ramené par le poteau: N .
 poids du potelet: $a \times b \times (D - \frac{L-g}{4}) \times 2,5$.

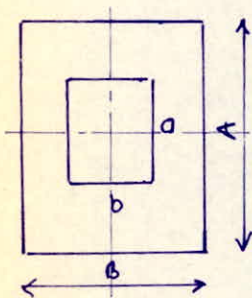
$$Q = N + 2,5 \cdot BL \frac{L-g}{4} + 2,1 \times (B \cdot L - a \cdot b) (1,4 - \frac{L-g}{4}) + 2,5 \times (D - \frac{L-g}{4}) \cdot a \times b$$

Q est la charge totale qui servira à déterminer q_a .

• NB:

On a opté pour le type de fondation isolées, la plupart de ces fondations sont des fondations homothétiques aux poteaux sauf les fondations du type 5 et 6 qui sont des fondations à débord constant.

• Exemple de calcul
 Semelle n°5.



$$b = 30 \text{ cm} \\ a = 92 \text{ cm}$$

$$N = 57,4 \text{ t}$$

$$q_a = \frac{Q}{A \cdot B}$$

$$A - a = B - b \Rightarrow A = B - b + a \Rightarrow q_a = \frac{Q}{B(B - b + a)}$$

$$\Rightarrow B^2 - bB + aB = \frac{Q}{q_a} \Rightarrow B^2 + 0,62B - \frac{Q}{q_a} = 0$$

$$1^{\text{e}} \text{ iteration : } q_a = 3 \text{ kg/cm}^2 = 3 \cdot 10^4 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = N = 57,4 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

$$B^2 + 0,62B - \frac{57,4 \cdot 10^3}{3} = 0 \Rightarrow B = 1,11 \Rightarrow B = 1,15 \Rightarrow A = 1,75$$

$$(B = 1,15 \text{ m}, A = 1,75 \text{ m}) \Rightarrow Q = 64,5 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

$$B^2 + 0,62B - \frac{64,5 \cdot 10^3}{3} = 0 \Rightarrow B = 1,20 \text{ m} \Rightarrow A = 1,80 \text{ m}$$

$$(B = 1,20 \text{ m}, A = 1,80 \text{ m}) \Rightarrow Q = 64,96 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

$$B^2 + 0,62B - \frac{64,96 \cdot 10^3}{3} = 0 \Rightarrow B = 1,20 \text{ m} \Rightarrow A = 1,80 \text{ m}$$

Les valeurs de A et B se sont stabilisées on calcule q_a .

$$p = 0,36 \rightarrow q_a = 3,22 \text{ kg/cm}^2$$

$q_a = 3,22 \text{ kg/cm}^2 > q_a = 3,0 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ On refait une autre iteration avec $q_a = 3,1 \text{ kg/cm}^2$.

Ainsi de suite jusqu'à obtenir une valeur de q_a sensiblement supérieure à la valeur du début de l'iteration.

Resultats: $q_a = 3,1 \text{ kg/cm}^2$ et $B = 1,20 \text{ m}$; $A = 1,80 \text{ m}$; $Q = 64,96 \text{ t}$

Voir tableau donnant detail du calcul iteratif.

• Calcul des tassements.

Calcul de la contrainte admissible du sol par iterations.

N° de la Fondation	Iteration	a (cm)	b (cm)	q _a kg/cm ²	H (t)	B (m)	A (m)	Q (t)	B (m)	A (m)	Q (t)	B (m)	A (m)	Q (t)	B (m)	A (m)	p	q _a (kg/cm ²)	
9	1	62	50	3,0	42,4	1,10	1,35	47,59	1,15	1,40	48,04	1,15	1,40				→	0,316	3,12
	2	62	50	3,1	42,4	1,10	1,30	47,41	1,10	1,40	47,79	1,15	1,40	48,03	1,15	1,40		0,316	3,13
	3	<																	>
10	1	62	40	3,0	82,7	1,35	2,10	92,62	1,45	2,20	93,86	1,45	2,20				→	0,435	3,38
	2	62	40	3,2	82,7	1,30	2,00	91,8	1,40	2,10	92,99	1,40	2,10				→	0,420	3,34
	3	62	40	3,3	82,7	1,30	2,00	91,8	1,35	2,10	92,62	1,35	2,10				→	0,411	3,32
11	1	82	62	3,2	79,2	1,40	1,85	88,26	1,45	1,95	89,09	1,45	1,95				→	0,416	3,33
	2	82	62	3,3	79,2	1,35	1,80	87,70	1,40	1,90	88,51	1,45	1,90	88,24	1,45	1,90		0,411	3,32
	3	<																	>
12-13	1	92	62	3,3	52,4	1,05	1,55	59,09	1,10	1,65	58,75	1,10	1,65				→	0,330	3,15
	2	92	62	3,2	52,4	1,10	1,60	58,86	1,15	1,65	59,04	1,15	1,65				→	0,339	3,17
	3	92	62	3,1	52,4	1,10	1,60	58,56	1,15	1,70	59,24	1,15	1,70				→	0,343	3,18
14	1	62	50	3,1	43,3	1,10	1,35	48,49	1,15	1,40	48,93	1,15	1,40				→	0,316	3,12
	2	62	50	3,0	43,3	1,10	1,35	48,49	1,15	1,45	49,13	1,15	1,45				→	0,321	3,14
	3	<																	>
15	1	1ml	20	2,0	8,5	0,45	1,00	10,1	0,55	1,00	10,4	0,55	1,00				→	0,278	3,04
	2	1ml	20	2,9	8,5	0,30	1,00	9,55	0,35	1,00	9,73	0,35	1,00				→	0,175	2,84
	3	1ml	20	2,8	8,5	0,35	1,00	9,73	0,35	1,00							→	0,175	2,84
16	1	62	30	3,0	93	1,60	1,90										→	0,439	3,386
	2	62	30	3,2	93,1	1,55	1,90										→	0,427	3,36
	3	62	30	3,3	92,5	1,55	1,95										→	0,422	3,34
17	1	40	30	2,9	74,2	1,40	1,85	83,26	1,50	1,95	84,44	1,50	2,00	84,7	1,50	2,00		0,429	3,36
	2	40	30	3,2	74,2	1,35	1,80	82,70	1,40	1,90	83,57	1,40	1,90				→	0,403	3,31
	3	40	30	3,3	74,2	1,30	1,75	82,16	1,40	1,80	83,02	1,40	1,80				→	0,394	3,29

Calcul de la Contrainte admissible du sol par iterations.

N° de la fondation	Iteration	a (cm)	b (cm)	q _a kg/cm ²	H (t)	B (m)	A (m)	Q (t)	B (m)	A (m)	Q (t)	B (m)	A (m)	Q (t)	B (m)	A (m)	P	q _a kg/cm ²
1	1	30	30	2,0	33,8	1,30	1,30	39,7	1,45	1,45	41,2	1,45	1,45				→ 0,363	3,23
	2	30	30	2,8	33,8	1,10	1,20	38,0	1,20	1,20	38,8	1,20	1,20				→ 0,3	3,10
	3	30	30	3,0	33,8	1,10	1,10	38,0	1,15	1,15	38,4	1,15	1,15	38,4	1,15	1,15	0,287	3,07
2	1	40	30	2,6	20,0	0,90	1,20	23,78	1,00	1,30	24,15	1,00	1,30				→ 0,238	3,06
	2	40	30	2,8	20,0	0,75	1,00	22,62	0,80	1,05	22,94	0,80	1,05				→ 0,226	2,94
	3	40	30	2,9	20,0	0,75	0,95	22,49	0,80	1,00	22,8	0,80	1,00				→ 0,222	2,93
3	1	40	30	2,6	52,7	1,25	1,65	59,92	1,35	1,75	60,97	1,35	1,75				→ 0,381	3,26
	2	40	30	3,0	52,7	1,15	1,55	58,94	1,20	1,65	59,63	1,20	1,65				→ 0,347	3,2
	3	40	30	3,1	52,7	1,15	1,50	58,74	1,20	1,60	59,42	1,20	1,60				→ 0,343	3,18
4	1	50	30	2,8	37,4	0,90	1,50	42,10	0,95	1,60	42,72	0,95	1,60				→ 0,298	3,09
	2	50	30	3,0	37,4	0,90	1,45	41,97	0,95	1,50	42,55	0,95	1,50				→ 0,291	3,08
	3	<																→
5	1	92	30	3,0	57,4	1,15	1,75	64,5	1,20	1,80	64,96	1,20	1,80				0,360	3,22
	2	92	30	3,1	57,4	1,10	1,75	64,14	1,15	1,80	64,64	1,20	1,80	64,96	1,20	1,80	0,360	3,22
	3	92	30	3,2	57,4	1,20	1,70	63,94	1,15	1,75	64,44	1,75	1,75				0,347	3,19
6	1	82	30	3,0	20	0,60	1,15	22,42	0,65	1,15	22,62	0,65	1,20	22,73	0,65	1,20	0,211	2,91
	2	82	30	2,9	20	0,65	1,15	22,62	0,65	1,20	22,73	0,65	1,20				→ 0,211	2,91
	3	<																→
7	1	62	40	3,0	30,0	0,85	1,25	33,72	0,85	1,35	34,02	0,85	1,35				→ 0,261	3,01
	2	<																→
	3	<																→
8	1	62	40	3,0	59,3	1,15	1,75	66,34	1,20	1,85	67,07	1,20	1,90	67,28	1,20	1,90	0,368	3,24
	2	62	40	3,1	59,3	1,15	1,75	66,34	1,20	1,80	66,86	1,20	1,80				0,360	3,22
	3	62	40	3,2	59,3	1,10	1,70	65,84	1,15	1,80	66,55	1,20	1,80	66,86	1,20	1,80	0,360	3,22

Passement de la fondation n° 5. (4.E).

$$B = 1,20 \text{ m} \quad L = 1,80 \text{ m}$$

$$B_1 = 1,20/2 = 0,60 \quad L_1 = 1,80/2 = 0,90 \quad L/B_1 = \frac{0,9}{0,6} = 1,5.$$

On prend les z_i au milieu de chaque couche.

$$z_1 = 0,6 \Rightarrow z_1/B_1 = \frac{0,6}{0,6} = 1. \Rightarrow t_1 = 0,194 \quad (\text{valeur lue des tableaux})$$

$$z_2 = 2,1 \Rightarrow z_2/B_2 = \frac{2,1}{0,6} = 3,5. \Rightarrow t_2 = \frac{0,061 + 0,038}{2} = 0,0495.$$

$$z_3 = 3,8 \Rightarrow z_3/B_3 = \frac{3,8}{0,6} = 6,33. \Rightarrow t_3 = 0,00834.$$

$$q = \frac{Q}{A \cdot B} = \frac{64,96 \cdot 10^3}{1,80 \times 1,20} = 3,00$$

$$\sigma_D = 1,4 \times 2,1 \cdot 10^{-1} = 0,294 \text{ kg/cm}^2$$

$$q - \sigma_D = 3,00 - 0,294 = 2,713 \text{ kg/cm}^2$$

$$t'_1 = 4 \times 2,713 \times 0,194 = 2,106$$

$$t'_2 = 4 \times 2,713 \times 0,0495 = 0,537$$

$$t'_3 = 4 \times 2,713 \times 0,00834 = 0,091.$$

$$\sigma_0 = \sigma(D+3) \rightarrow \sigma_1 = \sigma_0 + t'_1 =$$

$$\sigma_{01} = 0,41 \rightarrow \sigma_{11} = 2,516$$

$$\sigma_{02} = 0,735 \rightarrow \sigma_{12} = 1,272$$

$$\sigma_{03} = 1,092 \rightarrow \sigma_{13} = 1,183.$$

des courbes de compressibilité nous donnent les valeurs de e_0 et e_1 (les courbes sont données dans le rapport du sol pour chaque couche)

$$e_{01} = 0,432 \quad e_{11} = 0,381$$

$$e_{02} = 0,420 \quad e_{12} = 0,409$$

$$e_{03} = 0,253 \quad e_{13} = 0,252.$$

$$S = \sum \Delta s.$$

$$\Delta s_1 = 1,2 \times \frac{0,432 - 0,381}{1 + 0,432} = 4,27 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$$\Delta s_2 = 1,8 \times \frac{0,420 - 0,409}{1 + 0,420} = 1,394 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$$\Delta s_3 = 1,6 \times \frac{0,253 - 0,252}{1 + 0,253} = 1,277 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$$\text{Donc } \Delta s = 5,8 \text{ cm.}$$

Passement de la fondation n° 2 (4.C).

$$B = 0,80 \text{ m} \quad L = 1,00 \text{ m}$$

$$B_1 = 0,80/2 = 0,40 \quad L_1 = L/2 = 1,00/2 = 0,50. \quad L/B_1 = \frac{0,5}{0,4} = 1,25.$$

On prend les z_i au milieu de chaque couche.

$$z_1 = 0,6 \Rightarrow z_1/B_1 = 0,6/0,4 = 1,5 \Rightarrow t_1 = 0,135.$$

$$z_2 = 2,1 \Rightarrow z_2/B_1 = 2,1/0,4 = 5,25 \Rightarrow t_2 = 0,022.$$

$$z_3 = 3,8 \Rightarrow z_3/B_1 = 3,8/0,4 = 9,5 \Rightarrow t_3 = 0,0045.$$

$$q = \frac{Q}{A \cdot B} = \frac{22,8 \cdot 10^3}{100 \times 80} = 2,85 \text{ kg/cm}^2.$$

$$q \cdot D = 2,1 \times 1,4 = 2,94 \text{ kg/m}^2 = 0,294 \text{ kg/cm}^2.$$

$$q - q \cdot D = 2,85 - 0,294 = 2,556 \text{ kg/cm}^2.$$

$$t_1 = 4 \times 2,556 \times 0,135 = 1,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_2 = 4 \times 2,556 \times 0,022 = 0,225 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_3 = 4 \times 2,556 \times 0,0045 = 0,046 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_0 = \delta(D+t) \rightarrow \sigma_1 = \sigma_0 + t^1$$

$$\sigma_{01} = 0,41 \rightarrow \sigma_{11} = 1,80$$

$$\sigma_{02} = 0,735 \rightarrow \sigma_{12} = 0,96$$

$$\sigma_{03} = 1,092 \rightarrow \sigma_{13} = 1,138$$

$$e_{01} = 0,432$$

$$e_{11} = 0,394$$

$$e_{02} = 0,420$$

$$e_{12} = 0,415$$

$$e_{03} = 0,253$$

$$e_{13} = 0,252.$$

$$S = \sum \Delta S.$$

$$\Delta S_1 = 12 \times \frac{0,432 - 0,394}{1 + 0,432} = 3,18 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$$\Delta S_2 = 18 \times \frac{0,420 - 0,415}{1 + 0,420} = 0,63 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$$\Delta S_3 = 1,6 \times \frac{0,253 - 0,252}{1 + 0,253} = 0,13 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$$\sum \Delta S = 3,94 \text{ cm}$$

• Passement différentiel: Distorsion:

$$S(4-E) = 5,8 \text{ mm} \Rightarrow \Delta S = 1,86 \text{ mm}$$

$$S(4-C) = 3,94 \text{ mm}$$

$$L = 6,20 \text{ mm}$$

$$d = \frac{\Delta S}{L} = \frac{1,86}{6,20} = 3,00 \cdot 10^{-3}$$

$$\bar{d} = \frac{1}{250} = 4 \cdot 10^{-3}$$

$$d = 3 \cdot 10^{-3} < \bar{d} = 4 \cdot 10^{-3}.$$

Le passage différentiel est vérifié.

FONDITIONS

Introduction:

Après avoir fait l'étude du sol qui servira d'assiette à notre structure, on a calculé les contraintes admissibles du sol au dessous des fondations qu'on s'est proposé d'étudier. Ayant déterminé les dimensions des fondations qui satisfont la contrainte admissible du sol, on pourra à cette étape de calcul faire les semelles.

Nous avons différents types de fondations :

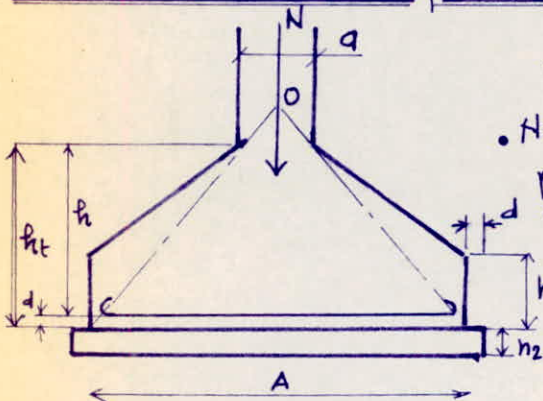
- Semelle continue sous mur
- Semelle isolée sous un poteau.
- Semelle isolée sous 2 poteaux.
- Semelle isolée sous 3 poteaux
- Semelle isolée sous 4 poteaux.

Les semelles seront posées sur un béton de propreté d'épaisseur 5 à 10 cm dosé à 150 kg/m^3 et ceci pour permettre aux ouvriers de travailler dans de bonnes conditions.

Ayant choisi comme base du séisme le RDC, les semelles ne sont donc pas soumises à un moment dû au séisme. On disposera des longrines qui reprendront les moments à la base des poteaux dus aux sollicitations sous SP1.

Les semelles seront ancrées à une profondeur égale à $\approx 1^m 40$. Elles seront dimensionnées sous les sollicitations du 1^{er} genre et calculées sous SP1 aussi car $N(1,5SP1) > N(SP2)$

Calcul de semelle sous point d'appui isolé (semelle sous poteau).



$$h \geq \max\left(\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4}\right)$$

- $N = Q$ est la charge ramené par le poteau de dimensions $(a \times b, a \geq b)$ et transmise à la fondation de dimensions $(A \times B, A \geq B)$

$$h_1 \cdot h_1 (\text{cm}) \geq (6\phi + 6) \text{ cm}$$

$$h_2 \geq 1,5d \quad (h_2 \text{ entre } 5 \text{ et } 10 \text{ cm})$$

Calcul des Armatures

Le calcul se fera par la méthode des bielles, cette méthode s'applique aux semelles rigides où $h \geq \max\left(\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4}\right)$, la satisfaction de cette condition nous dispense de la vérification de l'effort tranchant. Cette méthode consiste à admettre que l'effort provenant du poteau se transmet par l'intermédiaire de bielles obliques ayant leur origine en O.

Les efforts de traction dans les aciers sont:

$$\text{Dans le sens } Ax: \frac{Q(B-b)}{8h} = F_x; \quad \text{Dans le sens } Ay: \frac{Q(A-a)}{8h} = F_y$$

Les armatures servent donc de 2 nappes superposées de barres orthogonales et parallèles aux cotes A et B. ces Armatures sont:

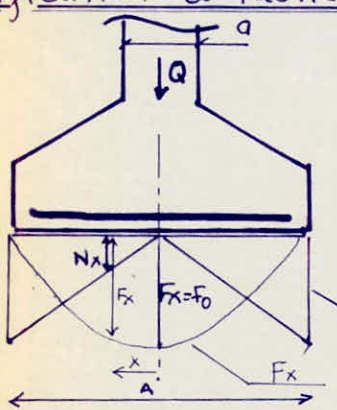
$A'y = \frac{fy}{\sigma_a}$: Armatures parallèles au grand côté

$A'x = \frac{fx}{\sigma_a}$: Armatures parallèles au petit côté.

$A'y = \frac{Q(A-a)}{8h\sigma_a}$

$A'x = \frac{Q(B-b)}{8h\sigma_a}$

• Verification à l'adhérence.



$F(x)$ = force de traction dans les armatures
 $F(x) = f_0 \left(1 - \frac{4x^2}{A^2}\right)$; $f_0 = \frac{Q(A-a)}{8h}$

$N(x)$ = force = force d'adhérence = $\frac{dF(x)}{dx}$
 Max $N(x) = N(A/2) = \frac{4f_0}{A}$

Pour éviter de mettre des crochets aux extrémités des barres tendues on doit avoir $\sigma_d \leq \bar{\sigma}_d$.

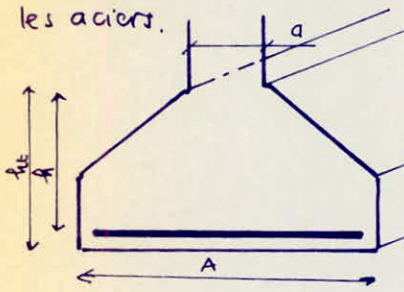
$\sigma_d = \frac{N}{n\pi\phi} = \frac{4f_0}{An\pi\phi} \leq \bar{\sigma}_d$; $f_0 = A'\sigma_a$

D'où on a : $\phi \leq \frac{\bar{\sigma}_d}{\sigma_a} \cdot A$

$\bar{\sigma}_d = 1,25 \gamma_d^2 \cdot \sigma_b = 1,25 \times (15)^2 \times 5,9 \Rightarrow \bar{\sigma}_d = 16,59 \text{ kg/cm}^2$

• Semelle sous mur:

la méthode des bielles nous donne la force de traction dans les aciers.



On ne fera pas de verification au cisaillement si :
 $h \geq \frac{A-a}{4}$

$f_0 = \frac{Q(A-a)}{8h}$; $A' = \frac{f_0}{\sigma_a}$

$A' = \frac{Q(A-a)}{8h\sigma_a}$

On disposera des Armatures de repartition $A'r$ parallèlement au mur. leur section est égale à $A'/4$. $\rightarrow A'r = A'/4$.

• Verification au poinçonnement: (Art 39,54 CCBA 68).

On doit vérifier que $125 N / P_c \cdot ht \leq \sigma_b$

P_c = perimetre moyen a $ht/2$.

$N = Q - f_{pc}$; f_{pc} = force ascendante due à σ_s ; $f_{pc} = \sigma_s \times S_c$

NB: On fera le Calcul pour une seule fondation et on représentera sur un tableau les resultats pour les autres fondations.

• Fondation de la file H (fondation ④)

q_a = contrainte admissible du sol sous cette fondation. = $\bar{\sigma}_s$.

$$q_a = 3 \text{ kg/cm}^2$$

Q = charge ramené par le poteau + le poids de la fondation.

$$Q = 42,6 \text{ t}$$

$$a = 50 \text{ cm}$$

$$A = 1,50 \text{ m}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$B = 0,95 \text{ m}$$

$$\frac{Q}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow A \cdot B \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow 150 \times 95 = 14250 > \frac{42600}{3} = 14200$$

$$h \geq \text{Max}\left(\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4}\right) \Rightarrow h \geq \text{Max}(25, 16,25) \Rightarrow h = 30 \text{ cm} = h_{26}$$

$$A'_y = \frac{Q(A-a)}{8h\bar{\sigma}_a} = \frac{42,6 \cdot 10^3 (150-50)}{8 \times 26 \times 2800} = 4,754 \text{ cm}^2$$

$$A'_x = \frac{42,6 \cdot 10^3 (95-30)}{8 \times 26 \times 2800} = 7,315 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } A'_y = 7T12 = 7,96 \text{ cm}^2$$

$$A'_x = 10T8 = 5,02 \text{ cm}^2$$

• Espacement des Armatures:

Pour les Armatures $A_y \rightarrow e = 14 \text{ cm}$

Pour les Armatures $A_x \rightarrow e = 15 \text{ cm}$.

Verification à l'adhérence: $\phi \leq \frac{2d}{\bar{\sigma}_a} \cdot A$

$$\phi \leq \frac{16,59}{2800} \cdot 1500 \Rightarrow \phi \leq 8 \text{ mm} \quad \text{Donc on a besoin de crochets}$$

$$\phi \leq \frac{16,59}{2800} \cdot 950 \Rightarrow \phi \leq 5 \text{ mm} \quad \text{Donc on a besoin de crochets}$$

• Verification au non poinçonnement

$$\frac{1,25 (Q - F_{pc})}{F_{ct}} \leq \bar{\sigma}_b \quad ; \quad A' = A + ht \quad ; \quad B' = b + ht$$

$$F_{pc} = \left[\left(\frac{30}{2} + 50 + \frac{30}{2} \right) + \left(\frac{30}{2} + 30 + \frac{30}{2} \right) \right] \times 2 = 2,8 \text{ m}$$

$$\frac{1,25 \times (42,6 \cdot 10^3 - 14400)}{280 \times 30} = 4,2 < 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{pc} = \bar{\sigma}_c \cdot A' \cdot B' = 3 \times 80 \times 60 = 14400 \text{ kg}$$

FERRAILLAGE DES SEMELLES

N° de la Semelle	q _a (kg/cm ²)	Q (t)	a (cm)	b (cm)	A (m)	B (m)	h _t (cm)	A'y (cm ²)	A'x (cm ²)	Aciers choisis pour		Espacement pour	
										A'y	A'x	A'y	A'x
1	3,0	38,4	30	30	1,15	1,15	30	5,60	5,60	8T10	8T10	15	15.
2	2,9	22,8	40	30	1,00	0,80	20	3,81	3,18	5T10	7T8	17	15.
3	3,1	59,4	40	30	1,60	1,20	35	10,26	7,69	10T12	10T10	12	16
4	3,0	42,6	50	30	1,50	0,95	30	7,31	4,75	7T12	10 T8	14	15
5	3,1	64,96	82	30	1,80	1,20	30	9,82	10,04	9T12	9T12	13	21
6	2,9	22,73	82	30	1,20	0,65	15	3,51	3,23	5T10	7T8	15	18
7	3,0	34,0	62	40	1,35	0,85	25	5,27	3,24	7T10	8T8	12	17.
8	3,2	66,9	62	40	1,80	1,20	35	11,37	7,70	8T14	10T10	15	18
9	3,1	48,0	62	50	1,40	1,15	25	7,96	6,63	7T12	9T10	17	16.
10	3,3	92,6	62	40	2,10	1,35	45	14,92	9,58	8T16	13T14	17	16
11	3,3	88,8	82	62	1,90	1,45	35	13,81	10,61	9T14	14T10	16	13.
12-13	3,1	59,2	92	62	1,70	1,15	25	9,82	6,67	7T14	9T10	17	20
14	3,1	48,9	62	50	1,40	1,15	25	8,11	6,75	8T12	9T10	15	16.
15	2,8	9,7	1ml	20	1ml	0,60	15	3,4 minimum	3,4 Minimum	5T10	7T8	12	14
16	3,3	93	62	30	1,85	1,55	35	15,8	16,13	8T16	8T16	19,	23
17	3,2	83,5	40	30	1,9	1,40	45	13,6	10,0	9T14	13T10	16	15

Ossature au dessous du niveau de base.

Calcul du voile périphérique (Art 3385 RPA 81).

Introduction:

Les ossatures au dessous du niveau de base formées de poteaux courts du vide sanitaire doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de base et le début des fondations. Ce voile ceinture tout le bâtiment et forme une véritable cage rigide.

Caractéristiques du voile périphérique:

Hauteur $\geq \max\left(\frac{H}{10}, 0,80\text{m}\right) \Rightarrow \text{Hauteur} > \left(\frac{13,71}{10}, 0,80\right) \Rightarrow H' = 1,4\text{m}$

épaisseur $\geq 15\text{cm}$. On prendra $e = 20\text{cm}$.

Armature longitudinale filantes supérieures et inférieures de section $\geq 2\%$ de la section transversale totale du béton avec recouvrement $\geq 50\phi$.

Équerre de renforcement dans les angles.

Armatures longitudinales de peau de section $\geq 2\text{cm}^2/\text{face/ml}$ de hauteur

Continue rectiligne sur le long de la façade

Section transversale du béton: $20 \times 140 = 2800\text{cm}^2$.

Armatures supérieures et inférieures filantes $\frac{0,2}{100} \times 2800 = 5,6\text{cm}^2$

On choisira $A = 2T20 = 6,28\text{cm}^2$.

Armatures longitudinales de peau $\geq 2\text{cm}^2$ par face et par ml de hauteur

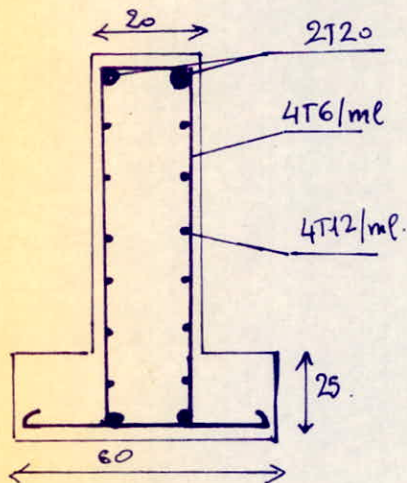
Soit $A = 4T12/\text{ml} = 4,52\text{cm}^2$

Armatures verticales $w = \frac{A}{a \cdot b} \geq 0,001 \Rightarrow A \geq 0,001 \times 20 \times 100$

$\Rightarrow A \geq 2\text{cm}^2$.

Soit 4T6 par face espacés de 25cm.

On prévoit aussi une semelle de (60×25) pour supporter le voile



Calcul des Longrines (Art 4233 - RPA 81).

Introduction:

En l'absence de système rigide d'infrastructure, toutes les fondations isolées sur sol doivent être chaînées par des Longrines suffisamment rigides.

des longrines doivent être calculées pour résister à un effort de traction égale à: $\frac{N}{10}$ (terrain meuble). Néant l'effort normal ramené par 10 le poteau.

On choisit la même section de longrines identique à la section des poutres (30x40).

la section d'acier Longitudinaux doit donc reprendre la totalité de l'effort de traction qui est estimé à $\frac{N}{10}$

$N = 74,5^t$ (voir efforts normaux dans les poteaux).

$$\text{D'où } A = \frac{N}{\sigma_u} = \frac{74,5 \cdot 10^3}{2800} = 2,66 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot l \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_u} = 0,69 \times 30 \times 37 \times \frac{5,9}{4200} = 1,076 \text{ cm}^2$$

On optera finalement pour $A = 4T12$ qui est donné dans le même article.

On prévoit aussi des cadres dont l'espacement ne dépasse pas 20 cm.

ANNEXE

PROGRAMMES

Annexe des programmes

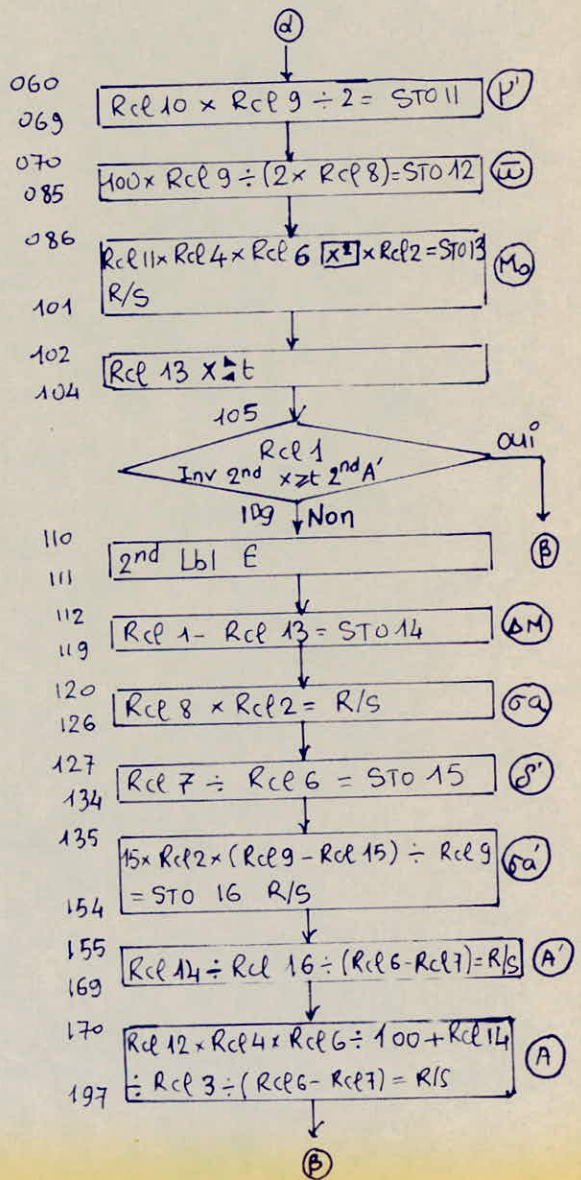
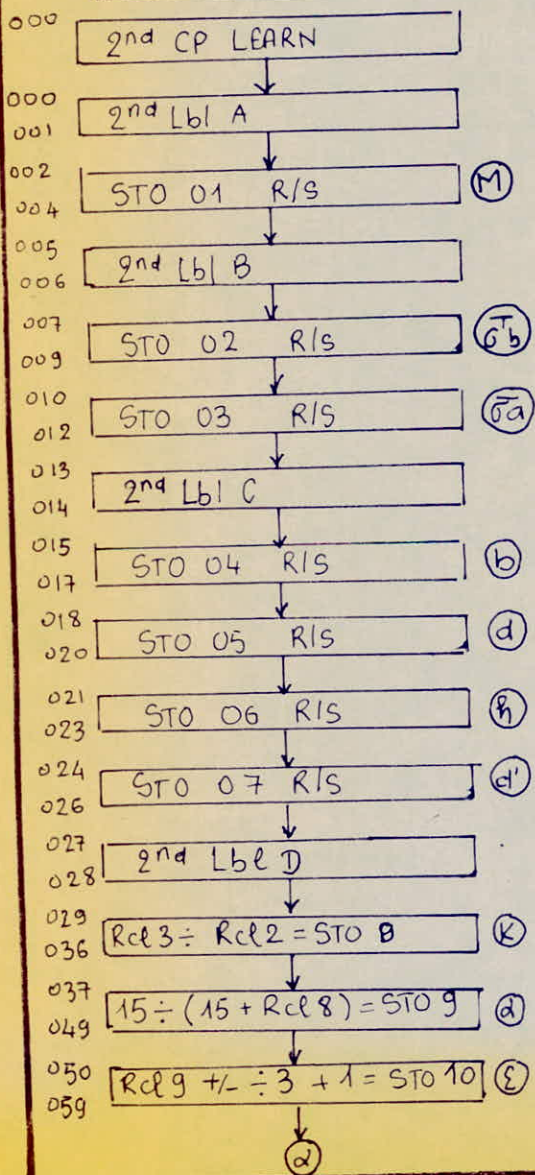
Une bonne partie des calculs de notre bâtiment ont été faits par programmes sur une calculatrice programmable TI-58C. Parmi ces calculs on citera : calcul des efforts dans la méthode de Caquot, les combinaisons de charges, les calculs de sections dans les poutres et les poteaux... etc. On exposera quelques exemples simples ci après.

CALCUL DU FERRAILLAGE ET DES CONTRAINTES DANS UNE SECTION RECTANGULAIRE SOUMISE A LA FLEXION SIMPLE.

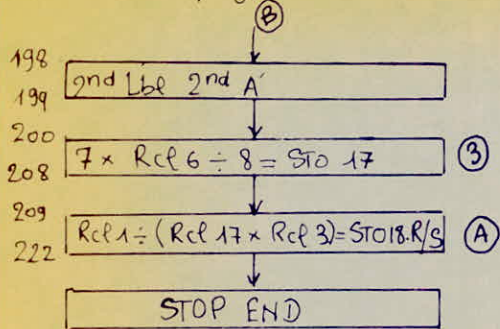
FERRAILLAGE

NB: voir organigramme dans le calcul de ferrailage des poutres.

Partition Memoires : 319-19.



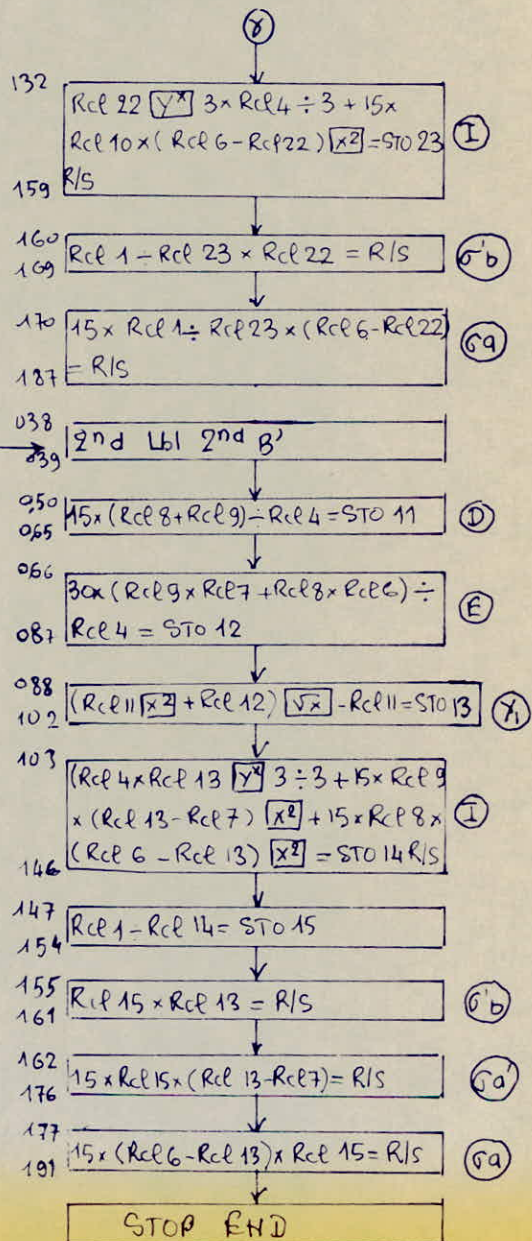
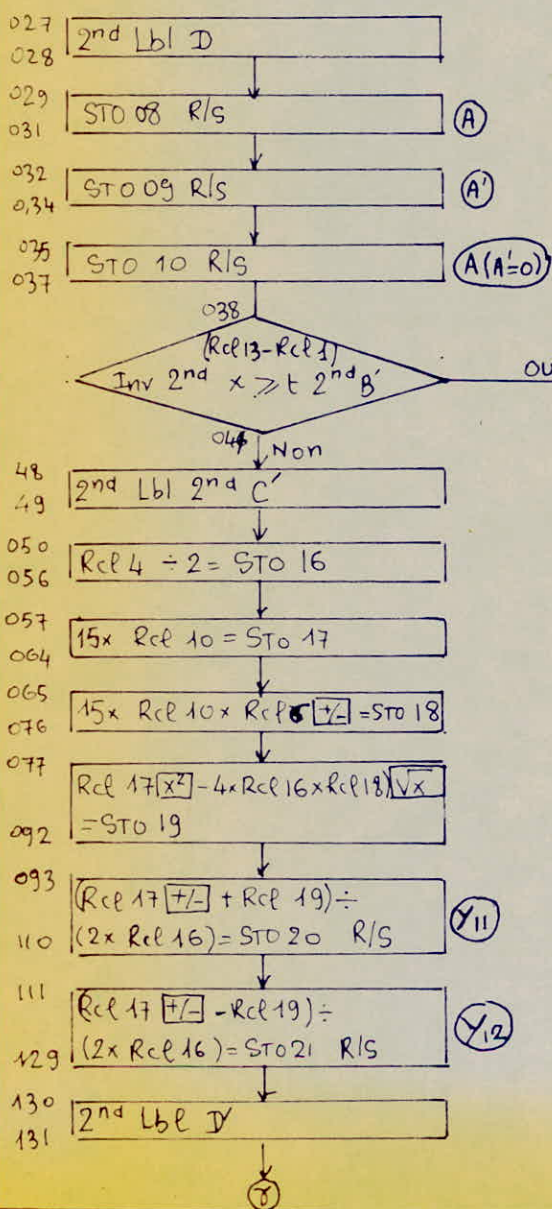
Suite du programme



CONTRAINTES

Maintenir le programme de Calcul de ferrailage jusqu'au pas 027

Partition Memoires : 239-29



Mode d'emploi des programmes

Ferailage:

2nd CP LEARN : effacer la memoire programme et remettre le pointeur a au pas 000. Mise en mode programmation

Introduire le programme comme écrit precedement

LEARN : Retour au mode calcul en appuyant à la fin du p-gme sur la touche LEARN.

Introduire les valeurs de M , $\bar{\sigma}_b$, $\bar{\sigma}_a$, b , d , h , d' dans leurs etiquettes ($M \rightarrow \textcircled{A}$; ($\bar{\sigma}_b$, $\bar{\sigma}_a$) $\rightarrow \textcircled{B}$; (b , d , h , d') $\rightarrow \textcircled{C}$)

Appuyer sur :

① : vous donnera la valeur de M_{rn} (que l'on comparera à M)

② : Si $M_{rn} < M \Rightarrow$ Affichage $\bar{\sigma}_a'$
appuyer sur R/S \Rightarrow Affichage A'
appuyer sur R/S \Rightarrow Affichage A.

2nd ①' : Si $M_{rn} > M \Rightarrow$ Affichage A.

Contraintes.

Maintenir le 1^{er} programme de Calcul de ferailage jusqu'au pas 027. Donc on procedera comme suite

Appuyer sur :

GTO 027 : le pointeur se remet a ce pas.

LEARN : Retour au mode programmation

Introduire le programme de Calcul des Contraintes

LEARN : Retour au mode Calcul

Introduire les valeurs des aciers choisis dans leur etiquette (D)

Appuyer sur 2nd ②' Si $M < M_{rn}$

2nd ②' : vous donnera la valeur de γ_{11} et γ_{12} Solutions de l'equation

$$b\gamma_1^2 : 2 - NA(b - \gamma_1) = 0 \text{ (Pour avoir } \gamma_{12} \text{ appuyer sur R/S)}$$

γ_1 est la plus grande valeur positive

Stocker Max (γ_{11} , γ_{12}) en memoire 22 (γ_1 STO 22).

2nd ③' : vous donnera I

Appuyer sur R/S \Rightarrow Affichage $\bar{\sigma}_b$

Appuyer sur R/S \Rightarrow Affichage $\bar{\sigma}_a$.

Appuyer sur 2nd ③' si $M > M_{rn}$.

2nd ③' : Affichage I

Appuyer sur R/S \Rightarrow affichage $\bar{\sigma}_b'$

Appuyer sur R/S \Rightarrow affichage $\bar{\sigma}_a'$

Appuyer sur R/S \Rightarrow affichage $\bar{\sigma}_a$.

NB: Vu que ce genre de calculatrice n'a pas un grand nombre de memoires et de pas pour executer entièrement l'organigramme ce dernier est execute en plusieurs parties. Ainsi le calcul des contraintes est programme separement à partir du page 37. Toutefois avec une calculatrice de plus grande capacite on pourra executer ce programme complètement.

• FLEXION COMPOSÉE - SECTION RECTANGULAIRE PARTIELLEMENT COMPRIMÉE - CALCUL DU FERRAILLAGE ET DES CONTRAINTES

1^{ère} étape:

Calculer le moment résistant de la section rectangulaire M_{rn} soumise au moment fictif $M = Ne$ avec $e = e_0 \pm (\frac{k_1}{2} d)$. Dans une section partiellement comprimée le calcul se fait en flexion simple sous l'effet du moment fictif M .

2^{ème} étape:

• Si $M < M_{rn}$. On calculera le ferrillage exactement en suivant le programme fait pour la flexion simple. Toutefois la section des armatures en flexion composée est telle que:

$$A_{fc} = A_{fs} + \frac{N}{\sigma_a}$$

Les contraintes seront calculées de la même manière.

• Si $M > M_{rn}$. Le minimum de $(A+A')$ n'est pas obtenue avec les contraintes admissibles σ_a . On calculera alors la contrainte de l'acier σ_a suivant l'abaque 2 de la page 297 du Pierre Charon.

σ_a est donnée par la formule $\sigma_a = 15 \sigma_s \cdot (\frac{d-d'}{h})$

$$\alpha = \frac{n \sigma_s}{n \sigma_s + \sigma_a}$$

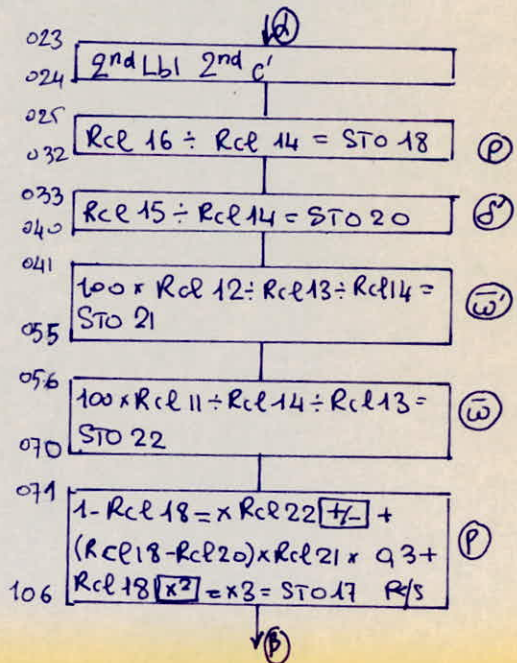
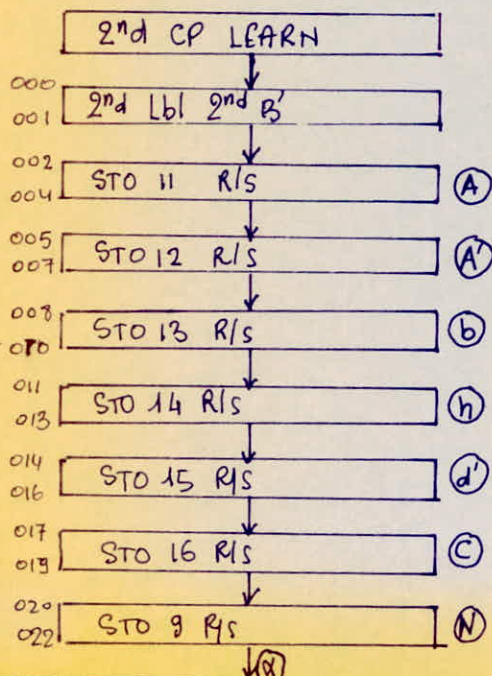
• σ_a calculé précédemment.

Les armatures sont alors données par le même programme en flexion simple. Les armatures en flexion composée sont:

$$A_{fc} = A'_{fs} \quad ; \quad A_{fc} = A_{fs} + \frac{N}{\sigma_a}$$

Dans ce cas on donnera le programme de calcul des contraintes.

PARTITION MEMOIRES : 239-29.



à suivre.

107 $1 - Rcl\ 18 = [x^2] \times Rcl\ 22 +$
 $Rcl\ 21 \times (Rcl\ 18 - Rcl\ 20) [x^2] = x$ (9)
 $0,45 + Rcl\ 18 [x^2] \times Rcl\ 18 = x^2 =$
 147 STO 19 R/S.

Resolution de l'equation:
 $d^3 - pd_1 - q = 0$
 Appel Lgm 08 de la bibliotheque
 des programmes:
 Zeros d'une fonction

150 (STO 10 [x^2] x Rcl 10 - Rcl 10 x Rcl 17
 167 - Rcl 19) Inv SBR LBRN - RST (d1)

148 2nd Lbl 2nd A'
 149

Retour au mode Calcul
 2nd Lgm 08

Soient a et b les bornes sup(b)
 et inf(a) où pourrait se trouver
 d. dx l'increment de pas et
 ε l'erreur sur d. Introduire
 a en (A)
 b en (B)
 Δx en (C)
 ε en (D)
 d est obtenue en appuyant sur
 (E).

Dans ce sous programme 08
 d est stocke' en M10.
 d tant trouve' retour au
 mode programmation

GOTO 023

023 2nd Lbl 2nd D'

024
 025 Rcl 10 x Rcl 14 = STO 01 R/S (Y2)

034
 035 Rcl 1 + Rcl 16 = STO 2 R/S (X1)

043
 044 Rcl 14 - Rcl 2 = x Rcl 11 [E] + (Rcl 2
 - Rcl 15) x Rcl 12 = x 15 = + (5)
 Rcl 13 x Rcl 2 [x^2] ÷ 2 = STO 3 R/S

082
 083 Rcl 9 ÷ Rcl 3 = STO 4 R/S (K)
 091

Ⓟ

092 2nd Lbl 2nd E'
 093
 094 Rcl 4 x Rcl 2 = R/S (6'a)
 100
 101 Rcl 2 - Rcl 15 = x Rcl 4 x 15 = R/S (6'a')
 114
 115 Rcl 14 - Rcl 2 = x Rcl 4 x 15 = R/S (6'a)
 128
 STOP - FND

Remarques: • En MODE CALCUL
 A la fin du Lgm qui calcule
 pet q en vue de la resolution
 de l'equation $d^3 - pd_1 - q = 0$
 ne pas oublier d'appuyer sur
 RST afin d'initialiser le
 programme 08 qui calculera
 les racines de l'equation
 cubique.

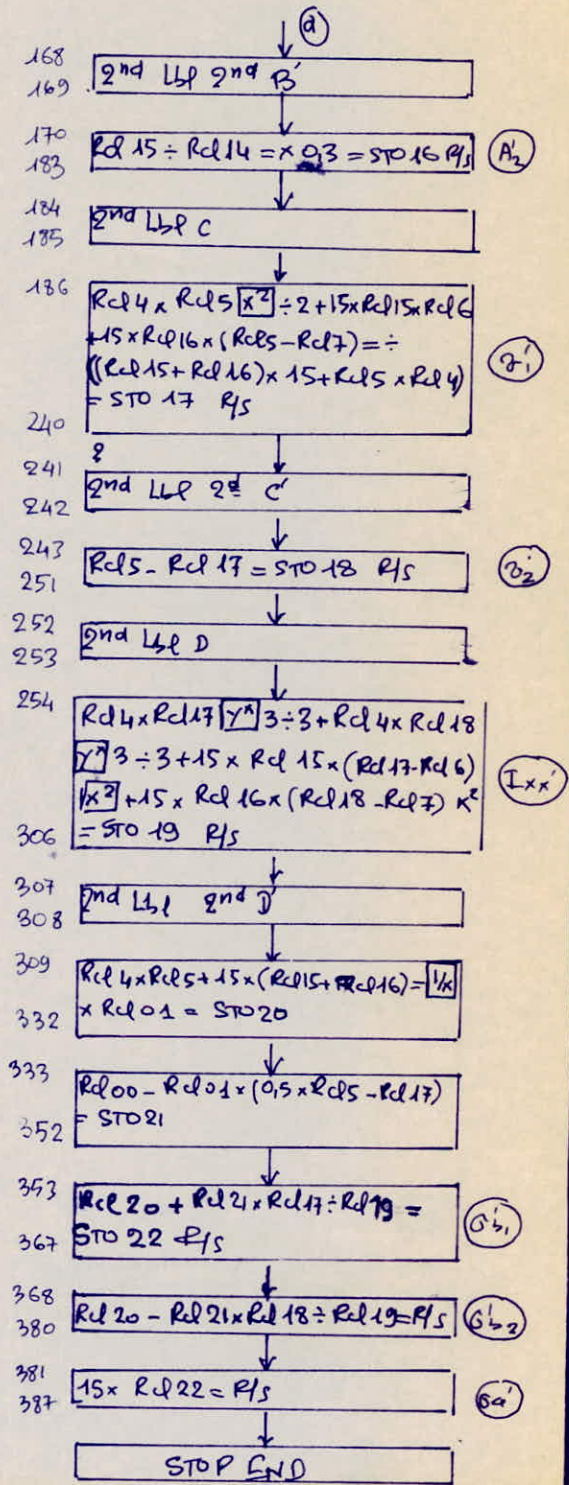
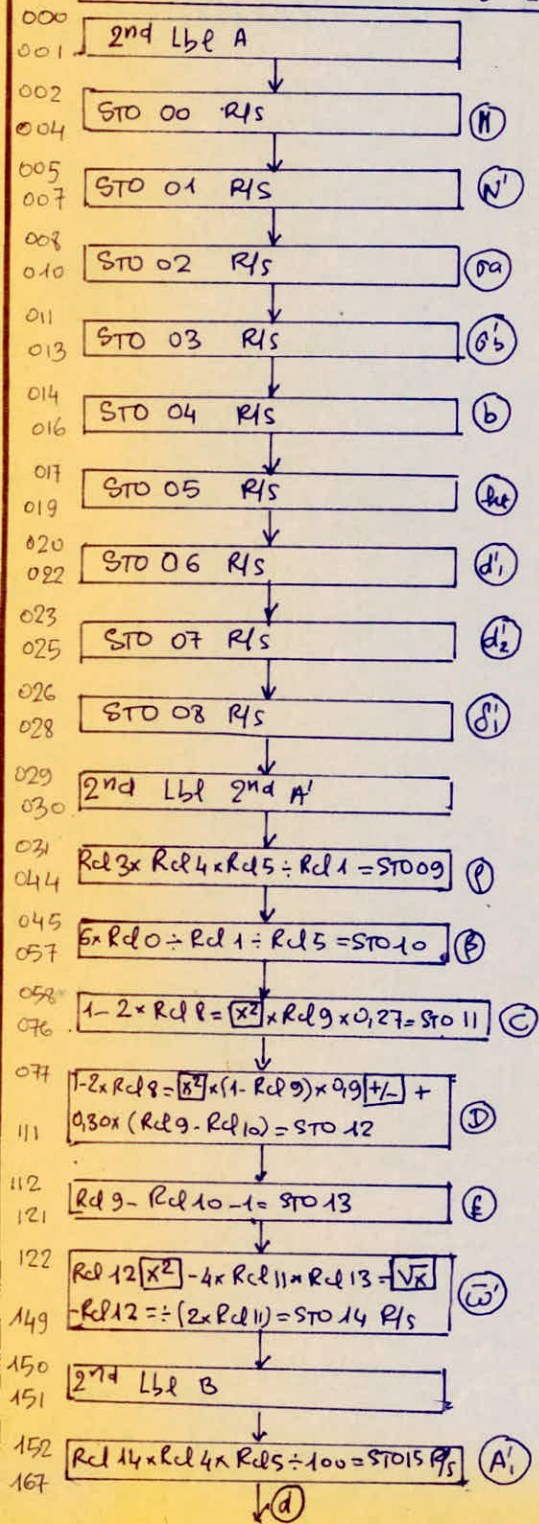
Après avoir calcule' la
 racine di appuyer une
 seconde fois sur RST.

• des cases en pointille's
 sont reservees au mode
 Calcul.

FLEXION COMPOSEE - SECTION RECTANGULAIRE. COMPLETEMENT COMPRISEE - CALCUL DU FERRAILLAGE ET DES CONTRAINTES

Le calcul est fait sur une Calculatrice Ti59.

PARTITION - MEMOIRES 719 - 29



BIBLIOGRAPHIE

- Reglement para seismique Algerien
- Regles techniques CCBA 68
- PS 69
- Calcul pratique des Ossatures de batiment en Beton Arme' (Albert FUENTES)
- BULLETINS DU CTC
- Traite' du Beton Arme' tome IV et VI - A - GUERRIN.
- Calcul Dynamique des structures en zone seismique. - A. CAPRA
V. DAVIDOVICI
- Cours de Beton III - M^E BELAZOUGUI
- Aide Memoire Beton Arme' V. DAVIDOVICI
- Aide Memoire RDM J. GOULET
- Calcul et verification des ouvrages en Beton Arme' P. CHARON
- Moments et Efforts Beton Arme' 2 J. PERCHAT.
- Fondations et ouvrages de terre G. PHILIPPONHAT.
- des essais in situ en mecanique des Solc Tome 1 et 2 H. CASSAN.



