

105

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT **G-CIVIL**

المكتبة
العلمية
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

BATIMENT
R +7

Proposé par :

CTC

Etudié par :

**DJEBRI
KHAIF**

Dirigé par :

LAQIBI

PROMOTION : **JUIN 85**

Département : GÉNIE CIVIL
Promoteur : A. LARIBI
Elève Ingénieur : DJEBRI & KHAÏF

مصباح : الهندسة المدنية
الموجه : ع. لاربي
التأهيل : المهندس : جبوري و خايف

الموضوع : عمارة موحية للإسكان مستوية على طابق أرضي
و سبعة طوابق علوية .

الخلاصة :
- عن المشروع يتضمّن عمارة البناء الموحية لعمارة موحية للإسكان ، تحتوي على طابق أرضي وسبعة طوابق علوية ، ويتم إنجازها بمدينة شلف التي تقع في المنطقة القوية الزلزالية ، وإعادة إنجازها بشكل جديد وهذه المرة في منطقة ضعيفة الزلزالية .

Sujet : BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION (Structure à voiles pochées :

Résumé : R+7 en zone III) plus une nouvelle conception de la structure (commentaire) en zone I.

- Le projet consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation : voiles (R+7), implanté dans une zone de forte sismicité (CHLEF), et prévoir une nouvelle conception de cette structure dans une zone de faible sismicité.

Subject : RESIDENTIAL BUILDING OF SEVEN STOREY

Abstract : IN SHELF CITY.

This project consists in designing the resisting elements of a seven storey residential building realized in shelf city.

This building will be set up at CHEF which is located in area of high seismicity (Zone III).

The analysis has been made according to the Algerian seismic code (RPA 81).

make again a new conception of this structure in zone of weak seismicity.

REMERCIEMENTS

- Nous tenons à présenter nos plus sincères remerciements à notre promoteur M^r A. LARIBI pour tous ses conseils et son aide.
- Nos plus sincères remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.
- Notre respect aux membres du jury qui nous font l'honneur d'apprécier notre modeste travail.
- Que tous ceux qui nous ont aidé dans l'élaboration de ce travail trouvent ici l'expression de nos profonds remerciements.

M^{rs} DERMOUCHÉ (ingénieurs etc)
M^r HACÈNE TIR. (Architecte)

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- Mes très chers parents
- Toute ma famille
- Tous mes frères
- Tous ceux qui me sont chers

Abdelkader KHAIF.

Je dédie mon mémoire à :

- Ma mère qui a suivi mon vie jusqu'à tout moment.
- Toute ma famille au Sud Algérie
- A tout bon croyant.
- Mes frères et sœurs
- Tous ceux qui me sont chers
- Tous ceux qui ont collaboré à ma formation

Farouk Djebai

SOMMAIRE

CHAPITRES

VARIANTE

(I)

- BLOC LOGEMENT -	
1: description de l'ouvrage	1
2: descente de charges	3
3: calcul des éléments	
a/ - acrotère	5
b/ - planchers	9
4: étude au vent	17
5: calcul pseudo-dynamique	18
6: calcul de la force sismique	22
7: étude au contreventement	24
a/ - calcul des centres de masse	26
b/ - calcul des centres de torsion	28
8: étude et calcul des voiles	32
9: déformations	41
10: Ferrailage des voiles	42
11: Ferrailage du voile périphérique	48
12: Ferrailage des linteaux	48
- CAGE D'ESCALIER -	
13: calcul des éléments	52
14: calcul des escaliers	53
15: calcul de l'auvent	63
16: calcul des éléments	64
17: étude au contreventement	64
18: étude au seisme	69
19: étude dynamique	70
20: calcul des voiles	
a/ - charges horizontales	77
b/ - charges verticales	80
c/ - combinaison des sollicitations	80
21: Ferrailage des voiles	81
22: Ferrailage des linteaux	82
23: déformations et largeurs des joints	83
24: Fondations	84

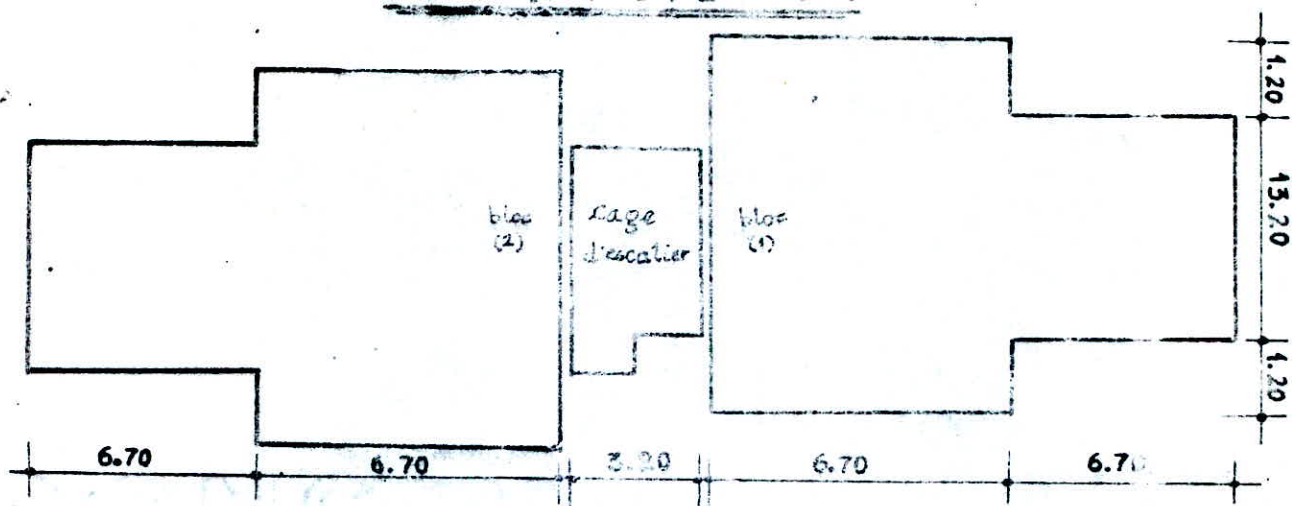
VARIANTE

(II)

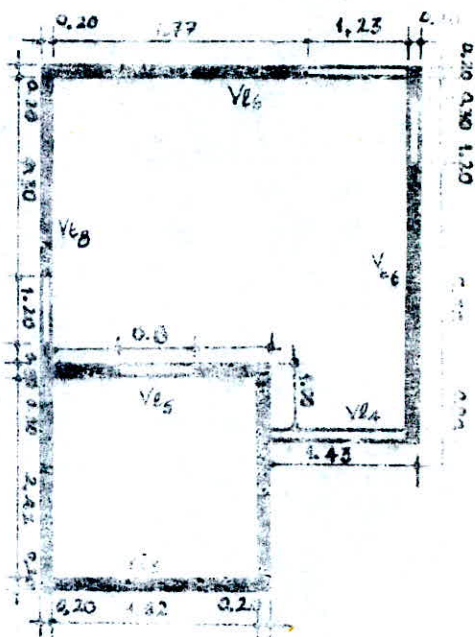
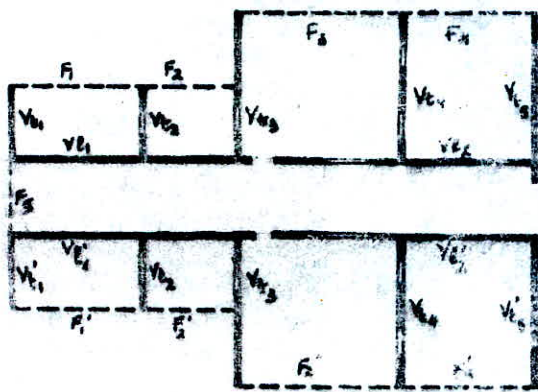
1: Introduction	91
2: type de structure adopté	91
3: Comportement de l'ossature	92
4: dimensionnement des poutres	92
5: prédimensionnement du poteau	92
6: longrines	93
7: largeur de joint de dilatation	93
8: Fondations	93
9: évaluation de la force sismique V	94
10: conclusion	96

BLOC
LOGEMENT

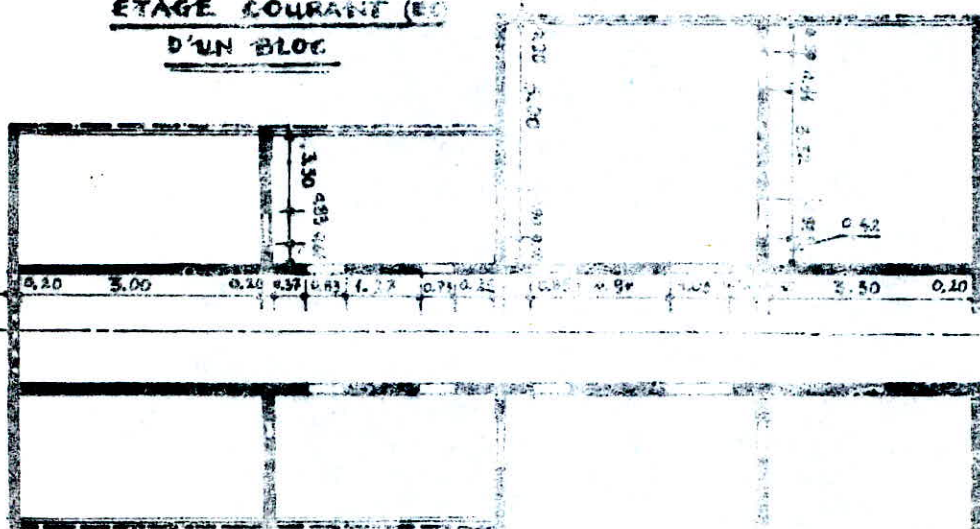
YUE EN PLAN DU BÂTIMENT



REPRÉSENTATION DES VOILES
D'UN BLOC & DE LA CAGE
AU NIVEAU DE (E.O)2 (RDC)



ÉTAGE COURANT (E.O)
D'UN BLOC



PRÉSENTATION & DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

1

Généralités:

L'étude de notre projet se compose de deux (02) Variantes:

1. VARIANTE: I

- Cette première Variante consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'une tour R+7 avec un vide sanitaire, à usage d'habitation. Ainsi que notre bâtiment sera destiné à être implanté dans la Région de Cote d'Ivoire. Considéré comme zone de forte sismicité, correspond à la zone III d'après [R.P.A-81] notre structure est constituée de trois (03) blocs: une (01) cage d'escalier y compris l'ascenseur, intercalés entre deux (02) blocs identiques regroupant des appartements dans les niveaux supérieurs et des locaux de Commerce au niveau RDC. Les trois blocs étant séparés par des joints parasismiques.

Caractéristiques - Géométriques:

- Hauteur du bâtiment : 23,9 m (cote en creux)
- Hauteur de cage d'escalier : 28,2 m (cote en creux)
- Hauteur d'étage : 2,9 m
- Hauteur du vide sanitaire : 1,2 m
- Longueur totale du bâtiment : 35,28 m
- Largeur du bloc : 13,60 m

Ossature:

- Vitrilles porteurs d'épaisseur: $e = 20 \text{ cm}$
- Planchers supérieurs en dalle pleine d'épaisseur $e = 16 \text{ cm}$
- Plancher du vide sanitaire: en prestrelle plus une table de compression en béton

Rampage:

- Facade: en panneaux préfabriqués de béton armé
- Cloisons: en briques creuses

Revêtement:

- Plâtre: pour les murs et les plafonds
- Carrelage: pour les planchers et les paliers

Coffrage:

- Le type de coffrage adopté est le coffrage tunnel.

Taux de travail du Sol: Extrait du rapport du laboratoire National des Travaux Publics et Bâtiments [L.N.T.P.B.]. Cinq (05) essais de pénétration à l'aide du pénétromètre Statique du type-Gouda. Ceci pour apprécier l'homogénéité du terrain et pour mesurer la résistance des coefficients de crèches rencontrées. Les diagrammes du pénétromètre statique révélant la même allure, ce qui montre une homogénéité de notre terrain. Les coupes lithologiques de sondage présentent un terrain principalement marneux. D'après la paramide d'identification notre terrain est classé comme étant constitué d'argile moyennement plastique possédant des caractéristiques mécaniques assez bonnes. Le calcul de ce rapport sera donné dans le Chap. des fondations.

2. VARIANTE: II: Elle consiste à faire une nouvelle conception de cette même structure, mais cette fois elle sera implantée dans une zone de faible sismicité. Cette nouvelle conception suppose un tracé en plan d'un étage courant plus un certain nombre de zones d'attente. Calcul de cette nouvelle structure en zone I.

2. Caractéristiques mécaniques des matériaux

2

1. Béton Armé : La composition de $1m^3$ de béton est la suivante :

- 350 Kg de ciment CPA 325
- 800 litres de gravillons : $D_g \leq 25 \text{ mm}$.
- 400 litres de sable : $D_b \leq 5 \text{ mm}$
- 175 litres d'eau.

1.1. Contraintes admissibles :

le béton est dose à 350 kg/m^3 de CPA 325, contrôle atténué.

• Compression :

$$\bar{\sigma}_b' = f_b' \cdot \sigma_{28}' \quad \text{avec} \quad f_b' = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$$
$$\sigma_{28}' = 275 \text{ Kg/cm}^2$$

• Compression simple :

sous SP_1 : $\bar{\sigma}_b' = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$
sous SP_2 : $\bar{\sigma}_b' = 1,5 \cdot 68,5 = 102,8 \text{ Kg/cm}^2$

• Flexion simple :

sous SP_1 : $\bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2$
sous SP_2 : $\bar{\sigma}_b' = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$

• Flexion composée :

dans le cas où la section est rectangulaire et l'effort normal est une traction :

$$\bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2, \text{ dans les autres cas : } \bar{\sigma}_b' = 1,5/6 \cdot 1 \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot 275 = 219,16 \cdot \delta \epsilon \text{ Kg/cm}^2$$

1.2. contrainte de traction de référence :

$$\bar{\sigma}_b = f_b \cdot \sigma_{28}' \quad \text{avec : } f_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \quad ; \quad \delta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}'}$$
$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ ba} = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

2. Aciers :

2.1. aciers doux (Adx) : $F_e E 24$: $\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

sous SP_1 : $\bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot \sigma_{en} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

sous SP_2 : $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

2.2. aciers à haute adhérence (HA) : $F_e E 40$

$\sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ pour $\phi \leq 20 \text{ mm}$

$\sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$ pour $\phi > 20 \text{ mm}$.

$\phi \leq 20 \text{ mm}$ $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ sous SP_1

$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ sous SP_2

$\phi > 20 \text{ mm}$ $\bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot \sigma_{en} = 2667 \text{ Kg/cm}^2$ sous SP_1

$\bar{\sigma}_a = 1 \cdot \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$ sous SP_2

2.3. Treillis soudé :

$\sigma_{en} = 5300 \text{ Kg/cm}^2$ pour $\phi \leq 6 \text{ mm}$

$\sigma_{en} = 4500 \text{ Kg/cm}^2$ pour $\phi > 6 \text{ mm}$

3. contraintes de traction :

sont imposées par les conditions de fissuration (C.C.B.A. 68. art. 49).

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ 2/3 \sigma_{en} ; \max (\sigma_1, \sigma_2) \right\}$$

avec $\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$ or $\sigma_1 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \bar{\omega}_f}$

Prédimensionnement des voiles :

• Pour des raisons de sécurité contre l'incendie et de bonne isolation acoustique, l'épaisseur des voiles est prise égale à 16 cm. mais vis à vis du RPA 91 et selon l'art. 4.3.1.2 :

$e \geq 15$ en zone II
 $e \geq \max \left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{32} ; \frac{h_e}{40} \right) = \frac{290}{20} = 14,5 \text{ cm}$
 h_e : hauteur d'étage.

En définitif on prend : $e = 20 \text{ cm}$.

DÉSCENTE DE CHARGE

1. Introduction : notre but est de calculer les charges verticales qui s'appliquent sur chaque élément porteur :

- Sous son poids propre.
- la part des charges et surcharges qui lui transmettent les planchers, obtenue par un découpage de ligne de rupture du béton à 45° pour tous les planchers.

• Planchers : les planchers sont réalisés en dalle pleine d'épaisseur $e = 16 \text{ cm}$ sur la table coffrante du tunnel, sauf le plancher du RDC qui sera réalisé sur des prédalles (coffrage non récupérable).

a. plancher terrasse - charge permanente :

1 - gravier de protection (5cm)	0,05 . 1800	= 90	Kg/m ²
2 - étanchéité (2cm)	0,02 . 600	= 12	"
3 - isolation thermique (4cm)	0,04 . 250	= 10	"
pare - vapeur	3	= 3	"
4 - béton en forme de pente	0,08 . 2000	= 160	"
5 - dalle pleine (16 cm)	0,16 . 2500	= 400	"
6 - enduit plâtre (2 cm)	0,02 . 1400	= 28	"
Total :		$G = 705$	Kg/m ²

Surcharge d'exploitation :

terrasse non accessible	$P = 100 \text{ Kg/m}^2$
Combinaison sous SP _i	$q = G + 1,2 P = 825 \text{ Kg/m}^2$

b. plancher de l'étage courant et du RDC - charge permanente :

1 - Carrelage (2 cm)	0,02 . 2800	= 56	Kg/m ²
2 - mortier de pose (1,5 cm)	0,015 . 2200	= 33	"
3 - Sable (1,5 cm)	0,015 . 1800	= 27	"
4 - dalle pleine (16 cm)	0,16 . 2500	= 400	"
5 - enduit plâtre (2 cm)	0,02 . 1400	= 28	"
cloisons	75	= 75	"
Total :		$G = 607$	Kg/m ²

Surcharge d'exploitation:

plancher courant (habitation) $P = 175 \text{ Kg/m}^2$
 Combinaison sous S_R $q = G + 1,2P = 817 \text{ Kg/m}^2$

c. plancher de loggia - charge permanente:

- 1. Carrelage 44 Kg/m^2
 - 2. mortier de pose 33 "
 - 3. Sable 27 "
 - 4. dalle 400 "
 - 5. Enduit plâtre 28 "
- total : $G = 532 \text{ Kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation:

$P = 350 \text{ Kg/m}^2$
 Combinaison sous S_R : $q = G + 1,2P = 952 \text{ Kg/m}^2$

2. Poids des éléments verticaux par hauteur d'étage :

- voiles transversaux :

$V_{t_1} = V_{t'_1}$: $P = 2,5 \cdot 2,9 \cdot 0,2 \cdot 5,0 = 7,25^t$
 $V_{t_2} = V_{t'_2}$: $P = 2,5 \cdot 0,2 (4,8 \cdot 2,9 - 2,17 \cdot 0,83) = 6,059^t$
 $V_{t_3} = V_{t'_3}$: $P = 2,5 \cdot 0,2 (6,0 \cdot 2,9 - 2,17 \cdot 0,97) = 7,647^t$
 $V_{t_4} = V_{t'_4}$: $P = 2,5 \cdot 0,2 (6 \cdot 2,9 - 2,17 [0,83 + 0,93]) = 6,790^t$
 V_{t_5} : $P = 2,5 \cdot 0,2 \cdot 7,95 \cdot 2,9 = 11,527^t$
 $V_{t'_5}$: $P = 2,5 \cdot 0,2 \cdot 2,9 \cdot 6,2 = 8,990^t$

- voiles longitudinaux :

$V_{l_1} = V_{l'_1}$: $P = 2,5 \cdot 0,2 (2,9 \cdot 6,67 - [0,83 + 0,73] \cdot 2,17) = 7,978^t$
 $V_{l_2} = V_{l'_2}$: $P = 2,5 \cdot 0,2 (2,9 \cdot 5,50 - 1,03 \cdot 2,17) = 6,857^t$

- Les Façades : elles sont faites de panneaux préfabriqués en béton armé et de claustra. on a 4 types pour les panneaux préfabriqués en BA et 1 type claustra.

type 1 : $P = 2,5 \cdot 0,2 (3,3 \cdot 2,9 - 1,2 \cdot 1,5) = 3,885^t$
 type 2 : $P = 2,5 \cdot 0,2 (3,375 \cdot 2,9 - 1,2 \cdot 1,5) = 3,993^t$
 type 3 : $P = 2,5 \cdot 0,2 (3,0 \cdot 2,9 - 1,2 \cdot 1,5) = 3,450^t$
 type 4 : $P = 2,5 \cdot 0,2 (3,6 \cdot 2,9 - 1,30 \cdot 1,5) = 3,870^t$
 type 5 : $P = 2,8 \cdot 2,9 \cdot 0,20 \cdot 0,185 = 0,300^t$

- Gaine de fumée : 100 Kg/ml .

3. surface de plancher reprise par chaque voile (m^2) :

Voiles	$V_{t_1} (V_{t'_1})$	$V_{t_2} (V_{t'_2})$	$V_{t_3} (V_{t'_3})$	$V_{t_4} (V_{t'_4})$	V_{t_5}	$V_{t'_5}$	$V_{l_1} (V_{l'_1})$	$V_{l_2} (V_{l'_2})$
$S (m^2)$	6,075	12,634	14,434	16,413	10,788	8,538	14,977	15,402

charges au niveau des fondations :

Voiles	$V_{t_1} (V_{t'_1})$	$V_{t_2} (V_{t'_2})$	$V_{t_3} (V_{t'_3})$	$V_{t_4} (V_{t'_4})$	V_{t_5}	$V_{t'_5}$	$V_{l_1} (V_{l'_1})$	$V_{l_2} (V_{l'_2})$
charges (t)	104,93	144,67	154,52	161,83	174,10	136,67	174,90	154,385

$\Sigma (\text{charges} + \text{surcharges}) = 2096,656^t$

CALCUL DES ÉLÉMENTS L'ACROTÈRE

$P_{\text{total}} = 2316,624 \text{ t}$
 $R_{\text{q}} : \text{la descente de charge a été faite pour un seul bloc d'habitation.}$

éléments	Volées et planchers	parois et poutres	noyau	épaisseur de	P (t)
					2086,656
					214,102
					13,546
					2,520

1. s'acrotère est un système constructif assésilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Elle est soumise à son poids propre et à la surcharge due à l'application de la main courante.
 la section dangereuse est au niveau de l'encastrement, le calcul se fera pour une bande de 1m largeur dont la dimensions sont :

largeur : 100 cm
 hauteur : 70 cm
 épaisseur : 16 cm

2. charges et surcharges :

poids propre : $G = (0,70 \cdot 0,16 - \frac{0,1 \cdot 0,16}{2}) \cdot 25 = 0,26 \text{ t/m}$
 surcharge due à la main courante : $P = 100 \text{ kg/m}^2$
 surcharge majeure : $1,2 P = 0,12 \text{ t/m}^2$

3. évaluation des efforts :

cette section dangereuse sera soumise aux éléments de réduction M, N, T suivants :

- moment d'encastrement : $M = 1,2 P h = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,70 = 84 \text{ kgm/m}^2$
 - effort normal : $N = G = 260 \text{ kg/m}^2$
 - effort tranchant : $T = 1,2 P = 120 \text{ kg p.m}^2$

4. détermination du type de FC :

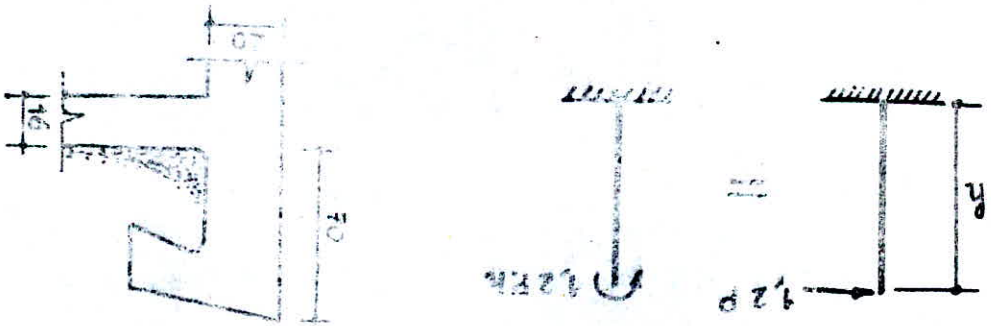
calcul de l'excentricité e_0 :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{84 \cdot 10^2}{260} = 32,308 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{e_0}{h} = \frac{32,308}{116} = 0,278$$

$e_0 > e_1 \rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

- Schema statique :



5. Ferrailage :

6

- Armatures comprimées : Calcul de M_{rb}

$$M_{rb} = \bar{K} \cdot b \cdot h^2 \quad \text{avec} \quad \bar{K} = \frac{1}{2} \cdot \bar{\sigma}_b \cdot \bar{\sigma}_s ; \quad \bar{\alpha} = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_s'}{n \cdot \bar{\sigma}_s' + \bar{\sigma}_a} ; \quad \bar{\delta} = \frac{1}{3} \cdot \bar{\alpha}$$

$$\text{AN: } \begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= 137 \text{ Kg/cm}^2 & \bar{\alpha} &= 0,425 & \bar{K} &= 24,889 \\ \bar{\sigma}_a &= 2800 \text{ Kg/cm}^2 & \bar{\delta} &= 0,859 \end{aligned}$$

$$M_{rb} = 24,889 \cdot 100 \cdot 13^2 = 4,206 \text{ ton}$$

$M_{rb} > M_{ext} \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. ($A' = 0$)

- Armatures tendues : (méthode M⁺ - PIERRE CHARON)

la section sera calculée en flexion composée (SPC)

$$M_f = M + N \cdot e_a$$

avec : e_a = distance du centre de pression aux armatures tendues.

$$e_a = e_0 + \frac{h \cdot t}{2} - d = 0,32 + \frac{0,16}{2} - 0,03 = 0,37 \text{ m}$$

$$M_f = 84 + 260 \cdot 0,37 = 180,2 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 180,2 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0057 \rightarrow \epsilon = 0,9685 ; K = 100$$

$$\text{d'où} \quad A_A = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 0,513 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc} \quad A = A_A - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,42 \text{ cm}^2$$

6. Vérifications :

• Condition de non fragilité : art 52. CCBA68.

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_t}{\bar{\sigma}_{cn}}$$

$$A = 0,42 \text{ cm}^2 \not\geq 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2$$

la section de calcul ne vérifie pas la condition de non fragilité, donc on adoptera la section minimale imposée par cette condition.

on prend : $A = 5 \text{ HA } 6 / \text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Conformément aux règles CCBA68. art. 57-33, l'espacement sera donné par :

$$t_{\min} \leq 3 h_e = 3 \cdot 16 = 48 \text{ cm} ; \quad t = 20 \text{ cm}$$

Du que l'acrotère est exposé aux intempéries, on prévoit des armatures de peau pour empêcher les ouvertures excessives des fissures

on choisit : $A \text{ HA } 6 / \text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

• Vérification des contraintes :

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{130} = 21,54 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

vérifié !

• Vérification de la condition de non fissuration :

$$\bar{\sigma}_a \leq \bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{ex} ; \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \right\}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd} = \frac{1,13}{2 \cdot 3 \cdot 100} = 0,18\%$$

$K = 10^6$ fissuration préjudiciable
 $\eta = 1,6$ (HA) ; $\phi = 6$ mm ; $\bar{\sigma}_b = 5,9$ kg/cm²

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{K \cdot \eta \cdot \bar{\omega}_f}{\phi \cdot (1 + 10 \bar{\omega}_f)} = 471,51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3010,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 3010,38 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

pas de risque de fissuration.

• Vérification de l'effort tranchant :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} ; T = 1,2 \cdot P = 1,2 \cdot 100 = 120 \text{ kg}$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 13 = 11,37 \text{ cm}$$

$$M = 18020 \text{ kg.cm}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 1,13 \cdot 2800 = 3164 \text{ kg} > 120 + \frac{18020}{11,37} = 1705 \text{ kg} \text{ vérifiée !}$$

• Vérification au cisaillement :

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b ; \bar{\tau}_b = \frac{120}{100 \cdot 11,37} = 0,105 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,77 \text{ kg/cm}^2$$

Condition vérifiée $\rightarrow A_t = 0$; mais vu la fissuration excessive due aux intempéries on a prévu des armatures de peau, d'où il n'est pas nécessaire de justifier l'ancrage de ces armatures.

• Vérification de l'acrotère au séisme :

On applique la méthode citée au RPA 81 art. 3.3.9

la force horizontale $F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p$

avec W_p : poids de l'élément secondaire

A : coeff. d'accélération de zone.

I : rapport entre la valeur du coeff. A pour le gpe d'usage du bât. et la valeur du coeff. A pour le gpe d'usage.

C_p : facteur de force horizontale.

$$W_p = N = 260 \text{ kg par ml.}$$

$$Z = \frac{0,25}{0,25} = 1,0$$

$$I = \frac{0,15}{0,15} = 1,0$$

$$C_p = 0,8 \text{ pour les éléments en couloir}$$

$$\rightarrow F_p = 1,1 \cdot 0,80 \cdot 260 = 208 \text{ kg/ml.}$$

Le séisme n'étant pas vérifié $F_p > 1,2P = 120 \text{ kg/ml.}$

On redimensionne l'acrotère avec les éléments de réduction suivants :

$N = G = 260 \text{ kg/ml.}$
 $M = F_p \cdot h = 208 \cdot 0,70 = 145,6 \text{ kg.m/ml}$
 $T = F_p = 208 \text{ kg/ml.}$

- type de flexion composée :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{208}{260} = 80 \text{ cm}$

$e_1 = \frac{h e}{6} = \frac{16}{6} = 2,66 \text{ cm} < e_0$ donc la section est partiellement comprimée.

- Ferrailage:

armatures comprimées : $M_{rb} = \bar{\kappa} \cdot b h^2 = 4,206 \text{ tm}$ déjà calculé
 $M_{rb} > M_{ext} \rightarrow A' = 0.$

armatures tendues : (methode M.P. CHARON).

$M_f = M + N \cdot e_a = 145,6 + 260 \cdot 0,37 = 366,2 \text{ kg.m/ml.}$

$\mu = 0,0116 \rightarrow \epsilon = 0,9519 ; \kappa = 89$

$A_s = 1,058 \text{ cm}^2 \rightarrow A = A_s - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,965 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

Ou remarque que $A < A_{cond}$ condition de non fragilité.
 on adoptera donc $A = 1,13 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA } 6/\text{ml}$ espacés de $t = 25 \text{ cm}$.

• vérification des contraintes :

$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{89} = 31,46 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$

• vérification de l'effort tranchant :

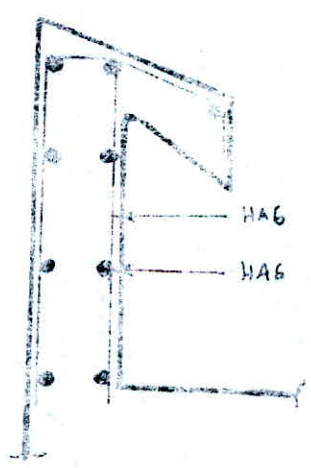
$A \bar{\sigma}_a = 1,13 \cdot 2800 = 3164 > T + \frac{M}{3} = 208 + \frac{14560}{3} = 1488$

l'armature ne sera soumise à aucun effort de traction supplémentaire.

• vérification aux cisaillements :

$\bar{\epsilon}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{208}{7/8 \cdot 100 \cdot 13} = 0,183 < \bar{\epsilon}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$

Vérifié $\rightarrow A_t = 0$, mais on doit prévoir les armatures de peau déjà citées.



DALLES

9

1. Introduction:

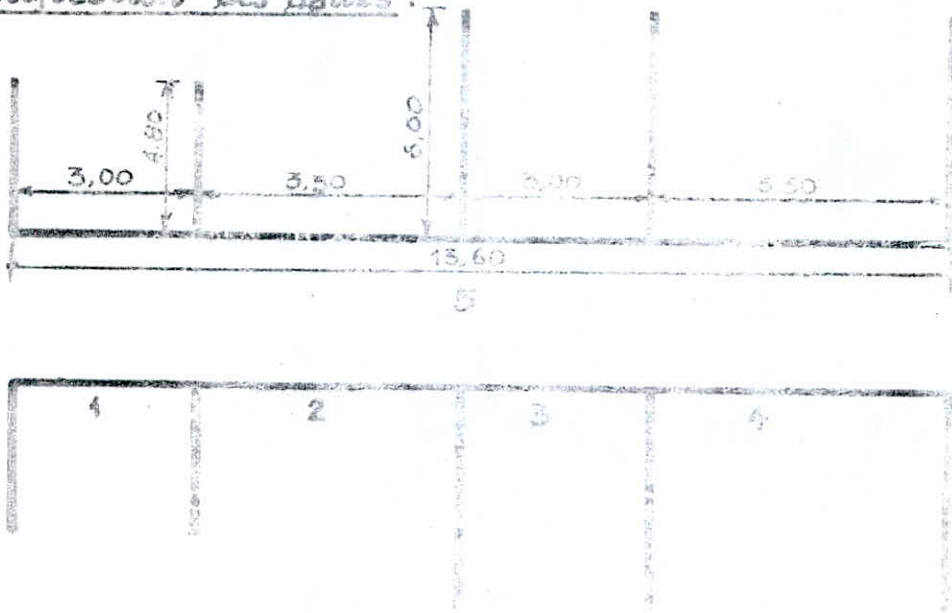
Les dalles sont des pièces minces et planes dans la largeur et nettement supérieure à la hauteur.

Les planchers de notre bâtiment sont constitués de dalles pleines en béton armé d'épaisseur 16 cm.

2. Calcul du plancher d'étage courant:

Toutes les dalles reposent sur 3 côtés et libres sur le 4^{ème}, excepté le panneau de la dalle n°5 qui repose uniquement sur 2 côtés. Sur la jonction plancher voiles qui provoque un encastrement partiel. Cette supposition nous amène à faire une répartition des moments maximaux aux appuis et en travées.

- Identification des dalles:



- méthode de calcul:

La méthode adoptée est celle de M^{re} BRÉCHÉ exposée dans son ouvrage "tables de calcul des dalles et des poutres".

- Exposé de la méthode: (voir Annexe 1).

- Exemple de calcul: Dalle n°1.

$$a = 4,80 \text{ m} \\ b = 3,00 \text{ m} \quad \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \gamma = a/b = 1,6 \\ \gamma_1 = 1,5 < \gamma < \gamma_2 = 2 \end{array} \right.$$

On procède par interpolation linéaire.

$$\alpha_{xP} = \frac{\gamma - \gamma_2}{\gamma_1 - \gamma_2} \cdot \alpha_{xP_1} + \frac{\gamma_2 - \gamma}{\gamma_2 - \gamma_1} \cdot \alpha_{xP_2}$$

$$\alpha_{xP} = \frac{1,6 - 2}{1,5 - 2} \cdot 0,0125 + \frac{2 - 1,6}{2 - 1,5} \cdot 0,016 = 0,015$$

$$\omega_{bs} = \frac{\gamma - \gamma_2}{\gamma_1 - \gamma_2} \cdot \omega_{bs_1} + \frac{\gamma_2 - \gamma}{\gamma_2 - \gamma_1} \cdot \omega_{bs_2} = 0,8 \cdot 0,0305 + 0,2 \cdot 0,03 = 0,0264$$

$$\alpha_{yAS} = \frac{\gamma - \gamma_2}{\gamma_1 - \gamma_2} \cdot \alpha_{yAS_1} + \frac{\gamma_2 - \gamma}{\gamma_2 - \gamma_1} \cdot \alpha_{yAS_2} = 0,8 \cdot 0,126 + 0,2 \cdot 0,13 = 0,127$$

$$\alpha_{xAS} = \mu \cdot \alpha_{yAS} = 0,15 \cdot 0,127 = 0,019$$

$$\alpha_{bys} = \frac{\delta - \delta_2}{\delta_1 - \delta_2} \alpha_{lys_1} + \frac{\delta - \delta_1}{\delta_2 - \delta_1} \alpha_{lys_2} = 0,8 \cdot 0,0932 + 0,2 \cdot 0,114 = 0,1016 \quad -10-$$

$$\omega_s = 0,8 \cdot 0,0235 + 0,2 \cdot 0,0083 = 0,0204$$

Calcul des moments et des flèches :

pour la dalle n°1. $\rightarrow q = G + 1,2P = 705 + 1,2 \cdot 100 = 823 \text{ kg/ml}$
charge par mètre linéaire prendre en compte pour le calcul.

$$q = 823 \cdot 1,00 = 823 \text{ kg/ml}$$

$$M_{xt} = \alpha_{xs} \cdot q a^2 = 0,0115 \cdot 823 \cdot 4,80^2 = 218,062 \text{ kg.m}$$

$$M_{yt} = \alpha_{ys} \cdot q b^2 = 0,1016 \cdot 823 \cdot 3,00^2 = 752,551 \text{ kg.m}$$

$$M_{ya} = \alpha_{yas} \cdot q b^2 = 0,127 \cdot 823 \cdot 3,00^2 = 943,651 \text{ kg.m}$$

$$M_{xas} = -\mu M_{yas} \rightarrow M_{xa} = \alpha_{xas} \cdot q a^2 = -0,01911 \cdot 823 \cdot 4,8^2 = -361,362 \text{ kg.m}$$

flèches admissibles :

$$\bar{f}_a = \frac{a}{500} ; \bar{f}_b = \frac{b}{500} ; (a \text{ et } b) \text{ en (cm)}$$

flèches réelles :

$$f_s = \omega_s \cdot \frac{q a^4}{E \cdot I^2}$$

$$f_{bs} = \omega_{bs} \cdot \frac{q b^4}{E \cdot I^2}$$

dalle	a (cm)	b (cm)	\bar{f}_a (cm)	\bar{f}_b (cm)	f_s (cm)	f_{bs} (cm)	M_{xt} (kg.m)	M_{yt} (kg.m)	M_{xa} (kg.m)
1	480	300	0,96	0,6	0,201	0,039	218,06	752,55	94,65
2	480	330	0,96	0,66	0,279	0,074	282,53	898,03	115,84
3	600	300	1,2	0,6	0,201	0,015	186,66	825,14	97,6
4	600	330	1,2	0,66	0,347	0,027	263,69	954,50	116,64

nous remarquons que toutes les flèches sont vérifiées.

Détermination des efforts pour la dalle n°5 :

$$\delta = \frac{a}{b} = \frac{13,4}{3} = 4,46 > 2 \rightarrow \text{la dalle travaille dans le sens de la petite portée.}$$

ou ferraille par une bande de 1m.

$$q = 823 \text{ kg/ml} ; M = \frac{q l^2}{8} = \frac{823 \cdot 3^2}{8} = 925,87 \text{ kg.m}$$

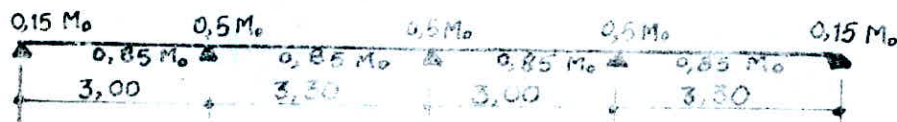
Nous considérons que la dalle n°5 est encastree sur appuis continus, ou encastrée :

$$\text{en travée : } M_t = 0,75 M_0 = 0,75 \cdot 925,87 = 694,4 \text{ kg.m}$$

$$\text{aux appuis : } M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \cdot 925,87 = 462,9 \text{ kg.m}$$

3. Ferrailage : (d'après M. P. CHARON).

ferrailage des panneaux 1, 2, 3, 4 (dalles reposantes sur 4 côtés).



Le moment maximal à prendre est: $M_0 = 1160,64 \text{ kg.m}$ (tiré du Tableau)

■. Sens porteur:

• en travée: $M_t = 0,85 M_0 = 986,54 \text{ kg.m}$
 $\mu = \frac{15 \cdot M_t}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0812 \rightarrow \epsilon = 0,9240 ; K = 50,$

$A = \frac{M_t}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = 2,93 \text{ cm}^2$; avec $\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 13 \text{ cm} \end{cases}$
 soit 6HA8 p.m ($A = 3,01 \text{ cm}^2$) ; $t = 16 \text{ cm}$.

• aux appuis:

* appuis intermédiaires:

$M_a = 0,5 \cdot M_0 = 0,5 \cdot 1160,64 = 580,32 \text{ kg.m}$

$\mu = 0,0183 \rightarrow \epsilon = 0,9405 ; K = 69,$

$A = 1,69 \text{ cm}^2$; soit 5HA8 p.m ($A = 2,51 \text{ cm}^2$) ; $t = 10 \text{ cm}$.

* appuis de rive: (armatures de répartition)

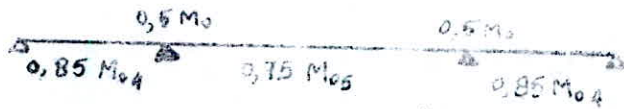
$M_a = 0,15 M_0 = 0,15 \cdot 1160,64 = 174,09 \text{ kg.m}$

$\mu = 0,0055 \rightarrow \epsilon = 0,9662 ; K = 133$

$A = 0,495 \text{ cm}^2$; soit 3HA6 p.m ($A = 0,85 \text{ cm}^2$)

■. Sens répartiteur:

le ferrailage pour le sens répartiteur des panneaux 1,2,3,4 sera confondu avec le ferrailage du sens porteur de la dalle n°5. le maximum à prendre en compte pour le moment fléchissant dans ce cas est: $M_{05} = 925,87 \text{ kg.m}$



• en travée: $M_t = 0,75 M_{05} = 0,75 \cdot 925,87 = 694,4 \text{ kg.m}$

$\mu = 0,293 \rightarrow \epsilon = 0,9258 ; K = 52,6$

$A = 2,06 \text{ cm}^2$; soit 5HA8 p.m ($A = 2,51 \text{ cm}^2$) ; $t = 20 \text{ cm}$

• aux appuis: $M_a = 0,5 M_{05} = 0,5 \cdot 925,87 = 462,9 \text{ kg.m}$

$\mu = 0,0146 \rightarrow \epsilon = 0,9462 ; K = 78$

$A = 1,34 \text{ cm}^2$; soit 3HA8 p.m ($A = 2,50 \text{ cm}^2$) ; $t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition:

la dalle n°5 travaille dans un sens; pour les armatures de répartition nous prendrons 3HA6/ml ($A = 0,85 \text{ cm}^2$).

pour les dalles 1,2,3,4 nous prendrons 5HA8/ml ($A = 2,51 \text{ cm}^2$).

4. calcul de la dalle des LOGGIAS:

les loggias présentent une continuité avec la dalle n°5. ils présentent des surcharges importantes pour le plancher courant. soit $P = 350 \text{ kg/m}^2$.

On doit vérifier si le ferrailage déjà adopté pour la dalle n°5 peut résister à une telle surcharge.

On obtient le cas le plus défavorable en surchargeant tout le panneau n°5.

$$q = G + 1,2 P = 607 + 1,2 \cdot 350 = 1027 \text{ kg/m}^2$$

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{6}{3} = 2 \rightarrow \text{le ferrailage se fera par une bande de } 1 \text{ m.}$$

Dalle	a (cm)	b (cm)	\bar{f}_a (cm)	\bar{f}_b (cm)	f_s (cm)	f_{bs} (cm)	M_{xt} (kg.m)	M_{ye} (kg.m)	M_{ys} (kg.m)
3	600	300	1,2	0,6	0,251	0,019	232,9	1029,6	1216,4

Le ferrailage de notre dalle se fait avec le moment maximal : $M_0 = 1216,4 \text{ kg.m}$

- calcul des armatures :

- en travée : $M_t = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \cdot 1216,4 = 1033,94 \text{ kg.m}$
 $\mu = 0,0327 \rightarrow \epsilon = 0,9223 ; K = 49,3$
 $A = 3,08 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ soit } 6 \text{ HA } 8 \text{ (} A = 3,1 \text{ cm}^2 \text{)} ; t = 1 \text{ cm}$

Rq : la section d'armatures trouvée est identique à celle trouvée en prenant en compte une surcharge de 175 kg/m^2 sur toute la dalle n° 3. Donc le ferrailage adopté pour la dalle n° 3 résiste à une surcharge de 350 kg/m^2 .

- appuis intermédiaires :

$$M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \cdot 1216,4 = 608,2 \text{ kg.m}$$

$$\mu = 0,0193 \rightarrow \epsilon = 0,9390 ; K = 67$$

$$A = 1,78 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 5 \text{ HA } 8 / \text{ml (} A = 2,51 \text{ cm}^2 \text{)} ; t = 10 \text{ cm}$$

5. Vérifications :

- vérification de la condition de non fissuration :

vérifions le panneau le plus sollicité (N° 3).

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{3,1}{2 \cdot 100 \cdot 3} = 5,17 \cdot 10^{-3} ; K = 1,5 \cdot 10^6 \text{ fiss. peu-pr}$$

$$P = 1,6 \text{ (HA)} ; \phi = 8 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 = 1475,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3193 \text{ "}$$

$$\Rightarrow \sigma = \max(\sigma_1; \sigma_2) = 3193 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

vérifiée !

- vérification des contraintes :

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{49,3} = 57 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{M_b}{A \cdot E \cdot h} = \frac{1033,94 \cdot 10^2}{3,1 \cdot 0,9223 \cdot 13} = 2782 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800$$

- vérification de la condition de non fragilité :

$$A_f \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot \left(1 - \frac{\epsilon}{2}\right) \text{ dans le sens porteur}$$

$$A_f \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot \left(\frac{1 + \epsilon}{4}\right) \text{ dans le sens répartiteur}$$

$$\xi = \frac{l_x}{l_y} ; A = 1,2 \cdot A_0 \text{ tel que}$$

la section d'acier à prendre est telle que :

$$A \geq \{ A_0 ; \min(A_1 ; A_f) \}$$

A_0 : section d'armatures pour tout résister aux sollicit. déterminées
 A_f : section pour tout équilibrer la sollicit. de fissuration ou de rupture par traction du béton supposé non fissuré et non armé.

dalle sens	1,2,3,4		5
	porteur	travées	2,93
	appuis	1,09	1,34
répartie	travées	2,06	sofraitain
	appuis	1,34	"

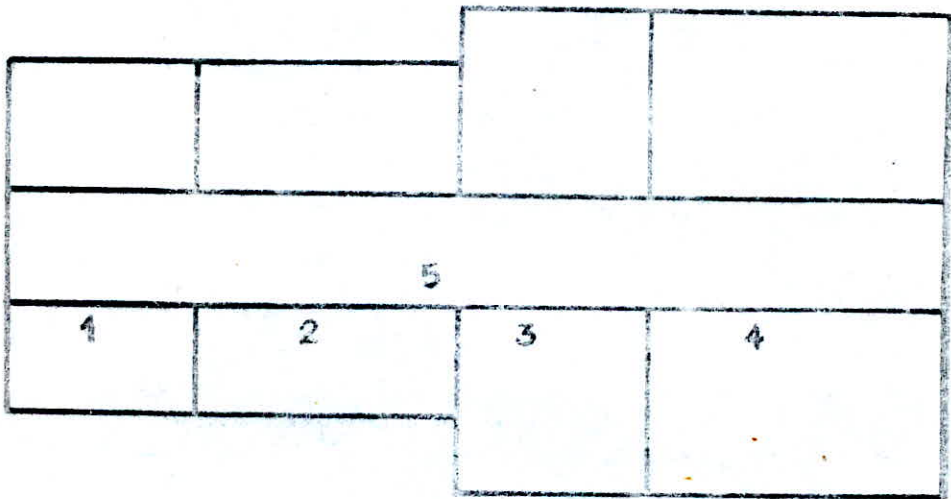
dalle sens		1	2	3	4	5
	f	0,625	0,687	0,5	0,55	0,574
porteur	A_f (A_{f1})	0,87	0,83	0,95	0,92	1,00
répartie	A_f (A_{f2})	0,51	0,53	0,47	0,49	0,5

sections d'aciers trouvées par la condition de non fragilité.

Rq: A_s est toujours supérieure à A_f → la condition de non fragilité est vérifiée.

6. Plancher du vide sanitaire :

Ce type de plancher est constitué de prédalles (dalles préfabriquées). Vu l'impossibilité d'un coffrage tunnel pour ce plancher, on adopte un procédé de plancher à prédalles préfabriquées jointives. On prévoit ainsi une dalle de compression coulée sur place d'une épaisseur de 6 cm, le plancher doit comporter des armatures continues en une (1) ou deux (2) nappes avec un minimum de 0,25% dans les deux directions.



Toutes les dalles sont partiellement encastrees sur 4 cotés, d'où la répartition des moments se fera en travées et aux appuis.

• Détermination des charges et surcharges :

Charges permanentes :

- 1- prédalles $0,06 \cdot 2500 = 150 \text{ Kg/m}^2$
- 2- béton coulé $0,06 \cdot 2500 = 150 \text{ "}$
- 3- carrelage + mortier de pose + sable $104 = 104 \text{ "}$

$$\text{Total : } G = 404 \text{ Kg/m}^2$$

Surcharges :

La surcharge P revenant aux planchers des locaux commerciaux est de 400 Kg/m^2 dans ce cas :

$$Q = G + 1,2 P = 404 + 1,2 \cdot 400 = 884 \text{ Kg/m}^2$$

• Détermination des efforts :

méthode utilisée : CCBAGE

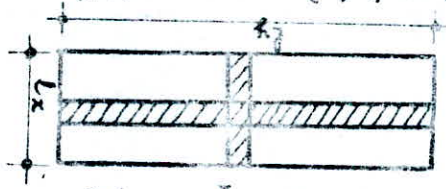
$$f = \frac{l_x}{l_y} \quad ; \quad l_x, l_y : \text{portées aux nus des appuis}$$

on aura deux cas à considérer :

1^{er} cas : $0,4 < \xi < 1$. On considère au niveau de chaque portée une bande de largeur Moy et Moy sont les moments fléchissants de la dalle respectivement dans le sens ξx et ξy .
 suivant la petite portée ξx : $Mox = px \cdot q \cdot \xi x$
 suivant la grande portée ξy : $Moy = py \cdot Moy$

avec
$$\mu_x = \frac{8(1+2p^2)}{1}$$

$$\mu_y = p^2 \left[1 + \frac{2}{3}(1-p^2) \right]$$

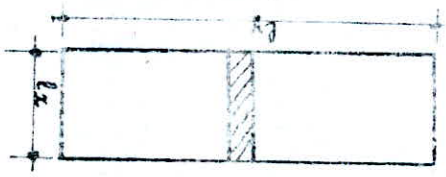


2^{es} cas : $\xi < 0,4$
 La dalle travaille dans un seul sens (sens ξx) ; nous considérons aussi une tranche de $1m$ de largeur.

$$Mox = q \cdot \xi x^2$$

$$Moy = \frac{1}{2} \cdot Moy \cdot Ax$$

$$Ay = \frac{1}{2} \cdot Ax$$



dalle n°1 : (type 1).

$$\xi x = 3,00m$$

$$\xi y = 4,80m$$

$$\xi = \frac{\xi y}{\xi x} = 0,625 \rightarrow 0,4 < \xi < 1$$

$$\mu_x = 0,0839 \rightarrow Moy = 0,0839 \cdot 884 \cdot 3,00 = 667,5 \text{ kg.m}$$

$$\mu_y = 0,473 \rightarrow Moy = 0,473 \cdot 667,5 = 315,7 \text{ kg.m}$$

dalle n°	ξx (m)	ξy (m)	ξ	μ_x	μ_y	Mox	Moy
1	3,00	4,80	0,625	0,0839	0,4730	667,50	315,70
2	3,30	4,80	0,69	0,0750	0,514	720,00	392,77
3	3,0	6,00	0,50	0,1000	0,844	795,60	873,6
4	3,30	6,00	0,55	0,0938	0,394	902,99	355,77

dalle n°2 : (type 2).

$$\xi x = 3,00m$$

$$\xi y = 13,40m$$

$$\xi = \frac{\xi y}{\xi x} = 0,00 < 0,4 \rightarrow$$

 en travée : $Mx = \frac{q \xi x^2}{2} = 795,6 \text{ kg.m}$
 aux appuis : $Mx = -\frac{q \xi x^2}{20} = -397,8 \text{ kg.m}$

- ferrillage des dalles 1, 2, 3, 4 :

■ sens porteur : On remarque que la dalle n°2 présente un moment max qui donne le cas le plus défavorable. soit $Mx = 795,6 \text{ kg.m}$.

en travée : $Mx = 795,6 \text{ kg.m}$; $\mu = \frac{Mx}{Mx \cdot Moy} = 0,0426 \rightarrow \epsilon = 0,5126$; $K = 422$
 $Ax = 3,11 \text{ cm}^2$; soit $4 \text{ HA } 10 / \text{ml}$ ($A = 3,11 \text{ cm}^2$) ; $f = 25 \text{ cm}$.

• aux appuis :

$Mx = -397,8 \text{ kg.m}$
 $\mu = 0,0213 \rightarrow \epsilon = 0,9358$; $K = 63$
 $Ax = 1,52 \text{ cm}^2$; soit $6 \text{ HA } 6 / \text{ml}$ ($A = 1,52 \text{ cm}^2$) ; $f = 16,5 \text{ cm}$.

sens répartiteur :

- en travers : le CTC préconise un ferrailage min pour ce genre de planche de 0,25% dans chaque direction. soit $A_s = A_{min} = 0,0025 \cdot l \cdot b = 8 \text{ cm}^2$ soit 4 HA 10 / ml ($A = 3,14 \text{ cm}^2$). ; $t = 25 \text{ cm}$.
- aux appuis : on prend 6 HA 6 / ml ; $t = 46,5 \text{ cm}$.

* Vérifications :

condition de non fissuration :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{3,14}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 7,87 \cdot 10^{-3} ; K = 1,5 \cdot 10^6 ; \eta = 1,6 ; \Phi = 10 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= 1752 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 &= 2856 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \sigma' = \max(\sigma_1; \sigma_2) = 2856 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ vérifiée!}$$

Vérification à l'effort tranchant : (d'après Jean Perchat).
la dalle travaille dans un seul sens (suivant lx).

$$T_{z \text{ max}} = \frac{q \cdot l_x}{2} = 1326 \text{ Kg}$$

$$\bar{E}_b = \frac{T_z}{b \cdot z} = \frac{1326}{7/8 \cdot 100} = 1,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{E}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2.$$

d'où $A_s = 0$

vérifiée!

condition aux appuis :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} ; 3,14 \cdot 2800 = 8792 > 1326 - \frac{795,6 \cdot 10^4}{7/8 \cdot 10} = -7766$$

vérifiée!

condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,96 \text{ cm}^2 ; \text{ vérifiée!}$$

Ancrage : $\bar{E}_d = 1,25 \cdot 4 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot 4 \cdot 5,9 = 16,59 \text{ Kg/cm}^2$
normal $E_d < \bar{E}_d ; \text{ vérifiée!}$

contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \cdot 3,14}{100 \cdot 10} = 0,314 \rightarrow E = 0,9121 ; K = 41,5$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{795,6 \cdot 10^4}{3,14 \cdot 0,9121 \cdot 10} = 2778 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2778}{41,5} = 66,29 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

7- calcul de la bande noyée (chainage) :

cette bande est prévue le long des bords libres de nos dalles appuyées sur 3 côtés et qui ont un côté libre. Elle est destinée à supporter le poids du mur, son poids propre, et permettant aussi la transmission de la charge du panneau (mur aux voiles).

on choisit pour notre bande les dimensions suivantes : 16.40 x 330

charge revenant à la bande (poutre) :

1. poids propre du mur : $2,5 \cdot 0,2 \cdot 2,9 = 1,45 \text{ t/ml}$

2. poids propre de bande : $0,16 \cdot 0,4 \cdot 2,5 = 0,16 \text{ t/ml}$

$$q = 1,61 \text{ t/ml}$$

Calcul des efforts:

poutre semi encastree à ses 2 extremités

$$M_t = \frac{q \cdot l^2}{10} = \frac{1,61 \cdot 3,3^2}{10} = 1,7 \text{ tm}$$

$$M_a = - \frac{q l^2}{20} = - 0,87 \text{ tm}$$

$$T_{\max} = \frac{q l}{2} = 1,61 \cdot \frac{3,3}{2} = 2,65 \text{ t}$$

* ferraillage:

• en travée: $M_t = 1,7 \text{ tm}$; $\mu = 0,1347 \rightarrow \epsilon = 0,8588$; $K = 20,44$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 136,98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ ; vérifié!}$$

$$A_t = 5,43 \text{ cm}^2 \text{ ; soit 4 HA 14 (A = 6,15 cm}^2\text{)}$$

• à l'appui: $\mu = 0,0689 \rightarrow \epsilon = 0,8922$; $K = 31,4$

$$A_a = 2,67 \text{ cm}^2 \text{ ; soit 4 HA 10 (A = 3,14 cm}^2\text{)}$$

* vérifications:

Contraintes: $A = 6,15 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{bh} = \frac{100 \cdot 6,15}{40 \cdot 13} = 1,183 \rightarrow \epsilon = 0,8521 \text{ ; } K = 18,9$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = 2495,39 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ ; vérifié!}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 132,73 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ ; vérifié!}$$

Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot bh = 0,69 \cdot 40 \cdot 13 \cdot \frac{59}{4200} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$A = 6,15 \text{ cm}^2 > 0,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifié!}$$

Condition de non fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{6,15}{2 \cdot 40 \cdot 3} = 0,25 \text{ ; } K = 4,5 \cdot 10^6 \text{ ; } \eta = 1,6 \text{ ; } \phi = 14 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 = 3428,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2413,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3428,57 > \bar{\sigma}_a \text{ 2800}$$

vérifié!

effort tranchant:

$$E_b = \frac{T}{b_3} = \frac{2,66 \cdot 10^3}{40 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 5,82 \text{ kg/cm}^2$$

calcul de σ'_b aux appuis

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot 3,14}{40 \cdot 13} = 0,604 \rightarrow \epsilon = 0,8854 \text{ ; } K = 18,5$$

$$\sigma'_a = \frac{M_a}{A \cdot E \cdot h} = \frac{0,87 \cdot 10^5}{3,14 \cdot 0,8854 \cdot 13} = 2402 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma'_a}{K} = 84,5 \text{ kg/cm}^2$$

On remarque que: $\bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_b \rightarrow \epsilon_b \leq (1,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) \cdot \epsilon$

$$\bar{\sigma}_b \leq \left(4,5 - \frac{84,5}{68,5}\right) \cdot 5,9 = 19,27 \text{ kg/cm}^2$$

17

$$\bar{\sigma}_b = 5,82 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 19,27 \text{ kg/cm}^2 ; \text{vérifié!}$$

Les armatures obliques ne sont pas nécessaires, les armatures transversales (mais à la ligne moyenne à prendre) sont: 2 cadres $\phi 8$ ($A_b = 2,01 \text{ cm}^2$).

Espacement t : $t = \frac{A_b \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$; $\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en}$; $\rho_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3} \right.$
 $\bar{\sigma}_{at} = 0,890 \cdot 4200$ $\left. \frac{1 - \frac{2}{9}}{1} \right\} = 0,89$
 $\bar{\sigma}_{at} = 2136 \text{ kg/cm}^2$

$$t = \frac{2,01 \cdot \frac{2}{3} \cdot 13 \cdot 2136}{2650} = 18,43 \text{ cm}$$

$$\bar{t}_1 < t < \bar{t}_2 ; \bar{t}_1 = 0,2h = 0,2 \cdot 13 = 2,6 \text{ cm}$$

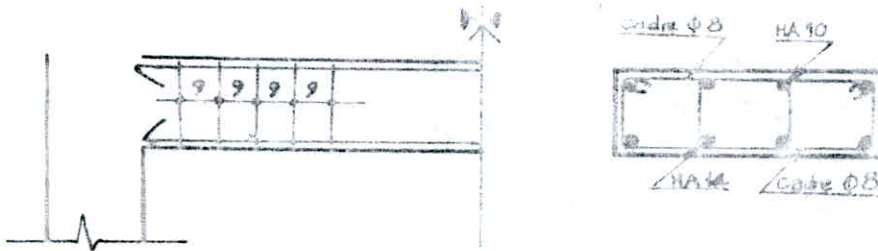
$$\bar{t}_2 = h \left(1 - 0,3 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_c}\right) = 13 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{5,82}{5}\right) = 9,15 \text{ cm}$$

on prend: $t = 9 \text{ cm}$.

Condition aux armés:

$$\lambda \geq \frac{1}{\sigma_a} \left(T + \frac{M}{3}\right) = \frac{1}{2800} \left(2650 - \frac{0,87 \cdot 10^5}{11,375}\right) = -1,78 < 0$$

l'ancrage des armatures n'est donc pas nécessaire.



- ferrailage de la bande noyée -

ETUDE AU VENT

1. Introduction:

Vu que notre bâtiment possède une élévation importante il est nécessaire de faire une étude au vent afin de justifier la résistance de la construction aux différents efforts de ce dernier. Comme notre bâtiment est implanté dans une zone de forte sismicité on prévoit d'avance que l'effet du vent est négligeable devant celui du séisme. Pour cela on se limite seulement à déterminer les forces à chaque niveau.

Rq: Pour le calcul voir ANNEXE -2-

1. Effet du séisme :

L'excitation sismique provoque une accélération dynamique au niveau du sol qui est variable avec le temps.

La structure effectue tout d'abord une série d'oscillations forcées et ceci tant que dure l'excitation.

Et dès que ces oscillations ont pris fin, ils leur succèdent des oscillations libres qui finissent par s'amortir rapidement.

Notre structure est supposée élastique c'est à dire que les déformations sont proportionnelles aux sollicitations et en plus linéaire.

2. modélisation: elle dépend de 2 paramètres :

- le respect de la position du centre de gravité des masses et leur répartition dans la structure.

- la rigidité des éléments.

La modélisation de notre structure sera représentée par une console verticale flexible ; rigidement encastrée à la base, où les masses sont concentrées d'une manière ponctuelle aux niveaux des planchers. Ces derniers sont indéformables dans leur plan d'où ils peuvent être schématisés par une seule masse.

Nous obtenons ainsi un modèle de B masses concentrées, chaque masse a un degré de liberté qui est le déplacement horizontal. Le système présente B degrés de liberté. On dit encore que le système est un oscillateur multiple d'ordre B.

3. étapes et méthodes de calcul:

1^{ère} étape : Calcul dynamique des périodes propres d'oscillations par l'une des trois (3) méthodes numériques approximatives qui sont :

- méthode de M^r. RAYLEIGH
- méthode de M^r. VIANELLO STODOLA
- méthode de M^r. HOLZER.

2^{ème} étape : évaluation des forces d'inertie du système statique équivalent par le RPA 81 en utilisant l'une des périodes trouvées dans la 1^{ère} étape.

3^{ème} étape : Distribution de ces forces entre les éléments qu'on appelle contreventement.

4. exposé de la méthode de RAYLEIGH :

pour les points suivants :

1. PRINCIPE
2. DOMAINE D'APPLICATION DE RAYLEIGH
3. CALCUL DES COEFFICIENTS DE LA MATRIÈRE DE SOUS-PASSE
4. CALCUL DE LA PULSATION PROPRE FONCTIONNELLE DE RAYLEIGH

Voir ANNEXE - 3-

$X_i X_j$	$i \backslash j$	1	2	3	4	5	6	7	8
2,9	1	8,13	20,32	32,52	44,71	56,90	69,10	81,29	93,49
5,8	2	20,32	65,03	113,81	162,59	211,37	260,15	308,93	357,70
8,7	3	32,52	113,81	219,5	325,25	431,00	537,75	644,50	751,25
11,6	4	44,71	162,59	329,25	520,29	715,41	910,52	1105,63	1300,75
14,5	5	56,90	211,37	439,00	715,41	1016,20	1321,07	1625,93	1930,79
17,4	6	69,10	260,15	548,75	910,52	1321,07	1756,00	2195,01	2634,01
20,3	7	81,29	308,93	658,50	1105,63	1625,93	2195,01	2787,47	3386,01
23,2	8	93,49	357,70	768,25	1300,75	1930,79	2624,01	3386,00	4162,25

5. évaluation des masses sismiques :

5.1. Plancher terrasse :

éléments	observation	(t) masse
plancher	$175,68 \times 0,403$	70,80
acrotère	$52,1 \times 0,26$	13,55
$\frac{1}{2}$ façades	$3,885 + 3,993 + 3,45 + 4,02$	15,35
$\frac{1}{2}$ voiles	52,84	52,84
$\frac{1}{2}$ gaine	$0,1 (\frac{2,9}{2} + 1,70)$	1,62
Total	206,8 t

5.2. Plancher courant :

éléments	observation	masse
plancher	$0,642 \times 167,28$	107,39
Loggia	$0,532 \times 8,4$	4,46
gaine	$0,1 \times 2,9$	0,29
façade	$15,348 \times 2 + 0,3$	30,99
voiles	105,68	105,68
Total	248,64 t

5.3. Plancher RDC (V.S):

élément	observation	masse
plancher	0,807 x 175,68	141,97
1/2 mur _{sup}	52,84	52,84
1/2 mur _{inf}	25,50	25,50
Total	220,11 ^e

6. déplacements statiques:

NiV	$F_{0j} = P_j$	$K_{st}^j = K X_{0j}$	$\beta_{0j} = \frac{X_{0j}}{X_{0n}}$
8	206,84	3464455,7	1,000000
7	248,64	2178381,52	0,831120
6	248,64	2300366,21	0,663900
5	248,64	1738509,80	0,504813
4	248,64	1210994,90	0,348548
3	248,64	741053,12	0,213901
2	248,64	357982,27	0,103330
1	248,64	97154,33	0,028043

1^{ère} itération

NiV	$F_{1j} = \beta_{0j} P_j$	$K X_{1j}$	$\beta_{1j} = \frac{X_{1j}}{X_{1n}}$
8	206,84	2400163,67	1,000000
7	206,65	1981451,39	0,825642
6	165,09	1568626,08	0,653565
5	124,77	1171598,75	0,481132
4	86,91	804321,50	0,335111
3	53,18	483799,59	0,201561
2	25,69	229143,21	0,095469
1	6,97	60837,03	0,025347

2^{ème} itération

NiV	$F_{2j} = \beta_{1j} P_j$	$K X_{2j}$	$\beta_{2j} = \frac{X_{2j}}{X_{2n}}$
8	206,84	1887340,67	1,000000
7	170,59	1551909,86	0,822273
6	107,89	1222219,44	0,64589
5	60,90	907215,17	0,430684
4	29,12	618547,37	0,327734
3	16,72	369403,24	0,195426
2	2,45	173666,45	0,092016
1	0,17	43826,81	0,02428

3^{ème} itération

NIV	$F_{3j} = \sum_{i=1}^3 P_i$	$K X_{3j}$	$\rho_{3j} = \frac{F_{3j}}{K X_{3j}}$
8	206,84	1590522,99	1,000000
7	140,27	1304425,56	0,820123
6	69,86	1023945,31	0,643779
5	29,27	757257,18	0,476105
4	9,54	514370,47	0,323397
3	2,09	306032,79	0,192441
2	0,22	143444,51	0,090212
1	0,004	57731,81	0,023722

4^{ème} itération

NIV	$F_{4j} = \sum_{i=1}^4 P_i$	$K X_{4j}$	$\rho_{4j} = \frac{F_{4j}}{K X_{4j}}$
8	206,84	1397402,37	1,000000
7	115,03	1146148,58	0,830199
6	44,97	897654,28	0,642373
5	13,83	660137,23	0,472403
4	3,08	448875,31	0,321221
3	0,40	268852,42	0,192394
2	0,01	124713,16	0,089246
1	$9,48 \cdot 10^{-5}$	32739,22	0,023428

7 - déplacements dans les 2 sens :

$$E = 21000 \sqrt{\sigma_j} = 21000 \sqrt{275} = 34,8 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$$

$$I_L = 10,1742 \text{ m}^4$$

$$I_t = 28,1002 \text{ m}^4$$

Sens longitudinal : $K_L = E I_L = 34,8 \cdot 10^5 \cdot 10,1742 = 354,06 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$

Sens transversal : $K_t = E I_t = 34,8 \cdot 10^5 \cdot 28,1002 = 977,88 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$

Pour le calcul des déplacements, on considère les valeurs de la dernière itération que l'on divise par $K = EI$

X_i, X_j	X_8	X_7	X_6	X_5	X_4	X_3	X_2	X_1
déplacem ^l Long.(cm)	3,946	3,237	2,535	1,864	1,267	0,759	0,352	0,092
déplacem ^t trans(cm)	1,429	1,179	0,917	0,675	0,459	0,277	0,127	0,033

- Calcul de la période :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{X_{\max}}{g}} \quad \text{avec : } X_{\max} : \text{déplacement au sommet à la } n^{\text{ème}} \text{ et dernière itération.}$$

$$X_{\max} = \frac{K X_{48}}{K} = \frac{1247402,37}{K}$$

$$T_L = \frac{2\pi}{\sqrt{9,81}} \sqrt{0,03946} = 0,390 \text{ s}$$

$$T_t = \frac{2\pi}{\sqrt{9,81}} \sqrt{1,429 \cdot 10^{-2}} = 0,239 \text{ s}$$

8. Détermination de la période T selon RPA 81 :

22

Selon la formule empirique 3.3A citée en art. 2.2

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

$H = 23,2 \text{ m}$
 $L = 15,80 \text{ m}$
 $l = 13,60 \text{ m}$

$$T_t = \frac{0,09 \cdot 23,2}{\sqrt{13,6}} = 0,566 \text{ s} \longrightarrow D = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T}} = 1,879 \text{ (sol moule)}$$

$$T_l = \frac{0,09 \cdot 23,2}{\sqrt{15,8}} = 0,525 \text{ s} \longrightarrow D = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T}} = 1,952 \text{ (sol moule)}$$

9. tableau récapitulatif :

Sens	selon RPA		selon RAYLEIGH	
	T	D	T	D
Trans	0,566	1,879	0,239	2,00
Long	0,525	1,952	0,398	2,00

conclusion :

- Pour le sens transversal et longitudinal, selon RAYLEIGH on obtient $D=2,00$ ce qui nous met dans la sécurité.

Donc l'étude du mode fondamental calculé par la méthode de RAYLEIGH suffit pour nous renseigner sur le comportement de la structure en cas de séisme. Par conséquent il n'est pas nécessaire d'étudier des modes supérieurs.

CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE

1. Introduction :

Une grande partie de l'ALGÉRIE est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques pouvant provoquer des désordres dans les constructions. Comme notre bâtiment est implanté en zone III (chiffre) ; il est donc obligatoire de faire l'étude sismique afin d'assurer un degré de protection.

2. principe de calcul :

Le règlement parasismique Algérie (RPA 81) rend les conditions de sécurité plus strictes. Nous allons faire le calcul simplifié en substituant aux effets dynamiques réelles des sollicitations statiques basées sur des coefficients (A, B, D, Q). Les sollicitations sont conçues d'être équivalentes à celles des efforts sismiques. Le séisme est la force majeure relative qu'a pu connaître l'écorce terrestre. Elle est propagée sous forme de vibrations plus ou moins impalpables selon leur degré d'importance. Il en résulte des efforts pouvant intervenir suivant des directions quelconques. Pour s'échapper à une telle situation il est nécessaire de ne pas se baser uniquement sur le calcul, mais il faut tenir compte aussi d'autres facteurs ayant une importance prépondérante. Parmi ces facteurs : la ductilité : est l'aptitude d'un élément à se déformer au-delà de sa limite sans subir de rupture. Ceci se traduit par avoir un caractère ductile plastique pour les dégâts causés par le séisme. C'est à dire la structure ne se rampe pas, elle peut être réparée et peut résister de nouveau aux séismes. En terme énergétique : l'énergie induite par le séisme à la structure doit être consommée partiellement par déformation élastique (E_c et E_p) et d'autre part sera dissipée par déformation plastique d'une telle manière que la rupture n'intervient pas.

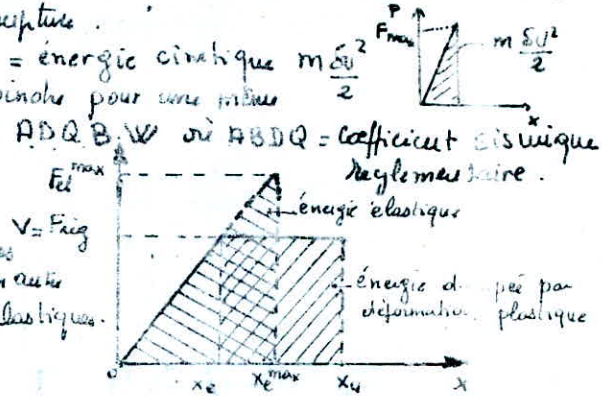
Pour cela on veut d'établir un coefficient de ductilité : $\mu_{me} = \frac{x_u}{x_e}$ est un rapport de la déformation totale élasto-plastique à la déformation élastique, plus on se rapproche de la force max, on aura une ductilité faible d'où moins de dégâts.

V_{req} : force équivalente donnée par (RPA 81) a pour rôle de tolérer F_{lmax} par un Coef. B, qui signifie qu'on accepte pour que notre structure travaille dans le domaine plastique jusqu'à la valeur ultime de la rupture.

Système Non ductile $\rightarrow F_{lmax} = A D Q W$ = énergie cinétique $\frac{m \dot{u}^2}{2}$
 Système ductile \rightarrow soumis à une force moindre pour une même déformation $\rightarrow F_{req} = V = F_{el}^{max} \cdot B = A D Q B W$ où $A D Q B$ = coefficient sismique réglementaire.

- Du comportement parasismique tel que :

- prévoir une bonne qualité de béton, bon dosage d'acier
- assurez la transmission de l'inertie d'un élément à un autre
- savoir les zones qui subissent les déformations plastiques.
- selon de la force sismique minimum V tel que :



$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W \quad (\text{RPA 81, art 3.3.1})$$

3. détermination des coefficients sismiques selon RPA 81 :

A = facteur d'accélération des zones ; art 3.3.1.1. le bâtiment sera construit dans une région de forte sismicité (zone III) et il va servir d'habitation donc usage 2. d'après le tableau 1 on a : $A = 0,25$

B = facteur de comportement de la structure art 3.3.1.3, dans notre cas, on a une structure voiles porteurs d'où $B = 1/3$

D = facteur d'amplification dynamique moyen, art 3.3.1.2. $D = f(T)$
 $T_L = 0,399 \text{ s}$
 $T_t = 0,239 \text{ s}$ } sol meuble $\rightarrow D = 2,00$

Q = facteur de qualité du système de contreventement, art 3.2.1.4, $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_i$
 P_i = pénalités qui dépendent de l'observation ou non des critères de qualité q .

q critère	Valeurs P_i	
	Long	Trans
1. Conditions minimales de fûts porteurs	0	0
2. Surabondance en plan	0,1	0
3. Symétrie en plan	0	0
4. régularité en élévation	0	0
5. contrôle de la qualité des matériaux	0,1	0,1
6. contrôle de la qualité de la construction	0,1	0,1

d'où $Q_L = 1,3$
 $Q_t = 1,2$

4. calcul de W :

W : poids de la structure = totalité de la charge permanente art 3.3.1
 $W = 206,84 + 7.248,64 + 220,11 = 2167,43 \text{ t}$

d'où les forces sismiques dans les 2 sens :

$$V_L = A \cdot B \cdot D_L \cdot Q_L \cdot W = 0,25 \cdot 1/3 \cdot 2 \cdot 1,3 \cdot 2167,43 = 469,60 \text{ t}$$

$$V_t = A \cdot B \cdot D_t \cdot Q_t \cdot W = 0,25 \cdot 1/3 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 2167,43 = 433,48 \text{ t}$$

5. Répartition de la force sismique :

24

Selon art 3.3.3 :
$$F_k = \frac{(V - F_E) W_k h_k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

F_k = force répartie au niveau k
 W_i, W_k = parties de W se trouvant au niveau i et k respectivement

$T_L = 0,398 \rho < 0,7 \Rightarrow F_{EL} = 0$

$T_E = 0,239 \rho < 0,7 \Rightarrow F_{EE} = 0$

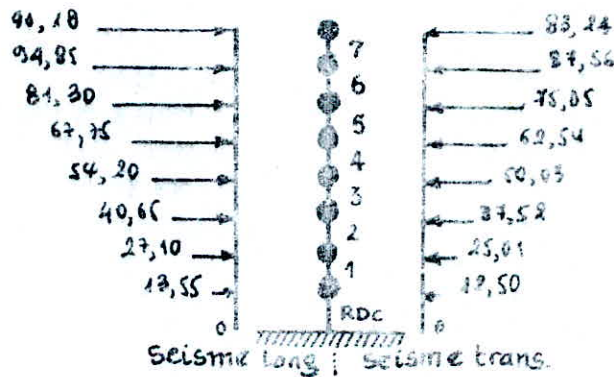
$\sum W_i h_i = 206,84 \cdot 23,2 + 248,64 (20,3 + 17,4 + 14,5 + 11,6 + 8,7 + 5,8 + 2,9)$

$\sum W_i h_i = 24988,25 \text{ tm.}$

• sens longitudinal : $F_k = \frac{V_L}{\sum W_i h_i} \cdot W_k \cdot h_k = \frac{469,60}{24988,25} W_k h_k$

• sens transversal : $F_k = \frac{V_E}{\sum W_i h_i} \cdot W_k \cdot h_k = \frac{433,48}{24988,25} W_k h_k$

NIV	8	7	6	5	4	3	2	1
$W_k (t)$	206,84	248,64	248,64	248,64	248,64	248,64	248,64	248,64
$h_k (m)$	23,2	20,3	17,4	14,5	11,6	8,7	5,8	2,9
$W_k h_k$	4798,68	5047,29	4326,33	3605,28	2884,22	2163,16	1442,11	721,05
$F_{kL} (t)$	90,18	94,85	81,30	67,75	54,20	40,65	27,10	13,55
$F_{kE} (t)$	83,24	87,56	75,05	62,54	50,03	37,52	25,01	12,50



ETUDE AU CONTREVENTEMENT

1. Introduction :

La recherche des forces de liaison qui existent entre les éléments de contreventement et les planchers demande un calcul laborieux. Notre contreventement sera étudié vis à vis des forces horizontales dues au séisme puisque ce dernier a des effets plus défavorables que ceux du vent.

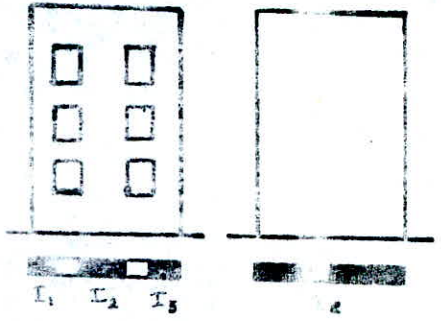
Pour permettre l'assimilation des éléments (murs) avec fûts d'ouvertures à ceux pleins, il est obligatoire d'introduire la notion d'inertie équivalente.

2 - Inerties équivalentes : (cas d'une charge triangulaire - séisme -)

- Son but est d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins. Donc l'inertie équivalente d'un mur est l'inertie d'un mur linéaire plein de même hauteur qui sous les mêmes forces horizontales présente la même flèche que celle du refend avec ouverture.

2.1. Inerties équivalentes des refends pleins: elles sont données par une section pleine

$$I_e = I = \frac{bl^3}{12}$$

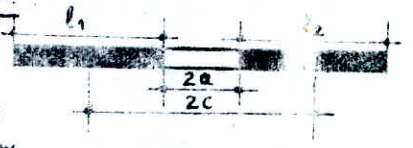


Voies	b (m)	l (m)	Ie (m ⁴)
Vt ₁	0,20	5,0	2,0833
Vt' ₁	0,20	5,0	2,0833
Vt ₅	0,20	7,95	8,5743
Vt' ₅	0,20	6,20	3,9721

2.2. Inerties équivalentes des refends à 2 file d'ouvertures:

$$I_e = \frac{I}{\frac{16mc}{I_1 + I_2} \cdot \frac{y_0}{\alpha^2} + 1}$$

avec $I = I_1 + I_2 + 2mc$



- I_1, I_2 : moment d'inertie de chaque trumeau
- I : m⁴ d'inertie du refend complet
- m : m³ statique de chacun des éléments du refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble.
- $m = \frac{2c}{\frac{1}{2}l_1 + \frac{1}{2}l_2}$; l_1, l_2 : axes des 2 trumeaux
- c : $\frac{1}{2}$ distance entre c.d.g des 2 trumeaux
- y_0 : coeff. donné par l'abaque 825 b (M. Di. 85)
- a : $\frac{1}{2}$ portée de l'ouverture.
- h : hauteur d'étage
- Z : hauteur de la tour.
- E : coeff. d'élasticité du matériau constituant le refend. ($E = E'$ (rigand)) en béton armé.
- i : inertie du linteau
- $\alpha = \omega \cdot Z$: degré de concordance (monocéphisme)
- $\omega^2 = \frac{3iE'}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{c}{m} \cdot \frac{c}{a^3 h}$

- h_e = hauteur du linteau
- $l_1 = b l_1$
- $l_2 = b l_2$
- $I_1 = \frac{bl_1^3}{12}$
- $I_2 = \frac{bl_2^3}{12}$
- $2c = \frac{l_1 + l_2}{2} + 2a$
- $i = \frac{bh_e^3}{12}$

AN: $\begin{cases} Z = 23,2^m \\ b = 0,2^m \\ h = 2,90^m \end{cases}$

Les inerties équivalentes des voiles à une seule file d'ouverture sont données dans le tableau ci-dessous:

Voile	l ₁ (m)	l ₂ (m)	a (m)	h _e (m)	b (m)	l ₁ (m ²)	l ₂ (m ²)	I ₁ (m ⁴)	I ₂ (m ⁴)	i (m ⁴)	c (m)	m (m ³)	E (m ⁴)	ω	α	γ ₀	I _e (m ⁴)
Vt ₂ Vt' ₂	5,2	0,77	0,415	0,73	0,2	0,64	0,154	0,5461	7,6 · 10 ⁻⁸	6,5 · 10 ⁻³	1,4075	0,3494	1,5373	1,0241	23,76	0,6	1,5136
Vt ₅ Vt' ₅	5,0	0,1	0,45	0,73	0,2	1,0	0,02	2,083	1,8 · 10 ⁻⁶	6,5 · 10 ⁻³	1,725	0,0670	2,5141	1,4376	33,39	0,6	2,2128
Vt ₂ Vt' ₂	0,87	3,6	0,515	0,73	0,2	0,174	0,72	0,0109	0,7776	6,5 · 10 ⁻³	1,633	0,4575	2,2822	0,712	16,52	0,5	2,2074

2.3. Inerties équivalentes des réfenés à 2 plan d'ouvertures :

voiles	$V_{eq} : V_{eq}$	$V_i : V_i$
l_1 (m)	0,42	3,52
l_2 (m)	3,32	1,27
l_3 (m)	0,50	0,32
a_1 (m)	0,415	0,415
a_2 (m)	0,465	0,365
h_1 (m)	0,73	0,73
C_1 (m)	1,35	1,512
C_2 (m)	1,42	0,762
I_1 (m ⁴)	0,0012	0,7269
I_2 (m ⁴)	0,6099	0,0341
I_3 (m ⁴)	0,0020	0,0005
Ω_1 (m ²)	0,084	0,704
Ω_2 (m ²)	0,664	0,254
Ω_3 (m ²)	0,100	0,064
m_1 (m ³)	0,2013	0,6017
m_2 (m ³)	0,2468	0,1648
i (m ⁴)	0,0064	0,0064
ω	0,9914	0,9164
α	28,00	21,26
ψ_0	0,66	0,66
I (m ⁴)	2,0282	3,0044
I_e (m ⁴)	1,9672	2,8797



$$\begin{aligned}
 h_1 &= h_2 = h_3 = 0,73 \text{ m} \\
 i &= i_1 = i_2 = b h^2 / 12 \\
 \Omega_1 &= b l_1 \\
 \Omega_2 &= b l_2 \\
 \Omega_3 &= b l_3 \\
 I_1 &= b l_1^3 / 12 \\
 I_2 &= b l_2^3 / 12 \\
 I_3 &= b l_3^3 / 12 \\
 C_1 &= (l_1 + l_2) \frac{1}{4} + a_1 \\
 C_2 &= (l_2 + l_3) \frac{1}{4} + a_2 \\
 m_1 &= \frac{2 C_1}{1/\Omega_1 + 1/a_1} \\
 m_2 &= \frac{2 C_2}{1/\Omega_2 + 1/a_2} \\
 \omega^2 &= \frac{b i}{h (I_1 + I_2 + I_3)} \left(\frac{C_1^2}{a_1^3} + \frac{C_2^2}{a_2^3} \right)
 \end{aligned}$$

donc :
$$I_e = \frac{I}{\frac{8I}{\sum_{i=1}^3 I_i} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

avec :
$$I = \sum_{i=1}^3 I_i + \sum_{i=1}^3 \Omega_i d_i^2$$

$d_i = x_G - x_i$
 x_G : coordonnée du centre de gravité du réfené par rapport à 0
 x_i : coordonnée du centre de gravité de chaque trumeau i .

3. Centre de masse :

détermination du centre de masse des éléments soumis aux efforts sismiques et l'on suppose concentrés au niveau des planchers :

Les coordonnées du centre de gravité sont données par :

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

- x_i : abscisse de l'élément i
- y_i : ordonnée de l'élément i
- M_i : masse de l'élément i

3.1. Centre de masse des éléments verticaux :

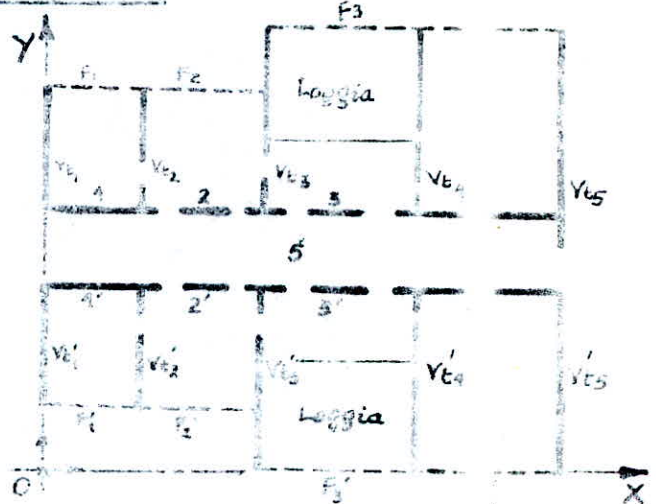
Élts	M_i (t)	X_i (m)	$M_i X_i$	Y_i (m)	$M_i Y_i$
V_{b1}	7,25	0,10	0,725	11,90	89,250
V_{b1}'	7,25	0,10	0,725	3,90	28,270
V_{b2}	6,059	3,30	19,995	12,00	72,708
V_{b2}'	6,059	3,30	19,995	3,80	22,024
V_{b3}	7,647	6,80	52,000	12,60	96,352
V_{b3}'	7,647	6,80	52,400	3,20	24,470
V_{b4}	6,790	10,00	67,900	12,60	85,554
V_{b4}'	6,790	10,00	67,900	3,20	21,928
V_{b5}	11,527	13,50	155,614	11,57	133,061
V_{b5}'	8,990	13,50	121,365	3,30	29,667
V_{l1}	7,979	3,53	28,205	9,50	75,800
V_{l1}'	7,979	3,53	28,205	6,30	50,267
V_{l2}	6,857	10,47	71,792	9,50	65,142
V_{l2}'	6,857	10,47	71,792	6,30	43,200
F_1	3,885	1,65	6,410	14,50	56,332
F_1'	3,885	1,65	6,410	1,30	5,050
F_2	3,993	4,98	19,885	14,50	57,899
F_2'	3,993	4,98	19,885	1,30	5,190
F_3	2,450	8,37	20,576	14,00	48,300
F_3'	2,450	8,37	20,576	1,72	4,218
F_4	3,820	11,67	44,463	15,65	60,565
F_4'	3,870	11,67	45,183	0,10	0,387
F_5	0,300	0,10	0,030	7,90	2,370
Σ	136,360	—	958,910	—	1059,82

- chois du repère

d'où : $\begin{cases} X_G = 7,03 \text{ m} \\ Y_G = 7,92 \text{ m} \end{cases}$

3.2. Centre de masse des éléments horizontaux pour chaque niveau :

Élts Horiz.	TERRASSE (act. + mur)	E.C (pl + mur)	R.S. C (pl + mur)
X_G (m)	7,16	7,15	7,18
Y_G (m)	7,88	7,90	7,89



4. centre de torsion :

l'abscisse et l'ordonnée du centre de torsion sont données par :

$$X_T = \frac{\sum_{i=1}^n I_{e_i} \cdot X_i}{\sum_{i=1}^n I_{e_i}} \quad , \quad Y_T = \frac{\sum_{j=1}^n I_{e_j} \cdot Y_j}{\sum_{j=1}^n I_{e_j}}$$

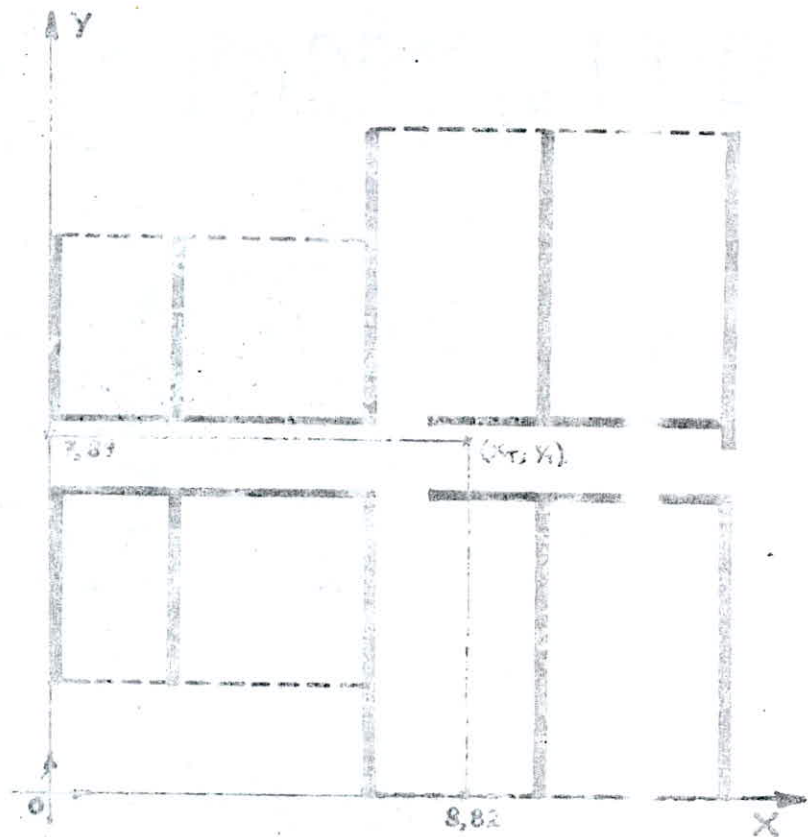
X_i : abscisse de l'élément dans le même repère que celui du centre de gravité

Y_j : ordonnée de l'élément

I_{e_i} : inertie équivalente de l'élément i .

I_{e_j} : inertie équivalente de l'élément j .

Élts (m ²)	I_{e_i} (m ⁴)	X_i (m)	$I_{e_i} \cdot X_i$ (m ⁵)
V_{e_1}	2,0833	0,10	0,2083
V_{e_1}'	2,0833	0,10	0,2083
V_{e_2}	1,5136	3,30	4,9948
V_{e_2}'	1,5136	3,30	4,9948
V_{e_3}	2,3128	6,80	15,7270
V_{e_3}'	2,3128	6,80	15,7270
V_{e_4}	1,9672	10,00	19,6720
V_{e_4}'	1,9672	10,00	19,6720
V_{e_5}	8,3743	13,50	113,0530
V_{e_5}'	8,3743	13,50	113,0530
Σ	28,1002	—	247,8805
Élts (m ²)	I_{e_j} (m ⁴)	Y_j (m)	$I_{e_j} \cdot Y_j$ (m ⁵)
V_{e_1}	2,8797	9,50	27,3571
V_{e_1}'	2,8797	6,30	18,1421
V_{e_2}	2,2074	9,50	20,9703
V_{e_2}'	2,2074	6,30	13,9066
Σ	10,1742	—	80,3761



- Centre de torsion -

d'où : $\begin{cases} X_T = 8,82^m \\ Y_T = 7,89^m \end{cases}$

4.1. Calcul des excentricités dans les 2 sens :

- sous transversal : $e_x = X_T - X_G$
- sous longitudinal : $e_y = Y_T - Y_G$

avec : $\begin{cases} X_T = 8,82^m \\ Y_T = 7,89^m \end{cases}$

e_a : Excentricité accidentelle = 5% de la plus grande dimension du bâtiment : $l = 15,8^m$

$e_a = \frac{5 \times 15,8}{100} = 0,79^m$

	Transverse	e.x	e.y
X_G (m)	7,16	1,66	7,18
Y_G (m)	7,88	7,90	7,89
e_x (m)	1,66	1,67	1,64
e_y (m)	0,01	-0,01	0

- Excentricité de calcul : $e = \max(e_x, e_y) = 1,67^m$. cette excentricité représente 10,56% de la dimension max 20% L. (norme Eurocode 8 art 5.3.2.2 (RPA 99 art 2.11.1))

5. Répartition sismique dans les réfends :

29

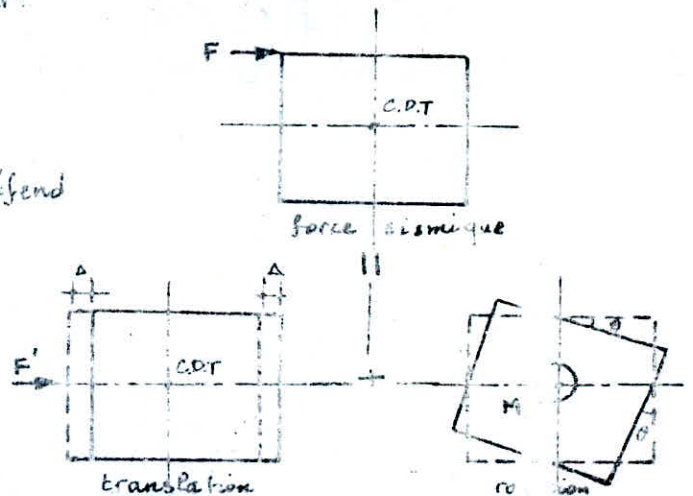
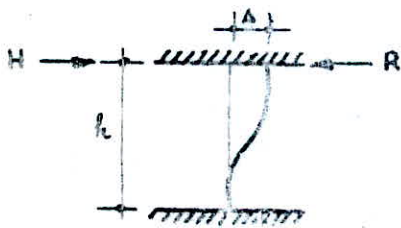
5.1. Introduction : l'excentricité qui a été engendrée entre le centre de masse et le centre de torsion a provoqué une dissymétrie de notre bâtiment et ainsi des efforts supplémentaires dans les réfends.

Le centre de torsion d'un groupe de réfends est caractérisé par :

- 1 force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion d'où elle provoque une translation des réfends parallèle à la direction de cette force.
- 1 moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion et engendre uniquement une rotation dont le sens est le même que celui du moment.
- Les efforts sismiques se répartissent dans les réfends suivant leurs rigidités.
- la rigidité à la flexion d'un réfend est par définition la force (ou le couple) de rappel pour laquelle le réfend réagit quand une force H (ou couple M) extérieur provoque sa translation ou sa rotation.
- la rigidité d'un réfend est donnée par :

$$R = 12 \cdot \frac{EI}{h^3}$$

- h = hauteur du réfend i
- I = moment d'inertie de ce réfend
- E = module d'élasticité.



Req: Dans notre cas on peut simplifier les calculs, en remplaçant la rigidité par l'inertie, vu que tous les réfends ont la même hauteur et le même module d'élasticité.

5.2. Efforts dans les réfends :

- Les réfends sont soumis à des efforts sismiques de rotation et de translation selon leur position envers la force sismique H appliquée au c.d.g de l'ensemble. On se réduit en H_i , H_j et $M = H \cdot e$

- Pour un réfend parallèle à la direction de la force. Il est soumis à la Rot. + trans.
- Pour un réfend normal à la direction de la force. Il est soumis uniquement à la Rot.

* Seisme agissant transversalement :

Pour un réfend transversal "i"

$$H_i = H_i \text{ rot} + H_i \text{ trans}$$

$$H_i = H \cdot e \cdot \frac{I_{ix} X_i}{J} + H \cdot \frac{I_{ix}}{\sum I_{ix}}$$

pour un réfend longitudinal "j"

$$H_j = H_j \text{ rot} = H \cdot e \cdot \frac{I_{jy} Y_j}{J}$$

* Seisme agissant longitudinalement :

Pour un réfend transversal "i"

$$H_i = H_i \text{ rot}$$

$$H_i = H \cdot e \cdot \frac{I_{ix} X_i}{J}$$

pour un réfend longitudinal "j"

$$H_j = H_j \text{ rot} + H_j \text{ trans}$$

$$H_j = H \cdot e \cdot \frac{I_{jy} Y_j}{J} + H \cdot \frac{I_{jy}}{\sum I_{jy}}$$

avec : H = force sismique extérieure

e = excentricité

$$J = \sum I_{ix} X_i^2 + \sum I_{jy} Y_j^2$$

H_i = effort repris par le réfend i (trans)

H_j = effort repris par le réfend j (long)

X_i, Y_j = distances du centre de torsion aux axes principaux d'inertie

On pose: $F_i = H_i \text{ trans} = H \cdot \frac{I_{ix}}{2I_{ix}}$; $F_j = H_j \text{ long} = H \cdot \frac{I_{jx}}{J}$
 $F_3 = H_3 \text{ trans} = H \cdot \frac{I_{jy}}{2I_{jy}}$; $F_4 = H_4 \text{ long} = H \cdot \frac{I_{jy}}{J}$

2001: quand F_2 et F_4 sont négatifs, ils devront être négligés d'après RPA 81. 3.3.5
 * Si le séisme agit transversalement: * Si le séisme agit longitudinalement:
 - pour un référent trans "i" $H_i = F_1 + F_2$ - pour un référent trans "i" $H_i = F_2$
 - pour un référent Long. "j" $H_j = F_4$ - pour un référent Long. "j" $H_j = F_3 + F_4$

2003: Etant donné que la force sismique extérieure varie en fonction d'échelle. Pour faciliter le calcul on prend une force extérieure $H_i = H_j = 100^t$ en se servant de la règle de 3 pour déduire l'effort H_{ij} réel à chaque niveau.

5.3 -> distribution d'une force $H_x = H_y = 100^t$ dans les riveaux:

Niveau	I _{iso}	X _i	X _i ²	I _{ix} X _i	I _{ix} X _i ²	I _{ij}	Y _j	Y _j ²	I _{ij} Y _j	I _{ij} Y _j ²	F ₂	F ₄	trans.		long.	
													F ₁	F ₁ +F ₂	F ₃	F ₃ +F ₄
VE ₁	1,0833	-8,72	76,04	-18,166	158,414						1,42		1,42		66	
VE ₁ '	2,0833	-8,72	76,04	-18,166	158,414						3,42		3,42		66	
VE ₂	1,4890	-5,52	30,47	-8,274	50,153						5,33		5,33		6	
VE ₂ '	1,4890	-5,52	30,47	-8,274	50,153						5,33		5,33		6	
VE ₃	2,3129	-2,02	4,08	-4,672	9,436						8,23		8,23		4	
VE ₃ '	2,3129	-2,02	4,08	-4,672	9,436						8,23		8,23		4	
VE ₄	1,9691	1,18	1,39	2,323	2,737						7,01		7,47		6	
VE ₄ '	1,9691	1,18	1,39	2,323	2,737						7,01		7,47		6	
VE ₅	0,3743	4,68	21,90	39,191	183,391						29,82		37,72		0	
VE ₅ '	3,9721	4,68	21,90	18,589	86,989						14,10		17,88		4	
VE ₁						2,8836	1,67	2,85	4,873	8,298	28,31	0,98				29,29
VE ₁ '						2,8836	-1,51	2,28	-4,354	6,574	28,31	-0,87				29,31
VE ₂						2,2086	1,67	2,85	2,732	6,294	21,68	0,75				22,43
VE ₂ '						2,2086	-1,51	2,28	-2,315	5,035	21,68	-0,67				21,68
Σ	28,075			80,366	10,1844					76,126						

$J = 827,9070 \text{ m}^4$

Exemple: détermination d'un effort horizontal réel "H_r" pour le niveau terrasse
 $H = 83,24^t$ (séisme transversal) -> voir répartition de la force sismique.
 $VE_1 (VE_1')$: $H_r = \frac{(F_1 + F_2) \cdot H}{100} = \frac{7,42 \cdot 83,24}{100} = 6,176^t$
 -> pour les autres valeurs de H_r de tous les voiles voir le tableau de la répartition des forces dans les voiles à chaque niveau ci-dessus.

5.4. Répartition des forces dans les voiles à chaque niveau : 31

Niv Voiles	T	7	6	5	4	3	2	1	DC
V ₁ (V ₁)	6,176	6,497	5,569	4,640	3,712	2,784	1,856	0,928	000
V ₂ (V ₂)	4,436	4,667	4,001	3,333	2,667	1,999	1,333	0,667	000
V ₃ (V ₃)	6,850	7,206	6,177	5,147	4,118	3,088	2,058	1,029	000
V ₄ (V ₄)	6,218	6,540	5,606	4,672	3,737	2,803	1,868	0,932	000
V ₅	31,398	33,027	28,309	23,590	18,871	14,152	9,433	4,715	000
V ₆	14,883	15,655	13,419	11,182	8,939	6,708	4,471	2,235	000
V ₇	26,413	27,781	23,813	19,834	15,875	11,906	7,937	3,968	000
V ₈	25,529	26,852	23,076	17,180	13,214	9,508	6,372	3,186	000
V ₉	20,227	21,278	18,235	15,196	12,157	9,117	6,078	3,039	000
V ₁₀	19,551	20,563	17,625	14,688	11,750	8,813	5,875	2,937	000

Rec: Le seisme agissant transversalement est repris par les voiles transversales V₁ à V₁₀
 Le seisme agissant longitudinalement est repris par les voiles longitudinales V₁ à V₁₀.

5.5 Répartition des efforts transversaux et moments flexionnants dans les voiles à chaque niveau due au seisme Trans.

Niv	Voiles	V ₁ (V ₁)	V ₂ (V ₂)	V ₃ (V ₃)	V ₄ (V ₄)	V ₅	V ₆	V ₇	V ₈	V ₉	V ₁₀
T	T	6,176	4,436	6,850	6,218	31,398	14,883	0,815			24
	M	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000			0
7	T	12,673	9,403	14,556	12,758	64,125	30,538	1,673			81
	M	17,910	12,864	19,865	18,032	91,054	43,160	2,363			109
6	T	18,242	13,404	20,233	18,364	92,734	43,954	2,408			114
	M	54,662	39,263	60,627	55,070	271,886	131,420	7,215			24
5	T	22,882	16,437	25,320	23,036	116,324	55,139	3,021			13
	M	107,564	77,262	118,236	108,286	516,915	259,196	14,198			70
4	T	26,594	19,104	29,498	26,773	125,145	64,076	3,511			88
	M	173,951	124,929	151,833	175,090	884,155	419,100	12,959			78
3	T	29,378	21,103	32,586	29,576	145,341	70,785	3,878			69
	M	251,044	180,330	277,382	252,732	1276,22	624,925	33,141			243
2	T	31,234	22,436	34,644	31,444	158,780	75,257	4,123			7
	M	356,240	241,529	341,881	328,502	1709,32	819,205	14,387			393
1	T	32,162	23,103	35,673	32,376	163,495	77,492	4,246			50
	M	426,819	306,593	412,349	429,689	2169,78	1023,450	16,344			4038
DC	T	32,162	23,103	35,673	32,376	163,495	77,492	4,246			50
	M	520,090	373,592	475,000	423,580	2143,980	1253,150	18,657			160

5.6 distribution des efforts tranchants et moments
 fléchissants dans les voiles à chaque
 niveau de séisme long. (H₀)
 cumulé

niv	voiles		V _{E2}	V _{E2}	V _{E4} - V _{E3}	V _{E5}	V _{E5}	
	V _{E1}	V _{E1}						
T	T	16,413	25,529	20,227	13,551	0,414	7,124	3,372
	M	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
7	T	54,194	52,332	41,504	40,414	1,851	14,617	6,920
	M	76,597	74,037	58,658	56,698	1,200	20,659	9,778
6	T	78,006	75,398	59,737	57,740	1,225	21,040	9,960
	M	233,759	225,942	179,011	173,028	3,668	63,048	29,847
5	T	97,850	94,578	74,934	72,428	1,536	26,399	12,494
	M	459,976	444,596	352,248	340,474	4,752	124,065	58,730
4	T	113,725	109,922	87,090	84,179	1,785	30,674	14,521
	M	743,742	718,872	569,557	550,545	9,207	200,602	94,363
3	T	125,631	121,430	96,208	92,932	1,973	33,885	16,042
	M	1073,544	1037,646	822,118	794,635	14,383	289,556	137,074
2	T	133,568	129,102	102,286	98,867	2,097	36,026	17,055
	M	1437,874	1389,793	1101,121	1064,311	16,356	387,829	183,596
1	T	137,536	132,938	105,325	101,885	2,159	37,096	17,562
	M	1825,221	1764,189	1397,75	1354,226	22,433	482,298	233,055
R D C	T	137,536	132,938	105,325	101,885	2,159	37,096	17,562
	M	2224,070	2149,700	1703,140	1646,260	28,700	599,870	283,980

ÉTUDE & CALCUL des VOILES

A. sous les charges horizontales :

* Les refends sont calculés sous l'effet des charges horizontales et verticales qui lui ont été distribués et ceci afin de déterminer le ferrailage nécessaire pour chaque section.

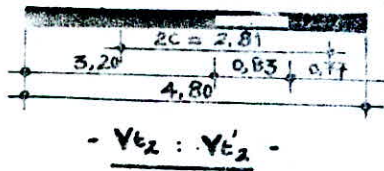
1. Exposé de la méthode :

- 1.2. voile à 1 file d'ouverture :
- 1.3. voile à plusieurs files d'ouvertures : } voir ANNEXE - 3 -

1.4. Refend plein : il sera calculé comme une poutre encastree à la base (console) soumise aux forces (charges verticales et efforts du séisme).

Les refends pleins sont sollicités aux moments fléchissants et aux efforts tranchants. Ils sont calculés dans le chapitre (ÉTUDE AU CONTRAVENTEMENT) voir Tableau du Paragraphe 5.5. (distribution des T et M dans les voiles à chaque niveau de séisme transversal (H₀) cumulé) pour les voiles pleins V_{E1}, V_{E2}, V_{E3} et V_{E4}.

2. répartition des efforts dans les poteaux



$H_0 = 23,105^t$ (effort tranchant)
 $M_{ext} = 373,592 \text{ tm}$ à la base RDC
 $M_{int} = 381,770 \text{ tm}$

$$\alpha = \frac{H_0 \cdot m \cdot h}{I} \phi$$

$$M_1 = \frac{I_1}{2I} H_0 \cdot Z \left[\frac{(1-\alpha)^2(2+\alpha)}{3} - 2 \frac{C \psi}{I} \right]$$

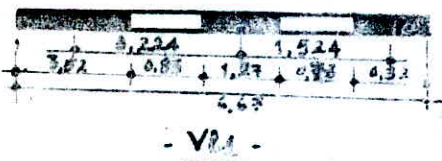
$$M_2 = \frac{I_2}{I_1} M_1$$

$$N = \sum \alpha$$

$$M_{int} = M_1 + M_2 + 2C \psi$$

$$\text{erreur} : E = \frac{M_{ext} - M_{int}}{M_{ext}} = 2,5\% \quad \checkmark$$

NIV	ξ	ϕ	$\frac{(1-\xi)^2}{3}$	$(2+\xi)$	ψ	$\frac{2 \cdot \alpha \cdot C \psi}{I}$	$\frac{(1-\alpha)^2(2+\alpha)}{3} - 2 \frac{C \psi}{I}$	α (t)	M_1 (tm)	M_2 (t)	N (t)
T	1,000	0,04	0,000	3,000	0,000	0,000	0,000	0,609	0,000	0,000	0,609
7	0,875	0,12	0,005	2,875	0,010	0,005	0,008	1,827	4,229	0,058	2,435
6	0,750	0,23	0,020	2,750	0,028	0,020	0,028	3,502	10,501	0,28	5,938
5	0,625	0,34	0,047	2,625	0,075	0,048	0,075	5,177	29,646	0,55	11,115
4	0,500	0,47	0,083	2,500	0,125	0,079	0,128	7,156	67,664	0,94	18,271
3	0,375	0,58	0,130	2,375	0,193	0,126	0,182	8,832	96,203	1,34	27,103
2	0,250	0,70	0,187	2,250	0,282	0,180	0,240	10,656	126,870	1,76	37,762
1	0,125	0,75	0,255	2,125	0,385	0,206	0,296	11,420	156,473	2,17	49,182
RDC	0,000	1,00	0,333	2,000	0,457	0,202	0,374	15,227	157,705	2,75	61,409



$H_0 = 431,536^t$
 $M_{ext} = 2324,070 \text{ tm}$
 $M_{int} = M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1(C_1 + C_2) + 2N_2 C_3$
 $M_{int} = 2328,47 \text{ tm}$
 $E = 1,24\%$

NIV	ξ	ϕ	ψ	α_1 α_2	α_2 α_1	M_1 (tm)	M_2 (t)	M_3 (t)	N_1 (t)	N_2 (t)	N_3 (t)
T	1,00	0,04	0,000	1,289 2,673 2,478	2,776 1,005 1,054	0,000	0,000	0,000	3,978	-1,987	-1,991
7	0,875	0,12	0,010	11,174 9,584 10,379	7,764 2,624 5,144	15,250	0,710	0,010	14,357	-7,172	-7,185
6	0,750	0,23	0,028	21,419 18,272 19,888	14,881 5,051 9,830	39,184	0,480	0,060	34,245	-17,104	-17,141
5	0,625	0,34	0,075	31,662 27,158 29,470	21,498 7,438 14,060	116,313	6,865	0,095	63,655	-31,796	-31,859
4	0,500	0,47	0,125	43,770 37,543 40,656	30,410 10,280 20,130	253,820	11,906	0,174	104,305	-52,106	-52,199
3	0,375	0,58	0,193	57,013 48,330 52,171	39,528 12,647 26,881	354,050	16,607	0,243	154,476	-77,169	-77,207
2	0,250	0,70	0,282	67,190 57,915 62,552	46,250 15,314 30,936	426,030	19,976	0,282	215,030	-107,42	-107,610
1	0,125	0,75	0,385	67,845 57,500 64,877	48,528 16,400 32,128	478,810	22,477	0,329	279,900	-139,83	-140,068
RDC	0,000	1,00	0,333	70,427 59,127	49,700 21,510	521,110	25,227	0,374	349,705	-179,83	-180,068

B. charges verticales:

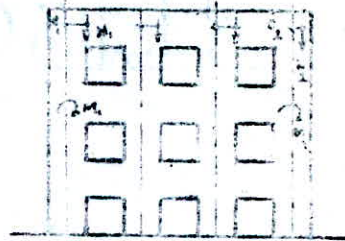
34

1. Introduction: Les sollicitations verticales proviennent des charges permanentes G et des surcharges d'exploitation P . Elles sont distribuées selon les surfaces de planchers correspondant à chaque voile prise en considération.

La charge verticale n'est pas centrée pour le cas des voiles à une ou plusieurs ouvertures, ce qui entraîne l'apparition des moments dans les trumeaux dus à l'excentricité de la charge verticale de la ligne moyenne du trumeau. Cette excentricité est due à la participation des linteaux dans le transport de ces charges jusqu'aux fondations.

L'examen de ces excentricités ne provoquent que des moments négligeables, qui nous amène à supposer que les charges verticales sont concentrées.

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= N_1 \cdot e_1 \\ M_2 &= N_2 \cdot e_2 \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{sont négligeables}$$



2. Évaluation de la charge permanente revenant à chaque voile:

la surcharge est évaluée en ajoutant au poids propre du voile la charge qui lui revient du plancher, des façades et de l'acrotère.

La charge permanente pour un voile i est:

$$\text{Niveau terrasse: } G_i = G_v + G_p + G_A + G_f$$

$$\text{Étage-courant: } G_i = G_v + G_p + G_f$$

$$\text{Niveau RDC: } G_i = G_v + G_p + G_f$$

avec:

G_v : poids propre du voile

G_p : poids propre du plancher revenant au voile

G_A : poids propre de l'acrotère revenant au voile

G_f : poids propre des façades revenant au voile

3. Évaluation de la surcharge d'exploitation revenant à chaque voile:

Pour un voile i , la surcharge d'exploitation sera donnée par:

$$\text{Niveau terrasse: } P_i = 0,1 \cdot S_i \quad ; \quad S_i: \text{surface revenant au voile } i \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\text{Étage-courant: } P_i = 0,175 \cdot S_i \quad P_i \text{ (t)}$$

$$\text{Niveau RDC: } P_i = 0,175 \cdot S_i$$

Nous porterons sur le tableau ECI- après les valeurs des charges permanentes G et des surcharges d'exploitation P revenant à chaque voile et chaque étage.

4. Distribution des charges verticales sur les différents trumeaux:

Pour les voiles avec ouvertures, la charge verticale est distribuée sur les trumeaux suivant leurs longueurs.

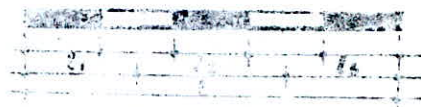
Soit la charge verticale revenant à un trumeau:

$$F_i = F \cdot \frac{l_i}{l}$$

avec: F : charge verticale revenant à chaque voile

l_i : longueur du trumeau i augmentée de 1/3 la largeur du linteau

l : longueur totale du voile.



l'effort normal à un niveau "n" dans un linteau est le cumul de toutes les forces F_i comptées à partir du sommet du bâtiment au niveau "n"

$$N_n = \sum_{i=1}^n F_i \quad \text{effort normal au niveau "n"}$$

Les forces F_i et les efforts normaux dans tous les trameaux seront données dans les tableaux notés (II, III, IV) ci-après. Les F_i sont dues aux charges suivantes:
 - charge permanente G
 - surcharge d'exploitation P.

voiles	charges (G)	T	E.C	RDC
V_{b1}	G	15,706	13,030	10,937
	V'_{b1}	P	0,607	1,063
V_{b2}	G	19,747	17,566	13,728
	V'_{b2}	P	1,263	2,211
V_{b3}	G	22,591	20,430	16,468
	V'_{b3}	P	1,443	2,526
V_{b4}	G	22,816	20,412	16,752
	V'_{b4}	P	1,641	2,872
V_{b5}	G	23,113	20,010	18,075
	V'_{b5}	P	1,078	1,888
V'_{b5}	G	18,539	16,107	14,172
	P	0,854	1,494	1,494
V_{b6}	G	18,508	17,070	17,070
	V'_{b6}	P	1,498	2,529
V_{b7}	G	16,278	14,992	14,992
	V'_{b7}	P	1,340	2,345

(Tableau - I -)

voiles	charge	effort	T	7	6	5	4	3	2	1	RDC	
V_{b1}	G	F_i	15,706	13,030	13,030	13,030	13,030	13,030	13,030	13,030	10,937	
		N_i	15,706	29,136	44,766	54,796	67,226	80,856	93,886	106,916	120,853	
	P	F_i	0,607	1,063	1,063	1,063	1,063	1,063	1,063	1,063	1,063	1,063
		N_i	0,607	1,670	2,733	3,796	4,859	5,922	6,985	8,048	9,111	10,174
V_{b5}	G	F_i	23,113	20,010	20,010	20,010	20,010	20,010	20,010	20,010	20,010	18,075
		N_i	23,113	48,123	63,133	83,143	103,153	123,163	143,173	163,183	183,193	203,203
	P	F_i	1,078	1,888	1,888	1,888	1,888	1,888	1,888	1,888	1,888	1,888
		N_i	1,078	2,966	4,854	6,742	8,630	10,518	12,406	14,294	16,182	18,070
V'_{b5}	G	F_i	18,539	16,107	16,107	16,107	16,107	16,107	16,107	16,107	16,107	14,172
		N_i	18,539	34,646	50,753	66,860	82,967	99,074	115,181	131,288	147,395	163,502
	P	F_i	0,854	1,494	1,494	1,494	1,494	1,494	1,494	1,494	1,494	1,494
		N_i	0,854	2,348	3,842	5,336	6,830	8,324	9,818	11,312	12,806	14,300

(Tableau - II -)

Voiles	États	Charge	État	T	7	6	5	4	3	2	1	DC				
$V_{22} : V_{21}^2$ (l = 4.80 m)	Murs 24-I- (l ₂ = 3.615 m)	G	F:	10,872	13,304	13,304	13,304	13,304	13,304	13,304	13,304	13,304	0,339			
			N:	14,872	28,176	41,48	54,784	68,088	81,392	94,696	108	8,339				
		D	F:	0,951	1,665	1,665	1,665	1,665	1,665	1,665	1,665	1,665	1,665	0,665		
			N:	0,951	2,616	4,281	5,946	7,611	9,276	10,942	12,607	14,272	15,937			
	Murs 24-II- (l ₂ = 1.85 m)	G	F:	4,875	4,361	4,361	4,361	4,361	4,361	4,361	4,361	4,361	4,361	0,389		
			N:	4,875	9,236	13,597	17,958	22,319	26,680	31,041	35,402	39,763	44,124	8,791		
		D	F:	0,311	0,545	0,545	0,545	0,545	0,545	0,545	0,545	0,545	0,545	0,545		
			N:	0,311	0,856	1,402	1,948	2,494	3,040	3,586	4,132	4,678	5,224	5,770		
	$V_{23} : V_{23}^2$ (l = 6.00 m)	Murs 24-I- (l ₂ = 5.45 m)	G	F:	20,52	18,284	18,284	18,284	18,284	18,284	18,284	18,284	18,284	18,284	4,904	
				N:	20,52	38,804	57,088	75,372	93,656	111,940	130,224	148,508	166,792	185,076	203,360	3,412
			D	F:	1,310	2,294	2,294	2,294	2,294	2,294	2,294	2,294	2,294	2,294	2,294	2,294
				N:	1,310	3,604	5,848	8,193	10,487	12,782	15,076	17,371	19,665	21,960	24,254	
Murs 24-II- (l ₂ = 0.55 m)		G	F:	2,07	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	0,504	
			N:	2,07	3,915	5,76	7,605	9,450	11,295	13,14	14,985	16,830	18,675	20,520	6,469	
		D	F:	0,132	0,231	0,231	0,231	0,231	0,231	0,231	0,231	0,231	0,231	0,231	0,231	
			N:	0,132	0,363	0,595	0,826	1,058	1,289	1,521	1,752	1,984	2,216	2,448		
$V_{24} : V_{24}^2$ (l = 5.50 m)		Murs 24-I- (l ₂ = 4.585 m)	G	F:	4,099	3,775	3,775	3,775	3,775	3,775	3,775	3,775	3,775	3,775	0,775	
				N:	4,099	5,049	8,824	12,599	16,375	20,150	23,924	27,699	31,474	35,249	39,024	1,475
			D	F:	0,337	0,590	0,590	0,590	0,590	0,590	0,590	0,590	0,590	0,590	0,590	
				N:	0,332	0,927	1,518	2,108	2,699	3,289	3,880	4,470	5,061	5,651	6,242	
	Murs 24-II- (l ₂ = 4.145 m)	G	F:	12,178	11,216	11,216	11,216	11,216	11,216	11,216	11,216	11,216	11,216	11,216	1,216	
			N:	12,178	20,569	31,785	43,000	54,216	65,432	76,648	87,864	99,080	110,296	121,512	19,08	
		D	F:	1,002	1,754	1,754	1,754	1,754	1,754	1,754	1,754	1,754	1,754	1,754	1,754	
			N:	1,002	2,756	4,511	6,265	8,019	9,774	11,528	13,283	15,037	16,791	18,546	5,037	

(Tableau - III -)

voiles avec 2 files d'ouvertures:

Voiles	File	charge	effort	T	7	6	5	4	3	2	1	ADC		
V _{2A} : VE ₁ (l = 6.00 m)	brunecell-I- (l ₁ = 0,835 m)	G	Fi	3,175	2,840	2,840	2,840	2,840	2,840	2,840	2,840	2,840	331	
			Ni	3,175	6,045	2,855	11,695	14,535	17,375	20,215	23,055	25,895	28,735	31,575
		D	Fi	0,228	0,399	0,399	0,399	0,399	0,399	0,399	0,399	0,399	0,399	399
			Ni	0,228	0,627	1,027	1,427	1,826	2,226	2,626	3,025	3,425	3,825	4,225
	brunecell-I- (l ₂ = 4,70 m)	G	Fi	15,971	14,288	14,288	14,288	14,288	14,288	14,288	14,288	14,288	14,288	726
			Ni	15,971	30,259	44,547	58,835	73,123	87,411	101,699	115,987	130,275	144,563	158,851
		D	Fi	1,148	2,010	2,010	2,010	2,010	2,010	2,010	2,010	2,010	2,010	2010
			Ni	1,148	3,158	5,160	7,179	9,189	11,200	13,210	15,220	17,230	19,240	21,250
	brunecell-III- (l ₃ = 0,955 m)	G	Fi	3,669	3,282	3,282	3,282	3,282	3,282	3,282	3,282	3,282	3,282	638
			Ni	3,669	6,951	10,233	13,515	16,797	20,079	23,361	26,643	29,925	33,207	36,489
		D	Fi	0,264	0,462	0,462	0,462	0,462	0,462	0,462	0,462	0,462	0,462	462
			Ni	0,264	0,726	1,187	1,649	2,110	2,573	3,035	3,497	3,959	4,421	4,883
V ₀₁ : VE ₁ (l = 6.67 m)	brunecell-I- (l ₁ = 3,93 m)	G	Fi	10,918	10,070	10,070	10,070	10,070	10,070	10,070	10,070	10,070	10,070	070
			Ni	10,918	20,988	31,059	41,129	51,200	61,270	71,341	81,411	91,481	101,551	111,621
		D	Fi	0,883	1,546	1,546	1,546	1,546	1,546	1,546	1,546	1,546	1,546	1546
			Ni	0,883	2,429	3,975	5,521	7,068	8,614	10,160	11,706	13,252	14,798	16,344
	brunecell-II- (l ₂ = 2,05 m)	G	Fi	5,688	5,246	5,246	5,246	5,246	5,246	5,246	5,246	5,246	5,246	246
			Ni	5,688	10,934	16,180	21,427	26,673	31,920	37,166	42,412	47,659	52,905	58,151
		D	Fi	0,460	0,805	0,805	0,805	0,805	0,805	0,805	0,805	0,805	0,805	805
			Ni	0,460	1,265	2,071	2,876	3,682	4,487	5,293	6,098	6,904	7,709	8,515
	brunecell-III- (l ₃ = 0,685 m)	G	Fi	1,900	1,753	1,753	1,753	1,753	1,753	1,753	1,753	1,753	1,753	153
			Ni	1,900	3,653	5,406	7,159	8,912	10,665	12,418	14,171	15,924	17,677	19,430
		D	Fi	0,153	0,269	0,269	0,269	0,269	0,269	0,269	0,269	0,269	0,269	269
			Ni	0,153	0,422	0,691	0,960	1,229	1,498	1,767	2,036	2,305	2,574	2,843

(Tableau IX)

3. Superposition des sollicitations :

- Les superpositions des forces sismiques et des charges verticales trouvées par le RPA sont données par les combinaisons suivantes : RPA 01 art. 3.3.2

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad \text{avec : } \begin{cases} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation non pondérée} \\ E : \text{effet des séismes (surcharge verticale)} \end{cases}$$

- Les éléments résistants de la structure (voiles) seront calculés avec la p. défavorable de ces 3 combinaisons.

Nous présentons tous ces résultats de combinaisons sous forme de tableau (pour chaque voile et au niveau de chaque étage).

* voiles pleins :

voiles	effort	comb.	T	7	6	5	4	3	2	1	RDC
V ₁	N	G+Q	16,313	30,406	44,499	58,592	72,685	86,778	100,871	114,964	6,964
		0,8G	12,565	22,989	33,412	43,836	54,260	64,684	75,108	85,533	4,282
	M	—	0,000	17,510	50,662	107,564	173,321	251,044	336,240	426,819	20,090
V ₂	N	G+Q	24,161	46,099	67,987	89,875	111,763	133,651	155,539	177,427	7,440
		0,8G	19,49	34,498	50,506	66,514	82,522	98,530	114,538	130,546	5,006
	M	—	0,000	91,054	227,896	546,815	894,155	1276,220	1709,320	2169,78	43,92
V ₃	N	G+Q	19,393	36,994	54,595	72,196	89,797	107,398	124,999	142,600	8,266
		0,8G	14,831	27,717	40,603	53,488	66,373	79,259	92,145	105,030	5,368
	M	—	0,000	43,160	121,720	255,196	419,100	604,426	810,205	1028,450	13,180

N.B : E=0

Voiles avec 1 file d'ouvertures:

Voiles	États	Effort	Comb.	T	7	6	5	4	3	2	1	RDC	
V ₀₂ : V ₀₁	Marsouin - I	N	G+Q+E	16,432	33,228	51,699	71,845	93,970	117,771	143,400	169,787	197,02	
			0,8G+E	12,500	24,977	39,122	54,942	72,741	92,217	113,518	135,58	159,080	
			0,8G-E	11,288	20,105	27,226	32,712	36,199	38,010	37,935	37,21	30,262	
		S	—	0,000	4,229	18,501	39,646	67,664	96,209	126,370	156,47	197,705	
			N	G+Q+E	5,795	12,528	20,937	31,021	43,084	56,823	72,389	88,716	107,877
				0,8G+E	4,509	9,825	16,815	25,481	36,126	49,106	62,595	77,50	95,442
	0,8G-E	3,291		4,953	4,939	3,257	-0,416	-5,789	-12,929	-20,81	-33,376		
	S	—	0,000	8,6.10 ⁵	3,45.10 ⁴	7,7.10 ⁴	1,2.10 ³	1,9.10 ³	2,6.10 ³	3,3.10	4,1.10 ³		
		Marsouin - II	N	G+Q+E	21,888	42,835	64,101	85,698	107,677	130,00	152,643	175,64	195,842
				0,8G+E	16,484	31,470	46,785	62,430	78,46	94,83	111,552	128,5	143,495
	0,8G-E			16,348	30,616	44,554	58,164	71,38	84,274	96,806	109,03	117,965	
	S		—	0,000	10,788	43,035	86,002	161,383	239,178	324,422	416,28	512,288	
N			G+Q+E	2,277	4,705	7,47	10,564	14,048	17,862	22,039	26,501	31,233	
			0,8G+E	1,724	3,559	5,723	8,217	11,100	14,314	17,885	21,75	25,952	
	0,8G-E	1,588	2,705	3,493	3,951	4,020	3,888	3,139	2,219	2,422			
S	—	0,000	8,6.10 ⁵	3,45.10 ⁴	7,7.10 ⁴	1,2.10 ³	1,9.10 ³	2,6.10 ³	3,3.10	4,1.10 ³			
	Marsouin - III	N	G+Q+E	7,252	17,364	35,812	60,995	94,139	134,017	181,232	227,84	273,441	
			0,8G+E	6,095	15,427	32,529	56,367	88,765	126,698	172,567	217,88	282,085	
0,8G-E			0,463	-7,348	-18,41	-36,208	-61,965	-94,458	-134,288	-167,97	-231,725		
S		—	0,000	9,337	1,482	2,60	4,356	6,012	7,971	9,825	12,835		
		N	G+Q+E	15,496	33,711	61,766	95,553	137,30	185,784	241,604	296,8	371,023	
			0,8G+E	12,558	27,843	50,998	80,688	118,438	162,924	214,746	265,96	336,169	
0,8G-E	6,926		5,067	-0,042	-11,888	-31,692	-45,166	-62,109	-82,53	-117,641			
S	—	0,000	24,041	84,323	185,482	303,620	428,897	568,626	701,119	815,642			

en 2. notes avec 2 files d'ouvertures :

Voie	élé	Effet	Comb	T	7	6	5	4	3	2	1	RDC	
VL4 ; VL4	Trameau I	N	G+Q+E	3,919	8,944	15,494	22,627	33,66	46,217	58,551	72,51	89,687	
			0,86+E	3,115	7,114	12,694	19,851	28,777	39,616	51,863	64,92	81,185	
			0,86-E	2,605	2,510	-1,472	-1,149	-5,641	-11,714	-19,518	-28,0	-40,517	
		M	—	0,000	0,007	0,047	0,070	0,122	0,170	0,205	0,231	0,307	
		Trameau II	N	G+Q+E	17,171	33,442	50,255	67,039	83,996	101,114	118,398	135,73	150,877
				0,86+E	12,332	30,484	45,095	46,093	60,182	72,423	84,838	97,32	108,103
	0,86-E			12,720	23,982	43,999	46,043	56,814	66,431	74,830	81,2	96,237	
	M		—	0,000	3,716	24,129	35,903	52,210	86,483	104,521	117,5	156,673	
	Trameau III		N	G+Q+E	4,432	6,754	16,439	34,144	39,493	43,777	59,277	72,09	88,183
				0,86+E	3,407	7,638	13,237	20,292	24,522	33,132	50,799	63,21	78,367
		0,86-E		2,103	2,484	3,127	4,332	-2,147	-7,055	-13,522	-20,1	-31,518	
		M	—	0,000	0,012	0,074	0,117	0,204	0,284	0,342	0,385	0,513	
VL1		Trameau I	N	G+Q+E	15,677	31,777	69,279	110,305	162,515	224,36	296,531	373,01	471,145
				0,86+E	12,712	31,147	59,094	86,558	145,265	203,49	272,103	345,0	439,595
	0,86-E			4,756	2,439	-9,398	-22,526	-63,247	-103,46	-157,957	-210,1	-293,224	
	M		—	0,000	15,15	83,184	144,343	257,82	339,06	426,03	478,8	638,610	
	Trameau II		N	G+Q+E	8,136	13,371	35,355	64,079	82,461	113,536	149,279	188,35	237,596
				0,86+E	6,537	15,919	30,047	48,934	73,444	102,705	137,153	173,7	220,672
		0,86-E		2,563	1,575	-4,16	-14,654	-30,767	-51,633	-77,687	-105,	-144,906	
		M	—	0,000	0,71	4,18	6,765	11,906	16,609	19,976	23,47	29,950	
		Trameau III	N	G+Q+E	4,044	14,913	23,258	31,758	44,446	61,47	81,795	106,2	156,2
				0,86+E	3,591	10,107	21,416	37,536	55,707	74,53	101,764	131,0	176,076
	0,86-E			-0,471	-4,262	-12,011	-26,152	-45,023	-63,73	-91,67	-128,	-170,597	
	M		—	0,000	0,17	0,057	0,079	0,132	0,173	0,202	0,32	0,488	

DÉFORMATIONS

Le système de contreventement de notre bâtiment est assuré par une structure à voiles rigides. Nous devons alors vérifier que les déformations horizontales provoquées par le séisme ne risquent pas de déstabiliser l'ouvrage.

On utilise alors pour le calcul des déformations la méthode des moments des ailes, méthode exposée dans l'ouvrage de M. ALBERT FOGNIES intitulée : "Calcul pratique des ossatures en béton Armé".

***-Exposé de la méthode:** (voir ANNEXE -4-)

Les flèches f_1, f_2, \dots, f_n aux niveaux 1, 2, 3, ..., n sont données par :

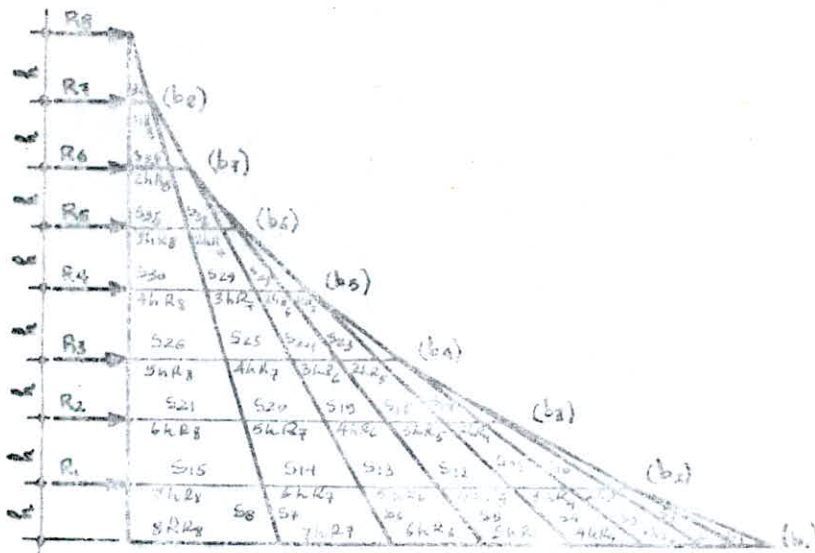
$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Les déplacements relatifs latéraux EL d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage. RPA 81, art. 3.3.7.1

dans notre cas : $1,5 (f_{i-1} - f_i) \leq 0,0075 \cdot 2,9 = 2,17 \text{ cm} = \Delta_{adm}$

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

S_i : surface du trapèze de base (b_i, b_{i+1})
 $S_i = \frac{b_i + b_{i+1}}{2} \cdot h$; $d_i = \frac{2b_i + b_{i+1}}{3(b_i + b_{i+1})} \cdot h$
 b_i = moments donnés dans les tableaux précédents pour chaque voile et au niveau de chaque étage.



- diagrammes des moments des ailes -

Les déplacements les plus défavorables sont donnés par le voile (à une file d'ouverture) : V (voir Annexe -4-).

voile	NiV	1	2	3	4	5	6	7	8
Voile (V6) (I = 2,2822 m ⁴)	$R_i (t)$	3,039	6,078	9,117	12,157	15,196	18,235	21,275	20,227
	$\sum S_i d_i$	44,17,87	16475,65	34616,56	57222,50	83131,52	110740,5	133789,74	161020,1
	$f_i (m) \cdot 10^{-3}$	4,26	15,77	33,37	55,24	80,86	107,91	135,97	164,4
	$\delta_i (m) \cdot 10^{-3}$	6,39	17,26	26,40	32,80	38,43	40,56	42,09	43,64

1. Généralités : Sous l'effet des forces verticales et horizontales (Seisme, G, P), un réfénd est sollicité en flexion composée. Pour le calcul des sections d'aciers nécessaires, les efforts à prendre en considération sont ceux résultants de la superposition de ces charges. On distingue 2 combinaisons plus défavorables :

(N_{min} , M_{corr}) : 1^{ère} combinaison

(N_{max} , M_{corr}) : 2^{ème} combinaison

La 1^{ère} combinaison est en général plus défavorable que la 2^{ème}, donc on ferraillera avec la 1^{ère} et la seconde (S₂) servira à la vérification.

Les éléments de réfénds seront avec les armatures verticales, horizontales et transversales R.P.A 81. Étant donné que les efforts en bas sont plus grands que ceux du haut, ainsi que pour des raisons économiques, notre bâtiment sera divisé en 3 niveaux.

Niveau I : RDC, 1^{er} étage, 2^{ème} étage

Niveau II : 3^{ème} et 4^{ème} étage

Niveau III : 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étage

2. dispositions générales pour le ferraillage :

2.1. extrémités des voiles pleins ou trumeaux :

* Les extrémités des voiles pleins ou trumeaux doivent comporter des armatures verticales de renforcement sous forme de potelets incorporés de dimensions ($b \cdot 1,5b$) soit : 20×30 .

* Les armatures verticales de potelets peuvent être utilisées pour équilibrer les efforts de traction dans la partie tendue du voile.

* Les longueurs de recouvrement doivent être égales ou supérieures à :

$l_r \geq 50 \phi$ pour la zone tendue

$l_r \geq 20 \phi$ pour la zone comprimée.

* Le potelet est ferrillé comme un poteau avec : $A_{min} \leq 4\% \cdot b \times 1,5b$. (RPA 81. art 4.2.3.1.1)

2.2. parties courantes des voiles pleins et trumeaux :

* Elles doivent être armées par un quadrillage d'armatures en doubles nappes dont le pourcentage minimum total est donné ci-après :

si $\sigma_b \leq 0,025 \sigma_{28}$... $w_c = 0,15\%$ dans chaque direction

si $0,025 \sigma_{28} \leq \sigma_b \leq 0,12 \sigma_{28}$... $w_c = 0,25\%$ dans chaque direction.

(RPA 81. art 4.3.3.2)

* Lorsque une partie de voile est tendue sous l'action des forces horizontales et verticales l'effort de traction doit être pris par la totalité des armatures. Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de $0,5\%$. (RPA 81. art. 4.3.3.3)

* L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des 2 valeurs suivantes : $t \leq (30 \text{ cm} ; 1,5b)$. RPA 81. art. 4.3.3.4.

dans notre cas t doit rester inférieur à 30 cm.

* Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré. Dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposés vers l'extérieur. (RPA 81. art. 4.3.3.5).

* Les armatures longitudinales doivent être des armatures à haute adhérence. Les Crochets sont interdits aux recouvrement des armatures longitudinales.

* La longueur minimale de recouvrement est de 5ϕ .

* A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur le $1/10$ de la longueur voile. (RPA 81. art 4.3.3.7).

* La distance entre les barres verticales sur une face du poteau (potelet) ne doit pas dépasser 25 cm.

* Les barres verticales des zones extrêmes, devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

(RPA 81. art. 4.3.3.8)

* Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 45° sur une longueur de 10ϕ

* Armatures transversales: RPA 81. art. 4.3.3.1

Les armatures de la section transversale résistante à l'effort tranchant doivent être calculées à l'aide de la formule:

$$\omega_b = \frac{\bar{\epsilon} - 8}{\sigma_{\text{en}}} \cdot 100 \quad \text{avec: } \bar{\epsilon} = \frac{1,4 \cdot T}{b \cdot z} \quad ; \quad z = \frac{7}{8} h$$

* Le long des joints de reprise de coulage; l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule:

$$A_{vj} = \frac{11 T}{\sigma_{\text{en}}} \quad (\text{RPA 81. art 4.3.3.12})$$

2.3. Vérification du cisaillement dans les trumeaux:

Pour la vérification du cisaillement nous utilisons l'art 4.3.3.1 du RPA 81

$$\bar{\epsilon} = 1,4 \cdot \frac{T}{t \cdot z} \quad ; \quad z = \frac{7}{8} h \quad \text{avec: } \bar{\epsilon}_b = 0,12 \sigma'_{28} = 0,12 \cdot 275 = 33 \text{ kg/cm}^2$$

T = effort tranchant de calcul

La section d'acier résistante à l'effort tranchant est:

$$\bar{\omega}_t = \frac{\bar{\epsilon}_b - 8}{\sigma_{\text{en}}} \quad \text{avec: } \bar{\sigma}_{\text{at}} = \sigma_{\text{en}}$$

Le pourcentage minimum d'acier est donné par:

$$\begin{aligned} \text{si: } \bar{\epsilon}_b \leq 0,025 \cdot \sigma'_{28} &\rightarrow \bar{\omega}_t = 0,15\% \\ \text{si: } 0,025 \cdot \sigma'_{28} \leq \bar{\epsilon}_b \leq 0,12 \cdot \sigma'_{28} &\rightarrow \bar{\omega}_t = 0,25\% \end{aligned}$$



3. Ferraillage des rétifés:

le ferraillage est effectué par la méthode de M^r P. CHARON pour les sections rectangulaires en flexion composée ou par les abaques de M^r VICTOR - DAVIDOVICI.

a - Section rectangulaire entièrement comprimée: S.E.C

$$\text{Soient: } e_0 = \frac{M}{N} \quad ; \quad \alpha_1 = \frac{h \cdot t}{6} \quad \left(e_{0 \text{ max}} = \frac{M}{N_{\text{min}}} \quad ; \quad e_{0 \text{ min}} = \frac{M}{N_{\text{max}}} \right)$$

Si $e_0 < e_1$

N est un effort de compression

alors la section est entièrement comprimée

b - Section rectangulaire entièrement tendue: S.E.T

si: - La résultante des forces passe entre les armatures: $0 < e_0 < \frac{3}{2} \alpha_1$

- N est un effort de traction

alors la section est entièrement tendue.

c. Section partiellement comprimée: S.P.C

Si: - $e_0 > e_1$

- N est un effort de compression

alors la section rectangulaire est partiellement comprimée.

d. Contraintes admissibles:

$\bar{\sigma}'_b$ est majorée de 50% (préconisée par le RPA)

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 (\alpha_1 \cdot \gamma \cdot \epsilon) \cdot \delta \cdot \sigma'_{28} = 1,5 \cdot (1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 1) \cdot \delta \cdot \sigma'_{28}$$

$$\sigma'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 343,75 \cdot \delta \text{ kg/cm}^2 \quad \text{avec: } \delta = \min \begin{cases} 0,6 \\ 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \end{cases}$$

e - Contraintes admissibles de cisaillement :

$$\bar{\sigma}_s = 0,12 \cdot \sigma_{28}^t = 0,12 \cdot 275 = 33 \text{ kg/cm}^2$$

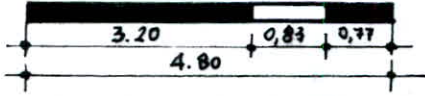
$$\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{eu} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

f. Contraintes de béton (sans l'intervention des armatures)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{b \cdot h_t} \pm \frac{M}{I} \cdot v = \frac{N}{b h_t} \left(1 \pm 6 \frac{e_0}{h_t} \right)$$

EXEMPLE DE CALCUL :

voile à une file d'ouverture V_{t2}



la combinaison (M, N_{min}) est la plus défavorable, car elle donne une section d'acier plus grande.

en considérant les potelets aux extrémités des voiles, de dimension : $b \times 1,5b = 20 \times 30$. Notre section de voile se comporte comme une section rectangulaire et les aciers se comportent comme une section rectangulaire et les aciers

Calculés peuvent être concentrés dans les potelets de façon symétrique et ceci en vertu de la réciprocité de l'effet du séisme.

d = centre de gravité des aciers situés dans les potelets à la fibre extrême.

$$d = \frac{1,5b}{2} = 15 \text{ cm}$$

ce voile est constitué de 2 trumeaux qui sera considéré comme un voile plein.

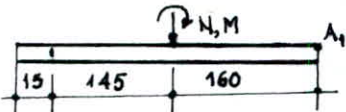
• Niveau I :

trumeau I : $h = h_t - d = 320 - 15 = 305 \text{ cm}$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = 53,3 \text{ cm}$$

la combinaison la plus défavorable est donnée par : $e_0 = \frac{M}{N_{min}} = \frac{197,705}{30,262} = 653,31 \text{ cm}$

$$e_0 > e_1 \rightarrow \text{SPC (Ncomp)}$$



$$M_a^t = 197,705 \cdot 10^5 + 30,262 \cdot 10^3 \cdot 145 = 241,584 \cdot 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_s^s = 197,705 \cdot 10^5 - 30,262 \cdot 10^3 \cdot 160 = 149,285 \cdot 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

M_a^t : moment de flexion par rapport aux armatures tendues

M_s^s : moment de flexion par rapport au point A1.

$$\mu_2 = \frac{15 M^s}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,028$$

$$p = \frac{M_s^s}{M_a^t} = 0,617$$

abaque P. CHADON $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\omega} = 0,218 \\ k = 40,2 \end{array} \right.$

$$A = \frac{\bar{\omega} \cdot b \cdot h}{100} = \frac{0,218 \cdot 20 \cdot 305}{100} = 13,30 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{40,2} = 104,47 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

On prendra : 4HA16 + 4HA14 ; soit $A = 14,19 \text{ cm}^2$

• Vérification des contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 13,30}{20 \cdot 305} = 0,218 \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_2 = 0,029 \\ k = 38,5 \end{array} \right.$$

$$p = \frac{M_s^s}{M_a^t} = 0,61$$

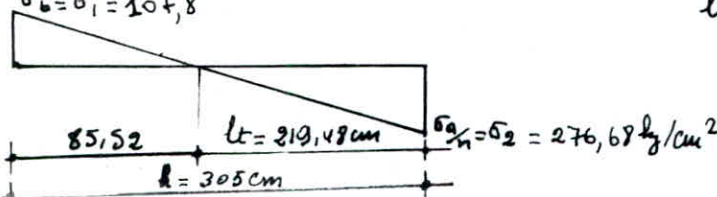
$$\bar{\sigma}_a = \frac{15 N^s}{\mu_2 \cdot b \cdot h^2} = 4150,30 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Vérfié}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 107,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206,25 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Vérfié}$$

• Longueur de la zone tendue :

$$\sigma'_b = \sigma_1 = 107,8$$

$$l_t = \frac{h}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2}} = \frac{305}{1 + \frac{107,8}{276,68}} = 319,48 \text{ cm}$$



• pourcentage minimum d'acier de la partie tendue:

A_{min} : section d'acier répondant à la condition de non fragilité de la partie tendue
 A_{cal} : section d'acier répondant à la condition de résistance de la partie tendue.

$$A_{min} = \frac{95 \cdot b \cdot l_t}{100} = \frac{0,5 \cdot 20 \cdot 219,48}{100} = 21,94 \text{ cm}^2$$

$A_{cal} = 14,19 \text{ cm}^2$; on voit bien que $A_{min} > A_{cal} \rightarrow$ la partie tendue du voile sera ferrillée avec A_{min} , par conséquent on adopte A_{cal} à l'extrémité (potelet) et $A_{min} - A_{cal} = 8,67 \text{ cm}^2$ soit 10 HA8/ml dans le reste de la partie tendue.
 Cette disposition de ferrillage sera symétrique dans le voile, vu la réciprocity du séisme.

• vérification au cisaillement:

zone courante : le pourcentage min. d'acier résistant à l'effort tranchant est fonction de E_b - la valeur sera donnée par:

$$E_b = \frac{1,4 T}{b \cdot g} = \frac{1,4 \cdot 22,780 \cdot 10^3}{0,875 \cdot 305 \cdot 20} = 5,97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{E}_b = 0,12 \sigma_{28}^2 = 33 \text{ Kg/cm}^2 > E_b \rightarrow \text{vérifié!}$$

d'après RPA 01. art 4.3.3.2:

$$E_b = 5,97 \text{ Kg/cm}^2 < 0,025 \sigma_{28}^2 = 6,87 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\omega}_{min} = 0,15\%$$

donc $A \geq \frac{\bar{\omega} b h}{100} = 3 \text{ cm}^2$ pour une bande de 1m ; soit 10 HA8/ml pour les deux (2) faces.

• Armatures horizontales et verticales en zone courante:

$A_v = A_h = A_{min} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit 10 HA8/ml cad. 5 HA8/ml/face

• Armature transversale:

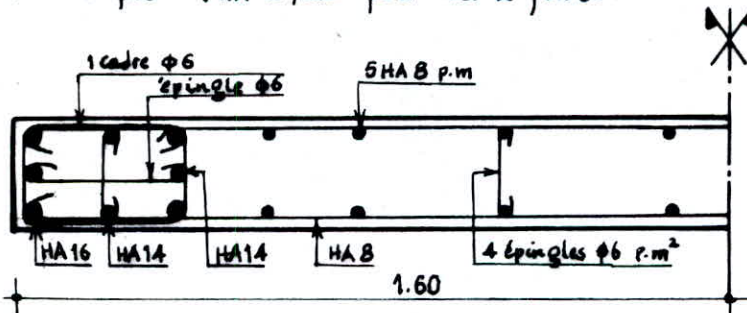
On adopte 1 cadre et 2 épingles $\phi 6$ au potelet et 4 épingles $\phi 6/\text{m}^2$ dans la zone courante avec $t \leq b = 20 \text{ cm}$.

• reprise de coulage:

$$A_{v_j} = 1,1 \cdot \frac{T}{\sigma_{eu}} = \frac{1,1 (1,4 \cdot 22,780) \cdot 10^3}{4200} = 8,35 \text{ cm}^2$$

soit $\frac{8,35 \cdot 100}{305} = 2,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$ pour les 2 faces

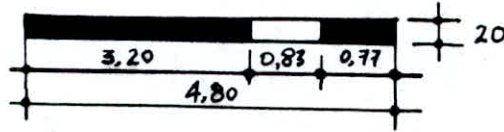
on adopte : 4 HA 10/ml pour les 2 faces.



Rq: on adopte la même démarche pour les autres niveaux II et III et ainsi pour chaque trame de ce voile. Les différents résultats seront donnés dans le tableau ci-après.
 Pour le ferrillage des autres voiles, les résultats seront aussi interpolés dans les Tableaux ci-joint et dans l'annexe pour certains voiles.

voile à 1 file d'ouverture

- V_{t2} -



Ces voiles sont constitués de 2 trumeaux qui seront considérés comme des voiles pleines. L'effort tranchant sera calculé par la formule suivante:

$$T_i = T \cdot \frac{I_i}{\sum I_i} ; \text{ où } T : \text{ effort tranchant dû au seisme}$$

		voile : V_{t2}			trumeau - I -			trumeau - II		
		Niveau	I	II	III	I	II	III		
combinaison la plus défavorable	M (tm)	197,705	96,209	39,646	$4,1 \cdot 10^{-3}$	$1,9 \cdot 10^{-3}$	$7,7 \cdot 10^{-4}$			
	N (t)	30,262	38,010	32,712	-33,376	-5,759	3,251			
	T (t)	22,780	20,810	16,211	0,317	0,289	0,226			
	h_p (cm)	320,00	320,00	320,00	77,00	77,00	77,00			
	e_0 (cm)	653,31	253,11	121,19	0,01228	0,0229	0,0286			
	e_1 (cm)	53,33	53,33	53,33	12,83	12,83	12,83			
	Nature. sol.	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.E.T	S.E.T	S.E.T			
	δ	0,600	0,600	0,600	0,5003	0,3002	0,3006			
	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	206,25	206,25	178,75	103,22	103,21	103,33			
	Ferraillage	Armaturs Verticales	Extrémité potelet	4(T16+T16)	8HA14	8HA14	6HA14	6HA14	6HA14	
Zone courante			10HA8/ml	10HA8/ml	10HA8/ml	10HA8/ml	10HA8/ml	10HA8/ml		
A_{vj} /ml			4HA10/ml	4HA10/ml	4HA8/ml	4HA8/ml	4HA8/ml	4HA8/ml		
Armaturs Horizontales		10HA8/ml	10HA8/ml	10HA8/ml	10HA8/ml	10HA8/ml	10HA8/ml			
Armaturs Transversales		Extrémité	1 cadre + 2 épingle ϕ_6	1 cadre + 2 épingle ϕ_6	1 cadre + 2 épingle ϕ_6	1 cadre + 2 épingle ϕ_6	1 cadre + 2 épingle ϕ_6	1 cadre + 2 épingle ϕ_6		
		Zone courante	4 épingle/m	4 épingle/m	4 épingle/m	4 épingle/m	4 épingle/m	4 épingle/m		
Verif.	Contrainte	σ_a (kg/cm ²)	4150,30	1144,34	106,89	957,19	270,27	152,57		
		σ'_b (kg/cm ²)	107,8	46,97	16,85	—	—	—		

Dans le cas où la section est entièrement tendue ; on ferraillie avec la combinaison (M, Nmin) et la quantité d'aciers sera prise en totalité.

Armaturs Verticales :

$$A = \text{Sup}(A_1, A_2) ; A_1 = \frac{A \cdot l_2}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} l_1 = \frac{h_t}{2} - d - e_0 \\ l_2 = \frac{h_t}{2} - d + e_0 \\ 3 = l_1 + l_2 \end{cases}$$

$$A_2 = \frac{N \cdot l_1}{3 \cdot \bar{\sigma}_a}$$

$$A_{min} \geq \frac{1}{100} \cdot b \cdot h \cdot b \text{ en potelet}$$

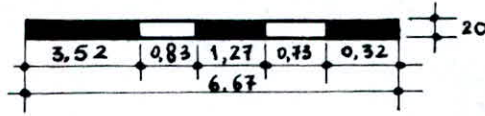
$$A_{in} = \frac{0,5 \cdot b \cdot h_t \text{ en zone tendue}}{100}$$

Verification des contraintes

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{a1} &= \frac{N \cdot l_2}{3 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_a \\ \sigma_{a2} &= \frac{N \cdot l_1}{3 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_a \end{aligned} \right\} \sigma_a = \text{Sup}(\sigma_{a1}, \sigma_{a2})$$

voile à 2 files d'ouverture

- V_{el} -



Voile: V _{el}		trumeau - I -			trumeau - II -			trumeau - III -			
combinaison la plus défavorable	Niveau	I	II	III	I	II	III	I	II	III	
	M (tm)	638,610	354,060	146,343	29,950	16,609	6,875	0,438	0,243	0,099	
	N _{min} (t)	-293,224	-105,460	-22,520	-144,906	-51,633	-14,654	-170,598	-68,775	-26,132	
	T (t)	4,050	3,700	2,080	0,180	0,173	135	2,78.10 ³	2,54.10 ³	1,98.10 ³	
	ht (cm)	352	352	352	127	127	127	32	32	32	
	e ₀ (cm)	217,78	335,70	640,83	20,66	32,16	46,84	0,25	0,95	0,49	
	e ₁ (cm)	58,67	58,67	58,67	21,16	21,16	21,16	5,34	5,34	5,34	
	Nature - sol -	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T	
	δ	0,600	0,600	0,600	0,347	0,451	0,521	0,316	0,322	0,33	
	σ _b (kg/cm ²)	206,25	206,25	206,25	136,46	155,03	179,09	108,62	110,68	113,43	
Ferrailage	Armatures Verticales	Extémités (Potelet)	8HA20	4HA20	4HA16	8HA20	6HA16	6HA16	12HA20	6HA16	4HA14
		Zone courante	10HA8/ml	10HA8/ml	10HA8/ml	4HA12/ml	4HA12/ml	4HA12/ml	—	—	—
		Av _i /ml	4HA8	4HA8	4HA8	2HA12	2HA12	2HA12	—	—	—
	Armatures horizontales	10HA8	10HA8	10HA8	4HA12	4HA12	4HA12	—	—	—	
	Armatures trans.	Extémités	[2cadres + 1éqle]φ6	1cadre φ6	1cadre φ6	[1cadre + 2éqle]φ6	[1cadre + 1éqle]φ6	[1cadre + 1éqle]φ6	[2cadres + 2éqle]φ6	[1cadre + 1éqle]φ6	1cadre φ6
Zone courante	4éqle/m ²	4éqle/m ²	4éqle/m ²	4éqle/m ²	4éqle/m ²	4éqle/m ²	—	—	—		
Vérif.	Contraintes	σ _a (kg/cm ²)	4189,78	1554,25	2820,32	411,28	3538,06	1176,82	3985,69	3857,90	3165,58
		σ _b (kg/cm ²)	74,81	56,31	39,72	—	—	—	—	—	—

Rq: lorsque $A_{cal} > A_{min}$, on dispose des sections d'aciers au niveau des potelets de telle manière que $d' \leq d$ et le reste de ces sections sera disposé dans la zone courante au delà du potelet.

d' = centre de gravité des aciers adaptés aux potelets.

$$d' = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i}$$

trumeau I:

• niveau I: $A_{cal} = 83,36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 26,53 \text{ cm}^2$

On a disposé 8HA20 au niveau du potelet ($d \neq d'$) et le reste de A_{cal} dans la zone courante.

Le même procédé pour le niveau II et III.

FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE

48

Conformément à l'art. 3.3.85 du RPA 81, il est prévu un voile périphérique entre le niveau des fondations et le niveau du premier plancher au dessus du sol. Ce voile ceinture le bâtiment et assure un bon chaînage et une bonne stabilité de l'ensemble, aussi il supporte la force F exercée par la poussée des terres.

* Dimensions du voile :

épaisseur : 20 cm

hauteur : 1,20 m

Il sera ferrillé forfaitairement d'après RPA 81 (version 83).

* Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures :

$A \geq 20\%$ de la section totale transversale du béton avec recouvrement égal ou supérieure à 50ϕ en queue de renforcement dans les angles.

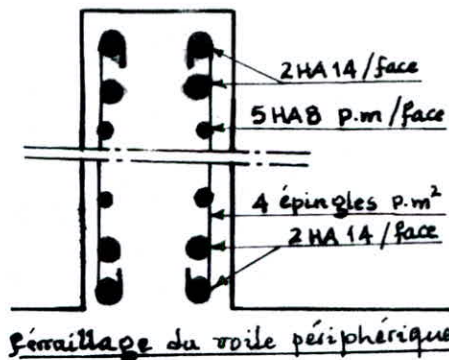
$$A \geq \frac{0,2 \cdot b \cdot h_e}{100} = \frac{0,2 \cdot 20 \cdot 120}{100} = 4,8 \text{ cm}^2$$

on adoptera 4 HA14 = 6,16 cm² par partie supérieure et inférieure.

* Armatures longitudinales de peau :

$A \geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par mètre linéaire de hauteur.

on adoptera 5 HA 8 = 2,51 cm² par mètre linéaire et par face.



FERRAILLAGE DES LINTEAUX

1. Introduction : Le linteau est un élément reliant les tigeaux d'une même voile, il sera calculé et ferrillé en flexion simple comme une poutre encastrée à ses extrémités. La méthode d'évaluation des efforts, sera celle de "ROBINSON". Vu la réciprocity du séisme, il sera nécessaire de prévoir un ferrailage symétrique.

2. Contraintes admissibles :

Art. 4.3.25 RPA 81 :

- contraintes de cisaillement : $\bar{\sigma}_b = 0,12 \cdot \sigma_{28}' = 33 \text{ Kg/cm}^2$
- contraintes de flexion : $\bar{\sigma}_b' = 0,75 \cdot \sigma_{28}' = 206,25 \text{ Kg/cm}^2$
- contraintes de traction : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

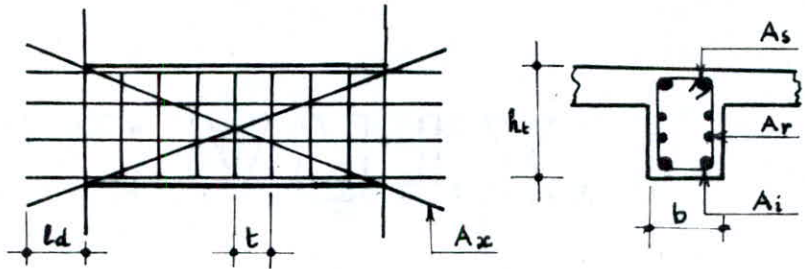
($\gamma = 1,4$. l'effort tranchant de calcul).

3. Ferrailage: chaque linteau sera soumis à:

- q_G = son poids propre + poids propre de la surface du plancher qui lui revient.
- q_P = surcharge d'exploitation due au plancher
- q_{SH} = surcharge due au seisme horizontal.

d'où: $q_T = q_G + q_P + q_{SH}$

d'après les articles 4.3.2.4 et 4.3.3.13 du RPA 81 on a:



- $A_s = A_i \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_t$ avec: b = largeur du linteau
 h_t = hauteur du linteau.
 A_i, A_s : armatures inférieures et supérieures du linteau.
- $A_r \geq 0,002 \cdot b \cdot h_t$; A_r : armatures de répartition
- $A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot t$; avec $t \leq h_t/4$.
- $l_d \geq h_t/4 + 50 \phi_{max}$; $h_t/4 + 50 \phi_{max}$ = distance minimale d'ancrage des armatures
 A_s, A_i, A_r
- si $E_b \geq 0,06 \cdot \sigma'_{28}$ on prévoit des armatures supplémentaires A_x qui doivent être disposés dans les angles: $A_x \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_t$ avec un ancrage $l_d \geq 100 \phi$.

Rep: En général le linteau le plus sollicité se trouve au niveau du RDC. On fera le détail de calcul pour un linteau et on donnera par la suite les résultats des linteaux des autres voiles dans un tableau.

*** EXEMPLE DE CALCUL:**

- linteaux des voiles Vt_2 et Vt'_2 :
- Caractéristiques géométriques des linteaux:
 $h_t = 0,73 \text{ m}$
 $l = 0,83 \text{ m}$
 $b = 0,20 \text{ m}$

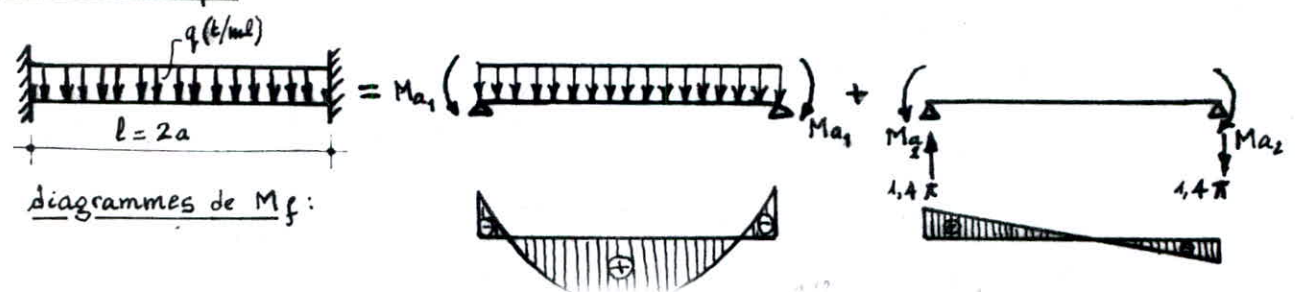
charges transmises au linteau:

- charge permanente: pp du linteau: $2,5 \cdot 0,20 \cdot 0,73 = 0,365 \text{ t/ml}$
pp du plancher: $0,607 \cdot 3,35 = 2,033 \text{ t/ml}$
- surcharges:
- surcharge d'exploitation (due au plancher): $q_G = 2,398 \text{ t/ml}$
 $q_P = 0,175 \cdot 3,35 = 0,586 \text{ t/ml}$

$\Rightarrow q = q_G + q_P = 2,98 \text{ t/ml}$

- surcharge d'exploitation due au seisme horizontal: $\pi = 15,227 \text{ t}$

Schema statique:



Les efforts maximums sont au niveau de l'encastrement:

50

$$T = 1,4 \pi + \frac{q l}{2} = 1,4 \pi + \frac{2,98 \cdot 0,83}{2} = 22,554 \text{ t}$$

$$M_e = 1,4 \pi a + \frac{q l^2}{12} = 9,018 \text{ tm}$$

moment flechissant en travée: $M_t = \frac{q l^2}{24} = 0,085 \text{ tm}$

■ Ferrailage du linteau: (CHARON):

- Aciers supérieurs A_s : $M_e = 9,018 \text{ tm}$; $h = h_t - d = 73 - 2 = 71 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 M_e}{b h^2 \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 9,018 \cdot 10^5}{20 \cdot 71^2 \cdot 4200} = 0,0319 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9231 \\ K = 50 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{50} = 84 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$A_{s \text{ cal}} = \frac{M_e}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{9,018 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9231 \cdot 71} = 3,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0015 \cdot b \cdot h_t = 0,0015 \cdot 20 \cdot 73 = 2,19 \text{ cm}^2$$

on a: $A_{s \text{ cal}} > A_{s \text{ min}}$; d'où $A_s = 3,28 \text{ cm}^2$; soit 2 HA 10 + 2 HA 12
 $\rightarrow A_{\text{adopt}} = 3,83 \text{ cm}^2$

- Aciers inférieurs A_i :

$$M_t = 0,085 \text{ tm}$$

$$\mu = 0,0002 \rightarrow \varepsilon = 0,9942 ; K = 850$$

$$A_{i \text{ cal}} = 0,028 \text{ cm}^2 ; A_{i \text{ min}} = 2,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{i \text{ min}} > A_{i \text{ cal}} \Rightarrow A_i = A_{i \text{ min}} = 2,19 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 2 \text{ HA } 12 \\ \Rightarrow A_{i \text{ adopt}} = 2,26 \text{ cm}^2$$

- Aciers de répartition A_r :

$$A_{r \text{ min}} = 0,002 \cdot b \cdot h_t = 2,92 \text{ cm}^2$$

on prend 6 HA 8 par face ; $A_{r \text{ adopt}} = 3,01 \text{ cm}^2$;

avec un espacement $t = 18 \text{ cm}$.

- Longueur d'ancrage:

$$l_d \geq \frac{73}{4} + 50 \cdot 1,2 = 78,25 \text{ cm} ; \text{ soit } l_d = 80 \text{ cm}$$

- Aciers supplémentaires dans les angles A_x :

$$\varepsilon_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{22,554 \cdot 10^3}{20 \cdot 7/8 \cdot 71} = 18,14 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\varepsilon}_b = 0,06 \cdot \sigma'_{28} = 16,5$$

on place alors des armatures de répartition dans les angles.

$$A_x = 0,0015 \cdot b \cdot h_t = 0,0015 \cdot 20 \cdot 73 = 2,19 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

- Aciers transversaux:

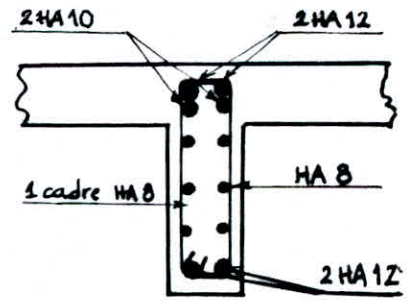
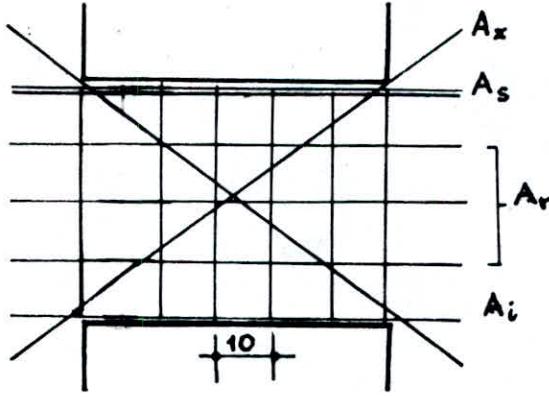
$$A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot t \quad \text{avec } t \leq \frac{h_t}{4} = \frac{73}{4}$$

soit $A_t \geq 0,91 \text{ cm}^2$; on choisit 1 cadre HA 8 ($A_t = 1 \text{ cm}^2$)

$$t \leq \text{min} \left\{ \begin{array}{l} h_t/4 = 18,25 \text{ cm} \\ A_t \cdot \frac{3}{T} \cdot \bar{\sigma}_{at} = \frac{1 \cdot 7/8 \cdot 71 \cdot 4200}{22,554 \cdot 10^3} = 11,57 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

Vérification: $A_t = 1 \text{ cm}^2 > 0,0025 \cdot 20 \cdot 10 = 0,50 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifié!}$



ferraillage du linteau des voiles V_{t2} et V_{t3}

caractéristiques géométriques	voiles			
	$V_{t3} : V_{t3}'$	$V_{t4} : V_{t4}'$		
N° linteau	lint-I	lint-I	lint-II	
l (m)	0,97	0,93	0,83	
b (m)	0,20	0,20	0,20	
h_b (m)	0,73	0,73	0,73	
efforts de calcul	q_G (t/ml)	2,398	2,398	2,398
	q_p (t/ml)	0,586	0,586	0,586
	π (t)	2,995	14,392	12,990
	T (t)	5,640	21,807	19,666
	M_e (tm)	2,267	9,626	7,752
	M_b (tm)	0,117	0,128	0,102
	ferraillage	A_s cal (cm ²)	0,79	3,50
$A_{s\ min}$ (cm ²)		2,19	2,19	2,19
$A_{s\ adopt}$ (cm ²)		2HA12	2HA16	2HA14
A_i cal (cm ²)		0,039	0,043	0,034
$A_{i\ min}$ (cm ²)		2,19	2,19	2,19
$A_{i\ adopt}$		2HA12	2HA12	2HA12
A_r min.		2,92	2,92	2,92
A_r adopt.		6HA8	6HA8	6HA8
A_t (cm ²)		1cadre HA8	cadre HA8	cadre HA8
t (cm)		17	12	13
E_b (kg/cm ²)		4,54	17,55	15,83
armatures d'angles		0	4HA10	0
l_d (cm)	80	100	90	

Rqes: dans le cas où $E_b > \bar{E}_b$, on pourra envisager 2 solutions possibles : soit un renforcement par fretage de la section du béton, soit au début des calculs des inertias des voiles il faut considérer le voile avec ouverture comme articulé au niveau des linteaux au lieu d'être encastré et par conséquent le linteau sera soumis uniquement à son poids propre et les deux trumeaux correspondants se calculent comme des voiles pleins.

Mais pour l'exécution le linteau sera encastré dans des trumeaux et en cas de seisme, si le linteau résiste tant mieux, si non c'est à dire il y aura fissuration du béton au niveau de l'encastrement. Elle sera acceptable où que le linteau est supposé articulé au préalable dans cet endroit.

La solution par renforcement par fretage de la section du béton consiste à fretter la section de façon à ce que ; quand le béton se fissure au moment d'un seisme, l'effort peut être repris totalement par les armatures ceci revient à réduire l'espacement des armatures transversales à l'encastrement et à vérifier la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant brusque sur les armatures. Le cisaillement sur les armatures principales est : $\tau = \frac{T}{A_c}$.

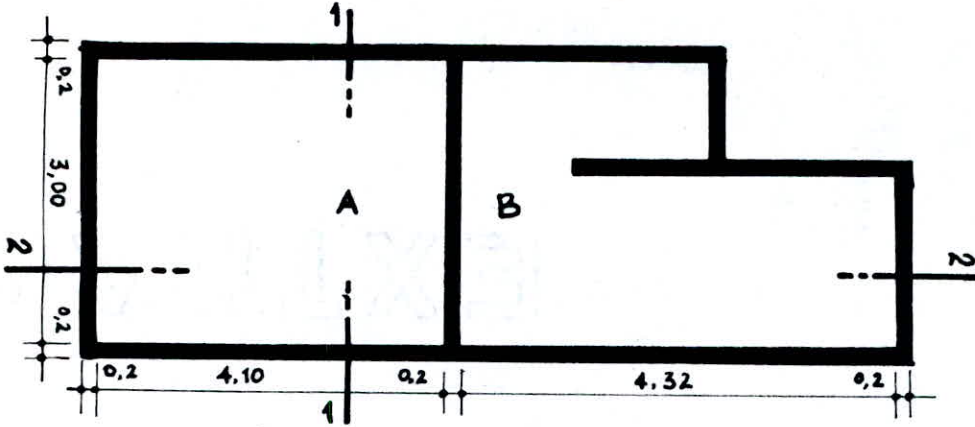
A_c : section cisailée par T des armatures principales.

N.B : toutes les contraintes ont été calculées et vérifiées après le ferraillage.

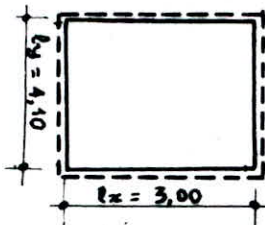
**CAGE
D'ESCALIER**

1. calcul du plancher terrasse de la cage d'escalier:

- charge permanente $G = 703 \text{ kg/m}^2$ (voir bloc appartement)
- surcharge d'exploitation $P = 100 \text{ kg/m}^2$ (voir bloc appartement)
- sous SP_1 $q = G + 1,2P = 823 \text{ kg/m}^2$



1.1. calcul des efforts: nous avons 2 panneaux qui reposent simplement sur leur pourtour, nous utilisons la méthode exposée par les règles CEBA68.



$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3}{4,1} = 0,731 \rightarrow \mu_x = 0,0692 ; \mu_y = 0,586$$

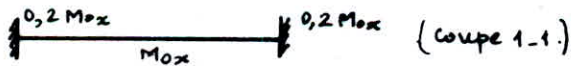
$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0692 \cdot 823 \cdot 3^2 = 512,56 \text{ kg.m/m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,586 \cdot 512,56 = 300,36 \text{ kg.m/m}$$

Panneau	M_x (kg.m)	M_y (kg.m)
A	512,560	300,360
B	547,370	294,480

1.2. Ferrailage des panneaux A et B:

■ sens porteur x-z: le moment maximal pris en compte est $M_{0x} = 547,37 \text{ kg.m/m}$



la condition $M_{tx} \geq \min \left\{ \begin{array}{l} 1,25 \cdot M_{0x} - \frac{|M_w + M_e|}{2} \dots (1) \\ M_{0x} \dots (2) \end{array} \right.$ est vérifiée car:

• En travée: (méthode P. CHARON).

$$M_{tx} = 547,37 \text{ kg.m/m}$$

$$\mu_b = \frac{15 \cdot M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_x^2} = \frac{15 \cdot 547,37 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0173 \rightarrow \epsilon = 0,9420$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h_x} = 1,60 \text{ cm}^2 ; \text{ soit 6HA6 p.m (} A_{tx} = 1,7 \text{ cm}^2 \text{) ; } t = 17 \text{ cm } < \bar{t} = 33 \text{ cm}$$

• Sur appuis:

$$M_{ax} = 0,2 \cdot M_{0x} = 109,47 \text{ kg.m/m}$$

$$\mu_a = 0,0034 \rightarrow \epsilon = 0,9733$$

$$A_{ax} = 0,30 \text{ cm}^2 ; \text{ soit 4HA5 p.m (} A_{ax} = 0,78 \text{ cm}^2 \text{) ; } t = 24,5 \text{ cm } < \bar{t} = 33 \text{ cm}$$

- Sous répartiteur y-y: le moment pris en compte est $M_{0y} = 300,26 \text{ kg.m/m}$
 la condition:
 est vérifiée $M_{ty} \geq \min \left\{ \begin{array}{l} 1,25 M_{0y} - \frac{|M_{0x} + M_{0y}|}{2} \\ M_{0y} \end{array} \right.$
 Car $M_{ty} = M_{0y}$.



- En travée:

$$M_{ty} = M_{0y} = 300,26 \text{ kg.m/m}$$

$$h_y = h_x - \frac{1}{2} (\phi_x + \phi_y) = 13 - \frac{1}{2} (0,6 + 0,5) = 12,45 \text{ cm}$$

$$\mu_t = 0,0103 \rightarrow E = 0,9545$$

$$A_{ty} = 0,9 \text{ cm}^2; \text{ soit } 5 \text{ HA5 p.m (} A_{ty} = 0,98 \text{ cm}^2 \text{)}; t = 20 \text{ cm}$$

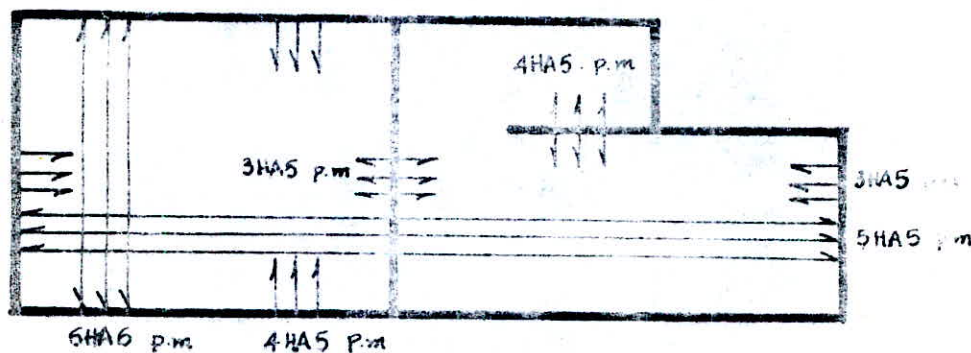
- Sur appuis intermédiaires:

$$M_{a_i}^x = 0,6 M_{0y} = 180,21 \text{ kg.m/m}$$

$$\mu_i = 0,0068 \rightarrow E = 0,4640$$

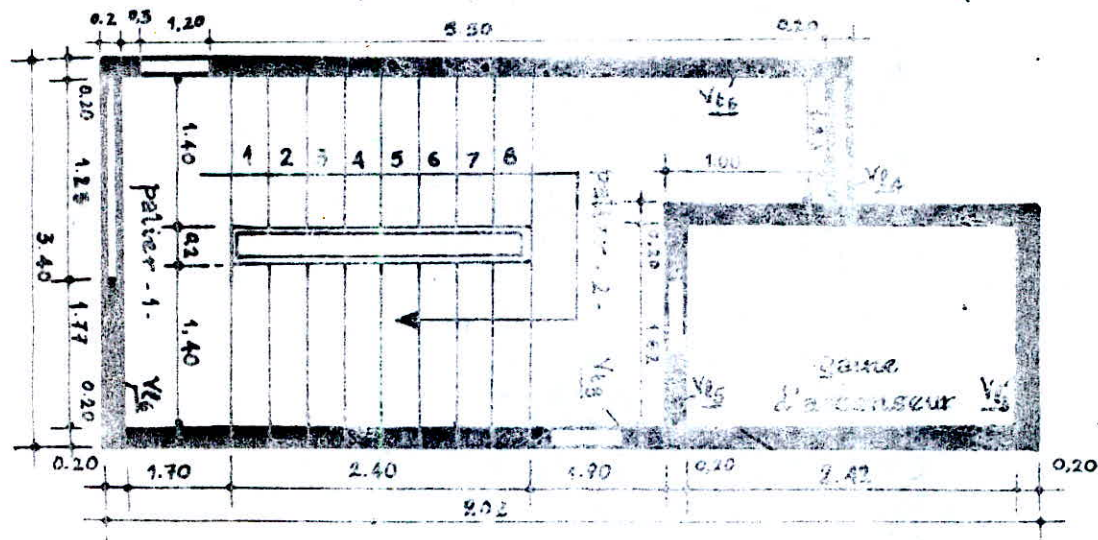
$$A_{a_i}^x = 0,53 \text{ cm}^2; \text{ soit } 3 \text{ HA5 p.m (} A_{a_i}^x = 0,59 \text{ cm}^2 \text{)}$$

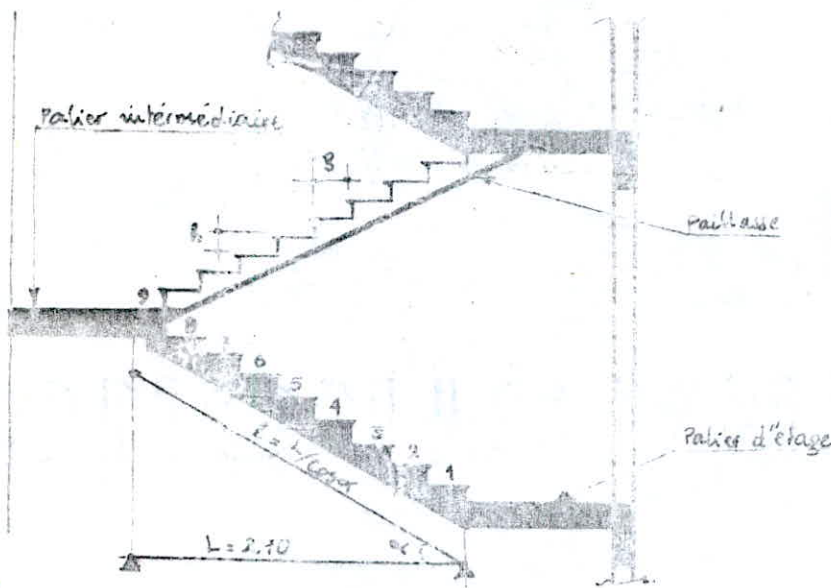
- Sur appuis de rive: on disposera des chapeaux de principe à raison de 3 HA5 p.m.



CALCUL DES ESCALIERS

1. Introduction: les escaliers qu'on a prévu pour notre bâtiment sont du type "escalier à palette adjacente" constitués de palette ou de volée préfabriquée ou fabriquée sur chantier et de paliers intermédiaires.
 Au niveau de la jonction palette (volée) - palier il y a un becquet qui assure la liaison par scellement qui s'oppose à l'effort transmis par la palette au palier.





Caractéristiques géométriques de la pailleasse:

- nombre de marches $n = 9$
- hauteur de contre-marche $h = 16 \text{ cm}$
- largeur d'une marche $g = 30 \text{ cm}$
- hauteur entre paliers $H = 144 \text{ cm}$
- portée projetée de la volée $L = 2.10 \text{ cm}$

2. Prédimensionnement: nous allons vérifier la condition de BLONDEL à : les 2 valeurs h et g . nous dirons que pour assurer une montée confortable, on doit vérifier la relation suivante: $60 \leq 2h + g \leq 64$, soit $60 \leq 62 + 30 \leq 64$ → vérifié la pailleasse et vérifié d'un angle $\alpha = 28^\circ 4'$

• Epaisseur de la pailleasse:

Pour éviter une très grande flexibilité, l'épaisseur de la pailleasse "e" doit être:

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad , \quad l = \text{portée de la pailleasse} (l = 3,06 \text{ m})$$

$$10,20 \leq e \leq 15,3 \text{ cm} \quad , \quad \text{on prend } e = 15 \text{ cm}.$$

• Epaisseur du palier: on conserve l'épaisseur de la pailleasse qui sera la même que celle du palier. Recommandations exigées par le C.T.C. (voir fig. ci-dessus).

3. Calcul de la pailleasse (volée): la pailleasse est assimilée à une poutre appuyée sur les deux paliers (becquets), elle sera calculée en flexion simple soumise à une charge uniformément répartie avec une portée horizontale entre les centres des 2 becquets.

* charges et surcharges:

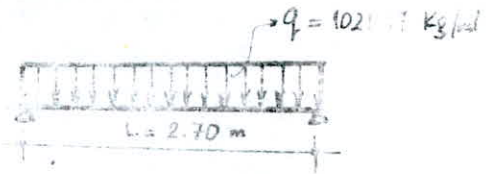
- | | |
|-----------------------------------|--|
| - poids propre de la pailleasse | $\frac{e \cdot S \cdot \gamma_{cc}}{1000} = \frac{0,15 \cdot 2100 \cdot 25}{1000} = 7,875 \text{ kg/ml}$ |
| - poids propre des marches | $\frac{h \cdot S \cdot \gamma_{cc}}{2} = \frac{0,16 \cdot 2200 \cdot 25}{2} = 4,4 \text{ kg/ml}$ |
| - poids des revêtements | $\frac{m \cdot S \cdot \gamma_{cc}}{1000} = \frac{100 \cdot 2100 \cdot 25}{1000} = 52,5 \text{ kg/ml}$ |
| - poids du garde corps (en métal) | $\frac{p \cdot S \cdot \gamma_{cc}}{1000} = \frac{20 \cdot 2100 \cdot 78,5}{1000} = 329,7 \text{ kg/ml}$ |
| | $g = 724,5 \text{ kg/ml}$ |

- surcharges pondérales: $P = 1,2 \cdot 250 = 300 \text{ kg/ml}$

$$\text{d'où } q = g + P = 1024,5 \text{ kg/ml}$$

* Calcul du moment max M_{ext} :

$$M = \frac{qL^2}{8} = \frac{1021,17 \cdot 2,7^2}{8} = 930,54 \text{ Kg.m/m}$$



* Ferrailage de la poutre: (P. CHARON)

$$h_b = 15 \text{ cm} ; d = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0294 \rightarrow \epsilon = 0,9259 ; K = 52,5$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 2,76 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 4\Phi 10 / \text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec } t = 25 \text{ cm}$$

* vérification divers:

- vérification à la fissuration: $K = 1,5 \cdot 10^6$ (Peu préjudiciable); $\eta = 1,6$
 $\phi = 10 \text{ mm}$; $\bar{\sigma}_b = 5,0 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_g = \frac{A}{2bd} = \frac{3,14}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 0,0078$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 1736,55 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2855,90 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{cm} ; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

donc pas de fissuration pour $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$.

- vérification des contraintes:

$$M = 930,54 \text{ Kg.m/m}; b = 100 \text{ cm}; h = 13 \text{ cm}; A = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = 100 \cdot \frac{A}{b \cdot h} = 100 \cdot \frac{3,14}{100 \cdot 13} = 0,24 \text{ CHARON} \rightarrow \epsilon = 0,9216 ; K = 4$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = 2473,54 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifié!}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 50,68 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée!}$$

- Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,0}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée!}$$

- effort tranchant:

$$T_{max} = \frac{qL}{2} = \frac{1021,17 \cdot 2,7}{2} = 1378,56 \text{ Kg}$$

$$\epsilon_b = \frac{T}{b \cdot g} = \frac{1378,56}{100 \cdot 7/8 \cdot 13} = 1,21 \text{ Kg/cm}^2 \left. \vphantom{\epsilon_b} \right\} \Rightarrow \epsilon_b < \bar{\epsilon}_b = 1,15 \bar{\sigma} = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$$

vérifié!

$A_t = 0$ aux droits des appuis et encore moins ailleurs

- Adhérence:

$$\bar{\epsilon}_d = 2\psi_d \cdot \bar{\sigma}_b ; \psi_d = 1,5 \text{ (N.A.)}$$

$$\bar{\epsilon}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot g} = \frac{1378,56}{4 \cdot 3,14 \cdot 7/8 \cdot 13} = 9,66 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}_d$$

pas de risque d'entraînement.

N.B: $\bar{\epsilon}_d$: contrainte admissible vis à vis de l'entraînement.

n : nombre de barres isolées

p : périmètre utile de la barre $p = \pi \phi = 3,14 \text{ cm}$

- flèche:

$$f = \frac{5}{384 \cdot EI} \cdot qL^4 \quad \text{avec: } E = 7000 \sqrt{\sigma_{cm}} = 7000 \sqrt{275} = 116082 \text{ /cm}^2$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4$$

$$q = 1021,17 \text{ Kg/ml}; L = 2,70 \text{ m}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{1021,17 \cdot 10^{-7} (270)^4}{116082 \cdot 28125} = 0,21 \text{ cm}$$

Les recommandations techniques relatives aux volets préfabriqués "paillasse pleine" préconisent une flèche admissible égale à :

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{270}{300} = 0,9 \text{ cm} ; f < \bar{f} \rightarrow \text{flèche vérifiée!}$$

* Armatures de répartition :

$$\frac{A_p}{4} \leq A_r \leq \frac{A_p}{2} ; \text{ avec } A_p: \text{ aciers principaux } (A_p = 3,14 \text{ cm}^2)$$

$$0,78 \leq A_r \leq 1,57 ; \text{ soit } 5 \text{ HA6 p.m } (A_r = 1,41 \text{ cm}^2) ; t = 2 \text{ cm}$$

→ Comme la paillasse est préfabriquée on prévoit forfaitairement 6 HA6 p.m dans la partie supérieure pour éviter le risque de fissuration lors du transport et du montage de la paillasse.

4. Calcul des becquets :

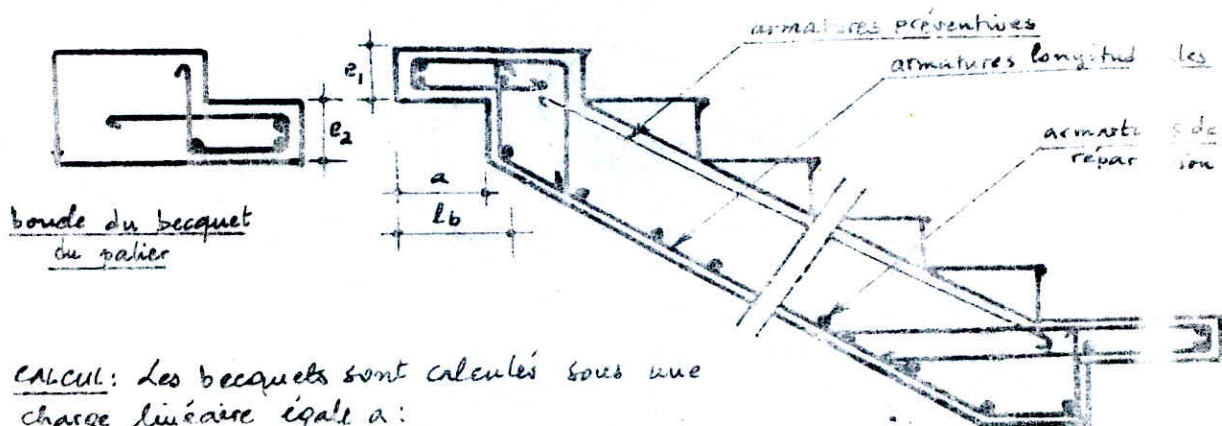
Le CTC préconise une épaisseur minimale de Fcm, aussi bien dans les sections d'encastrement que dans les sections d'extrémités.

on prendra : - pour le becquet de la paillasse : $e_1 = 8 \text{ cm}$

- pour le becquet du palier : $e_2 = 8 \text{ cm}$

le CTC limite "a" à 10 cm au minimum ($a \geq 10 \text{ cm}$) ; soit $a = 16 \text{ cm}$.

$$l_b = a + 2 \text{ cm} = 16 + 2 = 18 \text{ cm}$$



Calcul : Les becquets sont calculés sous une charge linéaire égale à :

$$Q = \gamma_q \cdot q \cdot L \quad (\text{kg/ml})$$

γ_q : coefficient de comportement expérimental ; $\gamma_q = 1,4$ d'après le CTC (le becquet est calculé en flexion sous armatures de suspension et pose de la volet à bain mortier).

L: longueur de la paillasse projetée sur le plan horizontal

q: charge de calcul de la paillasse.

$$Q = 1,4 \cdot 1021,17 \cdot 2,7 = 3860 \text{ kg/ml}$$

On suppose que la charge Q est appliquée à l'extrémité du becquet et que l'on a l'effet le plus défavorable.

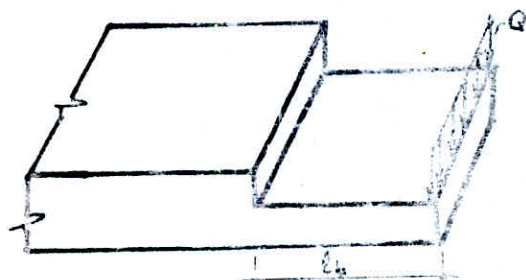
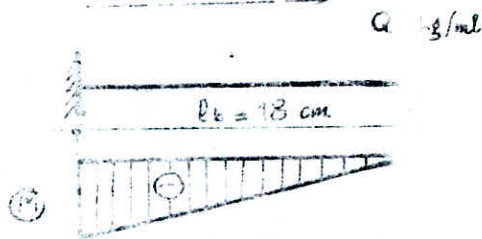


schéma statique :



La section la plus sollicitée est celle de l'encastrement.

$$M = Q \cdot l_b = 3860 \cdot 0,18 = 694,8 \text{ kg.m/ml}$$

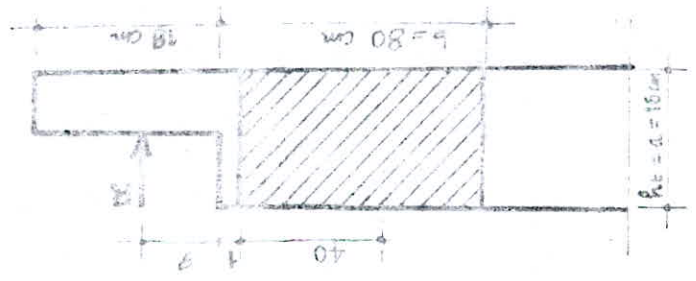
$$I_{bm} = \frac{a^3 \cdot b}{12} = \frac{16^3 \cdot 80}{12} = 3,42 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$I_{bm} = 3,42 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$\frac{a}{b} = \frac{16}{80} = \frac{1}{5} \text{ tab. } b = 3,42$$

$$I_{bm} = \frac{a^3 \cdot b}{12} \text{ (P. CHAZONS. P. 55)}$$

- calcul de la contrainte de cisaillement maximale
 $M_{max} = 1,4 \cdot M_t = 965 \text{ kg.m}$
 M_{max} est à l'encastrement
 $M_t = 2 \cdot e = 1378,58 \cdot 95 = 689,30 \text{ kg.m}$
 $\rho = 40 + 19 = 59 \text{ cm}$



a/* palier sous la charge linéaire R:
 Calcul de la hauteur palier: les hauteurs paliers sont des parties m et n dans le palier, on les considère d'appuis des poteaux d'escaliers et des murs. On considère la hauteur de section:
 - $h_0 = h = 16 \text{ cm}$
 - $b = 80 \text{ cm}$, généralement on prend $h_0 \leq b \leq 2h_0$, elle est la largeur de la section.
 les grandes, dans au couple de torsion, même si cette largeur pour le couple au triple. Donc en tenant compte de ces considérations, nous prendons un couple de torsion, nous ne peut reciter aux contraintes la question.

Charges permanentes:
 R = réaction d'appui sur l'action de la volée.
 q = charge et surcharge sur le palier.
 - plancher technique d'étage courant $G = 607 \text{ kg/m}^2$
 - surcharge d'exploitation pondérée $Q = 300 \text{ kg/m}^2$
 $Q + 1,2P = 907 \text{ kg/m}^2$

5.1. palier-1 (palier d'étage courant):

5. Calcul des paliers:
 N.B: $\eta q = 1$, car le calcul du becquet est en flexion avec armature de suspension et pose de la volée et bain mouché. (cas de circulation).

$$\sigma_s = \frac{M}{S} = \frac{2757,16}{2757,16} = 1,0 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 1,45 \sigma_s = 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_{max} = Q = 2757,16 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 1021,17 \cdot 1,87 = 2757,16 \text{ kg/ml}$$

- vérification du cisaillement: on considère la charge $Q = \eta q$, avec $\eta = 1$
 $A_r \geq 0,50 \text{ cm}^2$ (C.T.C), on prendra forfaitairement $21148 \text{ p.m} = 1, \text{ cm}^2$

* Armatures de réparation:
 avec $t = 40 \text{ cm} < 2 \cdot e_2 = 1, \text{ cm}$ (C.T.C)

$$A = \frac{3 \cdot \sigma_a}{M} = \frac{3 \cdot 6 \cdot 2800}{594,8 \cdot 10^2} = 4,93 \text{ cm}^2$$

pour limiter la fissuration: $t \leq \frac{e_2}{10} = 8 \text{ mm}$ soit $\phi = 8 \text{ mm}$
 soit $101148 \text{ p.m} = 5,0 \text{ cm}^2$

Calcul des aciers longitudinaux à la torsion :

$\bar{\omega}_e = \frac{A_e}{B}$ A_e : section des barres longitudinales
 B : section du béton de la pièce.

$\frac{b}{a} = 5 > 3,5 \Rightarrow \bar{\omega}_e = \frac{3}{7} \cdot \frac{E_{km}}{\sigma_a} = \frac{16,11}{2800} \cdot \frac{3}{7} = 2,46 \cdot 10^{-3}$

$A_e = \bar{\omega}_e \cdot B = 2,46 \cdot 10^{-3} \cdot (16 \cdot 80) = 3,16 \text{ cm}^2$; soit 5HA10 ($A_e = 4,71 \text{ cm}^2$)
 afin d'éviter la fissuration nous avons choisi $\phi = 10 \text{ mm} < ht/10 = 16 \text{ mm}$

Détermination des aciers transversaux :

$\bar{\omega}_t = \frac{V_t}{V_B}$ V_t : volume des barres transversales
 V_B : volume du béton de la pièce

$\bar{\omega}_t = \bar{\omega}_e = 2,46 \cdot 10^{-3}$

$V_{tu} = A_t \cdot 1 \text{ cm}$ (volume unitaire)

$V_{Bu} = B \cdot 1 \text{ cm}$ (volume du béton par cm de longueur)

$V_{tu} = \bar{\omega}_t \cdot V_{Bu} = 2,46 \cdot 10^{-3} \cdot (16 \cdot 80) = 3,16 \text{ cm}^2/\text{cm}$

Volume du cadre: $V = A_t \cdot \mu$

$\mu = [(80-2) + (16-2)] \cdot 2$

$V = 0,39 \cdot 184 = 71,76 \text{ cm}^3$ 1 barre HA5

Espacement $t = \frac{V}{V_{tu}} = 22,7 \text{ cm}$

$t_{adm} : t \leq \min(a, b) = 16 \text{ cm}$, on prend $t = 16 \text{ cm}$.



Calcul à la flexion :

charge de calcul : - poids propre et surcharge revenant à la poutre

$q = 0,8 \cdot 907 = 725,6 \text{ kg/ml}$

- charge linéaire des volets ... $R = \frac{qL}{2} = 1021,17 \cdot \frac{2}{2} = 1021,17 \text{ kg/ml}$

1378,57 kg/ml

moment fléchissant max dû à R :

$0 < x < 1,4 \Rightarrow M(x) = 1930x - 1378,57 \frac{x^2}{2}$

$1,4 < x < 1,6 \Rightarrow M(x) = R \cdot \frac{1,4^2}{2} = 1351 \text{ kg.m}$

$M_{max}^R = 1351 \text{ kg.m}$



moment max. dû au poids propre : $q = 725,6 \text{ kg/ml}$

$M_{max}^q = \frac{qL^2}{8} = \frac{725,6 \cdot 3^2}{8} = 816,3 \text{ kg.m}$

Le moment isostatique max. résultant : $M_0 = M_q + M_R = 2167,3 \text{ kg.m}$

Pour avoir un ferrailage économique on choisit la répartition des moments selon Guerin (Tome 4) : $M_a = M_E = 0,5 M_0 = 1083,65 \text{ kg.m}$

Détermination des aciers longitudinaux (p. CHARRON) :

$\mu_t = \mu_a = \frac{15 M_t}{\sigma_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 1083,65 \cdot 10^2}{2800 \cdot 80 \cdot 13} = 0,0429 \rightarrow \epsilon = 0,9129 ; \lambda = 42,4$

$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{\lambda} = 66,03 < \bar{\sigma}_{b0}' \rightarrow A' = 0$

$A_x = A_t = 3,26 \text{ cm}^2$; soit 4HA10 = 4,71 cm²

effort tranchant des aciers transversaux :

$T_{max} = \frac{qL}{2} + 1,4 \cdot R = 725,6 \cdot \frac{3}{2} + 1378,57 \cdot 1,4 = 3048,40 \text{ kg}$

$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = 3,31 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$



Superposition de la torsion et de la flexion :

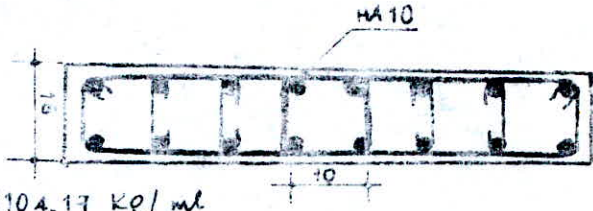
Vérification du cisaillement résultant

$$E_{br} = E_{br} + E_b = 15,63 + 3,31 = 18,94 \text{ kg/cm}^2 < E_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_e = A_e(\text{torsion}) + A_e(\text{flexion})$$

$$A_t = A_{t_{\text{tors}} + A_{t_{\text{fl}}}}$$

Vérification de la flèche :
(à la mi-portée)



$$f = \frac{q l^4}{384 EI} ; q' = q + R = 2104,17 \text{ kg/ml}$$

$$E = 1,2 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = bh^3/12 = 80 \cdot 16^3/12 = 27306,67 \text{ cm}^4$$

$$R_{qe} : \epsilon = 7000 \sqrt{\sigma_s} \leq 90 \mu ; \sigma_{s0} = 1,2 \sigma_s$$

$$f = 0,135 \text{ cm} < \bar{f} = 300/500 = 0,6 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifié!}$$

nb/ Palier "1" sous la charge q :

Le palier "1" est semi-encasté sur 3 côtés, le 4^{ème} étant libre. Il est soumis uniquement à la charge uniformément répartie $q = 907 \text{ kg/m}^2$, du fait que la charge linéaire R est entièrement reprise par la poutre palière. Pour le calcul, nous utilisons la table de BRES

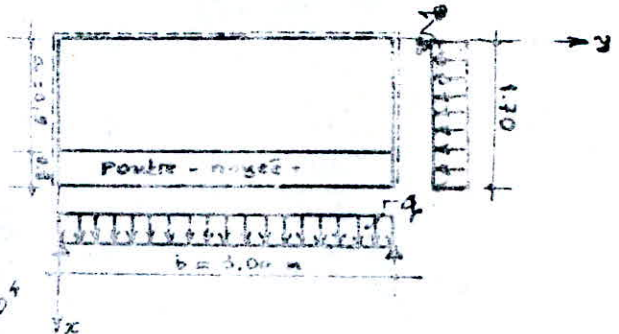
$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{0,9}{3} = 0,3$$

$$w_{bs} = 4,1259$$

$$w_s = 2,1541$$

$$d\gamma_{as} = 0,0256$$

$$d\gamma_{xa} = 0,1133$$



• flèche au milieu du bord libre :

$$f_b = w_{bs} \cdot \frac{qa^4}{Eh^3} = 4,1259 \cdot \frac{907 \cdot 10^{-4} \cdot 30^4}{1,2 \cdot 10^5 \cdot 16^3}$$

$$f_b = 0,049 < \bar{f} = \frac{b}{500} = 0,6 \text{ cm}$$

• flèche au centre de la dalle :

$$f = w_s \cdot \frac{qa^4}{Eh^3} = 0,025 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{a}{500} = 0,18 \text{ cm}$$

• moment au milieu du bord libre : (suivant y-y) :

$$M_y = d\gamma_{as} \cdot qa^2 = 0,0256 \cdot 907 \cdot 3^2 = 208,97 \text{ kg.m/ml}$$

• moment au centre de la dalle (suivant x-x) :

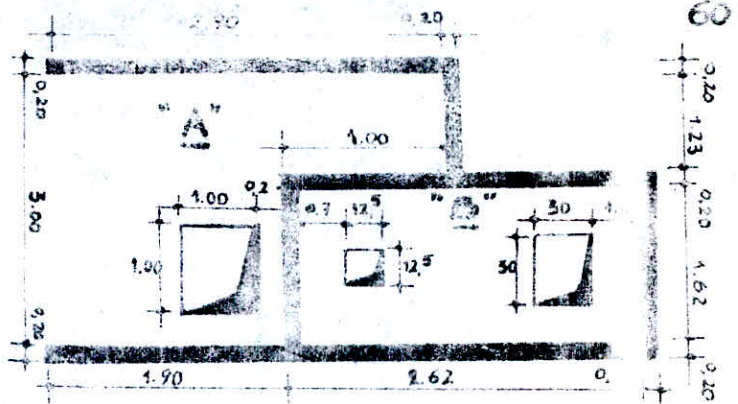
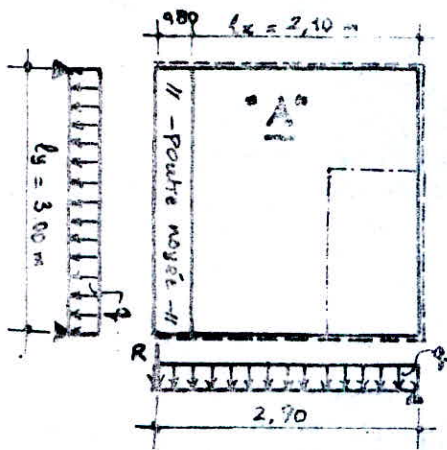
$$M_x = d\gamma_{xa} \cdot qa^2 = 0,1133 \cdot 907 \cdot 0,9^2 = 83,23 \text{ kg.m/ml}$$

5.2. Palier - 2 -

- le panneau "A" forme le palier - 2. La trappe se trouvant sur ce panneau ne figure qu'au niveau du local machinerie, elle n'existe pas sur le palier à l'étage courant.
- le panneau "B" forme la dalle supérieure de la cage d'ascenseurs, et se sert de support à la cabine et de plancher au local machinerie.

• calcul du panneau "A" : (voir fig. ci-après)

le panneau "A" sera calculé comme une dalle rectangulaire de dimension ($l_x = 2,10 \text{ m}$; $l_y = 2,00 \text{ m}$). Il est soumis aux mêmes charges que le palier "1". (R et q).



*. Panneau "A" sous la charge linéaire R (voir Palier -1):

même ferrailage et même dimension de la bande noyée que le palier -1 déjà calculé.

** Panneau "A" sous la charge q:

$$\gamma = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.10}{3} = 0.7 \quad (\text{table de BARES}).$$

- . $\omega_s = 0.2652 \dots \dots \dots \rightarrow \bar{s}_s = 0.09 \text{ cm} < \bar{s} = \frac{a}{500} = \frac{210}{500} = 0.42 \text{ cm} ; \text{vérifiée!}$
- . $\omega_{bs} = 0.4356 \dots \dots \dots \rightarrow \bar{s}_{bs} = 0.156 \text{ cm} < \bar{s} = \frac{a}{500} = \frac{300}{500} = 0.60 \text{ cm} ; \text{vérifiée!}$
- . $\alpha_{\gamma as} = 0.0848 \dots \dots \dots \rightarrow M_y = \alpha_{\gamma as} \cdot q b^2 = 0.0848 \cdot 907 \cdot 3^2 = 692.22 \text{ kg.m/ml}$
- . $\alpha_{\gamma a s} = 0.0559 \dots \dots \dots \rightarrow M_x = \alpha_{\gamma a s} \cdot q a^2 = 0.0559 \cdot 907 \cdot 2.1^2 = 223.60 \text{ kg.m/ml}$

b/. Calcul du panneau "B":

Cage d'ascenseur: NFP B2.201 type DRU n°75 ; charge nominale: 700 kg.

Le calcul de la cage d'escalier nécessite la connaissance des charges de calcul. La détermination de ces charges est difficile car on ignore le fournisseur. On peut alors pour un avant projet utiliser la règle empirique suivante:

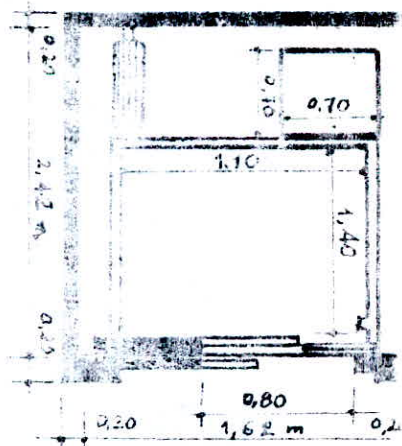
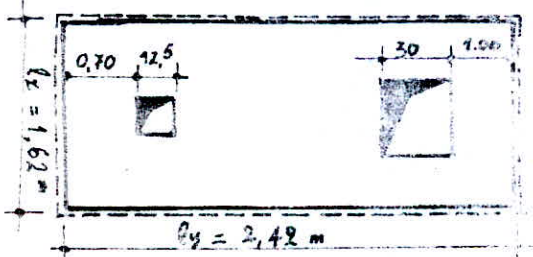
Q₁: charge sur la dalle supérieure égale à 15 fois la charge utile de la cabine

Q₂: charge sur la cuvette égale à 10 fois la charge utile de la cabine.

~ charge sur 1 m² de la dalle supérieure: $q_1 = \frac{Q_1}{S_1} = \frac{15 \cdot 700}{1.62 \cdot 2.42} = 678.3 \text{ kg/m}^2$

~ charge sur 1 m² de la cuvette: $q_2 = \frac{Q_2}{S_2} = \frac{10 \cdot 700}{2.6 \cdot 1.42} = 1786 \text{ kg/m}^2$

Rq: la cuvette sera ferrillée de la même manière que la dalle supérieure



La dalle supérieure de la cage d'escalier (panneau "B") se calcule comme une dalle, sans ouvertures, appuyée sur son pourtour.

Du fait que les efforts vont converger vers les ouvertures, nous disposerons des barres de renfort tout autour de la dalle. La méthode utilisée pour le calcul de ce panneau est celle exposée par les règles CBA 68.

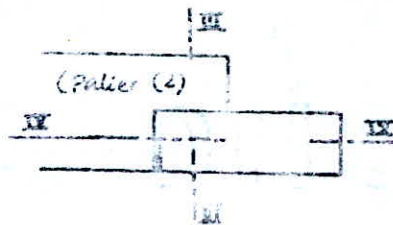
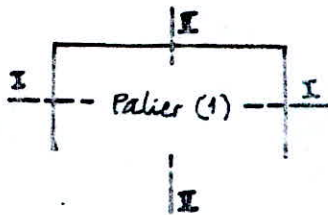
$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.62}{2.42} = 0.669$$

abaques $\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0781 \rightarrow M_x = \mu_x \cdot q_1 \cdot l_x^2 = 0.0781 \cdot 2678.3 \cdot 1.62^2 = 5400 \text{ kg.m/ml} \\ \mu_y = 0.5214 \rightarrow M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.5214 \cdot 5400 = 2815.56 \text{ kg.m/ml} \end{cases}$

5.3. ferrailage des paliers (1) et (2):

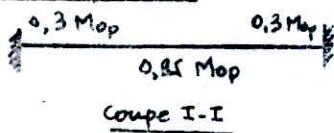
■ Sens porteur: le moment max. adopté est $M_{op} = 286 \text{ kg}\cdot\text{m/m}$. Il sera la base du ferrailage du palier (1) et du palier (2) dans le sens principal, afin d'avoir un ferrailage uniforme ce qui entraînerait un gain dans le délai de réalisation, faciliterait aussi la table aux ouvriers et éviterait les erreurs dans l'exécution.

■ Sens répartiteur: le moment adopté est $M_{or} = 549 \text{ kg}\cdot\text{m/m}$, il sera pour le même but la base de calcul des aciers de répartition dans le palier (1) et le palier (2).



• Ferrailage du palier (1): (CHAEON).

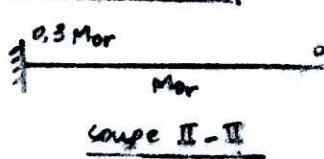
■ Sens porteur:



* appuis: $M_{ap} = 0,3 M_{op} = 0,3 \cdot 286 = 85,8 \text{ kg}\cdot\text{m}$
 $\mu_{ap} = 0,0027 \rightarrow \epsilon = 0,9763 ; K = 12$
 $A_{ap} = 0,24 \text{ cm}^2$; soit 4HA5 p.m.; $t = 25 \text{ cm}$

* travée: $M_{tp} = 0,95 M_{op} = 271,7 \text{ kg}\cdot\text{m/ml}$
 $\mu_{tp} = 0,0086 \rightarrow \epsilon = 0,9582 ; K = 105$
 $A_{tp} = 0,77 \text{ cm}^2$; soit 4HA6 p.m.; $t = 25 \text{ cm}$

■ Sens répartiteur:

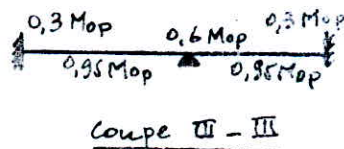


* appuis: $R_s = h_p - \frac{1}{2} (\phi_p + \phi_r) = 13 - \frac{1}{2} (0,8 + 0,6) = 12,20 \text{ cm}$
 $M_{ar} = 0,3 M_{or} = 0,3 \cdot 549 = 164,7 \text{ kg}\cdot\text{m/ml}$
 $\mu_{ar} = 0,0059 \rightarrow \epsilon = 0,9650 ; K = 128$
 $A_{ar} = 0,49 \text{ cm}^2$; soit 3HA5; $t = 33 \text{ cm}$

* travée: $R_t = 13 - \frac{1}{2} (0,5 + 0,6) = 12,45 \text{ cm}$
 $M_{tr} = M_{or} = 549 \text{ kg}\cdot\text{m/ml}$
 $\mu_{tr} = 0,0189 \rightarrow \epsilon = 0,9395 ; K = 68$
 $A_{tr} = 1,65 \text{ cm}^2$; soit 4HA8 (2,01 ϕ); $t = 25 \text{ cm}$

• Ferrailage du palier (2):

■ Sens porteur:



■ Sens répartiteur:

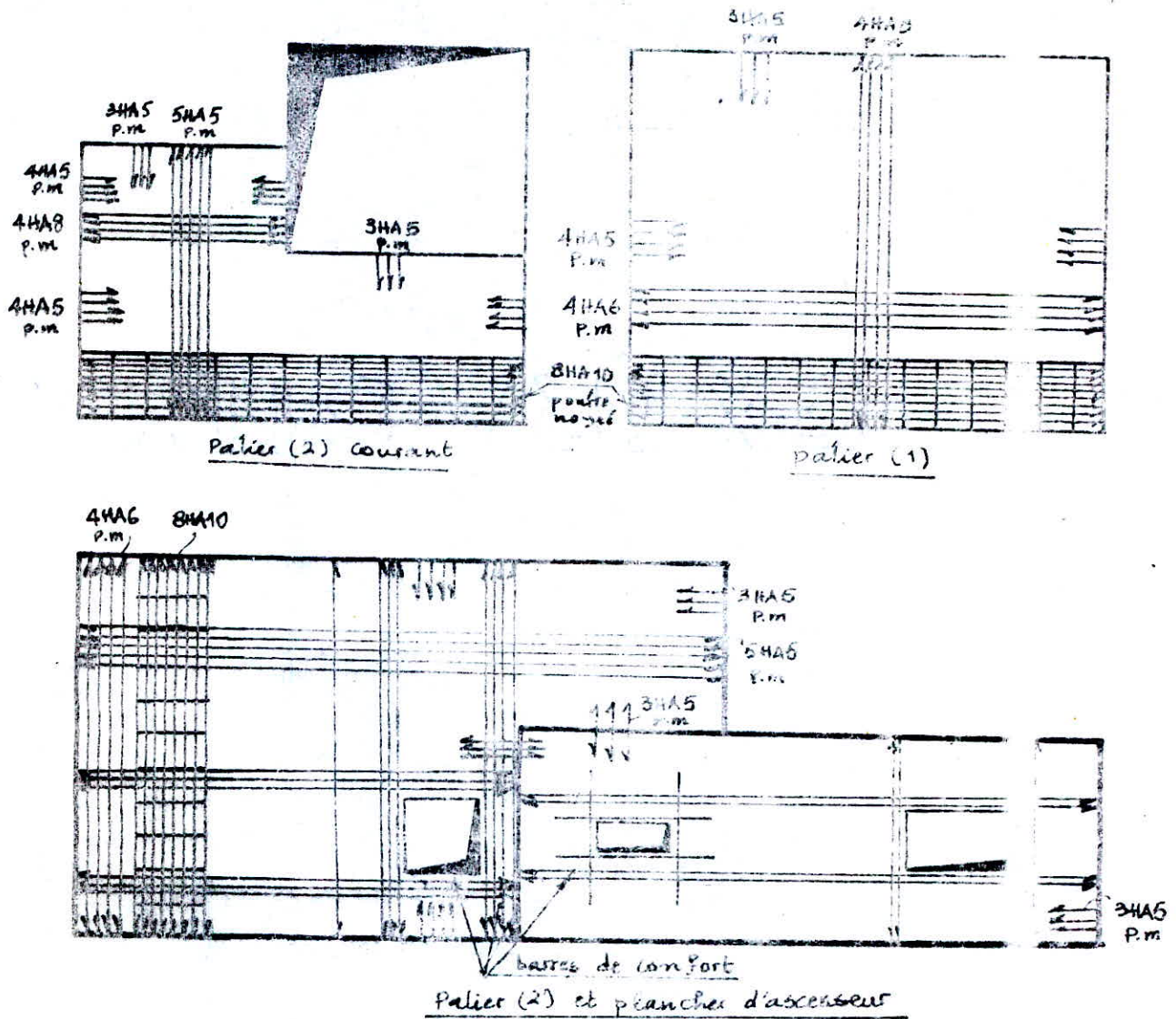


La condition: $M_t \geq \left. \begin{matrix} M_0 \\ 1,25 M_0 \end{matrix} \right\} - \frac{1}{2} M_{tr} - M_{tr}$ est vérifiée
 soit le tableau des valeurs suivantes.

—	sens porteur			sens répartiteur		
	M (tm)	A (cm ²)	t (cm)	M (tm)	A (cm ²)	t (cm)
travée	0,657	4HA8	25	0,224	5HA5	20
appui ruse	0,207	4HA5	25	0,070	3HA5	33
appui interm	0,415	6HA5	16	0,142	3HA5	33

NB: toutes les valeurs des sections transversales vérifient la condition de non fragilité:
 $A_s = 100 \text{ hp max } \left\{ \begin{matrix} 0,69 \left(1 - \frac{\sigma}{2}\right) \frac{\sigma_s}{\sigma_{cm}} \\ 0,6 \frac{h_e}{100 \text{ cm}} \end{matrix} \right\}$, on a: $A_s < A$ toujours

schéma du ferrailage:



6. liaison pailleasse-palier: son but c'est d'offrir une garantie contre le risque d'effondrement de la pailleasse sous les charges verticales normales et sous l'action sismique. donc on prévoit une liaison par armature d'aciers (clavetage).

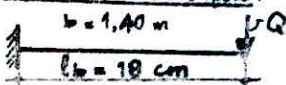
Pour cela une bande de largeur ≥ 30 cm et 8cm de hauteur ne sera coulée qu'après la pose de la pailleasse avec ces aciers de liaison en a suite. avant la pose on prévoit sur les becquets une couche de mortier.

• Calcul des aciers de liaison (ou de clavetage):

on calculera ces aciers sous la charge Q due à la volet sur le becquet du palier: $R = 1378,58$ kg est la charge exercé par m (1) mètre linéaire de pailleasse sur le becquet.

$$Q = R \cdot l_p = 1378,58 \cdot 1,4 = 1930 \text{ kg}$$

schéma statique:



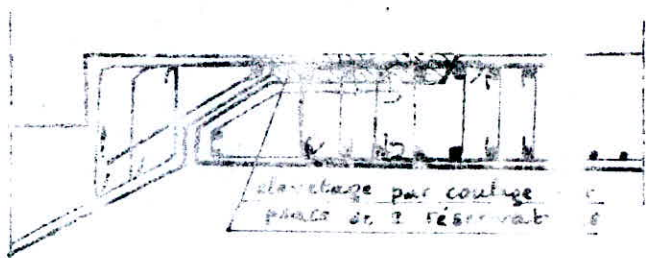
$$M = 347,4 \text{ kg.m}$$

$$\mu = 0,0207 \rightarrow \epsilon = 0,9369$$

$$K = 64,5$$

$$A = 1,65 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 4HA8 / \text{pailleasse}$$

$$\sigma_s = 1344 = 1,344 \cdot 10^8 \text{ dyn/cm}^2$$



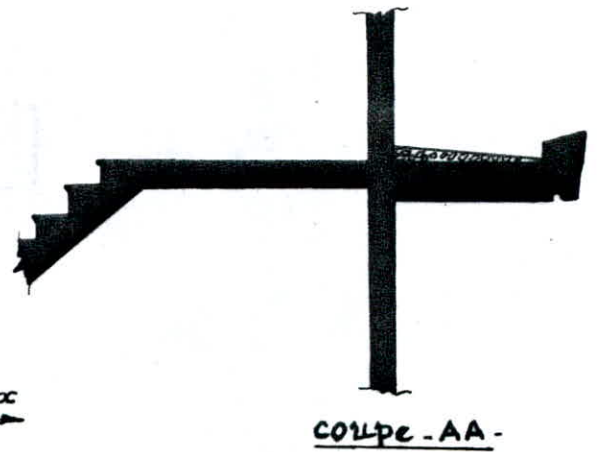
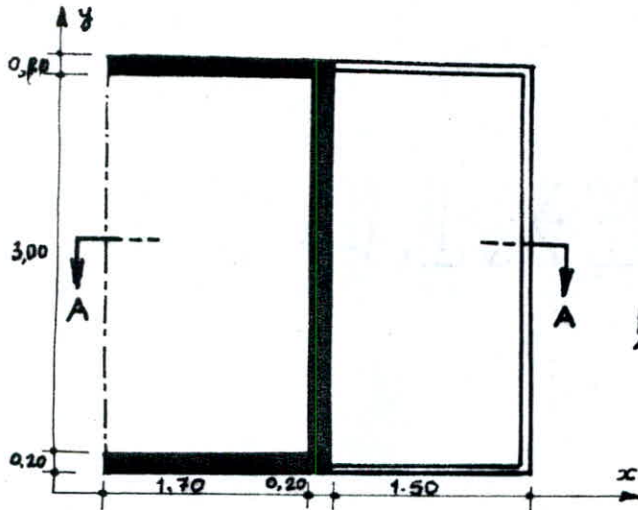
Calcul de l'auvent :

L'auvent de notre bâtiment est une dalle pleine en B.A en continuité avec le plancher (1) du niveau 1.

Charge permanente :

dalle en B.A ($l = 16 \text{ cm}$) ... 100 kg/m^2
 étanchéité - - - - - 12 kg/m^2
 $G = 112 \text{ kg/m}^2$

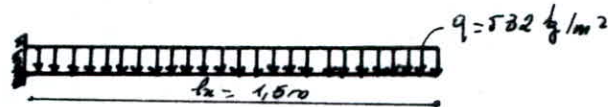
Surcharge pondérée : $1,2 P = 1,2 \cdot 100 = 120 \text{ kg/m}^2$
 Combinaison sous S_{p1} : $q = G + 1,2 P = 232 \text{ kg/m}^2$



L'auvent travaille dans une seule direction (x-x) il sera calculé comme une poutre encastrée de 1m de largeur et de portée $l_x = 1,5 \text{ m}$.

Schema Statique :

$$M_x = -\frac{q \cdot l_x^2}{2} = -598,5 \text{ kg.m/m}$$



Ferraillage : (P. Charon)

$\mu = 0,0189 \rightarrow \epsilon = 9,9396$; $\kappa = 67,5 \rightarrow \sigma_b = 41,48 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_b = 137 \rightarrow A_s = 0$
 $A_x = \frac{M_x}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{598,5 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9396 \cdot 13} = 1,75 \text{ cm}^2 \text{ p.m. on adopte :}$

THA 6/ml pour ($A_x = 1,98 \text{ cm}^2$)

Vérification au cisaillement :

$T_{max} = q \cdot l_x = 532 \cdot 1,5 = 798 \text{ kg/ml}$
 $\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{798}{100 \cdot \frac{7}{13}} = 9,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$
 $\Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow (A_t = 0)$

Vérification de la flèche :

$f = \frac{q l_x^4}{8 E I}$; $E = 12 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$; $I = \frac{b h^3}{12} = \frac{100 \cdot 16^3}{12} = 3,4 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$
 $\bar{f} = \frac{l_x}{500} = \frac{150}{500} = 0,3 \text{ cm}$

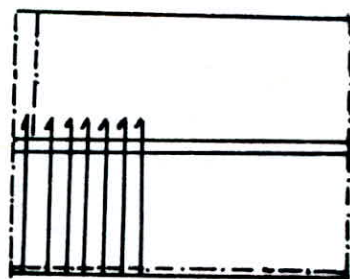
$f = \frac{532 \cdot 150^4 \cdot 10^2}{8 \cdot 12 \cdot 10^5 \cdot 3,4 \cdot 10^4} = 0,08 \text{ cm} < \bar{f} \rightarrow \text{vérifié}$

Vérification de l'adhérence :

$\bar{\sigma}_a = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$
 $\tau_d = \frac{T_{max}}{n p \cdot z} = \frac{T_{max}}{n \cdot \psi_d \cdot z} = \frac{798}{7 \cdot 1,5 \cdot \frac{7}{13}} = 5,31 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$
 \rightarrow pas de risque d'entraînement.

schéma de ferrailage de l'auvent:

pour le palier 1^{er} du 1^{er} étage (plancher haut du RDC); les aciers supérieurs ne sont pas nécessaires puisque les aciers de l'auvent prolongés (en continuité) sur l'appui et ancrés dans la dalle du palier 1^{er} RDC.



THA6/ml en nappe supérieure

* CALCUL DES ÉLÉMENTS VERTICAUX:

Poids des él^{ts} verticaux de la cage d'escalier.

Étage courant: poids de chaque voile: (voir schéma p 53)

- $V_{t6} : p = 2,5 \cdot 0,2 (2,9 \cdot 7,4 - 1,2 \cdot 2,17) = 9,428t$
- $V_{t7} : p = 2,5 \cdot 0,2 \cdot 2,9 \cdot 2,82 = 4,089t$
- $V_{t8} : p = 2,5 \cdot 0,2 (2,9 \cdot 9,02 - 1,2 \cdot 2,17) = 11,8t$
- $V_{l3} : p = 2,5 \cdot 0,2 \cdot 2,9 \cdot 1,62 = 2,349t$
- $V_{l4} : p = 2,5 \cdot 0,2 (2,9 \cdot 1,23 - 1,5 \cdot 1,23) = 0,861t$
- $V_{l5} : p = 2,5 \cdot 0,2 (2,1 \cdot 1,62 - 0,8 \cdot 2,17) = 1,441t$
- $V_{l6} : p = 2,5 \cdot 0,2 (2,9 \cdot 3 - 1,5 \cdot 1,23) = 3,428t$

Surfaces revenant à chaque voile :

Voiles	V_{t6}	V_{t7}	V_{t8}	V_{l3}	V_{l4}	V_{l5}	V_{l6}
Surface [m ²]	8,3	3,771	8,333	0,656	0,378	1,64	2,25
		$S(q) = 0,426$ $S(q_1) = 1,34$	$S(q) = 6,988$ $S(q_1) = 1,345$			$S(q) = 9,984$ $S(q_1) = 0,656$	

$q_1 =$ charge accesseur

$q =$ charge permanente + surcharge d'exploitation

Charges permanentes et d'exploitation revenant à chaque voile :

Niveau	Terrasse		Niveau 8		Étage courant		RDC	
	G[t]	P[t]	G[t]	P[t]	G[t]	P[t]	G[t]	P[t]
V_{t6}	15,262	0,780	14,47	2,075	14,47	2,075	14,47	2,075
V_{t7}	5,334	0,177	7,86	0,106	1,35	0,106	4,7	0,443
V_{t8}	17,65	0,834	13,57	1,747	16,04	1,747	18,39	2,083
V_{l3}	2,81	0,066	4,07	—	2,349	—	3,49	0,164
V_{l4}	1,126	0,038	1,09	0,095	1,09	0,095	1,09	0,0945
V_{l5}	2,593	0,164	3,76	0,246	2,04	0,246	3,18	0,91
V_{l6}	5,009	0,225	4,8	0,563	4,79	0,563	4,8	0,563

* ÉTUDE DU CONTREVENTEMENT: (même méthode que celle de calcul du bloc)

- calcul des Inerties équivalentes

• refends pleins : $V_{t7}, V_{l3} \rightarrow I_e = \frac{bt^3}{12} = I$

Voiles	b[m]	t[m]	$I_e(m^4)$
V_{t7}	0,20	2,82	0,3737
V_{l3}	0,20	1,62	0,0708

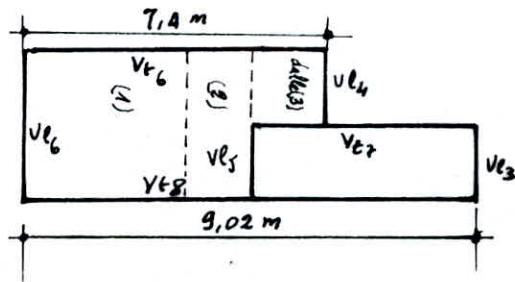
* Refends à 1 file d'ouverture : $Vt_6, Vt_7, Vl_3, Vl_4, Vl_5, Vl_6$
 Calcul de $-I_e-$

Voies	l_1	l_2	$2a$	$2c$	I_1	I_2	i	S_1	S_2	m	I	ω	α	ψ	I_e
Vt_6	0,5	5,7	1,2	4,3	$208 \cdot 10^{-3}$	3,086	0,0064	0,1	1,14	0,395	4,786	0,511	14,15	460	4,723
Vt_7	3,32	4,5	1,2	5,11	0,609	1,518	0,0064	0,664	0,900	1,952	12,101	0,462	12,79	0,59	10,658
Vl_3	0,20	0,20	1,23	1,43	$1,33 \cdot 10^{-4}$	$1,33 \cdot 10^{-4}$	0,0064	0,04	0,04	0,0286	0,0435	10,787	298,77	0,66	0,0431
Vl_4	0,61	0,61	0,80	1,41	0,0037	0,0037	0,0064	0,122	0,422	0,086	0,1280	4,829	106,06	0,66	0,1270
Vl_5	0,20	1,97	1,23	2,315	$1,33 \cdot 10^{-4}$	0,0274	0,0064	0,04	0,394	0,084	0,3219	1,0027	27,77	0,65	0,3187

Calcul du Centre de torsion : (voir méthode et marche du bloc)

$$x_{CT} = \frac{\sum I_x \cdot x_i}{\sum I_x}$$

$$y_{CT} = \frac{\sum I_y \cdot y_i}{\sum I_y}$$



refends	I_x	x	$I_x \cdot x$	I_y	y	$I_y \cdot y$
Vt_6	4,723	0,10	0,4723	—	—	—
Vt_7	0,373	1,53	0,5706	—	—	—
Vt_8	10,658	3,25	35,7043	—	—	—
Vl_3	—	—	—	0,0708	8,92	0,6315
Vl_4	—	—	—	0,0431	7,30	0,3146
Vl_5	—	—	—	0,1270	6,30	0,8000
Vl_6	—	—	—	0,3187	0,10	0,03187
Σ	15,754		36,7472	0,5596		1,7780

$x_{CT} = 2,33 \text{ m}$; $y_{CT} = 3,17 \text{ m}$

* Détermination du Centre de masse de élts soumis aux efforts sismiques
 supposés concentrés aux niveaux des planches :

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

Centre de masse des élts de l'étage courant :

Élts	Paliers			Escaliers	Voies							Σ
	dalle 1-	dalle 2	dalle 3		Vt_6	Vt_7	Vt_8	Vl_3	Vl_4	Vl_5	Vl_6	
$M_i [t]$	4,625	5,170	1,115	7,732	9,428	4,089	11,849	2,349	0,861	1,441	3,428	52,087
$x_i [m]$	1,70	1,70	0,815	1,70	0,1	1,53	3,35	2,44	0,815	2,44	1,6	
$M_i \cdot x_i$	7,862	8,789	0,908	13,144	9,942	6,256	39,694	5,731	0,701	3,516	5,484	93,027
$y_i [m]$	1,05	5,25	6,7	3,1	3,7	7,61	4,51	8,92	7,3	6,3	0,1	
$M_i \cdot y_i$	4,856	27,142	7,470	23,970	34,883	31,117	53,458	20,953	6,285	9,078	0,342	219,534

$x_G = 1,78 \text{ m}$; $y_G = 4,214 \text{ m}$

* Centre de masse des 'élt' du niveau planche terrasse (Niveau 9)

- planche - terrasse : $q_T = G + 1,2P = 0,823 \text{ t/m}^2$
 $M = q_T \cdot S$ avec $S = 23,47 \text{ m}^2$ (surface du planche terrasse)
- Acrotère : $q_a = G + 1,2P = 0,26 + 0,12 = 0,38 \text{ t/ml}$
 $M = q_a \cdot L$ avec $L =$ périmètre du planche terrasse $= 24,04 \text{ m}$
- 1/2 Mur inférieur des voiles : $M = 2,5 \cdot e \cdot l \cdot \frac{h}{2}$ où $l =$ longueur du mur (voile)
 $e =$ épaisseur $= (0,20 \text{ m})$
 $h =$ hauteur $= (4,35 \text{ m})$

éléments	Dalles	acrotère	Vt6	Vt7	Vt8	Vt3	Vt4	Vt5	Vt6	Σ
M_i [t]	19,315	9,135	7,396	3,064	9,212	1,761	0,876	1,327	2,800	54,888
X_i [m]	1,785	1,793	0,100	1,530	3,350	2,400	0,815	2,400	1,600	—
$M_i \cdot X_i$ [tm]	34,477	16,379	0,739	4,690	30,860	4,296	0,713	3,237	4,480	99,871
Y_i [m]	4,137	4,396	3,700	7,610	4,510	8,920	7,300	6,200	9,100	—
$M_i \cdot Y_i$ [tm]	79,906	40,139	27,365	23,332	41,546	15,708	6,394	8,227	0,280	242,897

$X_G = 1,819 \text{ m}$; $Y_G = 4,425 \text{ m}$

* Centre de masse du (Niveau -8-) (même démarche que celle du Niveau 9)

Les 'élt' pris en compte sont :

- palier "1" et "2" ; (3')(4')
- 1/2 escalier d'étage courant
- Escalier métallique tel que ($G = 100 \text{ kg/m}^2$; $P = 100 \text{ kg/m}^2$)

Voile : Demi-mur sup : $h_1 = \frac{4,35}{2} = 2,175 \text{ m}$
 Demi-mur inf : $h_2 = 1,45 \text{ m}$

on trouve finalement : $X_G = 1,957 \text{ m}$; $Y_G = 4,685 \text{ m}$

* Centre de masse des élt' du (Niveau N2) :

le calcul est analogue que celui de l'étage courant plus l'auvent :

$q_{\text{auvent}} = G + 1,2P = 0,532 \text{ t/m}^2$

Éléments	M_i [t]	X_i [m]	$M_i \cdot X_i$ [tm]	Y_i [m]	$M_i \cdot Y_i$ [tm]
étage courant	52,087	1,78	92,714	4,214	219,094
Auvent	2,713	1,7	4,612	-0,75	-2,034
Σ	54,800		97,326		217,060

$X_G = 1,776 \text{ m}$; $Y_G = 3,968 \text{ m}$

* Centre de masse du Niveau "0" (Vide sanitaire)

- partie du palier ① en massif de béton :

$pp = 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,85 \cdot 3,0 = 7,344 \text{ t}$

revêtement $= 0,1 \cdot 0,85 \cdot 3 = 0,255 \text{ t}$

sur. d'exploit $= 1,2 \cdot 0,25 \cdot 0,85 \cdot 3 = 0,765 \text{ t}$

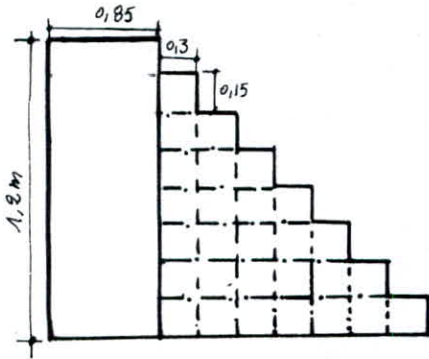
- partie du palier ① en dalle :

$pp : G = 0,607 \text{ t/m}^2$ (Comme du planche courant)

surcharge $= 1,2P = 0,300 \text{ t/m}^2$

$q = 0,907 \text{ t/m}^2 \rightarrow \pi = q \cdot S = 0,907 \cdot 0,853 = 2,31 \text{ t}$

Poids des escaliers du vide Sanitaire:



PP = 2,4 · 0,15 · 0,3 · 1,4 · 28 = 4,2336t

revêtement = 0,1 · 0,3 · 1,4 · 7 = 0,294t

Surcharge = 1,2 · 0,25 · 0,3 · 1,4 · 7 = 0,882t

donc l'effort : M = 5,409t

Les elts pris en compte dans le calcul du Niveau "0":

- palier "1" : [massif de béton, dalle]
- palier "2" : [dalle "1", dalle "2", 1/2 escalier entrant, escalier du vide sanitaire]
- 1/2 mur sup: [Ut6, Ut7, Ut8, Ut9, Ut10, Ut11, Ut12, Cuvette accuser]
- 1/2 mur inf: [Ut6, Ut7, Ut8, Ut9, Ut10, Ut11, Ut12]

d'oi : $X_G = 1,788\text{ m}$; $Y_G = 4,65\text{ m}$

Calcul des excentricités:

$e_x = |X_G - X_{CT}|$ avec $X_{CT} = 2,33\text{ m}$

$e_y = |Y_G - Y_{CT}|$ avec $Y_{CT} = 3,17\text{ m}$

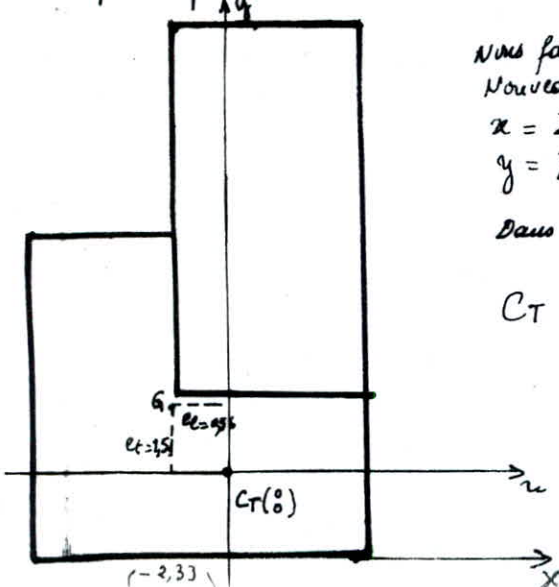
Niveau	Terrasse	N 8	étage Couvert	N 1	RDC ^{N.O}
X_G [m]	1,82	1,95	1,78	1,77	1,78
Y_G [m]	4,42	4,68	4,21	3,96	4,65
e_x [m]	0,51	0,38	0,55	0,56	0,55
e_y [m]	1,25	1,51	1,04	0,79	1,48

la plus grande excentricité transversale se trouve au Niveau 8 : $e_y = e_t = 1,51\text{ m}$
 la plus grande excentricité longitudinale se trouve au Niveau 1 : $e_x = e_l = 0,56\text{ m}$

L'excentricité accidentelle fixée par le C.T.C est 5% L, où L est la plus gr^e dimension du bloc escalier : $\rightarrow e_{acc} = \frac{5L}{100} = \frac{5 \cdot 9,02}{100} = 0,451\text{ m}$

L'excentricité prise en compte dans les calculs :
 $e_t = \max\{1,51; 5\%L\} = 1,51\text{ m}$ suivant (y-y)
 $e_l = \max\{0,56; 5\%L\} = 0,56\text{ m}$ suivant (x-x)

la plus grande excentricité $e_t = 1,51\text{ m}$ représente 16,7%L ; donc ne dépasse pas la limite de 20%L fixée par le CTC (RPA 81 Art 32.11)



Nous faisons un changement de repère :

Nouveau repère : x Gy

$x = X - X_T = X - 2,33$

$y = Y - Y_T = Y - 3,17$

Dans l'ancien repère X O Y

CT $\begin{cases} X_T = 2,33 \\ Y_T = 3,17 \end{cases}$

Répartition des forces horizontales dans les refends :

Notations :

H_t : force horizontale provoquant la translation du refend
 H_n : " " " " rotation " " "

1) Force horizontale agissant transversale :

a) pour 1 refend transversal Vt_i :

$$H_{t_i} = H_t + H_{t_i} = H_t \left(e_t \frac{I_{x_i} \cdot x_i}{J} + \frac{I_{x_i}}{\sum I_{x_i}} \right)$$

b) pour 1 refend long Vl_j :

$$H_{l_j} = H_{l_j} = H_t \cdot e_t \cdot \frac{I_{y_j} \cdot y_j}{J}$$

2) Force horizontale agissant longitudinale :

a) pour 1 refend transversal Vt_i :

$$H_{t_i} = H_{t_i} = H_e \cdot e_t \cdot \frac{I_{x_i} \cdot x_i}{J}$$

b) pour 1 refend long Vl_j :

$$H_{l_j} = H_{l_j} + H_{l_j} = H_e \left(e_t \cdot \frac{I_{y_j} \cdot y_j}{J} + \frac{I_{y_j}}{\sum I_{y_j}} \right)$$

avec H_t et H_e : Forces horizontales d'axes $\sum I_{x_i}$ transversales et longitudinales (respectivement) d'origine d'origine quelconque (Vent ou Séisme)

e_t : excentricité de la force transversale H_t

e_l : " " " " longitudinale H_e

$$J = \sum I_{x_i} \cdot x_i^2 + \sum I_{y_j} \cdot y_j^2$$

forces dans les refends pour des efforts d'ensemble : $H_t = H_e = 1t$

Éléments de calcul								trans.	Rotation.	Force finale		
Séisme - Transversale: $e_t = 0,56m$; $H_t = 1t$; $H_l = 0t$	Voiles	I_x	I_y	X	Y	$I_x \cdot X^2$	$I_y \cdot Y^2$	H_{t_i}	H_{t_i}	H_{l_j}	$H_t [t]$	$H_l [t]$
	Vt6	4,723	0	-2,23	—	23,487	—	0,2998	-0,1436	0	0,1562	0
	Vt7	0,373	0	-0,8	—	0,238	—	0,0236	-0,004	0	0,0197	0
	Vt8	10,658	0	0,97	—	10,028	—	0,6766	0,1409	0	0,8175	0
	Vl3	0	0,0708	—	5,75	—	2,340	0	0	0,0055	0	0,0055
	Vl4	0	0,0431	—	4,13	—	0,735	0	0	0,0024	0	0,0024
	Vl5	0	0,1270	—	3,13	—	1,244	0	0	0,0054	0	0,0054
	Vl6	0	0,3187	—	-3,07	—	3,003	0	0	-0,0133	0	-0,0133
Σ	15,754	0,5596				33,753	7,322				1t	0t

$$J = 41,075 m^4$$

Séisme Longitudinale $e_t = 1,51$; $H_t = 1t$; $H_l = 0$	Voiles	I_x	I_y	X	Y	$I_x \cdot X^2$	$I_y \cdot Y^2$	H_{t_i}	H_{l_j}	H_{t_i}	H_{l_j}	$H_t [t]$	$H_l [t]$
	Vt6	4,723	0	-2,23	—	23,487	—	0	0	-0,3871	0	-0,3871	0
	Vt7	0,373	0	-0,8	—	0,238	—	0	0	-0,0108	0	-0,0108	0
	Vt8	10,658	0	0,97	—	10,028	—	0	0	0,3800	0	0,3800	0
	Vl3	0	0,0708	—	5,75	—	2,340	0,1265	0,0149	0	0,1444	0	0,1444
	Vl4	0	0,0431	—	4,13	—	0,735	0,0770	0,0065	0	0,0835	0	0,0835
	Vl5	0	0,1270	—	3,13	—	1,244	0,2269	0,0146	0	0,2215	0	0,2215
	Vl6	0	0,3187	—	-3,07	—	3,003	0,5695	-0,0359	0	0,5336	0	0,5336
Σ	15,754	0,5596				33,753	7,322				1t	0t	

$$J = 41,075 m^4$$

ETUDE DU SEISME

(cage d'escalier)

1. Détermination de la masse soumise à l'action sismique:

On déduit la masse soumise à l'action sismique en supposant que les masses sont concentrées au niveau des planchers.

- plancher terrasse:

$$W_{dalle} = 0,703 \cdot 24,11 = 16,950^t \quad ; \quad S = 24,11 \text{ m}^2$$

$$W_{acrot} = 0,26 \cdot 24,84 = 6,458^t \quad ; \quad L = 24,84 \text{ m}$$

$$W_{\frac{1}{2} \text{ mur}} = 23,929^t$$

$$\rightarrow W_T = 47,337^t$$

- plancher du niveau 8:

$$W_{paliere} = [1,7 \cdot 3 + 1 \cdot 1,23 + 3,25 \cdot 3 - 1,1] \cdot 0,907 = 13,677^t$$

$$W_{dalle \text{ sup. ascenseur}} = Q_1 - 1,2P = 10,5 - 1,2 \cdot 0,7 = 9,660^t$$

$$W_{escalier \text{ métallique}} = 0,1 \cdot 1 \cdot 2,65 = 0,265^t$$

$$W_{escalier \text{ courant}} = 0,72 \cdot 1,4 \cdot 2,4 = 2,419^t$$

$$W_{murs} = W_{\frac{1}{2} \text{ mur inf.}} + W_{\frac{1}{2} \text{ murs. sup.}} = 40,651^t$$

$$\rightarrow W_8 = 66,672^t$$

- plancher courant:

$$W_{paliere} = 0,907 (1,7 \cdot 3 + 1,9 \cdot 3 + 1 \cdot 1,23) = 10,911^t$$

$$W_{escalier \text{ courant}} = 0,72 \cdot 2,4 \cdot 1,4 \cdot 2 = 4,838^t$$

$$W_{mur} = 2 W_{\frac{1}{2} \text{ mur}} = 33,444^t$$

$$\rightarrow W_{c.c} = 49,193^t$$

- plancher du niveau 1:

$$W_1 = W_{c.c} + W_{auvent}$$

$$W_{auvent} = 0,412 \cdot 1,5 \cdot 3 = 1,854^t$$

$$\rightarrow W_1 = 51,047^t$$

2. détermination des efforts sismiques:

$$V = ABDQW \rightarrow \begin{cases} Y_L = A \cdot B \cdot D_L \cdot Q_L \cdot W & \text{suivant le sens longitudinal (x-x)} \\ Y_T = A \cdot B \cdot D_T \cdot Q_T \cdot W & \text{suivant le sens transversal (y-y)} \end{cases}$$

$$A = 0,25 \quad ; \quad D = f(T)$$

$$B = 1/3 \quad ; \quad Q_L = 1,3 \quad (Q_T = 1,2) \quad \rightarrow \text{(voir blocs appartement)}$$

W: poids total de la cage d'escalier

$$W = 460,214^t$$

* Détermination de la période fondamentale:

la valeur de T est donnée par la formule empirique du RPA 01. art. 3.3.1.2.2

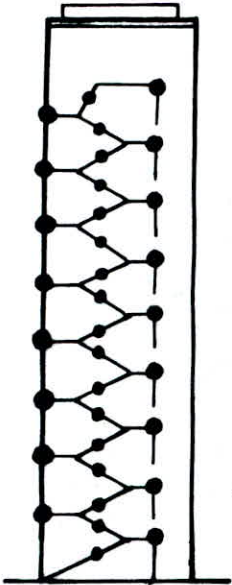
$$T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}} \quad \text{où } \begin{cases} H: \text{hauteur totale de la cage. (} H = 28,2 \text{ m)} \\ L: \text{dimension en plan entre murs extérieurs des façades} \\ \quad (L_L = 3,40 \text{ m} ; L_T = 9,02 \text{ m)}. \end{cases}$$

- Seisme longitudinal:

$$T_L = \frac{0,09 \cdot 28,20}{\sqrt{3,4}} = 1,376 \text{ s.} \quad (T_L > T_T)$$

$T_L = 1,376 \text{ s}$, Nous ne pouvons tenir compte de la période fondamentale seule. Nous considérons, outre le mode fondamental, le 2^{ème} et 3^{ème} mode. (C.T.C).

1. Introduction :



Pour avoir des résultats assez proche de la réalité ; il faut que le modèle mathématique, rende le plus fidèlement possible compte des caractéristiques de la construction : répartition des inerties, des raideurs et des amortisseurs. (voir fig.). Il faut en outre tenir compte de toutes les raideurs : cisaillement, flexion, torsion, etc...

Mais plus le modèle mathématique approche d'une représentation fidèle, plus le calcul devient laborieux et demande des moyens sophistiqués, qui nous font défaut. C'est pourquoi nous allons utiliser dans notre étude deux variantes de modèles mathématiques, qui nous serviront à déterminer les périodes propres et les efforts d'ensemble. Nous retiendrons la 2^{ème} variante pour le calcul des éléments de la structure car celle-ci donne des valeurs de périodes propres inférieures aux celles trouvées par la 1^{ère} variante. Les détails de la 1^{ère} variante seront exposés dans l'ANNEXE - 6 -

1^{ère} Nous supposons qu'à la première secousse les chartrages des volets préfabriqués ne résistent pas et lâchent. Dans ce cas notre cage devient assimilable à une cheminée d'usine. Or pour ce genre de construction, le modèle mathématique peut être une console encastree à sa base

présentant plusieurs nœuds. Au niveau de nœud est concentrée une partie de la masse de la cheminée. La distance entre 2 masses pouvant aller jusqu'à 15 m. Notre modèle sera donc une console présentant 3 nœuds équidistants, Pour le calcul voir annexe-6.

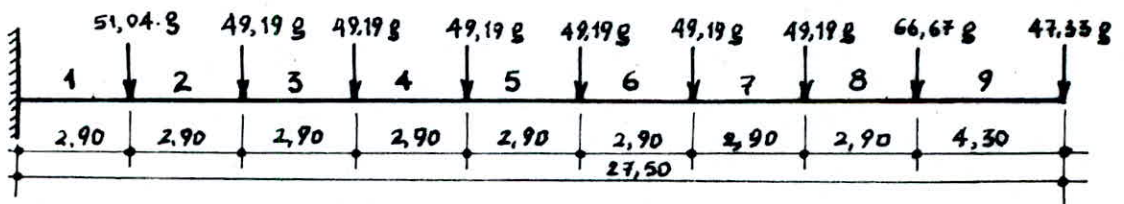
2^{ème} variante :

Nous supposons que les volets préfabriqués résistent et ne détachent pas. Dans ce cas notre cage pourra être assimilée à un poteau à treillis encastree à sa base, de section constante et de masse uniformément répartie équivalente.

2. Détermination des périodes propres et des efforts par la méthode de la console de section constante et de masse uniformément répartie selon RPA 81 :

Notre cage d'escalier a une section constante et une forme lancée (a = 9,02 m ; b = 3,40 m ; l = 28,20 m) ; nous pouvons l'assimiler à un poteau à treillis encastree à sa base et de masse uniformément répartie équivalente m_e .

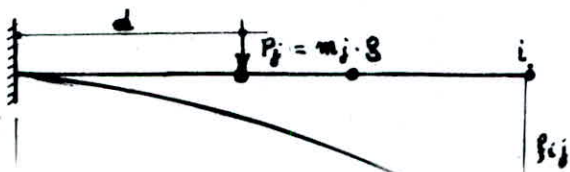
2.1. Détermination de la masse uniformément répartie :



indications :

- l = 27,5 m c'est la longueur de la cage d'escalier sans acrotère
- g = 9,81 m/s² c'est l'accélération de la pesanteur.

On imagine la structure retournée de 90° dans le champ de la pesanteur et on calcule la flèche au bout de la console due au poids de la pesanteur.



$$f'_{ij} = \frac{P_j \cdot d^2}{6EI} \cdot (3l - d)$$

(aide mémoire RDM - Dunod)

$$\begin{aligned} f_{91} &= 2,925 \cdot 10^{-3} \text{ g} \\ f_{92} &= 10,865 \cdot 10^{-3} \text{ g} \\ f_{93} &= 23,52 \cdot 10^{-3} \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{94} &= 40,174 \cdot 10^{-3} \text{ g} \\ f_{95} &= 60,204 \cdot 10^{-3} \text{ g} \\ f_{96} &= 82,997 \cdot 10^{-3} \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{97} &= 107,936 \cdot 10^{-3} \text{ g} \\ f_{98} &= 182,165 \cdot 10^{-3} \text{ g} \\ f_{99} &= 155,683 \cdot 10^{-3} \text{ g} \end{aligned}$$

71

flèche résultante: $f_p = \sum_{i=1}^9 f_{ij} = 666,169 \cdot 10^{-3} \text{ g} = 0,666 \text{ g}$.

la masse uniformément répartie équivalente μ_e est la masse dont le poids $\mu_e \cdot g$, provoquerait une flèche f_q au bout de la console; une fois la structure retournée de 90° dans le champ de la pesanteur, et que cette flèche f_q serait égale à la flèche f_p ($f_q = f_p$).

$$f_q = \frac{q \cdot l^4}{8EI} \quad (\text{aide mémoire RDM - Ounod})$$

$$f_q = f_p = \frac{q \cdot l^4}{8EI} = 0,666 \text{ g}$$

$$\begin{aligned} \text{d'où } q &= \mu_e = \frac{0,666 \cdot 8EI}{l^4} \quad \text{avec} \\ \mu_e &= \frac{0,666 \cdot 8 \cdot 19,47 \cdot 10^5}{(27,5)^4} \end{aligned}$$

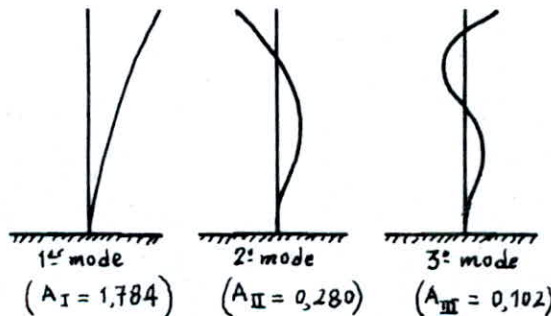
$$\begin{aligned} E_s &= 3,48 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2 \quad (\text{module d'élasticité instantané}) \\ I &= I_{eL_3} + I_{eL_4} + I_{eL_5} + I_{eL_6} = 0,5596 \text{ m}^4 \\ EI &= 1,947 \cdot 10^{10} \text{ N} \cdot \text{m}^2 = 19,47 \cdot 10^5 \text{ tm}^2 \end{aligned}$$

$$\mu_e = 18,138 \text{ t/ml}$$

2.2. Calcul des périodes propres:

$$T_i = A_i \sqrt{\frac{\mu_e l^4}{EI}}$$

avec: μ_e : masse par unité de longueur
 l : longueur de la poutre ($l = 28,20 \text{ m}$)
 E : module d'élasticité
 I : moment d'inertie $\rightarrow EI = 19,47 \cdot 10^5 \text{ tm}^2$
 A_i : coefficients donnés ci-dessous pour les 3 premières modes. (fig.)



$$T_I = A_I \sqrt{\frac{18138 \cdot (28,2)^4}{1,947 \cdot 10^{10}}} = 0,767 A_I = 1,368 \text{ s} > 0,75 \text{ s}, \text{ donc le calcul de } T_{II} \text{ et } T_{III} \text{ sont nécessaires.}$$

$$\begin{aligned} T_{II} &= 0,215 \text{ s} \\ T_{III} &= 0,078 \text{ s} \end{aligned}$$

Conclusion: nous avons pris 2 cas extrêmes: 1° console avec 3 masses concentrées
 2° console avec masse uniformément répartie.

Le cas de notre cage d'échafaudage se situe entre les 2 extrêmes. Donc nos périodes seront comprises dans ces intervalles.

$$\begin{aligned} 1,368 &< T_I < 1,676 \text{ s} \\ 0,215 &< T_{II} < 0,256 \text{ s} \\ 0,078 &< T_{III} < 0,095 \text{ s} \end{aligned}$$

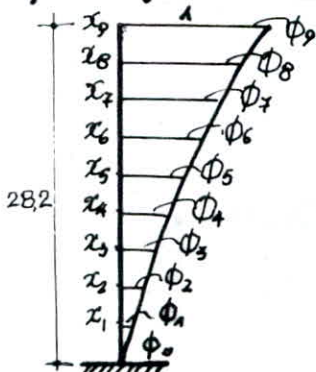
Les périodes $T_I = 1,676 \text{ s}$; $T_{II} = 0,256 \text{ s}$ et $T_{III} = 0,095 \text{ s}$ sont obtenues par la 1^{ère} variante (voir Annexe 6-); elles sont bien supérieures à celles obtenues avec la 2^e. d'où le choix de cette dernière.

2.3. détermination des coefficients sismiques et des sollicitations d'ensemble: 72

La forme propre (déformée) du $i^{\text{ème}}$ mode est donnée par : $\phi = A \sin \left(\frac{2i-1}{2l} \cdot \pi x \right)$
 $i = I, II, III, \dots$ (mode de vibration)

nous prenons $A=1$ puisque ce sont les rapports d'amplitudes qui nous intéressent.

a/ mode fondamental $i = I$:



$$i=1; \phi = \sin \frac{\pi x}{2l} = \sin(0,0557)x$$

Soit le tableau des valeurs suivant:

NIV	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$x_k(m)$	0	2,9	5,8	8,7	11,6	14,5	17,4	20,3	23,2	28,2
ϕ_k	0	0,1608	0,3175	0,4658	0,6021	0,7227	0,8244	0,9047	0,9615	1,0000

*./ facteur de contribution du mode I (conception et calcul des structures soumises aux séismes. RPA 81)

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

où : m_k : masse de l'étage k
 ϕ_{ki} : forme propre du $i^{\text{ème}}$ mode au $k^{\text{ème}}$ étage
 k : indice de l'étage
 i : rang du mode
 n : nombre total d'étages.

$$\gamma_I = \frac{\sum_{k=1}^9 m_k \cdot \phi_{kI}}{\sum_{k=1}^9 m_k \cdot \phi_{kI}^2} = \frac{308,44}{243,18} = 1,268$$

*./ facteur d'amplification dynamique moyen du mode I:

ou affecte à chaque période T_i pour un amortissement donné ($\beta = 10\%$) une valeur du facteur d'amplification dynamique moyen D_i .

$$\text{sol meuble} \rightarrow D = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T_I}} = 2 \sqrt{\frac{0,5}{1,368}} = 1,209$$

*./ évaluation des forces sismiques:

$$F_{ik} = m_k \cdot \ddot{u}_{ik} = m_k \cdot \gamma_i \cdot S_a(\beta, T_i) \cdot \phi_{ki}$$

où : $S_a(\beta, T_i) = S_a''(\beta, T_i) \cdot \varphi$; φ : facteur de qualité (RPA 81 art 3.3.1.4).

$S_a''(\beta, T_i)$: spectre de réponse élasto-plastique des accélérations défini par :

$$S_a''(\beta, T_i) = \begin{cases} S_a(\beta, T_i) \cdot B/0,7 & \dots \text{pour } T \geq 0,5 \text{ s} \\ \frac{S_a(\beta, T_i)}{\sqrt{1,4/B - 1}} & \dots \text{pour } T < 0,5 \text{ s} \end{cases}$$

B : facteur de comportement de la structure défini dans le RPA 81 art. 3.3.1.3

$S_a(\beta, T_i)$: spectre de réponse élastique des accélérations

$S_a(\beta, T_i) = A \cdot D(\beta, T_i)$ avec A : coeff. d'accélération de zone (RPA 81. art. 3.3.1.1).

$D(\beta, T_i)$: facteur d'amplification dynamique moyen (D) (RPA 81. art 3.3.1.2).

β : amortissement de la structure (10% pour les bâtiments courants).

dans notre cas : $A = 0,25$; $B = 1/3$; $D = 1,209$
 $\beta = 10\%$
 $T_I = 1,368 \text{ s}$ } $\Rightarrow S_a(\beta, T_I) = A \cdot D(\beta, T_I) = 0,25 \cdot 1,209 = 0,30$

73

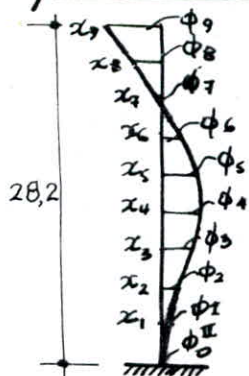
$$T_I = 1,368 \text{ s} > 0,5 \text{ s} \rightarrow S_a''(\beta, T_I) = S_a(\beta, T_I) \cdot \frac{B}{0,7} = \frac{0,30 \cdot 1}{3 \cdot 0,7} = 0,1428$$

$$Q_L = 1,3 \rightarrow S_d(\beta, T_I) = S_a''(\beta, T_I) \cdot Q = 0,1428 \cdot 1,3 = 0,1856$$

d'où : $F_{IK} = m_K \cdot \delta_I \cdot S_d(\beta, T_I) \cdot \Phi_{IK} = 0,295 m_K \cdot \Phi_{IK}$

NIV(m)	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
$m_K(t)$	47,337	66,672	49,193	49,193	49,193	49,193	49,193	49,193	51,047	0
Φ_{IK}	1,0000	0,9615	0,9047	0,8244	0,7227	0,6021	0,4658	0,3175	0,1608	0
$F_{IK}(t)$	11,124	15,065	10,458	9,830	8,354	6,960	5,384	3,670	1,929	0

b/. 2^{ème} mode d'oscillation $i=II$:



$$\phi = \sin \frac{3\pi x}{2l} = \sin(0,1671)x$$

NIV(m)	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
$x_k(m)$	28,2	23,2	20,3	17,4	14,5	11,6	8,7	5,8	2,9	0
Φ_{IIK}	-1,0000	-0,6708	-0,2480	0,2318	0,6583	0,9332	0,9932	0,8244	0,4659	0

*- facteur de contribution :

$$\delta_{II} = \frac{\sum_{k=1}^9 m_K \cdot \Phi_{IIK}}{\sum_{k=1}^9 m_K \cdot \Phi_{IIK}^2} = \frac{98,605}{240,220} = 0,41$$

*- facteur d'amplification dynamique moyen :

$$T_{II} = 0,215 \text{ s} < 0,5 \text{ s} \rightarrow D = 2 \text{ (Sol meuble)}$$

d'après RPA 81 art. 3.3.1.2

*- évaluation des forces sismiques :

$$S_a(\beta, T_{II}) = A \cdot D(\beta, T_{II}) = 0,25 \cdot 2 = 0,50$$

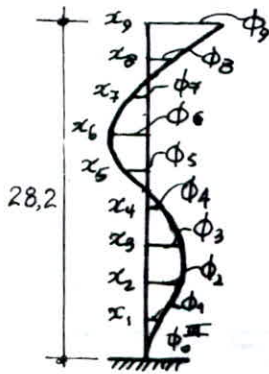
$$T_{II} = 0,215 < 0,5 \text{ s} \rightarrow S_a''(\beta, T_{II}) = \frac{S_a(\beta, T_{II})}{\sqrt{\frac{1,4}{B} - 1}} = \frac{0,50}{\sqrt{\frac{1,4}{1/3} - 1}} = 0,2795$$

$$Q_L = 1,3 \rightarrow S_d(\beta, T_{II}) = S_a''(\beta, T_{II}) \cdot Q$$

$$S_d(\beta, T_{II}) = 0,2795 \cdot 1,3 = 0,363$$

d'où : $F_{IIK} = m_K \cdot \delta_{II} \cdot S_d(\beta, T_{II}) \cdot \Phi_{IIK} = 0,148 \cdot m_K \cdot \Phi_{IIK}$

NIV(m)	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
$m_K(t)$	47,337	66,672	49,193	49,193	49,193	49,193	49,193	49,193	51,047	0
Φ_{IIK}	-1,0000	-0,6708	-0,2480	0,2318	0,6583	0,9332	0,9932	0,8244	0,4659	0
$F_{IIK}(t)$	-7,021	-6,619	-1,809	1,691	4,803	6,809	7,246	6,015	3,527	0



$$\Phi = \sin \frac{5\pi x}{2L} = \sin (0,2785) x$$

NIV (k)	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
x_k (m)	28,2	23,2	20,3	17,4	14,5	11,6	8,7	5,8	2,9	0
Φ_{IIIk}	1,0000	0,1773	-0,5886	-0,9911	-0,7813	-0,0890	0,6583	0,9990	0,7227	0

* facteur de contribution :

$$\gamma_{III} = \frac{\sum_{k=1}^9 m_k \cdot \Phi_{IIIk}}{\sum_{k=1}^9 m_k \cdot \Phi_{IIIk}^2} = \frac{91,651}{242,291} = 0,378$$

* facteur d'amplification dynamique moyen :

$$T_{III} = 0,078 \text{ s} < 0,5 \text{ s} \rightarrow D = 2 \text{ (sol meuble) d'après RPA 81. art. 3.3.1.2.}$$

* évaluation des forces sismiques :

$$S_a(\beta, T_{III}) = A \cdot D(\beta, T_{III}) = 0,25 \cdot 2 = 0,50$$

$$T_{III} = 0,078 \text{ s} < 0,5 \text{ s} \rightarrow S_a''(\beta, T_{III}) = \frac{S_a(\beta, T_{III})}{\sqrt{\frac{1,4}{B} - 1}} = \frac{0,50}{\sqrt{\frac{1,4}{1/3} - 1}} = 0,2795$$

$$Q_L = 1,3 \rightarrow S_a'(\beta, T_{III}) = S_a''(\beta, T_{III}) \cdot Q$$

$$S_a'(\beta, T_{III}) = 0,2795 \cdot 1,3 = 0,363$$

$$\text{d'où : } F_{IIIk} = m_k \cdot \gamma_{III} \cdot S_a'(\beta, T_{III}) \cdot \Phi_{IIIk} = 0,137 \cdot m_k \cdot \Phi_{IIIk}$$

NIV (k)	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
m_k (t)	47,337	66,672	49,193	49,193	49,193	49,193	49,193	49,193	51,047	0
Φ_{IIIk}	1,0000	0,1773	-0,5886	-0,9911	-0,7813	-0,0890	0,6583	0,9990	0,7227	0
F_{IIIk} (t)	6,485	1,169	-2,967	-6,679	-5,265	-0,599	4,485	6,732	5,054	0

3. Évaluation de la sollicitation maximale résultante :

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

$$F_k = \sqrt{\sum_{i=I}^{III} F_{ki}^2} ; \quad i = I, II, III \text{ (rang du mode)}$$

NIV (k)	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
F_k (t)	14,666	16,534	11,33	11,760	10,980	9,755	10,058	9,745	6,457	0

4. Distribution des efforts extérieurs dans les refends longitudinaux : Ces efforts représentent les moments fléchissants et les efforts tranchants que reprend chaque voile. Ils sont résumés dans les tableaux suivants :

- MOMENT - FLÉCHISSANT :

Voile	Niveau M _k (t.m)	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Vl ₃	M _k (tm)	0,000	8,607	21,402	38,842	61,103	87,864	118,624	153,508	192,388	233,917
Vl ₄	M _k (tm)	0,000	5,083	12,638	22,936	36,082	51,886	70,052	90,654	113,616	138,142
Vl ₅	M _k (tm)	0,000	14,699	36,550	66,337	104,358	150,071	202,613	262,199	328,433	400,287
Vl ₆	M _k (tm)	0,000	32,478	80,757	146,567	230,574	331,572	447,665	579,322	726,059	882,787

- Effort- Tranchant : (le tableau de T sera placé avant celui de M)

Voile	Niveau T _k (t)	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Vl ₃	H _k (t)	2,074	2,338	1,602	1,662	1,552	1,379	1,222	1,378	0,913	0,000
	T _k (t)	2,074	4,412	6,014	7,676	9,228	10,607	12,029	13,407	14,32	14,320
Vl ₄	H _k (t)	1,225	1,380	0,946	0,982	0,917	0,814	0,839	0,814	0,529	0,000
	T _k (t)	1,225	2,605	3,551	4,533	5,450	6,264	7,104	7,918	8,457	8,457
Vl ₅	H _k (t)	3,542	3,993	2,736	2,840	2,652	2,355	2,429	2,353	1,559	0,000
	T _k (t)	3,542	7,535	10,271	13,111	15,763	18,118	20,547	22,87	24,429	24,429
Vl ₆	H _k (t)	7,826	8,822	6,045	6,275	5,859	5,205	5,367	5,199	3,445	0,000
	T _k (t)	7,826	16,648	22,693	28,968	34,827	40,032	45,399	50,599	54,044	54,044

■ séisme transversal :

$$T_E = \frac{0,09 \cdot 28,2}{\sqrt{9,02}} = 0,845 \text{ s} > 0,75 \text{ s}$$

Nous ne pouvons tenir compte de la période fondamentale seule. Nous considérons, outre le mode fondamental, le 2^{ème} et 3^{ème} mode (comme dans le cas du séisme longitudinal).

Nous utilisons la méthode de console de section constante et de masse uniformément répartie.

1. détermination de la masse uniformément répartie équivalente :

$$E = 3,48 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2 ; I = I_{t_1} + I_{t_2} + I_{t_3} = 15,7547 \text{ m}^4$$

$$EI = 54,82 \cdot 10^{10} \text{ N} \cdot \text{m}^2$$

- flèche due aux masses concentrées :

$$f_{g1} = 1,038 \cdot 10^{-3} \text{ g}$$

$$f_{g2} = 3,858 \cdot 10^{-3} \text{ g}$$

$$f_{g3} = 8,353 \cdot 10^{-3} \text{ g}$$

$$f_{g4} = 14,268 \cdot 10^{-3} \text{ g}$$

$$f_{g5} = 21,382 \cdot 10^{-3} \text{ g}$$

$$f_{g6} = 29,477 \cdot 10^{-3} \text{ g}$$

$$f_{g7} = 38,334 \cdot 10^{-3} \text{ g}$$

$$f_{g8} = 64,751 \cdot 10^{-3} \text{ g}$$

$$f_{g9} = 55,293 \cdot 10^{-3} \text{ g}$$

$$\rightarrow f_p = 0,236 \cdot g \text{ avec } g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$f_q = \frac{q \cdot g l^4}{8EI} = f_p = 0,236 \text{ g} \rightarrow q = m_e = \frac{0,236 \cdot 8EI}{l^4} = 18,097 \text{ t/ml}$$

2. calcul des périodes propres :

$$T_i = A_i \sqrt{\frac{m_e l^4}{EI}}$$

avec :

$A_I = 1,784$	pour le 1 ^{er} mode
$A_{II} = 0,280$	pour le 2 ^{ème} mode
$A_{III} = 0,102$	pour le 3 ^{ème} mode

$$T_I = 1,784 \sqrt{\frac{18097 \cdot (27,5)^4}{54,82 \cdot 10^{10}}} = 0,245 < 0,5 \text{ s.}$$

d'où les calculs du 2^{ème} et 3^{ème} mode ne sont pas nécessaires (cette formule c'est T_I est exposée dans le règlement parasismique PS69 pour un prisme à section constante avec $A_I = 1,79$, et pour un tronç de cône avec $A_I = 1,79$ pour $a/L = 1$ page 217)

• mode fondamental $i = I$:

* $\Phi = \sin \frac{\pi x}{2l} = \sin (0,0557) x$; $\Phi_{IK} = f(x_K)$: voir tableau du mode I pour le séisme longitudinal.

* $\gamma_I = 1,268$ (facteur de contribution).

* $T_I = 0,245 \text{ s} < 0,5 \text{ s}$ sol meuble $\rightarrow D = 2$

* évaluation des forces sismiques:

$$S_a(B, T_I) = A \cdot D(B, T_I) = 0,25 \cdot 2 = 0,50$$

$$S_a'' = \frac{S_a}{\sqrt{\frac{1,4}{B} - 1}} = 0,279$$

$$Q_b = 1,2 \rightarrow S_a' = S_a'' \cdot Q = 0,279 \cdot 1,2 = 0,335$$

d'où: $F_{IK} = m_K \cdot \gamma_I \cdot S_a' \cdot \Phi_{IK} = 0,425 \cdot m_K \cdot \Phi_{IK}$

NIV	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
$m_K(t)$	47,337	66,672	49,193	49,193	49,193	49,193	49,193	49,193	51,047	0,00
Φ_{IK}	1,000	0,9615	0,9047	0,8244	0,7227	0,6021	0,4658	0,3175	0,1608	0,00
$F_{IK}(t)$	20,118	27,245	18,915	17,23	15,109	12,588	9,738	6,638	3,362	0,00

* Distribution de sollicitations dans les répends transversaux "séisme trans."

- efforts tranchants:

Voile \ NIV (K)		9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
V_{t6}	$H_K(t)$	3,142	4,256	2,954	2,691	2,360	1,966	1,521	1,037	0,525	0,000
	$T_K(t)$	3,142	7,398	10,362	13,043	15,403	17,369	18,890	19,927	20,452	20,452
V_{t7}	$H_K(t)$	0,396	0,537	0,333	0,339	0,298	0,248	0,192	0,130	0,066	0,000
	$T_K(t)$	0,396	0,933	1,306	1,645	1,943	2,190	2,382	2,513	2,580	2,580
V_{t8}	$H_K(t)$	16,446	22,273	15,463	14,085	12,352	10,290	7,961	5,426	2,748	0,000
	$T_K(t)$	16,446	38,719	54,182	68,267	80,619	90,909	98,870	104,296	107,044	107,044

- moments fléchissants:

Voile \ NIV (K)		9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
V_{t6}	$M_K(t)$	0,000	13,039	34,493	64,513	102,339	147,007	197,378	252,159	309,947	369,258
V_{t7}	$M_K(t)$	0,000	1,643	4,349	8,136	12,907	18,542	24,893	31,800	39,088	46,570
V_{t8}	$M_K(t)$	0,000	68,251	180,536	337,664	535,638	769,433	1033,07	1319,80	1622,25	1932,68

1. CHARGES HORIZONTALES :

* voiles à une seule file d'ouvertures : pour le calcul nous consultons la méthode de M^r ALBIGES exposée dans l'ouvrage de M^r DIVER et dans les annales de l'ITTP.

- Cas général : $1 < \alpha < 10$

$$M_{ext}(\xi) = H_0 z (1 - \xi)^2 \cdot \left(\frac{2 + \xi}{3}\right)$$

$$\pi = \frac{H_0 \cdot m \cdot h}{I} \cdot \phi \quad \text{avec : } \phi = \text{donné par abaque "M-DIVER" (charge triangulaire)}$$

$$N = \sum \pi$$

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot H_0 z \left[(1 - \xi)^2 \left(\frac{2 + \xi}{3}\right) - \frac{2mc}{I} \cdot \psi \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1} \cdot M_1 \quad \text{avec : } \psi = \text{donné par abaque "M-DIVER" (charge triangulaire)}$$

- Cas particuliers : $\alpha \gg 10$ ($\alpha \rightarrow +\infty$)

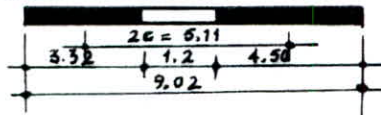
$$M_1 = M_2 = 0$$

$$\pi = \frac{H_0 \cdot m \cdot h}{I} (1 - \xi)$$

$$N = M_{ext}/2c$$

* répartition des efforts dans le refend :

- voile transversal : - $\sqrt{e} \cdot b$ -



$H_0 = 107,044^t$ (effort tranchant à la base)

$M_{ext} = 1932,678 \text{ tm}$ à la base

$M_{int} = M_1 + M_2 + 2NC = 2015,981 \text{ tm}$

$\varepsilon = \frac{\Delta M}{M} = 4,3\%$

NIV	ξ	ϕ	$(1-\xi)^2$ (1)	$\frac{2+\xi}{3}$ (2)	ψ	$\frac{2mc\psi}{I}$ (3)	(4)(2)-(3)	π (t)	M_1 (tm)	M_2 (tm)	N (t)
9	1,000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
8	0,843	0,28000	0,0246	0,9477	0,0571	0,047	-0,0236	20,789	-19,871	-49,53	20,789
7	0,738	0,4267	0,0686	0,9127	0,1028	0,0847	-0,022	21,367	-18,524	-46,173	42,155
6	0,633	0,5667	0,1346	0,8777	0,1543	0,1271	-0,0089	28,377	-7,494	-18,679	70,532
5	0,527	0,6733	0,2237	0,8423	0,1828	0,1507	0,0377	33,715	26,692	66,532	104,247
4	0,422	0,7733	0,3341	0,8073	0,2800	0,2308	0,0389	38,723	32,754	96,521	142,969
3	0,316	0,8400	0,4678	0,7720	0,3600	0,2967	0,0644	42,063	54,226	81,642	185,032
2	0,211	0,8933	0,6225	0,7370	0,4514	0,3720	0,0867	44,731	73,003	135,164	229,763
1	0,105	0,880	0,8010	0,7017	0,5657	0,4663	0,0957	44,065	80,581	200,856	273,828
0	0,000	1,0000	1,0000	0,6667	0,6600	0,5440	0,1227	50,075	103,316	257,526	323,902

- voiles longitudinaux : (on fait l'étude de $\sqrt{e} \cdot b$)

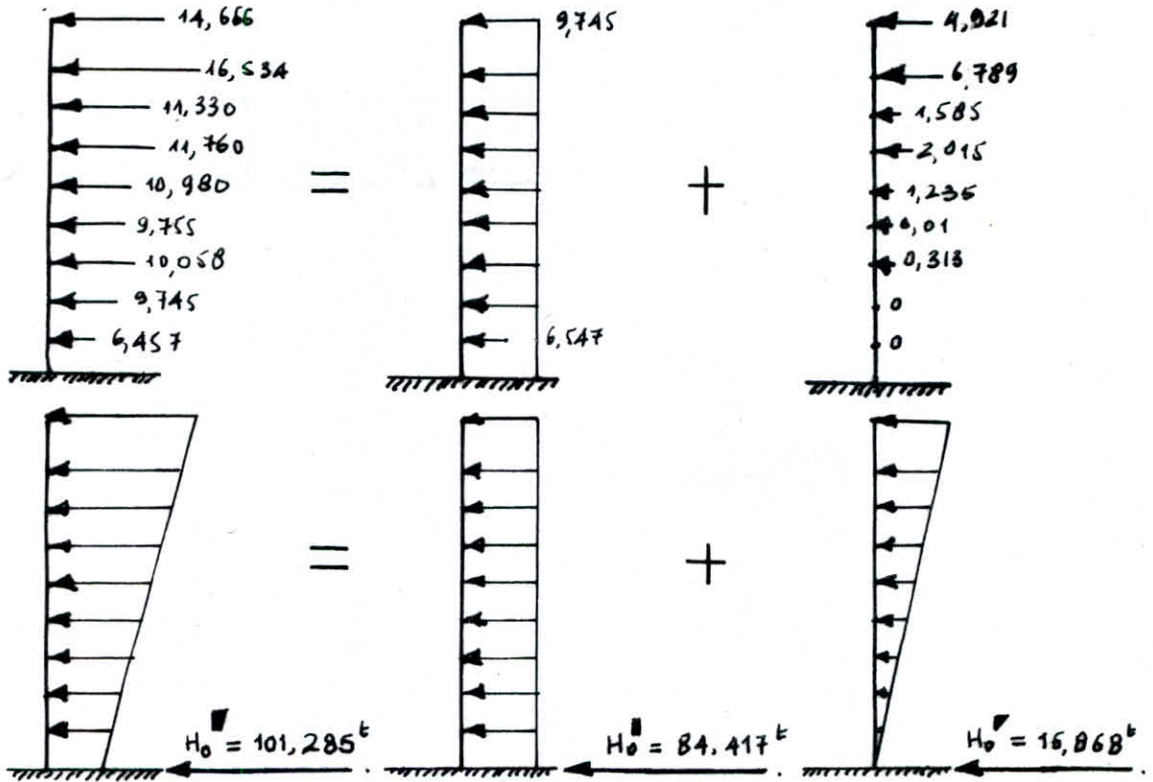
Remarque importante : la répartition des sollicitations d'ensemble dans les refends avec ouvertures se fait grâce aux méthode donnée par M^r M. DIVER. Mais les méthodes de M. DIVER considère que les sollicitations extérieures sont sous forme de charge rectangulaire ou triangulaire uniformément réparties.

Notre cas de charge ne peut être assimilé ni à une charge rectangulaire, ni à une charge triangulaire.

Si nous supposons que notre charge est rectangulaire : l'effort équilibré par le refend long. est inférieur à l'effort extérieur. Par conséquent, nous sommes au delà de la sécurité.

Si par contre nous supposons que notre charge peut être assimilée à une charge triangulaire, l'effort équilibré par le refend long. dépasse l'effort extérieur ce qui entraîne un surdimensionnement et un surferraillage.

Conclusion : Nous allons supposer que notre charge est une superposition de deux (2) charges l'une rectangulaire, l'autre triangulaire.



* Répartition de H_0 sur les refends :

cha Voiles	$H_0 = 84,417$	$H_0 = 16,868$	$H_0 = 101,285$
Ve4	7,048	1,408	8,457
Ve5	20,387	4,073	24,460
Ve6	45,045	9,000	54,045

La méthode de calcul des efforts dans les trumeaux et les linteaux sous la charge triangulaire étant déjà exposée pour les calculs de voiles transversaux.

Pour le calcul des voiles sous la charge rectangulaire, nous donnons les formules qui permettent de calculer les efforts.

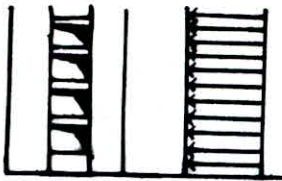
$$\cdot \pi = \frac{H_0 \cdot m \cdot h}{I} \cdot \phi \quad ; \quad N_i = \sum_1^h \pi_i$$

$$\cdot M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 \cdot Z \left[\frac{(1-\xi)^2}{2} - \frac{2mC}{I} \cdot \psi \right]$$

$$\cdot M_2 = \frac{I_2}{I_1} \cdot M_1$$

ϕ et ψ sont respectivement donnés par les abaques n° B19 et n° B20.

Voile V₅ : sous la charge rectangulaire unifié répartie -



$H_0 = 20,387 t$

$2c = 1,41$
 $m = 0,086$
 $I_1 = 0,0037$
 $I_2 = 0,0037$
 $I = 0,1280$

NIV	φ	Φ	$(1-\varphi)^2$ (1)	Ψ	$2m\varphi\Psi$ (2)	(1)-(2)	Π_0 [t]	M_0 [tm]	N_0 [tm]	N [t]
9	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
8	0,843	0,167	0,0123	0,0214	0,0202	-0,0079	9,836	-2,214	-2,214	9,836
7	0,738	0,260	0,0343	0,0428	0,0405	-0,0062	10,328	-1,738	-1,738	20,164
6	0,633	0,353	0,0673	0,0821	0,0778	-0,0105	14,022	-2,943	-2,943	34,186
5	0,527	0,453	0,1118	0,1250	0,1184	-0,0066	17,994	-1,850	-1,850	52,180
4	0,422	0,547	0,1670	0,1750	0,1658	0,0012	21,728	0,336	0,336	73,908
3	0,316	0,627	0,2339	0,2357	0,2233	0,0106	24,906	2,971	2,971	98,810
2	0,211	0,673	0,3112	0,3071	0,2909	0,0203	26,733	5,690	5,690	125,547
1	0,105	0,840	0,4005	0,3857	0,3654	0,0351	33,367	9,839	9,839	158,914
0	0,000	1,000	0,5000	0,4286	0,4060	0,0940	39,723	26,350	26,350	198,637

V₅ : sous la charge triangulaire :



$H_0 = 4,073 t$

NIV	φ	Φ	$(1-\varphi)^2$ (1)	$\frac{2+\varphi}{3}$ (2)	Ψ	$2m\varphi\Psi$ (3)	(1)-(2)-(3)	$\Pi \nabla$	$M_1 = M_2$	N [t]
9	1,000	0,000	0,000	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
8	0,843	0,2800	0,0226	0,9476	0,0571	0,0202	0,0031	3,295	0,173	3,295
7	0,738	0,4267	0,0686	0,9126	0,1028	0,0405	0,0221	3,386	1,237	6,682
6	0,633	0,5667	0,1346	0,8776	0,1543	0,0778	0,0403	4,497	2,257	11,179
5	0,527	0,6733	0,2237	0,8423	0,1828	0,1184	0,0700	5,343	3,920	16,522
4	0,422	0,7733	0,3340	0,8073	0,2800	0,1658	0,1038	6,137	5,813	22,658
3	0,316	0,8400	0,4678	0,7720	0,3600	0,2233	0,1378	6,666	7,717	29,324
2	0,211	0,8933	0,6225	0,7370	0,4514	0,2909	0,1678	7,089	9,39	36,413
1	0,105	0,9267	0,8010	0,7016	0,5657	0,3654	0,1966	7,354	11,01	43,767
0	0,000	1,0000	1,0000	0,6667	0,6667	0,4060	0,2607	7,936	14,6	51,703

Superposition des efforts (efforts résultants) : $\square + \nabla$: tel que : $\Pi = \Pi_0 + \Pi \nabla$
 $M_1 = M_2 = M_0 + M \nabla$
 $N = N_0 + N \nabla$

NIV	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Π	9,000	13,131	13,714	18,519	23,337	27,865	31,572	33,822	40,721	47,659
N	0,000	13,131	26,846	45,365	68,702	96,567	128,139	161,961	202,68	250,341
$M_1 = M_2$	0,000	-2,041	-0,501	-0,686	2,07	6,149	10,688	15,087	20,849	40,95

Vérification de l'équilibre à la base du refend : $M_{ext} = 400,287 t_m$; $N = 250,341 t$

2. CHARGES VERTICALES :

Voile	TRU-	Charge	Effort	T	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC		
Vt8 : l = l1 + l2 = 9,02m	Trumeau I : l1 = 3,9	G	Fi	7,67	8,50	6,97	6,97	6,97	6,97	6,97	6,97	6,97	7,992		
			Ni	7,67	15,47	22,44	29,41	36,38	43,35	50,32	57,29	64,22	72,85		
		P	Fi	0,362	0,759	0,759	0,759	0,759	0,759	0,759	0,759	0,759	0,759	0,759	0,905
			Ni	0,362	1,121	1,88	2,639	3,398	4,157	4,916	5,675	6,434	7,193	7,952	
	Trumeau II : l2 = 5,1m	G	Fi	9,98	11,065	9,07	9,07	9,07	9,07	9,07	9,07	9,07	9,07	10,4	
			Ni	9,98	21,045	30,115	39,185	48,255	57,325	66,395	75,465	84,535	94,935		
		P	Fi	0,471	0,988	0,988	0,988	0,988	0,988	0,988	0,988	0,988	0,988	0,988	1,178
			Ni	0,471	1,459	2,447	3,435	4,423	5,411	6,399	7,387	8,375	9,363	10,351	

Voile	TRU-	Charge	Effort	T	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC		
Vt7 : l = 2,82m	l = 2,82m	G	Fi	5,384	7,86	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35	6,7	
			Ni	5,384	13,194	17,544	21,894	26,244	30,594	34,944	39,294	43,644	50,344		
		P	Fi	0,177	0,106	0,106	0,106	0,106	0,106	0,106	0,106	0,106	0,106	0,106	0,443
			Ni	0,177	0,383	0,389	0,495	0,601	0,707	0,813	0,919	1,025	1,131	1,237	

Voile	TRU-	Charge	Effort	T	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC		
Vt5 : l = 9,01m	Trumeau I = Trumeau II	G	Fi	1,045	1,515	0,822	0,822	0,822	0,822	0,822	0,822	0,822	0,822	1,281	
			Ni	1,045	2,56	3,382	4,204	5,026	5,848	6,67	7,492	8,314	9,595		
		P	Fi	0,066	0,099	0,099	0,099	0,099	0,099	0,099	0,099	0,099	0,099	0,099	0,165
			Ni	0,066	0,165	0,264	0,363	0,462	0,561	0,66	0,759	0,858	0,957	1,056	

RQ : $F_i = \frac{F \cdot l_i}{l}$ ni : $\left\{ \begin{array}{l} l_i = \text{longueur du trumeau augmentée de } \frac{1}{2} \text{ longueur du lincau} \\ l = \text{longueur totale du voile} \end{array} \right.$

3. Combinaison des Sollicitations :

on adopte la même démarche que celle du bloc de logement.

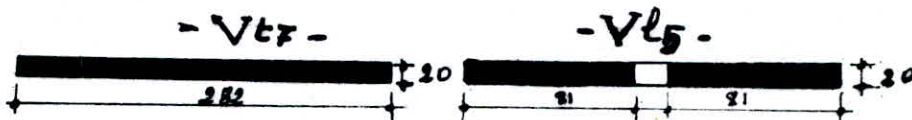
Voile	Effort	Combi	T	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Voile plan Vt7	N (t)	G + Q	5,511	13,477	17,0133	22,389	26,845	31,301	35,757	40,213	44,669	51,817
		0,86	4,267	10,555	14,035	17,515	20,995	24,475	27,955	31,435	34,915	40,275
	M (tm)	—	0	1,643	4,349	8,136	12,907	18,542	24,097	31,8	39,088	46,570

Voile	Eff	Effort	Combinaison	T	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC		
Vt8	Trumeau-I	N(t)	G+Q+E	8,032	37,38	66,476	102,581	144,025	190,476	240,268	292,728	344,522	403,491		
			0,8G+E	6,136	23,165	60,107	94,06	133,351	177,649	225,288	275,595	325,235	381,702		
			0,8G-E	6,136	-8,413	-24,203	-47,004	-75,143	-108,289	-144,463	-183,931	-222,42	-266,102		
		M(t)	—	0,000	-19,871	-18,524	-7,494	26,693	32,234	54,226	73,003	80,581	103,316		
			Trumeau-II	N(t)	G+Q+E	10,451	43,243	74,717	113,152	156,921	205,705	257,826	312,615	366,738	428,390
					0,8G+E	7,984	27,628	66,247	101,88	142,82	188,829	238,148	290,135	341,456	399,85
	0,8G-E	7,984			-3,953	-18,063	-39,184	-65,667	-97,109	-131,916	-169,391	-206,2	-247,954		
	M(t)	—	0,000	-49,53	-46,173	-18,473	66,532	96,524	81,642	135,164	200,856	257,526			

Voile	Eff	Effort	Combinaison	T	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	
Vt5	Trumeau-I	N(t)	G+Q+E	1,111	15,856	30,492	49,932	74,19	102,976	135,469	170,212	211,854	260,959	
			0,8G+E	0,836	15,179	29,551	48,728	72,723	101,245	133,475	167,954	209,333	258,017	
			0,8G-E	0,836	-11,083	-24,14	-42,00	-64,68	-91,888	-122,803	-155,967	-196,03	-242,665	
	M(t)	—	0,000	-2,041	-0,501	-0,686	2,07	6,149	10,688	15,087	20,849	40,950		
		Trumeau-II	N(t)	G+Q+E	1,111	15,856	30,492	49,932	74,19	102,976	135,469	170,212	211,854	260,959
				0,8G+E	0,836	15,179	29,551	48,728	72,723	101,245	133,475	167,954	209,333	258,017
0,8G-E	0,836			-11,083	-24,14	-42,00	-64,68	-91,888	-122,803	-155,967	-196,03	-242,665		
M(t)	—	0,000	-2,041	-0,501	-0,686	2,07	6,149	10,688	15,087	20,849	40,950			

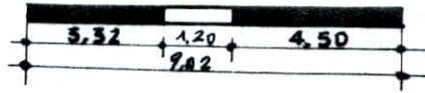
4. FERRAILLAGE DES VOILES.

La méthode adoptée est analogue à celle de ferrailage des raies du bloc de logements. Seulement on vient de porter une précision que le choix de ferrailage de certains voiles revient sur la mode la plus sollicitée de ceux-ci.



Combinaison la plus défavorable											Ferrailage				Vérif				
Voile : Vt7	NIV	M (tm)	N _{min} (t)	T (t)	ht (cm)	e ₁ (cm)	e ₂ (cm)	N _{rel. sol.}	S	σ ₁ (kg/cm ²)	Armatures Verticales				Contraintes				
											Extérieur	Intérieur	Zona	Ayl/ht	Armatures-Hors-voiles	Extérieur	Intérieur	σ _a (kg/cm ²)	σ _b (kg/cm ²)
Voile : Vt7	I	46,570	40,275	2,58	282	115,6	47	S.P.C.	0,44	151,27	2(4T10)	8T8	2T8	8T8	2 cadres φ6	4φ ₁₂ /m	351,3	29,28	
	II	24,893	27,955	2,382	282	89,04	47	S.P.C.	0,40	137,5	2(4T10)	8T8	2T8	8T8	2 cadres φ6	4φ ₁₂ /m	125,2	15,65	
	III	8,136	17,515	1,645	282	46,45	47	S.E.C.	0,35	120,31	8T14	8T8	2T8	8T8	2 cadres φ6	4φ ₁₂ /m	—	37,95	
Voile : Vt5	I	40,950	-242,665	12,214	81	16,825	13,5	S.E.T.	0,6	206,25	16T20	8T10	7T10	8T10	2 cadres + 3 épous. φ6	4φ ₁₂ /m	401,32	—	
	II	10,688	-122,803	40,273	81	870	13,5	S.E.T.	0,515	177,93	10T16	8T10	5T10	8T10	2 cadres + 2 épous. φ6	4φ ₁₂ /m	409,70	—	
	III	2,070	-64,68	7,881	81	3,20	13,5	S.E.T.	0,4	137,5	10T12	8T10	4T10	8T10	2 cadres φ6	4φ ₁₂ /m	308,8	—	

- V_{t8} -



voile : V _{t8}		trumeau - I -			trumeau - II -			
combinaison la plus défavorable	Niveau	I	II	III	I	II	III	
	M (tm)	103,316	54,226	7,494	257,526	81,642	18,679	
	N _{min} (t)	-266,102	-144,47	-47,004	-247,554	-131,92	-39,184	
	T (t)	30,648	28,308	19,546	76,767	70,561	48,721	
	h _t (cm)	332	332	332	450	450	450	
	e ₀ (cm)	38,82	37,53	15,94	103,86	61,88	47,67	
	e ₁ (cm)	55,34	55,34	55,34	75,00	75,00	75,00	
	Nature.soll.	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T	
	δ	0,534	0,526	0,340	0,600	0,570	0,470	
	σ _b ' (Kg/cm ²)	173,56	180,81	116,87	206,25	195,93	161,56	
Ferraillage	Armatures Verticales	Extrémité	13HA20	10HA20	8HA14	15HA20	8HA20	8HA14
		Zone Courante	8HA10/ml	8HA10/ml	8HA10/ml	8HA10/ml	8HA10/ml	8HA10/ml
		A _v /ml	4HA10	4HA10	3HA10	4HA14	4HA14	3HA14
	Armatures Horizontales	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	
	Armatures Transvers.	Extrémité	2 cad. + 3 ép. φ6	2 cad. + 1 ép. φ6	2 cad. φ6	4 cad. + 1 ép. φ6	2 cad. φ6	2 cad. φ6
Zone Courante		4 ép. / m ²	4 ép. / m ²	4 ép. / m ²	4 ép. / m ²	4 ép. / m ²	4 ép. / m ²	
Vérif.	Contrainte	σ _a (Kg/cm ²)	4097,41	2919,90	1992,00	3934,0	3398,0	1952,83
		σ _b ' (Kg/cm ²)	—	—	—	—	—	—

5. ferraillage des linteaux:

nous considérons le linteau du voile V_{t8} (le plus défavorable) des voiles transversaux et celui du V_{t5} des voiles longitudinaux, dont leurs caractéristiques géométriques respectives sont :

$$\begin{aligned} l &= 1,20 \text{ m} ; & l &= 0,80 \text{ m} \\ b &= 0,20 \text{ m} ; & b &= 0,20 \text{ m} \\ h_t &= 0,73 \text{ m} ; & h_t &= 0,63 \text{ m} \end{aligned}$$

Voile	- efforts -				- Ferraillage -												
	K(t)	T(t)	M _e (tm)	M _t	A _{scal}	A _{smin}	A _{sadr}	A _{i cal}	A _{i min}	A _{i adr}	A _{r min}	A _{r adr}	A _t (cm ²)	t (cm)	z _b	A _x	ρ _l (cm)
V _{t8}	50,075	70,62	42,16	0,052	16,59	2,19	6HA20	0,017	2,19	3HA10	2,92	6HA8	1 cad. + 1 ép. φ8	03	56,84	4HA10	120
V _{t5}	47,66	67,17	26,75	0,030	12,12	1,83	4HA20	0,001	1,83	2HA12	2,44	4HA14	1 cad. φ8	03	62,93	2HA12	120

Remarque: z_b ≠ z̄_b on pourra envisager dans ce cas 2 solutions possibles, ces dernières sont déjà citées dans le chapitre: ferraillage des linteaux du bloc appartement.

1. déformations:

D'après la représentation graphique de FUENTES nous obtenons les valeurs de toutes les flèches f_1, f_2, \dots, f_9 . (exposé de la méthode voir bloc adjointement).

Les déplacements relatifs de niveaux sont donnés par l'expression suivante:

$$\delta_i = 1,5 (f_{i+1} - f_i) \text{ où } i = 1, 2, \dots, 9$$

Les déplacements admissibles sont donnés par:

$$\Delta_{adm} = 0,0075 \cdot h = 0,0075 \cdot 2,9 = 2,17 \text{ cm. d'après RPA 81. art. 3.3.7.1.}$$

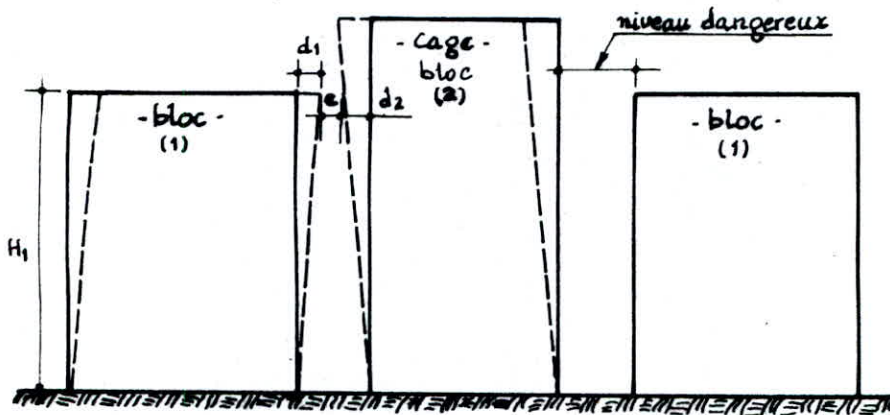
$$\sigma = 34,8 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

Pour le calcul de déformations nous considérons le voile V_{L6} , ayant des déplacements relatifs maximaux.

Voile	NIV	1	2	3	4	5	6	7	8	9
V_{L6} ($L = 0,3219 \text{ m}$)	R_i (t)	3,44	5,199	5,367	5,205	5,859	6,275	6,045	8,822	7,826
	$\sum S_i d_i$	529,08	1895,74	4136,16	6945,31	10150,84	3614,88	17234,03	21025,51	24834,2
	f_i (mm)	$4,6 \cdot 10^{-3}$	$1,69 \cdot 10^{-3}$	$3,69 \cdot 10^{-3}$	$6,20 \cdot 10^{-3}$	$9,06 \cdot 10^{-3}$	0,012	0,015	0,018	0,022
	δ_i (mm) $\cdot 10^3$	6,92	18,50	20,00	37,50	42,90	46,30	48,46	50,70	50,90

NB: tous les déplacements calculés sont admissibles. ($\delta_i < \Delta_{adm} = 2,17 \text{ cm}$).

2. largeur des joints parasismiques:



D'après le C.T.C.:

La largeur des joints doit être calculée à partir des déformations horizontales sous les forces de calcul majorées de 50% pour tenir compte des déformations non linéaires. La largeur minimale admissible est 2cm. c'est à dire $e = 1,5 (d_1 + d_2)$.

d_1 et d_2 sont les déplacements effectifs maximaux par rapport à la fondation des éléments de chaque bloc situés au niveau dangereux.

Dans le bloc (1) c'est le voile V_{L2} qui subit les déplacements maximaux.

Dans le bloc (2) (cage d'escalier) c'est le voile V_{L6} qui subit les déplacements relatifs maximaux (nous l'avons déjà cité voir plus haut).

$$d_1 = \sum_{i=1}^9 \delta_i = 2,40 \text{ cm}$$

$$d_2 = \sum_{i=1}^9 \delta_i = 3,20 \text{ cm}$$

$$\} \rightarrow e = 1,5 (2,40 + 3,20) = 8,40 \text{ cm}$$

donc la largeur du joint parasismique: $d = d_1 + d_2 + e = 14,0 \text{ cm}$

qui vérifie bien la condition $d \geq \frac{H_1}{300} = \frac{23,2}{300} = 7,7 \text{ cm}$ donné par: RPA 81. art. 2.3.2.4

NB: H_1 représente la hauteur du bloc le moins haut (bloc (1))

FONDATEIONS

84

Introduction: L'étude des fondations d'une construction comporte deux parties distinctes qui sont complémentaires d'où la nécessité d'en tenir compte de celles-ci.
* la première partie consiste à étudier le sol sur lequel on étudie notre bâtiment.
* la seconde partie consiste à étudier le côté stabilité des fondations proprement dites et leur ferrailage en conséquence. Ainsi elle permet de choisir le type de fondations qui conviendrait à notre construction.

1. ETUDE DU SOL :

- **Hydrogéologie:** Les eaux de la nappe phréatique sont drainées par Oued Chlef pendant la période hivernale les précipitations se traduisent par des crues importantes sur l'Oued.
- **Reconnaissance du Site:** la campagne de reconnaissance a comporté essentiellement:
 - * une visite de site ; un sondage carotte de 20,00 m de profondeur équipé d'un piezomètre ; cinq (05) essais de pénétration réalisés à l'aide du pénétromètre statique du type Gouda. Ceci pour apprécier l'homogénéité du terrain et pour mesurer la résistance des couches rencontrées.
- **interprétation: Selon la coupe de sondage:**
les différents couches rencontrées sont de haut en bas:
 - une couche de limon brun roux sable-graveleux avec présence d'argile brune
 - une couche d'argile jaunâtre
 - une couche de sable limoneux brun clair
 - une couche d'argile marneuse gris bleu plastique
 - enfin une couche de sable limoneux brun.

NOTA: la nappe d'eau se situe à 18,50 m (relevé du piezomètre)
d'après les essais de pénétration statique, presque tous les graphes ont révélé la même allure, ce qui montre une homogénéité du terrain. Ainsi les couches I et II ont la même résistance de pointe de vue mécanique. Parfois il y a quelques pics sortants, ceux-ci marquent la présence de concrétions calcaires dures.
Donc pour notre étude on se limite à la couche I et II où notre fondation sera fondée.

- * **ESSAIS physiques:** en général on a effectué les essais suivants:
 - mesure de densité sèche (ρ_d) pour apprécier la compacité de ces couches
 - mesure de limite d'Atterberg pour apprécier le groupement du sol
 - mesure de teneur en eau.
 - * **pour les essais mécaniques:**
 - * cinq (05) oedomètres pour apprécier l'état de compressibilité des couches.
 - * trois (03) impressions simple saturation à l'appareil triaxial pour apprécier la résistance de cisaillement à court terme et déterminer le module d'élasticité non drainé du sol (E)
 - * quatre (04) essais de cisaillement UU saturés à la sortie "Casagrande" pour apprécier la résistance au cisaillement à court terme.
- Conclusions. couche I:** La classification de A Casagrande donne une argile moyennement plastique Au ($I_p \% = 21$; $W_L = 4,44\%$)

elle est de densité compacte sa densité moyenne est de l'ordre de $1,63 \text{ t/m}^3 = \rho_d$
c'est une couche qui possède des caractéristiques mécaniques moyennes.

$$q_u = 10^2 \quad C_u = 0,620 \text{ bar}$$

Couche II: c'est une couche formée d'argile moyennement plastique. Elle est très dense sa densité varie de $1,61 \text{ t/m}^3$ à $1,75 \text{ t/m}^3$. elle est proche de la saturation, les résultats oedométriques montrent qu'elle est surconsolidée, peu compressible ($0,064 \leq C_c \leq 0,150$) non gonflante, possédant des caractéristiques mécaniques assez bonnes

$$0,300 \text{ bar} \leq C_u \leq 0,750 \text{ bar}$$

$$q_u \leq 27^2$$

I.T.P.B. Dossier n°:

Chlef

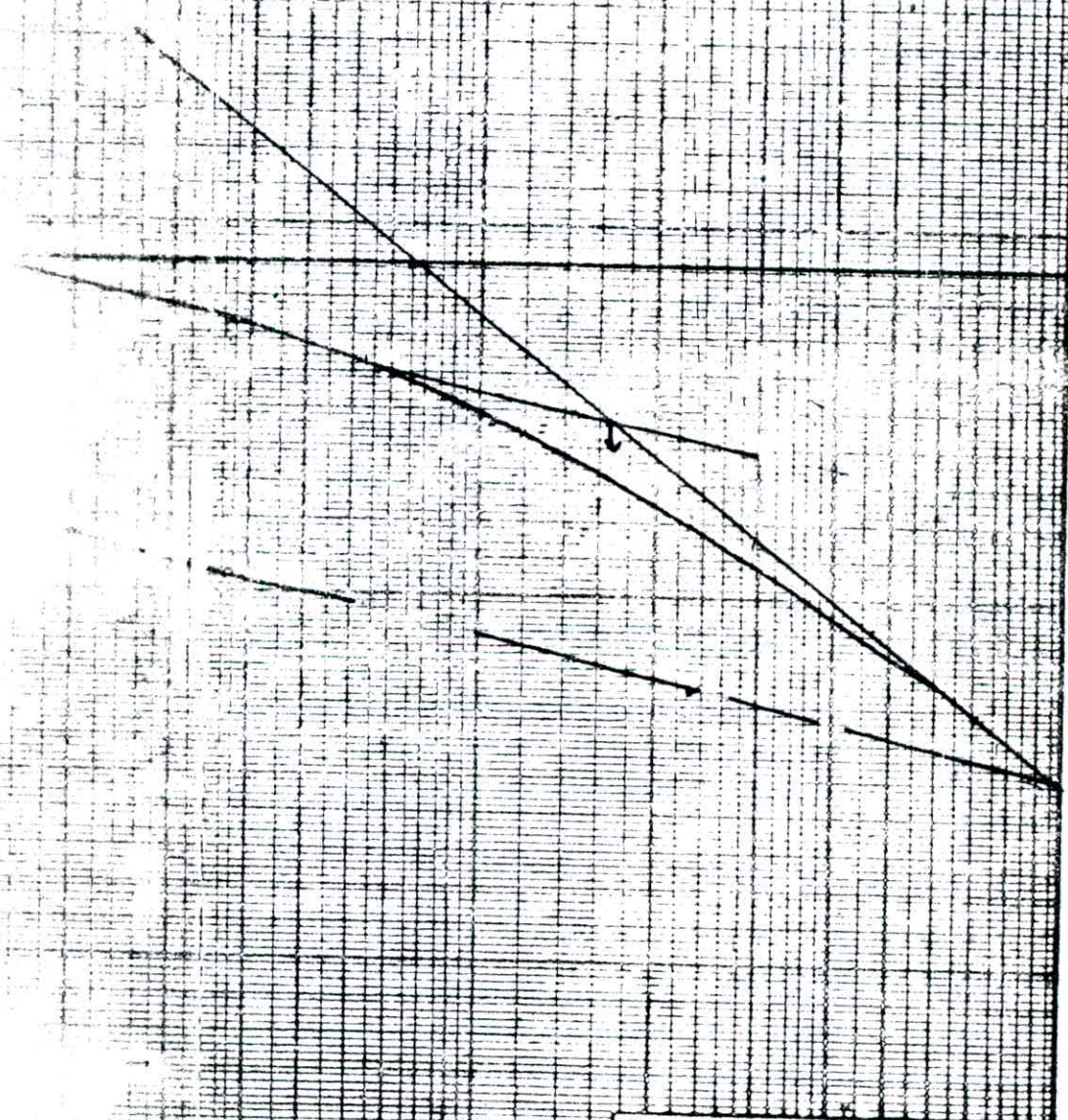
A20

ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

Sondage: 1
Echantillon: II
Profondeur: EP 6

0.2 0.3 0.4 0.5 1.0 20 30 40 50 100
Coefficient de perméabilité K_0 en cm/sec.

$P_0 = 1,700 \text{ bar}$
 $C_f = 0,064$
 $C_g = 0,019$



Indice des vides ϵ = Volume des vides / Volume des grains

0.3 0.4 0.5 1.0 20 30 40 50 100
Pression normale en kg/cm²

PENETROMETRE STATIONNE GOUDA

TITRE DE L'AFFAIRE

BATIMENT

Chlef

LIEU DE L'AFFAIRE

21-80-0191

DOSSIER NO

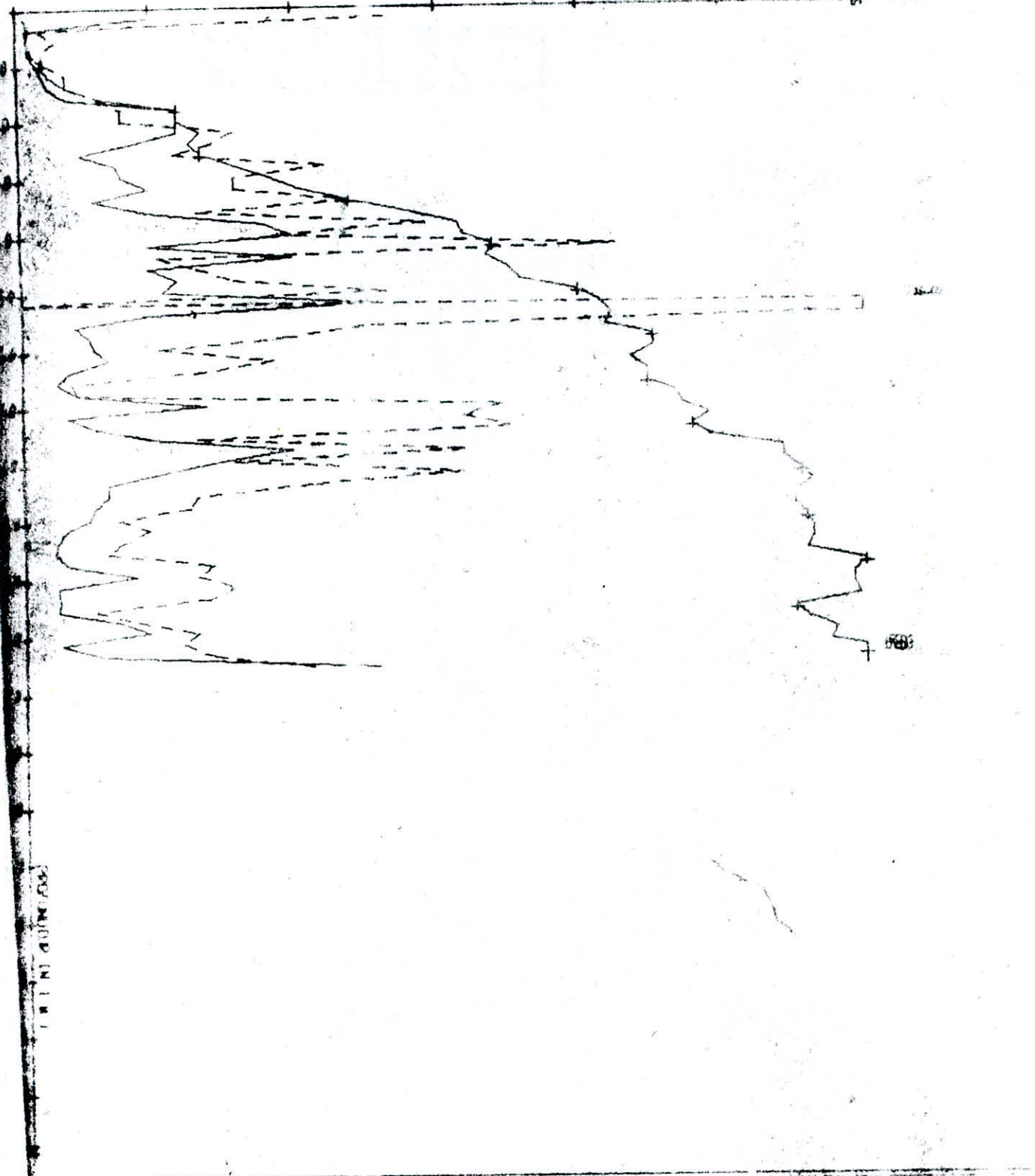
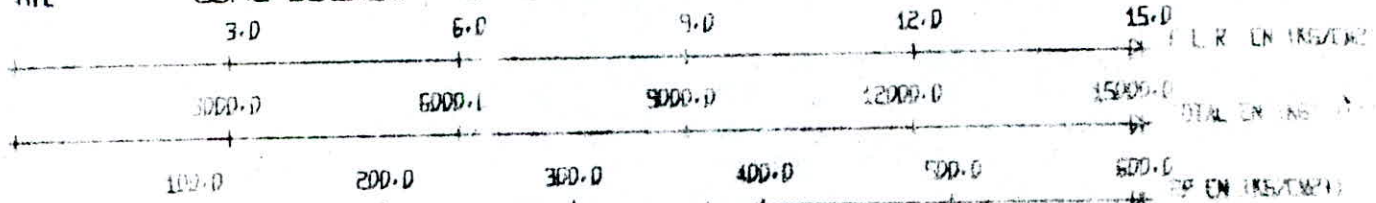
31-12-80

DATE

TYPE

CONE DOUBLE SANS REDUCTEUR

1



SCHEMATA IN L. 1.

CHANTIER: ...

date: ...

Réf. dossier: ...

appareil: ...

Sondage N° S 0 0 1 2 A

PRECISION: ±

10 m
100 m
1000 m

X =

Z =

Y =

Echelle		Ø et type d'outillage	Carottage nature prélevement (I intact P paraffiné)	niveau perte	DESCRIPTION	E T A G E	Observa tion
un m.	un m.						
Date (m)	Prof (m)	Subagrotat	ball.	% 0 25 50 75 100			sec
	0				Limon brun-roux sablo-graveleux à nombreuses concrétions blanches jaunâtre	I	
	1.5				Argile carbonatée brun-jaunâtre à nombreuses surfaces lustrées et à petits lits blanchâtres poudreux et carbonatés	II	
	4.5				Argile marneuse plastique brun-jaunâtre sèche elle prend un aspect très compact		
	7.2				Argile brune plastique à concrétions carbonatées		
	7.5				limon argilo-sableux et caillouteux brun-clair		
	7.9				Sable limoneux brun-clair à rauches vertes et concrétions calcaires centimétriques		
	9.0				sable très fin consolidé graveleux couleur beige à verte	III	
	11.1				Passée sablo-limoneuse à intercalations plus grossières, caillouteuses et à galets centimétriques à bords émoussés		
	13				sable fin marron-beige propre peu limoneux à la base de cette passée il y a des caillottes de micropondingue polygénique beige-clair		
	14.3				Argile marneuse gris-blanc plastique	IV	
	14.5				sable fin limoneux beige		
	17.3				sable fin peu limoneux beige-brun	III	
	20				niveau très grossier composé de ...		

ETABLI par ... 2.93.1981

CLASSIFICATION	ANALYSE MOYENNE DES PLANTONS		LES MOINS RICHES DES PLANTONS		ANALYSE PLANTONS
	Ca (mm)	V (mm)	P (mm)	Cd	
Quantité d'éléments d'assimilation	W.C. (%)	41.44	41.44	24	46.4
	I ₀ (%)	34.0	34.0	13.4	25
Quantité d'éléments d'assimilation	% a. 80p	84	84	74	86
	% a. 30p	32	32	25	49
CLASSIFICATION	S ₁ (%)	94	94	92	94
	V ₀ (mm)	1.65	1.65	1.84	1.75
Quantité d'éléments d'assimilation	Ca (mm)	0.58	1.69	1.69	0.900
	V (mm)	10	7	7	23
Quantité d'éléments d'assimilation	P (mm)	1.700	1.350	1.350	
	Cd	0.115	0.108	0.108	
Quantité d'éléments d'assimilation	Cg	0.033	0.042	0.042	
	W.C. (%)				

TABEAU

COUCHES

I et II

III

III
50

IV

5

10

Conclusion I : en fonction des données géologiques et géotechniques précédentes nous avons tenté de faire une classification géotechnique des sols par catégories présentant les mêmes caractéristiques géotechniques. Le but essentiel de cette classification est de remplacer les données analytiques et expérimentales du labo dans leur contexte de terrain.

Commentaire et calcul :

D'après les résultats obtenus le terrain ne présente aucun risque d'instabilité.

*** Capacité portante admissible vis à vis de la rupture :**

- La capacité portante d'un sol est la charge max par unité de surface que le sol supporte sans rupture. Elle se calcule par essais in situ (pénétromètre statique, pénétromètre dynamique, pressiomètre - etc...) ou à partir des essais de laboratoire.

a) **Essais Statique :** La capacité portante admissible est déduite à partir de la formule empirique suivante :

$$q_{adm} = \frac{R_p}{\alpha}$$

$$\left| \begin{array}{l} R_p = \text{résistance de pointe} \\ \alpha = \text{coefficient réducteur} \\ f(\text{Nature du sol}) : 20 < \alpha < 30 \end{array} \right.$$

on prend en général $\alpha = 30$ cas sol argileux :

b) **Essais de laboratoire :**

$$W_L \% = 41,44$$

$$I_p \% = 21$$

$$S_r \% = 94 \rightarrow \text{sol non saturé}$$

$$\gamma_d (\text{t/m}^3) = 1,63 \rightarrow \text{nous indique un sol moyennement compact.}$$

$$w = 22,30 \%$$

$$\gamma_h = (1+w) \gamma_d = (1+0,223) 1,63 = 1,988 \text{ t/m}^3$$

à une profondeur de 1,50 m où $I_p \% = 21$ et $W_L = 41,44 \%$, ce qui nous indique une argile moyennement plastique. (D'après CASAGRANDE)

Calcul :

*** Calcul de la capacité portante :**

a) **Essais statique :**

$$q_{ad} = \frac{R_p}{\alpha} = \frac{14}{30} = 1,46 \text{ bars.}$$

b) **Essais de laboratoire :** D'après D.T.U.

$$q_{ad} = \frac{\gamma_h \cdot D + \frac{B}{2} \cdot \gamma_h N_\gamma + \gamma_h D (N_q - 1) + c N_c}{F_s}$$

$$\text{avec : } \left| \begin{array}{l} F_s = 3 \text{ (coefficient de sécurité)} \\ B = 1 \text{ m} \\ D = 1,5 \text{ m} \\ c = 3,8 \text{ cohésion du sol} \\ \text{d'après} \end{array} \right.$$

$$\varphi = 10^\circ \rightarrow \left| \begin{array}{l} N_\gamma = 1 \\ N_q = 2,4 \\ N_c = 8,3 \end{array} \right. \rightarrow q_{ad} = \frac{1,98 \cdot 1,5 + 1,98 \cdot 1 + 1,98 \cdot 1,5 (2,4 - 1) + 3,8 \cdot 8,3}{3} = 1,526 \text{ bars}$$

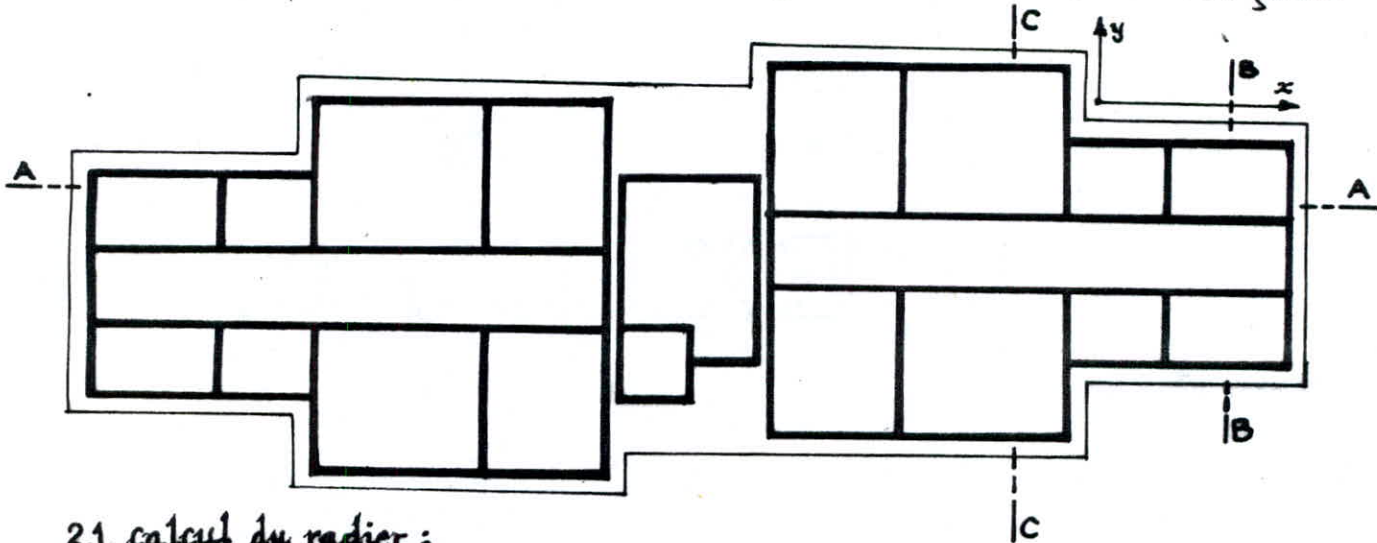
donc on adopte pour $q_{ad} = 1,5 \text{ bars}$

La campagne géotechnique a mis en évidence une assez bonne résistance du terrain de fondation. En effet, on a vu que notre construction sera fondée sur un radier général situé à 1,5 m de profondeur afin d'éviter le risque de soulèvement de celui-ci.

2. calcul de la fondation:

86

Le poids du bâtiment étant important, le choix de semelles filantes est possible ($S_0 > S_{nec}$) et nous fera gagner quelques $(80 \div 100) \text{ m}^3$ de béton armé, mais nous fera perdre en coffrage et en délai, de plus ce choix a abouti à des largeurs de semelles occupant tout l'entre-axe des voiles: D'où la nécessité d'un radier général.



2.1. calcul du radier:

• Sous S_R : $G + 1,2P = 5106,65 + 1,2 \cdot 338,60 = 5513 \text{ t} = N$

• Surface nécessaire du radier: $\bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ ba} = 1,53 \text{ kg/cm}^2$

$$\frac{N}{S_{nec}} \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 360,32 \text{ m}^2$$

• Surface de l'emprise de la structure: $S_0 = 462,3 \text{ m}^2 > S_{nec}$, mais on doit prendre un débord réglementaire de 30 cm, donc la surface du radier devient: $S_{rad} = S_0 + S_{deb} = 462,30 + 32,64 = 494,94 \text{ m}^2$. On voit bien que la pression fictive:

$$P_f = \frac{5513 \cdot 10^3}{494,94 \cdot 10^4} = 1,128 \text{ kg/cm}^2 \text{ est proche de } \bar{\sigma}_s$$

ce qui justifie encore l'utilisation du radier.

2.2. pression sous le radier:

$$q = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{5513}{494,94} = 11,14 \text{ t/m}^2$$

2.3. prédimensionnement de l'épaisseur du radier:

Le radier est une dalle, il n'est pas pratique de placer des armatures transversales dans celle-ci. on détermine son épaisseur en fonction de la contrainte de cisaillement. Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

$$\bar{\tau}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b \rightarrow z \geq \frac{T_{max}}{1,15 \cdot b \cdot \bar{\sigma}_b}$$

avec: $T_{max} = \frac{q \cdot l_{max}}{2}$ → effort tranchant max. développé entre 2 voiles // distants d'une longueur l_{max} .

$$T_{max} = \frac{11,14 \cdot 3,5}{2} = 19,5 \text{ t}$$

$$z \geq \frac{19,5 \cdot 10^3}{1,15 \cdot 100 \cdot 5,9} = 28,74 \text{ cm ; soit } z = 35 \text{ cm}$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot h \rightarrow h \geq \frac{8}{7} \cdot z = \frac{8}{7} \cdot 35 = 40 \text{ cm}$$

• Condition forfaitaire: découle de la raideur du radier.

$$h_b \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{3,5}{10} = 35 \text{ cm}$$

Enfinement on prendra: $h = 45 \text{ cm}$; $h_b = 50 \text{ cm}$.

2.4. vérification de la contrainte du sol sous le radier :

- poids du bâtiment : 5513 t
- poids du radier : $462,30 \cdot 0,5 \cdot 2,5 = 577,87$ t
- le poids total est : 6090,88 t
- d'où la contrainte : $\sigma_s = N/S = \frac{6090,88}{462,3} = 1,31 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,53 \text{ kg/cm}^2$

2.5 vérification au poinçonnement :

le voile le plus sollicité étant Vtg.

$$G = 167,89 \text{ t}$$

$$P = 16,89 \text{ t}$$

$$l = 9,02 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} G = 167,89 \text{ t} \\ P = 16,89 \text{ t} \\ l = 9,02 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow N' = \frac{G + 1,2P}{l} = 20,86 \text{ t/ml}$$

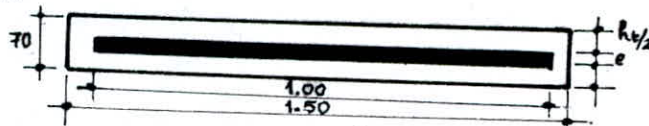
la condition de non poinçonnement est donnée par :

$$\frac{1,5 N'}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{E}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$P_c \cdot h_t$$

P_c étant le périmètre du contour cisailé sur le plan moyen de la dalle. Comme le cisaillement se fait suivant un angle de 45° on aura :

$$1,5 \cdot \frac{2086 \cdot 10^3}{2(150 + 70)50} = 1,42 \text{ kg/cm}^2 < \bar{E}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$



- vue en plan -

2.6. vérification à l'effet de sous pression :

on doit vérifier que sous l'effet des sous-pressions hydrostatiques que le bâtiment ne se soulève pas. Habituellement on prend un coefficient de sécurité de 1,5 vis à vis du risque de soulèvement, et on vérifie que :

$$P \geq 1,5 S \cdot \bar{z}$$

où :

- S : surface du sol (m^2)
- \bar{z} : pression hydrostatique (t/m^2)
- P : poids total du bâtiment (t)



$$P = G = 5513 \text{ t} > 1,5 \cdot 462,30 \cdot 2 = 1387 \text{ t}$$

2.7. vérification de la stabilité du radier sous $S P_2$:

le radier est soumis à un effort normal N et un moment de renversement M à sa base.

$$N = G + P + G_{rad} = 5106,65 + 338,60 + 577,87 = 6023,12 \text{ t}$$

$$\text{moment fléchissant : } M = \sum M_{RDC} + h \sum T \quad (T: \text{effort tranchant au niveau du v.})$$

$$h = 1,2 + 0,5 = 1,70 \text{ m}$$

les moments par rapport à la base du radier sont :

$$M_x = 9576,65 \text{ tm} \quad \text{— Seisme longitudinal}$$

$$M_y = 8846,03 \text{ tm} \quad \text{— Seisme transversal}$$

$$I_{xx} = 4924,36 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 20732,24 \text{ m}^4$$

$$v_x = 15,54 \text{ m}$$

$$v_y = 8,30 \text{ m}$$

• rotation autour de x-x (seu longitudinal) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x \cdot v_y}{I_x} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 2,22 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 2,25 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,21 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 2,25 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,71 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 1,99 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

rotation autour de y-y : (seus transversal)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I_y} \cdot v_x \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1,88 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 2,25 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,55 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 2,25 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = 1,54 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 1,99 \text{ kg/cm}^2 \text{ . vérifiés!}$$

• Charges à prendre en compte pour le calcul du radier:

$$\frac{q_f(S_{P2})}{q_f(S_{P1})} = \frac{6023,12}{5513} = 1,1 < \frac{\bar{\sigma}_a(S_{P2})}{\bar{\sigma}_a(S_{P1})} = \frac{4200}{2800} = 1,5$$

Par conséquent les contraintes du 1^{er} genre (S_{P1}) sont les plus défavorables:

Dans ce cas le radier sera calculé comme un plancher renversé sous la réaction S_{P1} (Poids du radier non compris).

Ce qui est plus gênant dans une construction : ce sont les dénivellations entre différents points d'une telle fondation que l'on appelle tassement différentiel. Celui-ci est un tassement irrégulier entre différents points d'un sol et pourra amener des désordres graves dans la construction donc c'est une diminution relative de hauteur. tel que :

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\sigma}{E} \text{ pour un sol considéré comme matériau élastique .}$$

D'après nos calculs, on a adopté un radier général notamment ayant pour avantage :

- la réduction sensible des tassements différentiels
- rapidité dans son exécution
- infiniment rigide et indéformable dans son ensemble
- les charges de la construction sont réparties sur toute la surface du sol d'une façon uniforme ou $P_f = \bar{\sigma}_s$ (voir chap: calcul du radier) ; ainsi que les centres de masse du radier et celui du bâtiment sont proches :

$$\text{Centre de masse du radier } \begin{cases} X_R = 15,33 \text{ m} \\ Y_R = 09,05 \text{ m} \end{cases}$$

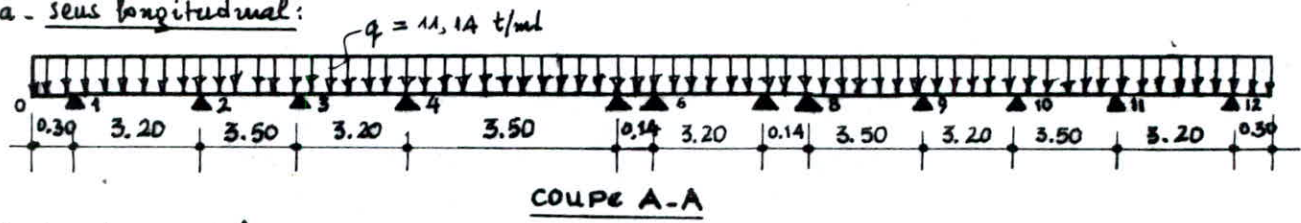
$$\text{Centre de masse du bâtiment } \begin{cases} X_G = 15,32 \text{ m} \\ Y_G = 09,00 \text{ m} \end{cases}$$

- D'après les données de analyses du rapport de sol ; notre bâtiment est creusé à 1,5m de profondeur où celle-ci représente la 1^{re} couche de limon brun-rouge sablo-graveleux. Par la suite notre radier repose à cette profondeur sur une couche d'argile carbonatée de 3m d'épaisseur avec une autre couche d'argile marneuse plastique brun jaunâtre, sèche elle prend un aspect très compact. Par conséquent les tassements différentiels ne sont pas à craindre ; la réaction du sol est donc bien uniforme .

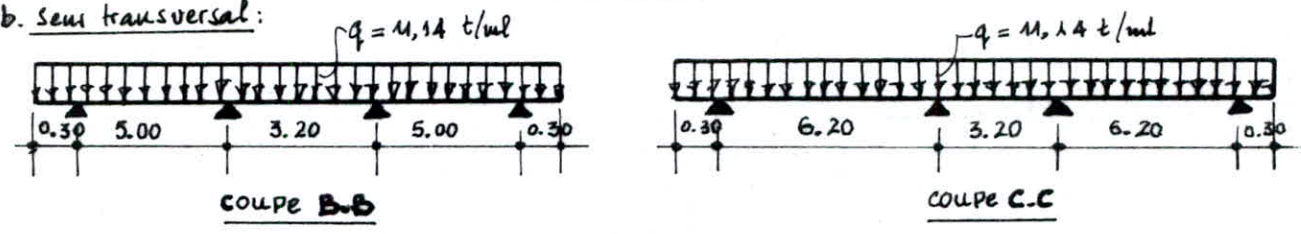
2.8. calcul des efforts :

le radier sera constitué d'une dalle d'épaisseur constante et sera calculé comme un plancher renversé dont les points d'appuis sont constitués par les voiles. Par conséquent on considère une poutre continue de 1 mètre de largeur ayant 12 appuis suivant le sens longitudinal et 4 appuis suivant le sens transversal.

a. sens longitudinal :



b. sens transversal :



Les moments aux appuis et en travées sont déterminés à partir de la méthode de CAQUOT.

* travées intermédiaires :

- moments aux appuis : $M_a = M_w = M_e = \frac{q_w \cdot l_w^3 + q_e \cdot l_e^3}{8,5 (l_w + l_e)}$; $q_e = q_w = 11,14 \text{ t/ml}$
 $l_w = 0,8 l_e$; $l_e = 0,8 l_w$

* travées de rive :

- moment à l'appui de rive avec console : $M_{w_1} = M_{e_1}$ → moment isostatique de la console au nu de l'appui extrême (1).

- moment au nœud voisin de rive :

$$M_{w_2} = M_{e_2} = M'_{e_2} \cdot \frac{l_{e_2}}{l_{w_2} + l_{e_2}} + \left(M'_{w_2} - \frac{1}{2,125} \cdot M_{w_1} \right) \cdot \frac{l_{w_2}}{l_{w_2} + l_{e_2}}$$

avec : $M'_{w_1} = \frac{q_w l_w^2}{8,5}$; $M'_{e_1} = \frac{q_e l_e^2}{8,5}$

$l'_{e_2} = l_{e_2}$ si la poutre est limitée à l'appui 3.

$l'_{e_2} = 0,8 l_{e_2}$ si la poutre comporte au moins une travée au delà de l'appui

Connaissant les moments aux appuis, on détermine les moments en travées par :

$$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

• sens transversal :

coupe	B-B				C-C			
appuis	1	2	3	4	1	2	3	4
M_a (tm)	0,501	25,163	25,163	0,501	0,501	16,620	16,620	0,501
M_t (tm)	40,696	-10,904	40,696		26,252	-2,360	26,252	

$M_a^{\max} = 25,163 \text{ tm}$

$M_t^{\max} = 40,696 \text{ tm}$

• sens longitudinal : coupe A-A

appuis	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
M_a (tm)	0,501	9,253	14,796	14,796	15,438	12,859	12,859	15,438	14,796	14,796	9,253	0,501
M_t (tm)	9,382	5,033	-0,537	1,941	-14,121	1,400	-14,121	1,941	-0,537	5,033	9,382	

$M_a^{\max} = 15,438 \text{ tm}$

$M_t^{\max} = 14,121 \text{ tm}$

2.9. ferrailage du radier :

le ferrailage du radier sera déterminé à partir des efforts maximaux.

* Sens longitudinal :

- appui : $M_a = 15,438 \text{ tm}$

$$A = \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{15,438 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 45 \cdot 2800} = 14,00 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 10 \text{ HA } 14 \text{ p.m } (= 15,39 \text{ cm}^2)$$

$t = 10 \text{ cm}$

- travée : $M_t = 14,121 \text{ tm}$

$$A = 12,80 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 9 \text{ HA } 14 / \text{ml } (A = 13,85 \text{ cm}^2) ; t = 11 \text{ cm}$$

* Sens transversal :

- appui : $M_a = 25,163 \text{ tm}$

$$A = \frac{25,163 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 45 \cdot 2800} = 22,82 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 8 \text{ HA } 20 / \text{ml } (A = 25,13 \text{ cm}^2) ; t = 12 \text{ cm}$$

- travée : $M_t = 40,696 \text{ tm}$

$$A = 36,91 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 12 \text{ HA } 20 / \text{ml } (A = 37,68 \text{ cm}^2) ; t = 8 \text{ cm}$$

■ vérifications :

* condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{\text{ben}}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 45 \cdot \frac{5,9}{4200} = 4,36 \text{ cm}^2$$

→ toutes les sections d'armatures trouvées sont vérifiées par cette condition.

* vérification des contraintes :

• Sens longitudinal :

- appuis : $M_a = 15,438 \text{ tm} ; A = 15,39 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = 0,342 \rightarrow E = 0,9088 ; K = 39,8$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{15,438 \cdot 10^5}{15,39 \cdot 45 \cdot 0,9088} = 2453 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 61,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

- travées : $M_t = 14,121 \text{ tm} ; A = 13,85 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = 0,3077 \rightarrow E = 0,9129 ; K = 42,4$$

$$\sigma_a = 2482 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 58,54 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

• Sens transversal :

- appuis : $M_a = 25,163 \text{ tm} ; A = 25,13 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = 0,558 \rightarrow E = 0,9016 ; K = 35,8$$

$$\sigma_a = 2468 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 69,00 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

- travées : $M_t = 40,696 \text{ tm} ; A = 37,68 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = 0,837 \rightarrow E = 0,8693 ; K = 23,35$$

$$\sigma_a = 2761 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 118,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

toutes les contraintes sont vérifiées!

commentaire de la nouvelle
conception

1. Introduction : Notre seconde variante consiste à faire un tracé en plan d'un étage courant de la même structure, qui sera implantée cette fois-ci dans une zone (I) de faible sismicité. De plus on a un commentaire à faire sans calcul sur la solution adoptée à cette nouvelle conception.

2. Type de Structure adoptée :

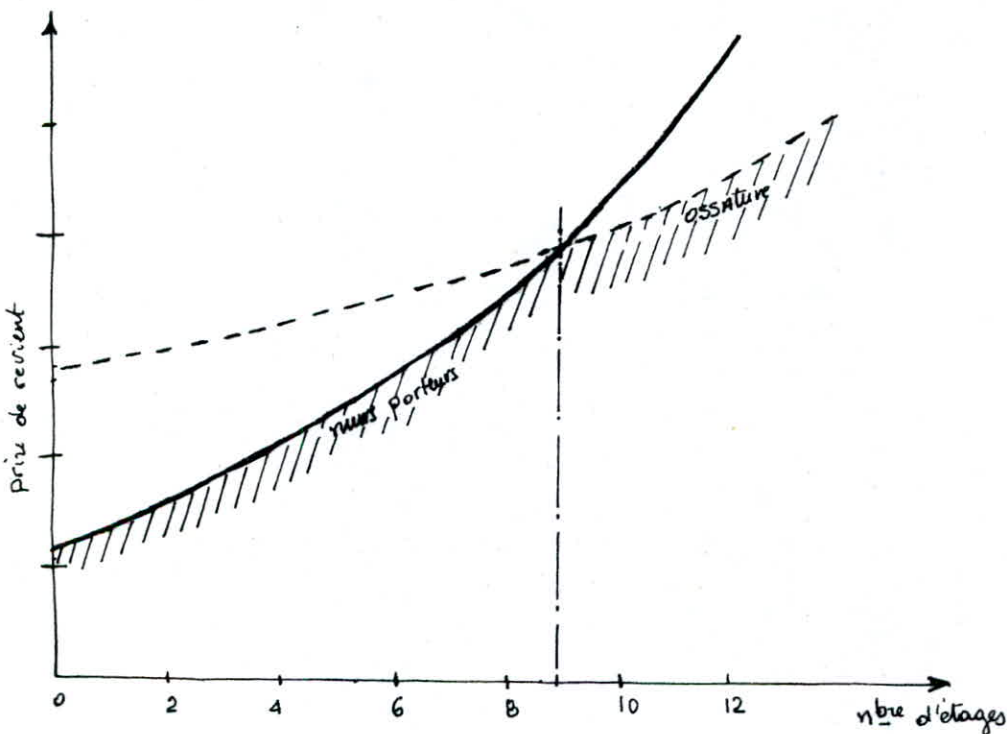
on a prévu à cette nouvelle conception un système de structure auto-stable (poutres-poutres) pour l'ensemble de notre bâtiment.

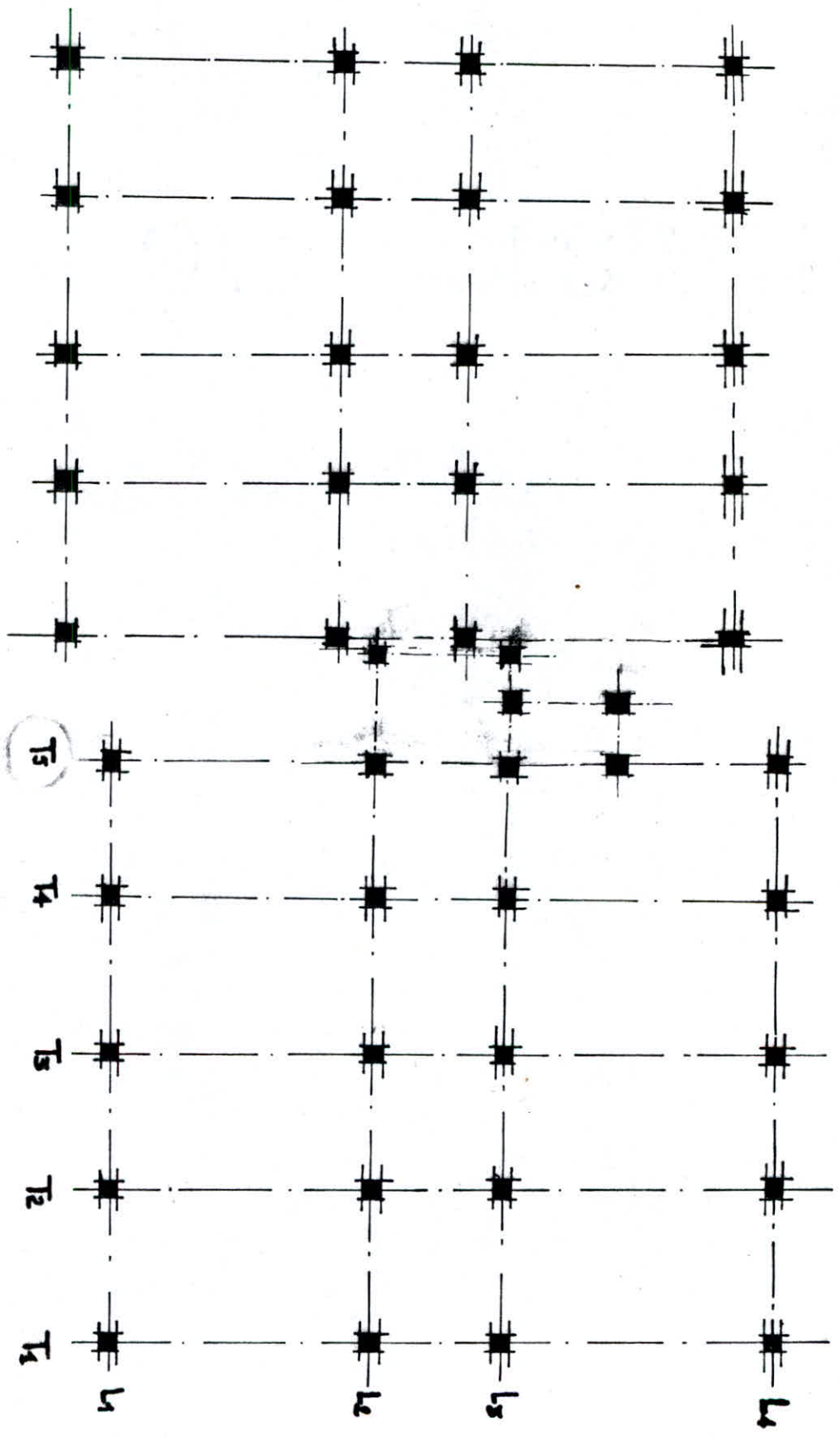
Le choix d'une telle structure auto-stable revient en premier lieu sur l'effet des efforts horizontaux du fait qu'on ait dans une zone de faible sismicité, sans doute une telle ossature constitue une structure flexible notamment dans son domaine élastique (zone I-). on a séparé notre bâtiment en deux blocs où la cage d'escalier faisait partie d'un bloc. De même on a prévu un seul joint de dilatation. on a assimilé la cage d'escalier au bloc vu ses faibles dimensions qui représentent le noyau central de notre bâtiment. notamment pour éviter le phénomène de forces dues au couple de torsion créé par le séisme. Donc avant tout cette structure est une fonction de résistance pour assurer la stabilité de l'ensemble.

Il est permis aussi de penser que pour les bâtiments de hauteur réduite, la construction à murs porteurs sera plus simple donc probablement moins coûteuse.

Le graphique ci-dessous donne le prix de revient d'un mètre cube d'une superficie donnée en fonction du nombre d'étages pour les deux cas : murs porteurs et ossature.

Les deux courbes sont toutes deux croissantes, mais se croisent dans la zone de 8^e et 10^e étage. En deca, il vaut mieux construire en murs porteurs, ce sera plus économique, au delà l'ossature reprend ses avantages.





Comme le point d'intersection des deux courbes est plus proche de notre niveau (7); il est préférable d'adopter le système d'ossature; car ce dernier est une fonction de résistance avant tout. Elle doit assurer la tenue de l'ensemble sollicité par deux natures d'efforts: les efforts verticaux (G, P); les efforts horizontaux (vent, séisme).

3. Comportement de l'ossature:

L'ossature emporte de ce fait des élts. résistants dans les trois directions de l'espace: verticalement (poteau), horizontalement (poutre). Les différents éléments: poteaux et poutres sont liés les uns sur les autres pour assurer l'invariabilité des angles nécessaire à un ensemble monolithique rigide. Donc on peut comme système de contreventement; une ossature à nœuds rigide.

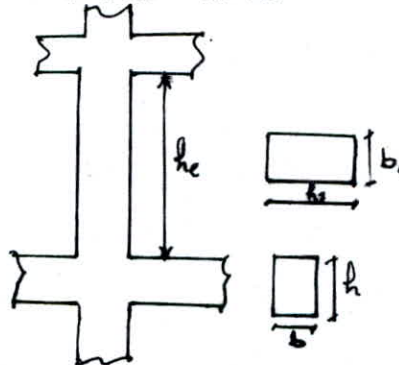
* Nature d'ossature: Il s'agit d'une ossature complète, car les éléments résistants (poutres et poteaux) existe sur l'ensemble du bâtiment.

type de planchers: on adopte comme type de plancher: planchers à corps creux à tout les niveaux, sauf au niveau du plancher R.D.C on adopte des dalles préfabriquées avec une dalle de compression en béton. L'utilité de ce type de plancher ainsi adopté, a pour conséquence: bonne isolation thermique et acoustique; réduction de la charge (poids propre) par rapport à la dalle pleine; rapidité dans l'exécution; réduction dans les aciers donc probablement moins onéreux.

4. Dimensionnement des poutres:

Les poutres seront dimensionnées d'après R.P.A 81 Article 4.2.1.2

- $b \geq 20\text{cm}$ en Zone I
- $h \geq 30\text{cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 3,0$
- $b_{\text{max}} \leq 1,5h + b_1$



On remarque que la portée de nos poutres est assez réduite leur prédimensionnement sera:

$$ht = \left(\frac{l}{20} \div \frac{l}{10} \right)$$

$$b = (0,3 \div 0,7) ht$$

la plus grande portée est: $6,275\text{m}$

d'où $ht = \frac{6,275}{12} = 0,522\text{m} = 52,2\text{cm}$, on adopte $ht = 55\text{cm}$

d'où $b = 0,5 \cdot ht = 27,5\text{cm}$ on adopte $b = 30\text{cm}$

$$\left\{ \begin{aligned} \omega_{L\text{min}} &= 98\% \text{ pour HA} \\ &= 95\% \text{ pour ADX} \\ A_t &= 0,003 \cdot S \cdot b \end{aligned} \right.$$

Verifié d'après (R.P.A 81)

5. Prédimensionnement des poteaux:

La forme carrée, la plus usuelle et la plus économique car elle nécessite la section transversale donne le moindre coffrage. Par contre la section rectangulaire est aussi prépondérante car elle augmente l'efficacité de celle-ci dans le sens voulu.

Selon R.P.A 81 Article 4.2.1.1

- $b_1 \cdot b_2 \geq k \frac{N'}{\sigma_{28}}$ k : coefficient f (zone) $N' = G + 1,2P$ (effort normal porté)
- $\min(b_1, b_2) > 25\text{cm}$ en zone I et II.
- $\frac{1}{3} \leq \frac{b_1}{b_2} < 3$

On obtient des sections différents vu la variation d'axe, on peut des poteaux carrés et rectangulaires. De même leur section a tendance de diminuer d'un niveau à un autre vu la charge qu'ils supportent.

*** Ferrailage min. R.P.A. 4.2.3.1**

$\omega_{L\text{min}} = 0,8$ en zone I

$\Phi_{\text{min}} = 12\text{mm}$ en zone I

Longueur min de recouvrement = 50Φ avec $t \leq 25\text{cm}$

6- Longrines : on prévoit ce genre de ceinture entre poteaux afin d'assurer leur stabilité qui en particulier doivent résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

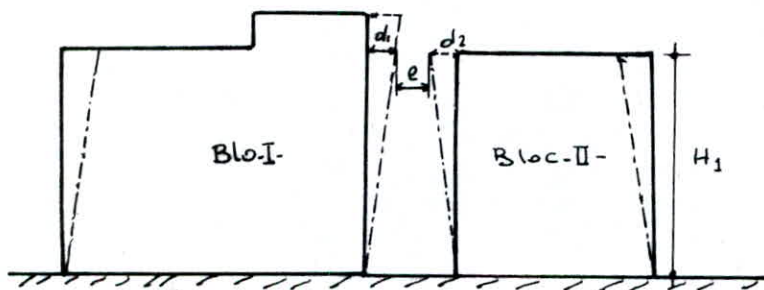
- $\frac{N}{15}$ dans les terrains de consistance moyenne
- $\frac{N}{10}$ pour les terrains meubles.

où N est la force axiale du poteau en question. A cette sollicitation, il faut ajouter, le cas échéant, les effets des charges et moments appliqués directement sur les longrines. Leur dimension min est :

• 30cm = 30cm \rightarrow pour les sols meubles pour notre cas.

Le ferrailage min doit être $4\phi 14$ ou $4HA12$ avec des coefs où $t < 20$ cm

7. Sargeur de joint de dilatation :



Bloc-I - regroupe Bloc de logement plus la cage d'escalier

Bloc-II - regroupe Bloc de logement

Pu que notre bâtiment possède une longueur totale de 30,06m donc ça nécessite un joint de dilatation. Les déplacements d_1 et d_2 seront calculés comme étant la somme des déplacements relatifs de chaque niveau.

$$d_1 = \sum_{k=1}^8 S_k \cdot \quad d_2 = \sum_{k=1}^8 S_k \cdot \quad \text{tel que } (d_1 + d_2) \cdot 1,5 = e \text{ (zone de sécurité)}$$

La largeur du joint doit être calculée à partir des déformations horizontales (seisme); majorées pour 1,5 pour tenir compte des déformations non linéaires. Le RPA 98 Article 23.24 précise $d = (d_1 + d_2 + e) \geq \frac{H_1}{300}$ pour notre cas $H_1 = 23,8m$
 $\Rightarrow d \geq \frac{23,8}{300} = 0,079m$ donc on prend $d = 10cm$.

8. Fondations : elle présentent l'infrastructure de notre bâtiment, de plus elles doivent constituer un ensemble rigide qui répond aux conditions.

- réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- transmettre au sol de fondation la totalité des efforts.
- empêcher les tassements différentiels et les déplacements horizontaux dépassant $\bar{\delta}$.
- assurer la redistribution des efforts entre la structure et le sol de fondation.

on adopte pour notre bâtiment dans son ensemble des semelles isolées.

Il est prévu aussi de réaliser un voile périphérique dont sa hauteur atteint le niveau bas des longrines, celui-ci a pour rôle de former une boîte rigide de notre bâtiment répondant aux efforts horizontaux donc c'est un chaînage entre poteaux périphériques. Soit à éviter : sols hétérogènes; terrains fracturés, sols présentant un indice de voile élevé, sols saturés d'eau, sols présentant un danger de glissement. Le calcul de tassement différentiel est obligatoire pour ce genre de fondations (semelle isolées) sauf si rapport du sol présente une valeur très satisfaisante. Dans la pratique générale, pour obtenir une bonne rigidité de l'infrastructure et assurer la stabilité du sol de fondation, c'est que la profondeur de l'infrastructure au dessous du niveau RDC devrait être égale à $\frac{1}{10}$ de la hauteur de construction en question. dans notre cas $z = \frac{h}{10} = 2,32m$

son rôle est de garantir à la fondation de se reposer sur un sol ferme.

9. Evaluation de la force sismique : V

La force sismique minimum sollicitant une construction et agissant mm simultanément dans la direction de chacun de ses axes principaux doit être évaluée conformément à la formule se base préconisée par R.P.A B1.

Bloc du bâtiment :

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

Détermination des différents paramètres :

$$A = 0,08 \rightarrow \text{groupe d'usage 2 zone-I}$$

$$T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}} \quad \text{avec} \quad H = 23,2 \text{ m}$$

$$L_x = 15,8 \text{ m}$$

$$L_y = 13,6 \text{ m}$$

on applique directement la méthode statique car tous les critères sont vérifiés depuis on est dans une zone de faible sismicité.

$$\text{Sans longitudinal} \Rightarrow T_x = \frac{0,09 H}{\sqrt{L_x}} = 0,520 \rightarrow D_e = 1,96 \text{ pour un sol meuble}$$

$$\text{Sans transversal} \Rightarrow T_y = \frac{0,09 H}{\sqrt{L_y}} = 0,560 \rightarrow D_e = 1,88 \text{ pour un sol meuble}$$

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_i \rightarrow Q_e = 1,4 ; Q_t = 1,3 ; W_1 = 144 \text{ t} \approx \frac{2}{3} W_2 \quad (W_2 : \text{poids du bloc en règle})$$

$$B = \frac{1}{4} \text{ (structure auto-stable)}$$

$$V_{t1} = (0,08 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,88 \cdot 1,3) W_1 = 0,0488 W_1 \Rightarrow V_{t1} = 0,0488 \cdot \frac{2}{3} W_2 = 70,513 \text{ t}$$

$$V_{l1} = (0,08 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,96 \cdot 1,4) W_1 = 0,05488 W_1 \Rightarrow V_{l1} = 0,0548 \cdot \frac{2}{3} W_2 = 79,299 \text{ t}$$

on a trouvé comme valeurs de cette force V dans la zone III :

$$V_{t2} = 0,25 \cdot \frac{1}{8} \cdot 2 \cdot 1,2 W_2 = 433,48 \text{ t}$$

$$V_{l2} = 0,25 \cdot \frac{1}{8} \cdot 2 \cdot 1,3 W_2 = 469,60 \text{ t}$$

évaluation des rapports :

$$\frac{V_{t2}}{V_{t1}} = \frac{433,48}{70,513} = 6,14 \rightarrow V_{t2} = 6 V_{t1}$$

$$\frac{V_{l2}}{V_{l1}} = \frac{469,60}{79,299} = 5,92 \rightarrow V_{l2} = 6 V_{l1}$$

on pourra déduire que les efforts horizontaux du séisme sont faibles dans cette zone de faible sismicité par rapport à l'ordre de grandeur des valeurs ainsi obtenues dans la zone de forte sismicité.

* DISTRIBUTION DES FORCES LATÉRALES DU BLOC :

95

R.P.M Art 3.5.3

La force latérale totale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

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

La force concentrée F_t au sommet de la structure doit être déterminée pour la formule suivante où T est en secondes :

$$F_t = 0,07TV$$

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25V$

F_t peut être prise égale à zéro quand la valeur de T est plus petite ou égale à $0,7s$. La partie restante de l'effort horizontal total V doit être distribuée sur la hauteur de la structure, suivant la formule

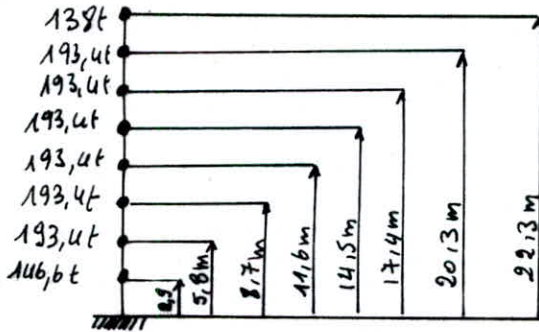
$$F_k = \frac{(V - F_t) w_k h_k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

F_k = étant l'effort horizontal au niveau k .

h_k = hauteur à partir de la base du bâtiment au niveau k .

w_i et w_k : parties de W qui se trouvent au niveau i , k respectivement.

Modélisation sous forme de console :



$$\sum w_i h_i = 106,6 \cdot 2,9 + 193,4 [5,8 + 8,7 + 11,6 + 14,5 + 17,4 + 20,3] + 138 \cdot 22,3 = 18645,76 \text{ tm}$$

NIV	8	7	6	5	4	3	2	1
$w_k [t]$	138	193,4	193,4	193,4	193,4	193,4	193,4	146,6
$h_k [m]$	22,3	20,3	17,4	14,5	11,6	8,7	5,8	2,9
$w_k h_k$	3077,4	3926,02	3365,16	2804,3	2243,44	1682,58	1121,72	560,86
$F_k [t]$	13,123	16,712	14,350	11,958	9,567	7,175	4,783	2,400
$F_{ky} [t]$	11,637	14,846	12,725	10,604	8,484	6,362	4,241	2,128

sous transversal : $T_y = 0,5660 < 0,7s \rightarrow F_{ty} = 0 \Rightarrow F_{trav} = V_y - F_{ty} = 70,513 - 0 = 70,513t$

Sous longitudinal : $T_x = 0,5210 < 0,7s \rightarrow F_{tx} = 0 \Rightarrow F_{long} = V_x - F_{tx} = 79,513 - 0 = 79,513t$

on remarque que $F_{tx} \approx F_{ty}$, ayant une force de sismicité moyennement faible, ce qui donne raison de plus d'utilisation de secouilles isolées.

ce qui est de l'effort tranchant d'étage "j" sera donné par :

$$T_j = \sum_{i=1}^n F_i$$

De la disposition des portiques (aucun décrochement), ainsi que la faible évaluation des forces sismiques à chaque niveau donnent naissance à un déplacement relatif est dans le sens longitudinal ou transversal tel que : $S_i - S_{i+1}$ ou $S_{i+1} - S_i$

10. conclusion :

par ailleurs, quelques règles de conception générale du bâtiment sont recommandées, à savoir :

- réduire autant que possible la hauteur des bâtiments ainsi que le rapport de la hauteur avec la largeur.
- éviter les ensembles mal équilibrés en hauteur ou en inertie et les éléments mal liés à l'ossature.
- prévoir des fondations soigneusement chaînées et engagées dans le sol afin de s'opposer aux efforts de soulèvement dus au séisme.
- adapter un bon ancrage de la construction dans le sol.
- éviter les ouvertures de très grandes dimensions.
- abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction par la réduction des charges verticales dans les parties supérieures.
- réaliser des nœuds rigides ainsi qu'une bonne disposition des armatures.
- prévoir des constructions à caractère ductile.
- prévoir des encadrements armés liés à l'ossature autour des ouvertures.
- assurer l'indéformabilité de l'ensemble par des contreventements dans tous les sens.
- prévoir des tampons élastiques dans les joints de dilatation entre blocs de même inertie ou d'inerties voisines. Séparer au contraire, par des larges joints les blocs d'inerties nettement différentes (RPA 89, art. 2.3.2.4)
 $d \geq H/300$; H : hauteur du bloc le moins haut.
- vérifier toujours la structure au renversement.
- éviter les encorbellements (décrochements) ; les corniches représentent des saillies importantes ; et d'une manière générale tous les éléments de construction mal liés à l'ossature.

BIBLIOGRAPHIE

- RPA 81 (version 83)
- Compléments aux règles parasismiques (C.T.C)
- règles N.V.65
- règles C.C.B.A 68
- conception et calcul des structures soumises aux séismes
- calcul des structures de bâtiment (Tome 2: B. ASANCHEEV)
- calcul pratique des tours en B.A (M. DIVER)
- calcul et vérification des ouvrages en B.A (P. CHARON)
- tables pour le calcul des dalles en béton et des parois (R. BARÈS)
- cours de béton armé (BELAZOUGHI)
- calcul pratique des ossatures de bâtiments en B.A (ALBERT-FUENTES)
- contreventements des bâtiments (ALBIGES & GOULET)
- ossatures des bâtiments (A. COIN)
- traité de béton armé (Tome 4: GUERIN)
- aide mémoire de BA (DUNOD)
- aide mémoire de R.D.M (DUNOD)
- Memento (PERCHAT)
- cours et problèmes de mécanique du sol (SANGLÉRAT).

