



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT D'HABITATION

R+6

Proposé par :

B.E.A.S

Etudié par :

SEDDIKI A.

KADRI H.

Dirigé par :

Mme CHIKH

PROMOTION JUIN 1985



Département: Genie Civil  
Promoteur: Mme CHIKH  
Auteur Ingénieur: SEDDIKI Ahmed  
KADRI HOUCHE

10

صحة .. الهندسة المدنية  
موجهة السيدة شيخ  
تصميم مهندس صديقي أحمد وقادري حسين

دراسة عمارة ذات أرضية وسنة طوابق

- النوع  
- المخطط

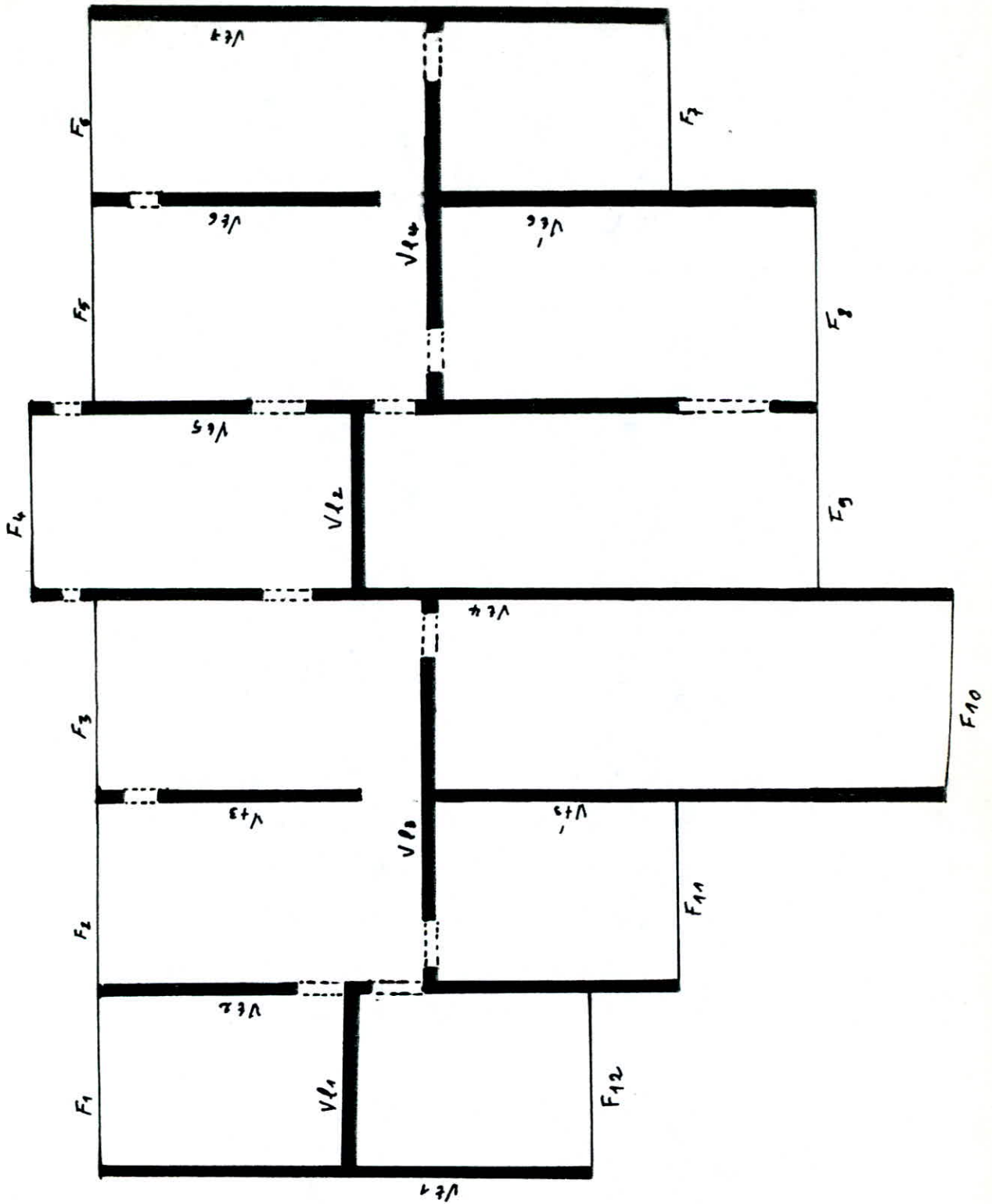
تمثل دراستنا في حساب العناصر المقارورة لغمارد موحدة  
للسكن العمومي ذات طابق أرضي وسنة طوابق  
هذا الحساب يتم طبقا للقوانين الجزائرية ضد الزلازل والعوائق  
الفرنسية ومقارنة بينهما.

Sujet: ÉTUDE D'UN BÂTIMENT (R+6)

Résumé: Notre projet consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation (R+6) à voiles.  
le bâtiment sera implanté à BOUGAA (SETIF) Zone de moyen sismicité  
les calculs ont été faits suivant le RPA 81 et le PS 69.

Subject: .....

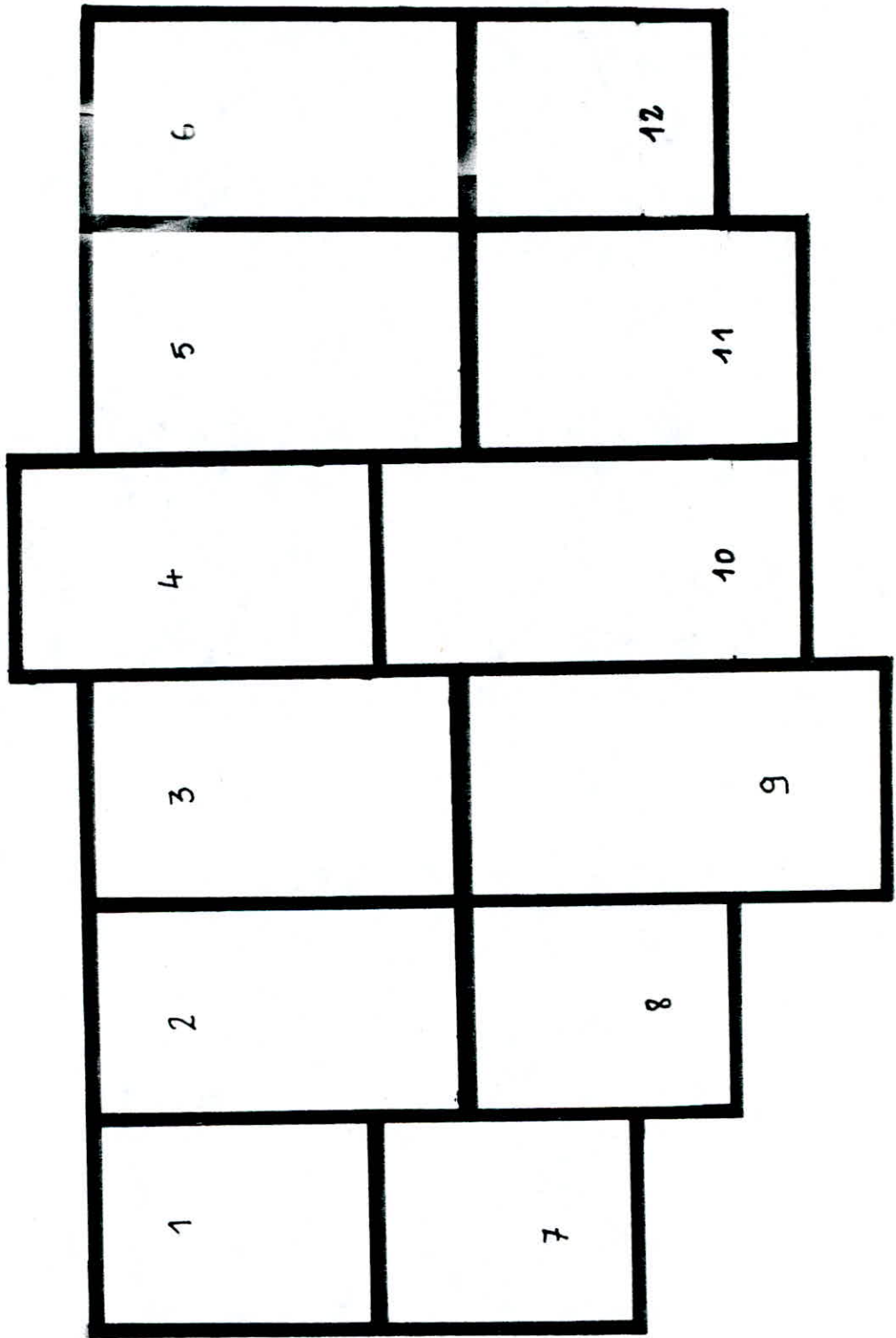
Abstract: This projet consist of designing a building of habitation use (6 Levels) in shear walls structure  
This building is LOCALED in BOUGAA is a median seismicity Zone  
The Computation were done in accordance with Algerien aseismic code (RPA 83) and PS 69.



. Identification des voiles et des façades.

- . Murceau : 
- . Linteau : 





. Identification des panneaux de la dalle du radiateur

## TABLE DES MATIERES

Presentation de l'ouvrage	.....1
Caracteristiques des materiaux	
Descente de charge	
ETUDE DYNAMIQUE	.....7
ETUDE AU SEISME	.....12
ETUDE AU CONTREVENTEMENT	.....21
ETUDE DES VOILES	.....37
. Sollicitations horizontales	
. Sollicitations verticales	
. Superpositions des charges selon RPA 83 et PS 69	
FERAILLAGE DES VOILES ET DES LINTEAUX	
CALCUL DES ELEMENTS	.....50
. ESCALIERS	
. Planchers et prédalles	
CALCUL DES DEFORMATIONS	.....69
FONDATIONS	.....70
. Predimensionnement des semelles	
. Calcul du radier	
. Ferailage	
Voile periphérique	.....80
ETUDE AU Vent	.....31
Comparaison entre RPA et PS 69	.....81

- \* Présentation de l'ouvrage
- \* Matériaux Utilisés
- \* Descente de Charge

## Présentation De L'ouvrage

### I. Introduction:

Notre projet consiste, en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation qui présente une dissymétrie dans les deux sens et ayant les dimensions en plan  $13,26 \times 19,88 \text{ m}$  et de hauteur total  $21,72 \text{ m}$ .

L'ossature est composée de voiles en B.A d'épaisseur  $16 \text{ cm}$  qui assurent le contreventement dans les deux sens.  
les planchers sont en dalles pleines en B.A de  $16 \text{ cm}$  d'épaisseur.

les voiles et les planchers sont réalisés par un coffrage dit "Tables et banquettes". On utilise les banquettes munies de passerelles pour le coffrage des voiles et les tables munies d'un étaieement contreventé pour le coffrage des planchers. Ce type de coffrage permet un temps d'exécution faible et assure la sécurité des ouvriers.

les façades sont faites en éléments préfabriqués et ne seront pas considérées comme des éléments porteurs.

Ce bâtiment sera implanté à Setif zone de moyenne sismicité.

La hauteur de plancher à plancher est de  $2,84 \text{ m}$  et  $3,00 \text{ m}$  d'étage.

Les escaliers sont du type à paillasse adjacentes préfabriquées.

## II. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Nous utilisons les règles du C.C.BA 68.

1. béton: bâtiment à usage d'habitation donc le béton est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment CPA 325, avec contrôle atténué.

la résistance nominale de compression  $\sigma_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$  (essais sur éprouvettes normalisées). et dans le cas de traction  $\sigma_{28} = 23,7 \text{ kg/cm}^2$ .

- La composition de  $1 \text{ m}^3$  de béton :

- . 800 l de gravillon (le gravier doit être dur et propre  $D_g = 25 \text{ mm}$ )
- . 400 l de sable (le sable doit être propre  $D_s \leq 5 \text{ mm}$ )
- . 350 l de ciment CPA 325.
- . 175 l d'eau

\* Contrainte admissible de compression (Art. 9.4 CCBA) :

Elle est égale à une fraction de la résistance nominale à 28 j.

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

- $\alpha$ : dépend de la classe du ciment, CPA 325  $\rightarrow \alpha = 1$
- $\beta$ : dépend de l'efficacité du contrôle  $\beta = 5/6$  (contrôle atténué).
- $\gamma$ : dépend des épaisseurs relatives des éléments ( $h_m$ ) et des dimensions des granulats ( $D_g$ )
  - si  $h_m \geq 4 D_g \rightarrow \gamma = 1$
  - $h_m < 4 D_g \rightarrow \gamma = \frac{h_m}{4 D_g}$

-  $\delta$ : dépend de la nature de la sollicitation :

- .  $\delta = 0,30$  en compression simple
- .  $\delta = 0,60$  en flexion simple
- . Flexion composée  $\delta = 0,60$  si N est un effort de traction.

$$\delta = \begin{cases} 0,3(1 + \frac{e_0}{3e_1}) & \text{si } N < 0,6 \\ 0,6 & \text{si } N \text{ effort de compression.} \\ & \text{si } N \geq 0,6 \end{cases}$$

- $e_0$ : excentricité des forces extérieures p.r au centre de gravité de la section du béton seul.
- $e_1$ : distance limite au noyau central du centre de gravité de la section totale du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

-  $\varepsilon$ : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre.

- .  $\varepsilon = 1$  en compression simple quelque soit la forme de la section.
- . Dans les autres cas  $\varepsilon$  est déterminé par la condition  $\frac{F'_0}{B'} \leq \bar{\sigma}'_{b0}$ .

- . Compression simple:  $\bar{\sigma}'_{b0} = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma_{28} = 1,5/6 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 275 = 68,75 \text{ kg/cm}^2$  (1<sup>er</sup> genre)
- $\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot 68,75 = 103,125 \text{ kg/cm}^2$  (2<sup>ème</sup> genre)

. Flexion simple ou flexion composée avec traction :

- .  $\bar{\sigma}'_b = 1,5/6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 275 = 137,5 \text{ kg/cm}^2$  (1<sup>er</sup> genre)
- .  $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \bar{\sigma}'_b$  (1<sup>er</sup> genre) =  $205,5 \text{ kg/cm}^2$ . (2<sup>ème</sup> genre)



contrainte de traction de référence: (Art. 9.5 CCBA 68)

$$\bar{\sigma}_b = \beta_b \sigma'_{28} = \alpha \beta \delta \theta \sigma'_{28} \quad (\alpha, \beta, \delta \text{ comme précédemment})$$

$$\theta = 0,018 + 2,1 / \sigma'_{28} = 0,018 + 2,1 / 270 \quad \sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \delta \theta \sigma'_{28} = 1,5/6 \cdot 1 \cdot (0,018 + 2,1/270) \cdot 275 = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \text{ (1}^{\text{er}} \text{ genre)}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,9 = 8,8 \text{ kg/cm}^2 \text{ (2}^{\text{eme}} \text{ genre)}$$

2. ACIERS: les aciers utilisés sont classés en 3 catégories:

\* Aciers doux: de nuance FeE 24 dont la limite d'élasticité est  $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (1}^{\text{er}} \text{ genre)}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (2}^{\text{eme}} \text{ genre)}$$

Pour ceux de nuance FeE 22  $\Rightarrow \sigma_{en} = 2200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot 2200 = 1470 \text{ kg/cm}^2$

\* H.A: (aciers à haute adhérence): Ce sont des armatures ayant subies un traitement mécanique. la haute adhérence est généralement obtenue par des nervures en saillies sur le corps de l'armature ou par torsion d'un profil circulaire ou par les 2 procédés à la fois.

\* les aciers H.A sont de nuances FeE 40A et FeE 40B dont les limites d'élasticité nominales:

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ si } \phi \leq 20 \text{ mm.}$$

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

les contraintes admissibles sont:  $\phi \leq 20 \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (1}^{\text{er}} \text{ genre)}$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (2}^{\text{eme}} \text{ genre)}$$

$$\phi > 20 \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2 \text{ (1}^{\text{er}} \text{ genre)}$$

$$\bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (2}^{\text{eme}} \text{ genre)}$$

\* Treillis soudés: Ce sont des grillages en fils écrouis se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leur point de croisement. les caractéristiques mécaniques des treillis soudés formés en fils lisses sont données ci dessous pour  $\eta = 1$  (coeff. de fissuration).

$$\phi \leq 6 \text{ mm} \quad \sigma_{en} = \sigma'_{en} = 5200 \text{ bars} = 5300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi > 6 \text{ mm} \quad \sigma_{en} = \sigma'_{en} = 4410 \text{ bars} = 4500 \text{ kg/cm}^2.$$

3. condition de fissuration du béton: (Art 4.9 CCBA 68)

la théorie de fissuration permet le calcul de répartition et d'ouverture des fissures en flexion et en traction supposés normales à la direction de l'armature.

pour éviter les fissures inacceptables  $\bar{\sigma}_a$  est limitée par la plus grande des valeurs:

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} \quad (\text{contrainte de fissuration systématique})$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot k \sqrt{\frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} \quad (\text{cont. de fissuration non systématique ou accidentelle})$$

$$\text{Pour limiter les fissures} \quad \bar{\sigma}_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \sigma_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$$

## DESCENTE DE CHARGE

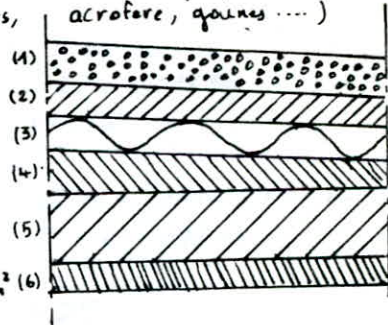
Chaque élément porteur doit supporter son poids propre, la part des charges et surcharges que lui transmettent les planchers (ligne de rupture à 45°), la part des cloisons le poids des façades et les éléments spéciaux : (escaliers, acrofores, gaines ...)

## • Plancher terrasse:

1. Gravier de protection ...  $0,05 \cdot 1800 = 90 \text{ kg/m}^2$
2. Étanchéité multicouche ... 30 "
3. Isolation thermique (4cm) ...  $0,04 \cdot 250 = 10 \text{ "}$
4. forme de pente ...  $0,06 \cdot 2000 = 120 \text{ "}$
5. dalle pleine (16cm) ...  $0,16 \cdot 2500 = 400 \text{ kg/m}^2$
6. Enduit de plâtre 21 "

$$\text{charge permanente } G = 671 \text{ kg/m}^2$$

- Surcharges: Terrasse inaccessible  $P = 100 \text{ kg/m}^2$
- Surcharge sans dégression  $G + 1,2P = 891 \text{ kg/m}^2$
- " Sismique  $G + P/5 = 691 \text{ kg/m}^2$

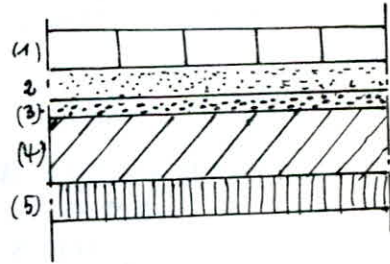


## • Plancher étage courant:

1. Carrelage (2cm) ...  $0,02 \cdot 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
2. mortier de pose (2) ...  $0,02 \cdot 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
3. Sable (1cm) ...  $0,01 \cdot 1800 = 18 \text{ kg/m}^2$
4. dalle pleine (16cm) ...  $0,16 \cdot 2500 = 400 \text{ kg/m}^2$
5. Enduit de plâtre ...  $0,05 \cdot 1400 = 70 \text{ kg/m}^2$
6. Cloisons ... 75  $\text{kg/m}^2$

$$G = 598 \text{ kg/m}^2$$

- Surcharges: plancher E.C (habitation)  $P = 175 \text{ kg/m}^2$
- Charge sans dégression  $G + 1,2P = 808 \text{ kg/m}^2$
- " avec "  $G + 1,2P \frac{3+n}{2n} = 748 \text{ kg/m}^2$
- charge sismique  $G + P/5 = 633 \text{ kg/m}^2$



- Plancher RDC :  $G = 523 \text{ kg/m}^2$
- $P = 400 \text{ kg/m}^2$
- $G + 1,2P = 1003 \text{ kg/m}^2$

- Palier : dalle pleine (16) ...  $400 \text{ kg/m}^2$
- Revêtement (5cm) ...  $0,05 \cdot 2000 = 100$
- $G = 500 \text{ kg/m}^2$
- Surcharges:  $P = 250 \text{ kg/m}^2$
- $G + 1,2P = 800 \text{ kg/m}^2$
- $G + P/5 = 560 \text{ kg/m}^2$

- Volée: Poids propre de la paille (dalle inclinée 16cm)  $\frac{2500 \cdot 0,72}{0,7985} = 340,5 \text{ kg/m}^2$
- Poids des marches ...  $\frac{1}{2} \cdot 0,15 \cdot 2200$
- Revêtement + mortier (5cm) ...  $100 \text{ kg/m}^2$
- garde corps ...  $20 \text{ kg/m}^2$

$$G = 625,5 \text{ kg/m}^2 \quad P = 250 \text{ kg/m}^2 \quad G+1,2P = 925,5 \text{ kg/m}^2$$

• Loggia:  $G = 598 \text{ kg/m}^2$  charge d'étage courant  
 Surcharge  $P = 350 \text{ kg/m}^2$  d'où  $G+1,2P = 1018 \text{ kg/m}^2$   
 " " Sismique  $G+P/5 = 858 \text{ kg/m}^2$

• Acrotère: poids:  $G = [(0,72-0,10)0,16 + \frac{1}{2} \cdot 0,10 \cdot 0,14] 2500 = 268 \text{ kg/m}^2$   
 surcharge  $P = 100 \text{ kg/m}^2$   $G+1,2P = 388 \text{ kg/m}^2$

Charge revenant à chaque voile au niveau RDC:

On traitera un seul exemple, pour les autres voiles les résultats seront groupés dans un tableau:

$V_{t4}$ : Voile à 2 files d'ouvertures:

• Poids propre  $[12,94 \cdot 2,85 - (1,04 \cdot 2,15 + 0,60 \cdot 0,90)] \cdot 0,16 \cdot 2,5 = 13,64 \text{ t}$   
 • Surface revenant au voile (rupture du béton à  $45^\circ$ ) .....  $25,682 \text{ cm}^2$   
 • Acrotère ....  $9,95 \cdot 0,268$  ....  $2,666 \text{ t}$

• niveau terrasse: - Acrotère ....  $2,666 \text{ t}$   
 - Poids propre plancher ....  $25,682 \cdot 0,671$  ... =  $17,232 \text{ t}$   
 $G = 19,898$   
 -  $P = 25,682 \cdot 0,100 = 2,5682 \text{ t}$

• niveau Etage courant: - Poids propre .....  $13,641 \text{ t}$   
 - Façades  $F_1/2 + F_2/2 + F_3/2 + F_4/2$  .....  $5,76 \text{ t}$   
 - Poids propre Plancher Etage Courant ...  $15,357$   
 - Volée + palier .....  $2,939 + 1,345$   
 $G$  .....  $38,234 \text{ t}$   
 -  $P = 25,682 \cdot 0,175$  ....  $4,494 \text{ t}$

• niveau RDC: - Poids propre du voile .....  $13,641 \text{ t}$   
 - Façades .....  $5,81 \text{ t}$   
 - P. P. P. RDC .....  $25,682 \cdot 0,523 = 13,43 \text{ t}$   
 - Palier .....  $1,345 \text{ t}$   
 $G$  .....  $34,026$   
 -  $P = 25,682 \cdot 0,400$  ....  $10,272 \text{ t}$

Remarques: - les façades sont des panneaux préfabriqués qui se calculent de la façon suivante:

$$\text{Poids façades} = \text{Surface nette} \times \text{épaisseur} \times \rho_{\text{béton}}$$

Exple: type 1 ( $F_1$ ):  $P_F = [(3,00 \times 3,00) - (1,20 \times 1,20)] \cdot 0,16 \cdot 2,5 = 3,024 \text{ t}$   
 ce type à une seule ouverture de dimensions  $(1,20 \times 1,20) \text{ m}$ .

- Pour les gaines on a 2 types: 2 pour ventilation et 2 gaines de fumée:  
 2 gaines sont situées sur la surface revenant au voile  $V_{t3}$  et les 2 autres au voile  $V_{t6}$ .

- On ne détaillera pas les calculs mais on les présente dans les tableaux suivants:



. Charge permanente - Surcharge - Combinaisons :

G, P	Voiles	$V_{t1}$ (t)	$V_{t2}$ (t)	$V_{t3}$	$V_{t3}'$	$V_{t4}$	$V_{t5}$	$V_{t6}$	$V_{t6}'$	$V_{t7}$	$V_{t1} = V_{t2}$	$V_{t3} = V_{t4}$
Surface revenant (cm <sup>2</sup> )		9,72	21,37	15,32	12,807	25,682	23,710	15,32	10,925	11,595	4,50	9,945
Charge Perm. G	Terasse	9,507	16,263	10,279	10,112	19,898	17,928	10,279	8,849	3,762	6,673	3,0195
	Etage.C	18,115	27,563	18,929	17,878	38,234	34,77	18,929	14,974	14,133	6,293	12,128
	R.D.C	17,404	25,965	15,102	16,918	34,095	30,763	15,102	15,933	19,597	6,955	11,382
	$\Sigma$	135,601	207,606	138,955	134,297	283,397	257,311	138,955	114,633	108,157	51,386	87,169
Surcharge G	Terasse	0,972	2,131	1,532	1,280	2,568	2,371	1,532	1,092	1,159	0,45	0,994
	E.C	1,701	3,729	2,681	2,240	4,494	4,149	2,298	1,912	2,028	0,787	1,740
	R.D.C	3,888	8,524	6,128	5,120	10,272	9,484	6,128	4,370	4,636	1,800	3,978
	$\Sigma$	15,066	33,025	23,746	19,840	39,804	36,749	21,448	16,933	17,963	6,972	15,472
G + 1, 2 P	157,555	247,236	167,450	158,104	331,162	301,409	164,691	134,943	129,712	59,752	105,663	
G + P/5	138,614	214,585	143,246	138,264	291,358	264,660	143,246	118,01	111,749	52,780	90,251	

# ETUDE DYNAMIQUE

Selon la méthode de STODOLA exposé dans le "Calcul des  
structures de bâtiment" de B. ASANCHEYEV.



## ETUDE DYNAMIQUE

### I. INTRODUCTION:

Quelque soit le problème que l'on se propose de résoudre il est indispensable de connaître les vibrations naturelles d'une structure.

Dans le cas des vibrations on ne se préoccupe pas des causes ayant entraîné la structure hors de sa position d'équilibre. On se propose d'examiner le comportement de celle-ci une fois qu'elle est livrée à elle-même et que demeurent en présence des forces d'inertie, les forces de rappel et éventuellement les forces d'amortissement comme dans la partie concernant la statique on peut distinguer deux modèles de calcul:

- modèle continu (masse distribuée d'une manière continue dans la structure)
  - " discontinu (masses supposées concentrées d'une manière ponctuelle)
- Exple: bâtiment au niveau des planchers.

### II. METHODE DE STODOLA VIANELLO:

Permet d'obtenir la fréquence propre ainsi que le mode propre de vibration d'une structure. C'est une méthode itérative qui peut être employée manuellement avec un petit ordinateur de bureau, pour étudier les vibrations des structures jusqu'à une dizaine de degré de liberté.

Principe:

- \* mode fondamental: une structure à  $n$  degré de liberté. Elle est soumise aux forces d'inertie  $F = [m] \omega^2 V$
  - d'autre par:  $V = [S] F$
- $[m]$ : matrice de masse (diag.)  
 $\omega$ : fréquence.  
 $V$ : déformée  $f(t)$  sinusoïdale.  
 $[S]$ : matrice de souplesse.

- \* On se demande a priori un vecteur déformation:  $\omega^2 V_0$  on lui adjoint un chargement statique équivalent  $F_0 = [m] \omega^2 V_0$ .

D'où une déformée améliorée:  $V_1 = [S][m] \omega^2 V_0$ .

Le vecteur ainsi obtenu est "ajusté" en égalant les points d'amplitude maxima d'où une première approximation de  $\omega^2$ .

$$V_1 = \omega^2 \cdot V_0$$

Cette approximation est d'autant meilleure que  $V_0$  représente une déformée se rapprochant du mode fondamental. Cette relation implique:

$$\frac{V_{1,1}}{V_{0,1}} = \frac{V_{1,2}}{V_{0,2}} = \dots = \frac{V_{1,i}}{V_{0,i}} = \omega^2$$

Ce qui ne sera réalisé que si  $V$  est la déformée réelle. La formule de récurrence est donc:

$$V_{i+1} = [S][m] \omega^2 V_i \quad \text{et la fréquence propre: } \omega^2 = \frac{V_{i+1}}{V_i}$$

- \* Recherche des modes suivants:

Pour déterminer le second mode de vibration il suffit de partir d'une déformée qui ne contienne aucune des composantes du 1<sup>er</sup> mode.

Appelons  $U_i$  les vecteurs caractérisant les formes propres de vibrations.

On sait que:

$${}^t \varphi_i [m] \varphi_j = \begin{cases} 0 & \text{si } i \neq j \\ 1 & \text{si } i = j \end{cases}$$

une déformée  $V$  quelconque s'écrit donc :  $V = \sum \varphi_i A_i$

ou  $A_i$  : scalaires définissant les amplitudes, si on multiplie à droite cette relation par  ${}^t \varphi_1 [m]$ . on obtient compte tenu des propriétés d'orthogonalité :

$${}^t \varphi_1 [m] V = {}^t \varphi_1 [m] \varphi_1 A_1$$

$\varphi_1$  a été déterminé l'étape précédente d'où :

$$A_1 = \frac{{}^t \varphi_1 [m] V}{{}^t \varphi_1 [m] \varphi_1}$$

le vecteur "déformée initiale" pour les itérations conduisant à la détermination du second mode est donc :

$$\tilde{V} = V - \frac{\varphi_1 {}^t \varphi_1 [m]}{{}^t \varphi_1 [m] \varphi_1} V = B V \quad \text{avec } B = I - \frac{\varphi_1 {}^t \varphi_1 [m]}{{}^t \varphi_1 [m] \varphi_1}$$

$B$  est la matrice qui "épure" le vecteur de formation de ses composantes du premier mode. Comme cette matrice ne dépend que de  $m$  et de  $\varphi_1$ , il est possible d'exprimer l'algorithme de STODOLA de la façon suivante :

$$F_i = [m] \omega^2 [B] V_i \quad ; \quad V_{i+1} = [S][m][B] \omega^2 V_i$$

$V_i$  converge vers le second mode et  $\frac{V_{i+1}}{V_i}$  donnera la 2<sup>ème</sup> fréquence propre.

\* Obtention du 3<sup>ème</sup> mode :

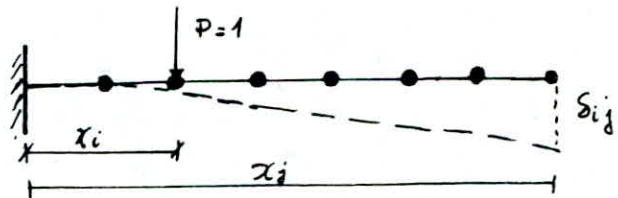
Il est facile d'obtenir la matrice d'épuration du 3<sup>ème</sup> mode :

$$B = I - \frac{\varphi_1 {}^t \varphi_1 [m]}{{}^t \varphi_1 [m] \varphi_1} - \frac{\varphi_2 {}^t \varphi_2 [m]}{{}^t \varphi_2 [m] \varphi_2}$$

$\varphi_2$  : vecteur caractérisant le second mode.

### MODELISATION :

batiment  $\rightarrow$  modèle discontinu. la structure étant représentée par une console encastrée à sa base nous aurons :



$$\begin{aligned} i \leq j & \quad \delta_{ij} = \frac{1}{EI} x_i^2 / 2 (x_j - \frac{1}{3} x_i) \quad \text{avec } \delta_{ij} = \delta_{ji} \\ i > j & \quad \delta_{ij} = \frac{1}{EI} \cdot \frac{x_i^4}{2} (x_i - \frac{1}{3} x_j) \end{aligned}$$

Exple:  $x_i = 3m$   $i=1$   $i < j \rightarrow S_{12} = \frac{1}{EI} \frac{3^2}{2} (6 - \frac{2}{3}) = \frac{22,5}{EI}$   
 $x_j = 6m$   $j=2$

Donc on obtient la matrice de raideur suivante:

$[S] = \frac{1}{EI}$

9	22,5	36	49,5	63	76,5	90
	72	126	180	270	288	342
		243	364,5	486	607,5	729
			576	792	1152	1224
				1125	1462,5	1800
					1944	2430
						3087

matrice symétrique.  
 $S_{ij} = S_{ji}$

Prendons comme vecteur de départ une solution volontairement éloignée de la réalité



$V_0 = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \Rightarrow F_1 = \omega^2 \begin{bmatrix} 1 \cdot m_1 \\ 1 \cdot m_2 \\ 1 \cdot m_2 \\ 1 \cdot m_2 \\ 1 \cdot m_2 \\ 1 \cdot m_2 \\ 1 \cdot m_3 \end{bmatrix} = \omega^2 \begin{bmatrix} 259,41 \\ 286,66 \\ 286,66 \\ 286,66 \\ 286,66 \\ 286,66 \\ 254,11 \end{bmatrix}$

- $m_1$ : masse du plancher terrasse (G+P/5)
- ou
- $m_2$ : masse du plancher d'étage courant.
- $m_3$ : masse du RDC

la première itération donne :

$V_1 = \frac{\omega^2}{EI} \begin{bmatrix} 9 & 22,5 & 36 & 49,5 & 63 & 76,5 & 90 \\ 72 & 126 & 180 & 270 & 288 & 342 \\ 243 & 364,5 & 486 & 607,5 & 729 \\ 576 & 792 & 1152 & 1224 \\ 1125 & 1462,5 & 1800 \\ 1944 & 2430 \\ 3087 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ m_2 \\ m_2 \\ m_2 \\ m_2 \\ m_3 \end{bmatrix} = \frac{\omega^2}{EI} \begin{bmatrix} 89545,883 \\ 336158,176 \\ 667450,19 \\ 117124 \\ 1676068,5 \\ 2039562,2 \\ 2478455,2 \end{bmatrix}$

on prend le nouveau vecteur  $V_1 = \begin{bmatrix} 0,036 \\ 0,135 \\ 0,269 \\ 0,450 \\ 0,676 \\ 0,823 \\ 1 \end{bmatrix}$

D'où on obtient :

$V_2 = \frac{\omega^2}{EI} \begin{bmatrix} 58078,759 \\ 223342,650 \\ 452611,74 \\ 776350,94 \\ 1433085,9 \\ 1767117,8 \end{bmatrix} \rightarrow V_2 = \begin{bmatrix} 0,033 \\ 0,126 \\ 0,251 \\ 0,439 \\ 0,606 \\ 0,811 \\ 1 \end{bmatrix}$

on continue jusqu'à la 5ème itération pour laquelle on trouve  $V_5 = \begin{bmatrix} 0,030 \\ 0,116 \\ 0,243 \\ 0,425 \\ 0,593 \\ 0,795 \\ 1 \end{bmatrix}$



Donc on arrête les itérations à  $V_5$  vu que les valeurs trouvées n'ont pas changé donc on prend le vecteur  $V_5$  comme vecteur déformée :

$$V_5 = \frac{\omega^2}{EI} \begin{bmatrix} 33572,511 \\ 127915,03 \\ 267905,59 \\ 467272,61 \\ 651773,53 \\ 874165,02 \\ 1098946,5 \end{bmatrix}$$

Donc  $\omega^2 = \frac{EI}{1098946,5} \Rightarrow T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \left[ \frac{EI}{1098946,5} \right]^{1/2}$

D'où  $T_x = \frac{2\pi}{\sqrt{9,81}} \cdot \left[ \frac{EI_x}{1098946,5} \right]^{1/2} = 0,1358 \text{ s}$   $I_x = 62,18 \text{ m}^4$

$I_y = 3,9711 \text{ m}^4$

$T_y = 0,5375 \text{ s}$

on calcule le coeff. de participation du premier mode  $\eta = \frac{(\sum m_j x_j)^2}{\sum m_j \sum m_j x_j^2}$

$\eta = 66 \% < 80\%$  donc on passe au second mode.

la forme du premier mode est donné par le vecteur  $V_5$  :

\* Obtention du second mode :

$I$  : matrice unité

la matrice d'épuration  $[B] = I - \frac{\varphi_1 \varphi_1^T [m]}{\varphi_1^T [m] \varphi_1}$

$\varphi_1 = V_5$

$$[B] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 0,03 \\ 0,116 \\ 0,243 \\ 0,425 \\ 0,595 \\ 0,795 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$[0,03 \ 0,116 \ 0,243 \ 0,425 \ 0,595 \ 0,795 \ 1]$$

$$\begin{bmatrix} m_1 & & & & & & \\ & m_2 & & & & & \\ & & m_2 & & & & \\ & & & m_2 & & & \\ & & & & m_2 & & \\ & & & & & m_2 & \\ & & & & & & m_3 \end{bmatrix}$$

$$[0,03 \ 0,116 \ 0,243 \ 0,425 \ 0,595 \ 0,795 \ 1] \begin{bmatrix} m_1 & & & & & & \\ & m_2 & & & & & \\ & & m_2 & & & & \\ & & & m_2 & & & \\ & & & & m_2 & & \\ & & & & & m_2 & \\ & & & & & & m_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0,03 \\ 0,116 \\ 0,243 \\ 0,425 \\ 0,595 \\ 0,795 \\ 1 \end{bmatrix}$$

on détermine  $[B]$  puis on prend un vecteur initial unitaire  $V_0$  et on applique la relation  $V_{i+1} = [S][M][B]\omega^2 V_i$  de note cas  $[m]$  est incluse dans  $[B]$  donc  $V_{i+1} = [S][B]\omega^2 V_i$

$$V_0 = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$\rightarrow V_1 = \begin{bmatrix} 0,09448 \\ 0,30629 \\ 0,46107 \\ 0,46270 \\ 0,56297 \\ 0,56435 \\ 1 \end{bmatrix}$$

on continue les itérations jusqu'à  $V_{10}$

$$V_{10} = \begin{bmatrix} -2,1500 \\ -19,473 \\ 9,745 \\ 20,484 \\ 80,195 \\ 117,967 \\ 240,063 \end{bmatrix} \rightarrow \begin{bmatrix} -7,412 \cdot 10^{-3} \\ -0,067 \\ 0,0236 \\ 0,0223 \\ 0,276 \\ 0,406 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$\text{Donc : } \omega^2 = \frac{EI}{290,063}$$

$$T_x = 0,0022s$$

$$T_y = 0,0087s$$

coefficient de participation  $\eta = 22\%$

$$\text{Donc } \eta_1 + \eta_2 = 87\% > 80\%$$

donc on ne passera pas au mode suivant les deux premiers sont prépondérants.

• Superposition de deux modes :

D'après le règlement (PS) la résultante des forces provoquées par les 3 premiers mode est donnée par :

$$F = F_1^2 + \lambda_2 F_2^2 + \lambda_3 F_3^2$$

$$\lambda_3 = \begin{cases} \min 0 & \text{si } T_1 \leq 0,75 \\ \max 1 & \text{si } T_1 > 0,75 \end{cases} \quad T_1: \text{ période du 1er mode.}$$

dans notre cas  $\lambda_3 = 0$

$$\lambda_2 = \begin{cases} \min 0 & \text{si } T_1 \leq 0,5 \\ \max 1 & \text{si } T_1 > 0,5 \end{cases}$$

Dans notre cas  $T_y = 0,5375 > 0,5 \Rightarrow \lambda_2 \neq 0$

on a tiré la valeur de  $\lambda_2$  de l'abaque du PS 69 mais comme  $T$  est très proche de 0,5  $\lambda_2 \approx 0$  et la valeur de  $F$  trouvée ne diffère pas trop de  $F_1$  (1er mode) donc on se limite au premier mode.  $F = F_1$

$$\text{D'après le RPA 81} \quad F = \left[ \sum F_i^2 \right]^{1/2}$$

or dans notre cas  $D$  trouvé  $> 80\%$ . D'analyt ce qui ne nécessite pas une superposition.

Rque: l'inconvénient de la méthode de STODOLA c'est qu'elle ne converge pas dès les premières itérations donc elle demande un petit ordinateur car les calculs sont nombreux.



# ETUDE SISMIQUE

- . Etude sismique
- . Contreventement

## ETUDE AU SEISME

### Généralités :

Le seisme par ses secousses, engendre dans les constructions des accélérations pouvant atteindre parfois l'ordre de grandeur de la gravité soit  $9,81 \text{ m/s}^2$ . Il en résulte des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques. Une grande partie de l'Algérie est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques.

L'intensité des secousses est suffisante pour causer d'importants dégâts aux constructions, à moins que celle-ci ne soient conçues et construites de manière adéquate pour résister à ces effets.

Voici par ailleurs quelques recommandations de conception générale :

- Réduire autant que possible la hauteur des bâtiments, ainsi que le rapport hauteur sur largeur.
- Éviter des ensembles mal équilibrés en hauteur et en inertie.
- Prévoir si possible un sous sol ou des fondations profondes armées qui ancrent la construction dans le sol.
- Éviter les éléments de constructions 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 vent.
- Éviter les ouvertures de très grandes dimensions.
- Abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction.
- Réaliser des nœuds rigides ainsi qu'une bonne disposition des armatures.
- Autour des ouvertures, il faut prévoir des encadrements armés liés à l'ossature.
- Dans les poteaux, les recouvrement des barres en attente devront être au moins égaux à  $50\phi$  et réalisés sans crochets.
- Assurer l'indéformabilité de l'ensemble par des contreventements dans tous les sens.

### Règlement suivi :

on a à comparer entre deux règlements le règlement parasismique Algérien RPA 81 et le règlement PS 69.

• Etude Selon le règlement RPA:

• principe de Calcul:

On va faire un calcul simplifié en substituant aux effets dynamiques réels, des sollicitations statiques basées sur des coefficients (A, B, D, Q). Ces sollicitations sont censées être équivalentes à celles des efforts sismiques. Ce calcul n'est valable que si les conditions du RPA sont vérifiées. (Art 3.2.1.1).

- 1) le bâtiment ou bloc étudié a une hauteur  $\leq 45$  m en zone (II)  
dans notre cas  $h = 21,72$  m (y compris l'acrotère). (Vérifiée).
- 2) La forme du bâtiment est simple, symétrique, proche d'un rectangle avec des parties en saillies ou en retrait ne dépassent pas 25% des dimensions du rectangle inscrit de référence dans le sens considérée.

$$1,25 < \frac{13,26}{4} = 3,315 \text{ m. (Vérifiée)}$$

- 3) Dans le cas des décrochements en élévation, la variation des dimensions sans les deux directions ne dépasse pas 25% entre deux niveaux adjacents et ne se fait que dans le sens d'une réduction à hauteur croissante.

Dans notre cas c'est vérifiée.

- 4) La distance entre le centre de masse et le centre de torsion ne dépasse à aucun niveau 20% de la largeur effective du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

C'est vérifié voir chapitre contreventement.

- 5) Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction.

Dans notre cas les niveaux sont identiques  $\rightarrow$  donc vérifiée.

- 6) Le bâtiment étudié présente un degré d'amortissement voisin à tous les niveaux. (Vérifiée).
- 7) La structure ne présente pas plusieurs degrés de liberté dans un même plan horizontal pour chacune des directions étudiées.
- 8) La rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque directions.



## Calcul des forces sismiques:

Dans notre cas les conditions du RPA sont vérifiées donc on peut faire un calcul statique équivalent.

L'intensité des forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure est donné par:

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

V: Force horizontale totale

A: Coeff. d'accélération dans la zone donnée.

Dans notre cas: - groupe 2  
- Zone sismique II  $\Rightarrow A = 0,15$

B: facteur de comportement de la structure.

Dans notre cas: bâtiment voiles porteurs  $B = 1/3$

D: Facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la période T d'oscillation.

Détermination de la période T:

• Selon le RPA: 
$$T = \frac{0,09 \cdot H}{\sqrt{L}}$$

H: hauteur du bâtiment

L: dimension du bâtiment dans le sens de l'action sismique

• Sens Transversal:

$$L = 13,26 \text{ m}$$

$$H = 21,72 \text{ m}$$

$$T = 0,5368 \text{ s}$$

• amortissement = 10%.

Abaque RPA  $\rightarrow D = 1,93$   
(sol meuble)

Selon l'étude dynamique on a trouvé:  $T = 0,5375 \rightarrow D = 1,928$ .

Donc on vérifie bien le critère du RPA:  $D_{dynamique} > 80\% \cdot D_{statique}$

• Sens longitudinal:

$$L = 19,88 \text{ m}$$

$$H = 21,72 \text{ m}$$

$$T = 0,4384 \text{ s} \rightarrow D = f(T) = 2$$

$$T_{dynamique} = 0,1358 \text{ s} \rightarrow D = 2$$

(sol meuble)

Q: facteur de qualité. Les valeurs de Q sont données par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

$P_q$ : pénalité qui dépend de l'observation ou non des critères de qualité  $q$ .

Sens longitudinal :  $Q = 1 + 0,1 = 1,1$

Sens transversal :  $Q = 1 + 0,1 = 1,1$

W: Poids de la structure. La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes (poids propre de la structure, poids du remplissage et des revêtements, poids des équipements fixes, etc...)

$$W = 2179,053 \text{ t (voir chap. descente de charge)}$$

Estimation de la force latérale totale V.

• séisme longitudinal :  $V = ADBQW = 0,15 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2 \cdot 1,1 \cdot 2179,053 = 239,69 \text{ t}$

• séisme transversal.  $V = ABDQW = 0,15 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,93 \cdot 2179,053 = 231,30 \text{ t}$

Distribution des forces latérales:

Les forces latérales doivent être distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule:

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

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure doit être déterminée par la formule suivante où T est en secondes:

$$F_t = 0,07 \cdot T \cdot V \quad (F_t < 0,25V)$$

$$F_t = 0 \quad \text{si} \quad T \leq 0,7 \text{ s.}$$

La partie résultante de l'effort horizontal total V doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule suivante:

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

Dans notre cas  $F_t = 0$

$F_k$ : force horizontale au niveau k, elle doit être répartie sur la surface du bâtiment en fonction de la distribution des masses à ce niveau.



$W_i, W_k$  : Partie de  $W$  qui se trouve à chaque niveau.

$h_i, h_k$  : hauteur de la base respectivement aux niveaux  $i, k$  le niveau  $n$  étant le plus haut niveau ( $h_n$ ).

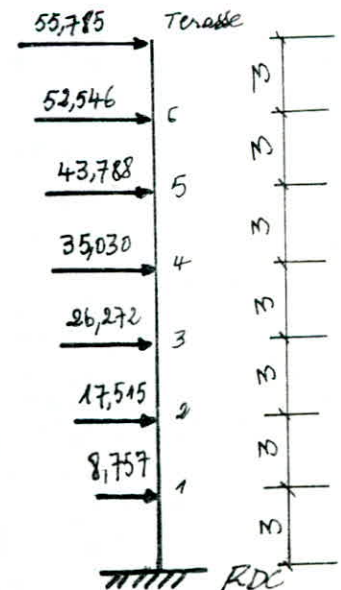
Les forces sismiques agissant à chaque niveau respectivement dans le sens transversal et longitudinal sont données ds les tableaux suivants:

. Distribution des forces sismiques par niveau :

Niveau	$W_k (t)$	$h_k (m)$	$W_k \cdot h_k$	$W_i h_i$	$F_{xx}$	$F_{yy}$
07	255,345	21	5362,245	23040,23	55,785	53,832
06	280,603	18	5050,854	"	52,546	50,707
05	"	15	4209,045	"	43,788	42,254
04	"	12	3367,236	"	35,030	33,804
03	"	09	2525,427	"	26,272	25,473
02	"	06	1683,618	"	17,515	16,901
01	"	03	841,809	"	8,757	8,451
00	240,09	00	000,000	"	0,000	0,000

. Résultats de l'étude sismique: (T et M)

Niveau ↓	$T_{xx} (t)$	$T_{yy} (t)$	$M_x (t.m)$	$M_y (t.m)$
07	55,785	53,832	0,000	0,000
06	108,331	104,539	167,355	161,496
05	152,119	146,793	492,355	475,112
04	187,149	180,597	948,704	915,492
03	213,421	206,070	1510,152	1457,284
02	230,936	222,971	2150,416	2075,076
01	239,693	231,422	2843,224	2743,632
00	239,693	231,422	3562,304	3437,74



$$M = F \cdot d$$

## Etude sismique selon PS 69.

L'objet de cette étude est l'étude des mesures sécuritaires antisismiques elle consiste à vérifier la résistance et la stabilité du bâtiment vis-à-vis des sollicitations d'ensemble. Les sollicitations sismiques peuvent s'évaluer soit par un calcul dynamique pour cela il faudrait disposer de l'enregistrement de l'accélérogramme donc des graphes donnant directement l'accélération du sol en fonction du temps pour un séisme antérieur connu.

Soit par l'application à la construction d'un syst de force dont les effets statiques seront ceux engendrés les  $n$  sollicitations à ceux de l'action sismique. Nous appliquons pour nos calculs le même procédé qui résulte d'un système de forces verticales ( $S_V$ ) et horizontales ( $S_H$ ) et d'un couple de torsion ( $S_T$ ).

•  $S_H$ :  $S_H = \sigma \cdot W$  W: étant le poids des charges permanentes et surcharge propres à l'élément et considérées comme soumises à l'action sismique  $W = G + P/5$

•  $S_V$ :  $S_V = \pm \sigma_v \cdot W$  appliqué au Centre de gravité de l'élément.

•  $S_T$ : A chaque syst de forces horiz. il convient d'associer un couple de torsion d'axe verticale obtenu en supposant à chaque niveau et dans chaque direction la résultante des forces horizontales à une excentricité  $p \cdot r$  au centre de torsion à la plus grande des 2 valeurs:

- \* 5% de la plus grande dimension.
- \* excentricité théorique résultant du calcul à vues des plans.

Les sollicitations à considérer pour le calcul de chaque élément de la structure seront les sollicitations les plus défavorables résultant de la combinaison ( $S_H$ ), ( $S_V$ ) et ( $S_T$ )

Détermination des coefficients sismiques:

Le coeff. sismique applicable à un élément donné pour la direction  $OX$  et le mode  $i$  s'écrit:

$$\sigma_x^i = \alpha \beta_i \gamma_i \delta$$

- $\alpha$ : Coefficient d'intensité
- $\beta$ : " de réponse
- $\gamma$ : " de distribution
- $\delta$ : " de fondation

• Dans notre cas :  $d = 1$  (édifice présentant un risque normal à la population en zone II)

•  $\beta = f(T, \text{degré d'amortissement, nature du sol})$

$$\beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T_i}} \quad (\text{degré d'amortissement moyen}).$$

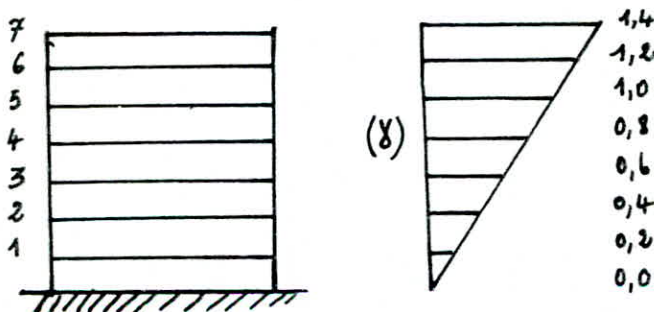
• sens transversal  $0,065 \leq \beta \leq 0,130$

$$\beta = 0,1045 \Rightarrow \beta = 0,11$$

• sens longitudinal : on prend  $\beta = 0,11$

•  $\gamma$  : Ce coeff ne dépend que de la structure et caractérise à l'intérieur de cette dernière, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte. Dans le cas des constructions courantes il est permis de considérer que les masses sont concentrées au niveau des planchers. Pour des bâtiments d'habitation composés d'étages pouvant être considérés comme identiques :  $\gamma = \frac{3r}{2n+1}$   $r$  : le rang.

$$n = 7 \text{ (planchers)}$$



niveau	$\sigma_{H_x} = \sigma_{H_x}$	$\sigma_v$
7	0,154	$\pm 0,154$
6	0,132	$\pm 0,132$
5	0,110	$\pm 0,110$
4	0,088	$\pm 0,088$
3	0,066	$\pm 0,066$
2	0,044	$\pm 0,044$
1	0,022	$\pm 0,022$
RDC	0,000	$\pm 0,000$

•  $\delta = 1$

Donc  $\sigma_i^c = 0,11 \gamma_i$  (les valeurs dans le tableau ci dessus)

D'après le chapitre descente de charge on trouve les masses ( $G + P/5$ ) au niveau de chaque plancher.

• Terrasse :  $G + P/5 = 259,41 \text{ t}$

• Etage courant :  $G + P/5 = 286,66 \text{ t}$

• RDC :  $G + P/5 = 254,11 \text{ t}$

On résume les effets tranchants et les mmts dans le tableau suivant :



niveau →	T	6	5	4	3	2	1	RDC
$W = G + P/5 - (t)$	259,41	286,66	286,66	286,66	286,66	286,66	286,66	254,112
$H_x = H_y = \sigma_H \cdot W$	39,949	37,839	31,532	25,226	18,919	12,613	5,733	0,000
$H = \sum \sigma_H \cdot W$ Cumul	39,949	77,788	109,321	134,547	153,466	166,079	171,812	171,812
$M_x = M_y$ (t.m) Cumul	0,000	119,847	353,211	681,174	1084,815	1545,213	2043,45	2558,886

(Efforts à chaque niveau.)

- Distribution des efforts sur les voiles et par chaque niveau:  
Afin de faciliter les calculs on utilise une règle de trois pour déduire les efforts en utilisant le tableau dressé dans la partie Etude selon RPA page
- Effort Tranchant: Elements transversaux  $V_{ti}$ :

Niveau 21 m:  $H_x = 39,949 \text{ t}$

voiles	$V_{t1}$	$V_{t2}$	$V_{t3}$	$V'_{t3}$	$V_{t4}$	$V_{t5}$	$V_{t6}$	$V'_{t6}$	$V_{t7}$
$H_y = H_x$	4,705	7,273	0,492	2,558	9,498	6,860	0,365	1,001	5,151

niveau 18 m:  $H_x = 77,788 \text{ t}$

voiles	$V_{t1}$	$V_{t2}$	$V_{t3}$	$V'_{t3}$	$V_{t4}$	$V_{t5}$	$V_{t6}$	$V'_{t6}$	$V_{t7}$
$H_x = H_y$	8,1432	15,155	1,025	5,352	19,869	14,349	0,764	2,044	10,775

niveau 15 m:  $H_x = 109,321 \text{ t}$

$H_x = H_y$	14,120	21,808	1,475	7,702	28,593	23,043	1,100	3,0142	15,5067
-------------	--------	--------	-------	-------	--------	--------	-------	--------	---------

niveau 12 m:  $H_x = 134,547 \text{ t}$

$H_y = H_x$	17,551	27,130	1,835	9,582	35,571	25,690	1,634	3,750	19,291
-------------	--------	--------	-------	-------	--------	--------	-------	-------	--------

niveau 9 m:  $H_x = 153,466 \text{ t}$

$H_y = H_x$	20,947	32,379	2,189	11,436	42,453	30,660	1,634	4,475	23,022
-------------	--------	--------	-------	--------	--------	--------	-------	-------	--------



niveau 6 m:  $H_x = 166,079 \text{ t}$

Voiles	$V_{E1}$	$V_{E2}$	$V_{E3}$	$V'_{E3}$	$V_{E4}$	$V_{E5}$	$V_{E6}$	$V'_{E6}$	$V_{E7}$
$H_x = H_y$	25,531	36,370	2,460	12,845	47,887	34,440	1,836	5,025	25,862

niveau 3 m:  $H_x = 171,812 \text{ t}$

$H_x = H_y$	27,399	39,032	2,641	13,785	51,176	36,960	1,971	5,395	27,755
-------------	--------	--------	-------	--------	--------	--------	-------	-------	--------

On suppose notre bâtiment encastree en bas donc on la modalise comme une poutre encastree avec des efforts concentrés aux niveaux des planches on obtient les moments en multipliant la force par son bras.

Distribution des moments sur les rēfends par niveau:

Voiles	$V_{E1}$	$V_{E2}$	$V_{E3}$	$V'_{E3}$	$V_{E4}$	$V_{E5}$	$V_{E6}$	$V'_{E6}$	$V_{E7}$
21 m	0	0	0	0	0	0	0	0	0
18 m	14,115	21,818	1,475	7,675	28,496	20,580	1,035	3,004	15,454
15 m	43,637	67,283	4,552	23,732	88,104	63,629	3,388	9,136	47,780
12 m	85,997	132,708	8,978	46,840	173,882	125,578	6,691	18,179	94,300
9 m	138,652	214,099	14,484	75,583	289,597	202,648	10,801	29,429	152,243
6 m	201,495	311,235	21,054	109,891	407,955	294,629	15,705	42,855	221,243
3 m	272,089	420,347	28,835	148,427	551,016	397,951	20,856	57,932	297,214
0 m	347,848	537,443	36,357	189,782	704,545	508,832	27,128	74,118	380,479

Efforts tranchants pour les voiles longitudinaux:

Niveau 21 m:  $H_x = 33,949 \text{ t}$

Voiles	$V_{L1} = V_{L2}$	$V_{L3} = V_{L4}$
$H_x = H_y$	3,740	16,823

Niveau 15 m:  $H_x = 109,321 \text{ t}$

Voiles	$V_{L1} = V_{L2}$	$V_{L3} = V_{L4}$
$H_x = H_y$	11,216	50,446

niveau 18 m:  $H_x = 77,788 \text{ t}$

niveau 12 m:  $H_x = 134,547$

Voiles	$V_{L1} = V_{L2}$	$V_{L3} = V_{L4}$
$H_x = H_y$	7,794	35,055

$H_x = H_y$

etc...

## Etude au Contreventement

### 1. Introduction:

L'étude du contreventement constitue en général un des problèmes les plus difficiles posés par le calcul de la structure des bâtiments cette difficulté est due au fait que la recherche de la solution exacte nécessite le calcul préalable de toutes les forces de liaison qui existent entre les éléments de contreventement et des planchers.

La présente note n'a pas pour but de permettre une évaluation exacte des contraintes dues à l'action bièmeque, mais simplement de préciser les opérations qui peuvent être effectuées pour s'assurer que les bâtiments à refends présentent une sécurité suffisante sous l'action des forces horizont.

### 2. Objet de l'étude :

La présente étude concerne la distribution des forces horizontales entre les différents éléments capable, s'ils étaient isolés de véhiculer ces forces jusqu'aux fondations.

### 3. Hypothèses de Calcul de distribution des efforts d'ensemble:

Méthode de M. Albige et Goulets (M. DIVERS)

On simplifie l'étude des systèmes hyperstatiques en posant les hypothèses suivantes:

- \* les planchers sont indéformables horizontalement.
- \* les refends sont parfaitement encastés à leur base.
- \* L'inertie des refends est constante sur toute la hauteur.

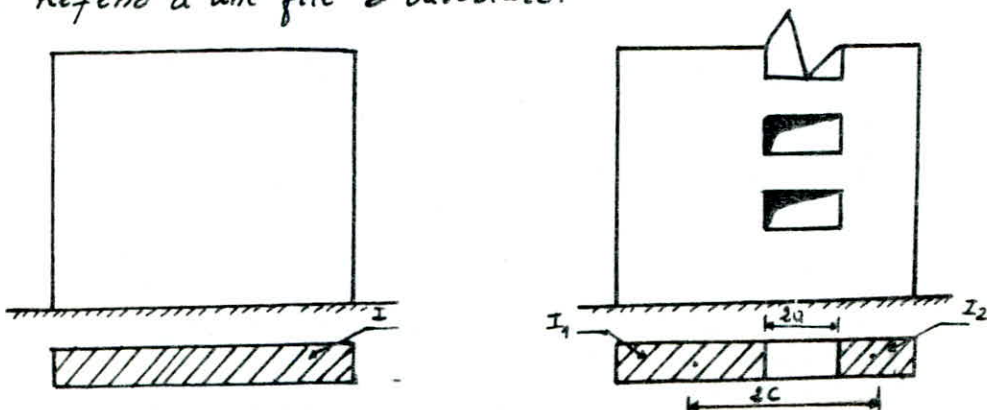
Dans le cas où les refends comportent des ouvertures, on fera appel à la notion d'inertie équivalente.

### 4. Inertie équivalente, définition et application:

. Introduction: l'introduction de la notion d'inertie équivalente permet par un artifice de calcul, d'assimiler les refends avec ouvertures au refends linéaires pleins.

. Définition: on appellera "inertie équivalente"  $I_e$  du refend considéré l'inertie d'un refend linéaire plein fictif, qui soumis aux mêmes efforts horizontaux uniformément réparties sur la hauteur du refend avec ouvertures.

#### a. Refend à une file d'ouverture:



La flèche au sommet du refend fictif est :

$$F = \frac{H_0 Z^3}{8 E \cdot I_e} \quad (a) \quad \text{ou } H_0 \text{ est l'effort tranchant à la base du refend.}$$

la flèche au sommet d'un refend à une file d'ouverture est :

$$F = \frac{H_0 Z^3 \cdot 2 m c \cdot \psi_0 \cdot H_0 Z^3}{E (I_1 + I_2) \cdot I \cdot \alpha^2 \cdot 8 E I} \quad (b)$$

en égalant les deux expressions (a) et (b) on obtient :

$$I_e = \frac{I}{\frac{16 m c \cdot \psi_0}{I_1 + I_2 \alpha^2} + 1}$$

$I_1, I_2$  : Moment d'inertie de chaque élément de refend.

$I$  : Moment d'inertie, totale du refend  $I = I_1 + I_2 + 2 m c$

$\psi_0$  : Coefficient donné par l'abaque B 23. b du livre de M. DIVERS.

$m$  : moment statique de chacun des éléments du refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

$\Omega_1, \Omega_2$  : Aires des éléments de refend 1 et 2.

$C$  : demi-distance entre les centres de gravités des deux éléments de refends.

$\alpha = \omega Z$  : degré de monolithisme.

$$m = \frac{2C}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$$

$\psi_0$  peut être donné par la formule :

$$\psi = \left(1 - \frac{\alpha}{\alpha^2}\right) \left(1 - \psi\right) - \frac{\sin \alpha (1 - I)}{\alpha \operatorname{ch} \alpha} + \frac{2}{\alpha^2} \left(1 - \frac{\operatorname{ch} \alpha}{\alpha}\right) - \frac{1}{3} (1 - \psi^3).$$

$$\omega^2 = \frac{3 i E'}{E (I_1 + I_2)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{C}{a^3 h}$$

$i$  : inertie du linteau

$E'$  : coefficient d'élasticité longitudinale des linteaux.

$E$  : " " " " " refends.

$a$  : demi portée de l'ouverture.

$h$  : hauteur d'étage.

$Z$  : hauteur totale du refend.

le refend et le linteau constitués du même matériau nous aurons :

$$E = E'$$

$$\text{alors : } \omega^2 = \frac{3 i}{I_1 + I_2} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{C}{a^3 h}$$



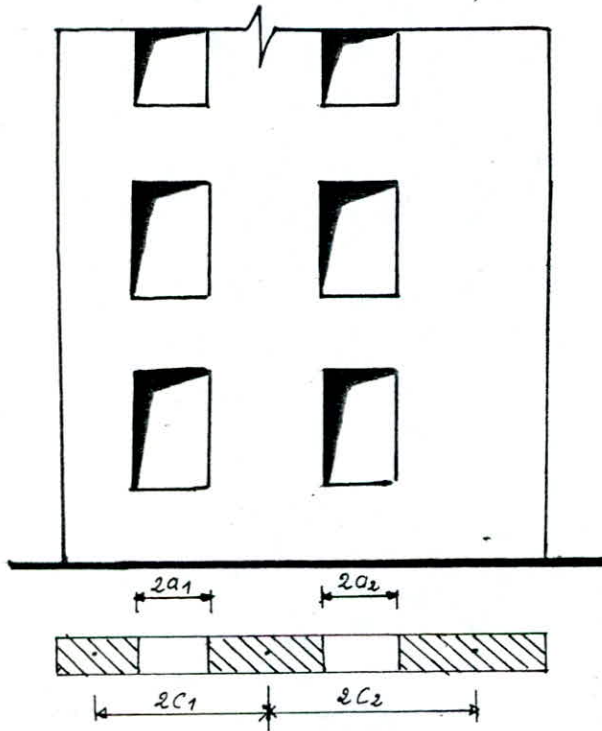
b- Réfend à plusieurs files d'ouvertures:

En appliquant le même principe nous obtenons:

$\alpha = \omega Z$  degré de monolithisme.

$$\omega^2 = \frac{6E'}{E(I_1 + I_2)} \left( \frac{I_1 c_1^3}{a_1^3} + \frac{I_2 c_2^3}{a_2^3} + \dots \right)$$

$$E' = E$$



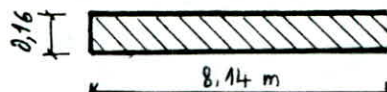
$$I_e = \frac{I}{\frac{8I}{(I_1 + I_2 + \dots)} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

Remarque:  $\alpha$  est une caractéristique géométrique du réfend, sa valeur ne dépend pas de l'épaisseur du voile. Un réfend d'épaisseur variable sur la hauteur à une valeur unique de  $\alpha$ .

- Pour l'évaluation de l'inertie équivalente, on supposera que les réfends sont encastés au niveau 0,00 m.
- Il ne sera tenu compte que des inerties maximales  $C_1$  et  $C_2$  à dire par rapport à des axes perpendiculaires aux petits côtés.

Application: Voile transversal - 1 -  $V_{L1}$  (plein)

$$I_e = I = \frac{b h^3}{12} = \frac{0,16 \cdot (8,14)^3}{12} = 7,191 \text{ m}^4$$



de la même façon on détermine les inerties des voiles pleins  $V_{L3}'$ ,  $V_{L6}'$ ,  $V_{L7}$ ,  $V_{L1}$  et  $V_{L2}$

Voiles	$V_{L3}'$	$V_{L6}'$	$V_{L7}$	$V_{L1}$	$V_{L2}$
$I_e$	3,644	1,918	11,039	0,36	0,36

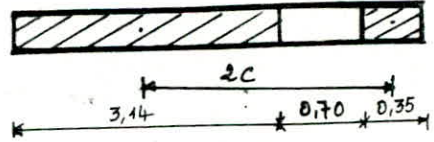


Voile à une file d'ouvertures:  $V_{t3}$  et  $V_{t6}$

$$\begin{aligned} 2c &= 2,445 \text{ m} \\ I_1 &= 0,4127 \text{ m}^4 \\ I_2 &= 5,716 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \\ r_1 &= 0,5024 \text{ m}^2 \\ r_2 &= 0,056 \text{ m}^2 \\ m &= 0,123 \text{ m}^3 \\ I &= \sum I_i + 2mc = 0,7144 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

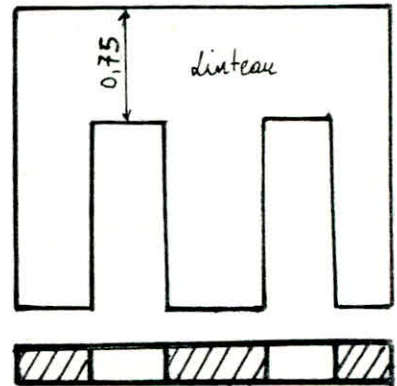
$$i = \frac{0,16 \cdot (0,75)^3}{12} = 0,0056 \text{ m}^4$$

$$\omega = 1,498 \rightarrow \alpha = \omega Z = 31,458 \rightarrow \psi_0 = 2,66 \rightarrow I_e = 0,704 \text{ m}^4$$



Voile à deux files d'ouvertures:  $V_{t3}$  et  $V_{t4}$ :

$$\begin{aligned} I_1 &= 1,843 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_2 &= 1,009 \text{ m}^4 \\ I_3 &= 9,145 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4 \\ r_1 &= 0,0384 \text{ m}^2 \\ r_2 &= 0,6768 \text{ m}^2 \\ r_3 &= 9,0304 \text{ m}^2 \\ I &= \sum I_i + \sum r_i d_i^2 = 1,6796 \text{ m}^4 \\ 2c_1 &= 3,135 \text{ m} \\ 2c_2 &= 3,11 \text{ m} \\ \omega &= 0,714 \rightarrow \alpha = \omega Z = 15,508 \rightarrow \psi_0 = 0,6 \rightarrow I_e = 1,625 \text{ m}^4 \end{aligned}$$



De la même façon on trouve:

$$\begin{aligned} V_{t4} &: I_e = 14,89 \text{ m}^4 \\ V_{t2} &: I_e = 9,61 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Voile à 4 files d'ouvertures:  $V_{t5}$  :  $I_e = 11,778 \text{ m}^4$

### Etude du centre de torsion

Les forces horizontales peuvent engendrer deux effets suivant que - l'effort appliqué à un niveau donné passe par le centre de torsion, il y a alors une translation. L'effort appliqué ne passe pas par le centre de torsion, la translation est alors accompagnée d'une rotation. Dans ce dernier cas, il faudra évaluer l'excentricité de l'effort horizontal (supposée agir au centre de gravité des masses) par rapport au centre de torsion (qui est le centre de gravité des inerties). Le complément parasismique Algérien au PS69 prévoit une excentricité "e" définie comme suit:

$$e' = \max \left\{ \begin{array}{l} \text{"e" théorique des plans} \\ 5\% \text{ de la plus grande dimension en plan.} \end{array} \right.$$

On calculera alors l'excentricité théorique qui définit les positions relatives des centres de gravités des masses et des inerties qu'on comparera au 5% de la plus grande dimension en plan.

Les coordonnées cartésiennes des centres de masse et de torsion sont définies par :

\* Centre de gravité des masses :

$$x_m = \frac{\sum_{i=1}^n m_i x_i}{\sum_{i=1}^n m_i}$$

$$y_m = \frac{\sum_{i=1}^n m_i y_i}{\sum_{i=1}^n m_i}$$

\* Centre de torsion :

$$x_{ct} = \frac{\sum x_i \cdot I_{xx}^e}{\sum I_{xx}^e}$$

$$y_{ct} = \frac{\sum y_i \cdot I_{yy}^e}{\sum I_{yy}^e}$$

Détermination du centre de gravité des masses. Pour cela on détermine le centre de gravité de chaque réfid ( dalle acrotère voile... etc) au niveau de l'étage par rapport à un système d'axes orthogonaux convenablement choisis, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Elements	$M_i (t)$	$x_i$	$y_i$	$M_i \cdot x_i$	$M_i \cdot y_i$
Vt1	9,279	0,08	7,85	0,742	72,840
Vt2	9,060	3,24	6,60	29,354	59,796
Vt3	4,174	6,40	9,78	26,713	40,821
Vt3	7,3758	6,40	3,245	47,205	23,934
Vt4	13,641	9,86	6,585	134,500	89,826
Vt5	11,020	13,02	7,255	143,480	79,950
Vt6	5,973	16,48	9,78	98,445	58,422
Vt6	7,376	16,48	3,87	121,553	28,544
Vt7	10,704	19,64	7,225	77,340	77,340
Vt1	3,602	1,66	7,85	5,9799	28,279
Vt2	3,602	11,44	7,85	41,211	89,804
Vt3	6,181	6,40	6,57	39,558	40,609
Vt4	6,181	16,18	6,57	100,008	40,609
F1	3,024	1,66	11,87	5,019	35,894
F2	2,448	4,82	11,87	11,799	29,0577
F3	3,384	8,03	11,87	27,456	40,168
F4	3,384	11,44	11,87	27,456	28,488
F5	2,4	11,65	13,18	39,243	44,601
F6	3,384	12,06	11,87	29,522	35,894
F7	2,448	12,06	2,61	36,469	7,292
F8	3,024	11,65	1,36	39,423	4,602
F9	3,384	11,44	1,36	28,005	3,329
F10	2,448	9,03	0,08	21,392	0,213
F11	2,664	4,82	2,61	14,652	8,025
F12	3,024	1,66	3,86	5,019	11,672
$\Sigma$	132,842			1151,261	980,609

Donc on tire pour les éléments verticaux:

$$x_G = 8,66 \text{ m}$$

$$y_G = 7,38 \text{ m}$$

De la même façon on trouve le C.D.G des éléments horizontaux (panneaux de planchers) on trouve

$$x_G = 8,163 \text{ m}$$

$$y_G = 6,908 \text{ m}$$

et on déduit le C.D.G de l'étage:

E.T.C Elements	$M_i$	$x_i$	$y_i$
plancher	141,627	8,16	6,908
Mur	132,842	8,66	7,38

$$x_G = 8,40 \text{ m}$$

$$y_G = 7,136 \text{ m}$$

Terasse:

Elements	$M_i$	$x_i$	$y_i$
Terasse + Acrotère	185,42	8,328	7,4589
$\frac{1}{2}$ Mur	66,42	8,66	7,38

$$x_G = 8,328 \text{ m}$$

$$y_G = 7,456 \text{ m}$$

### Centre de torsion

• Eléments verticaux:

Elements	$I_{e_i}$	$y_i$	$I_{e_i} y_i$
$V_{11}$	0,36	7,85	5,652
$V_{12}$	0,36	7,85	5,652
$V_{13}$	1,625	6,57	21,319
$V_{14}$	1,625	6,57	21,319
	$I_e^{yy} = 3,9711$	$y_T = 6,792 \text{ m}$	



Elements transversaux:

de la même façon :  $I_e^{xx} = 62,18 \text{ m}^4$

$$x_T = 9,96 \text{ m}$$

excentricité:

$$e_t = x_T - x_G = 9,96 - 8,163 = 1,797 \text{ m}$$

$$e_L = y_T - y_G = 6,79 - 6,908 = 0,116 \text{ m}$$

$$e_a = 5\% \cdot 19,88 = 0,994 \text{ m}$$

excentricité de calcul:  $e = \max(e_a, e_t) = 1,797 \sim 1,80 \text{ m}$

Donc:  $e_t = 1,80 \text{ m}$   
 $e_L = 0,994 \text{ m}$

## Distribution des efforts d'ensemble sur les refends

Hypothèse:

- la raideur de torsion de chaque refend est nulle.
- l'assemblage de plusieurs refends ne forme pas un ensemble rigide, pouvant présenter une raideur à la torsion c'est à dire que l'étude est menée comme si il s'agissait de plusieurs refends juxtaposés sans liaison.

Méthode de centre de torsion:

- 1) Si la résultante des efforts extérieurs coïncide avec le centre de torsion de tous les refends l'effort dans chaque refend est proportionnel à son inertie. En effet par suite de l'indéformabilité des planchers tous les refends subissent un même déplacement (H').
- 2) Si au contraire la résultante des efforts extérieurs ne passe pas par le centre de torsion, il y a modification des efforts par suite de l'existence d'un moment due à l'excentricité donc un effort supplémentaire due à la rotation. (H'')

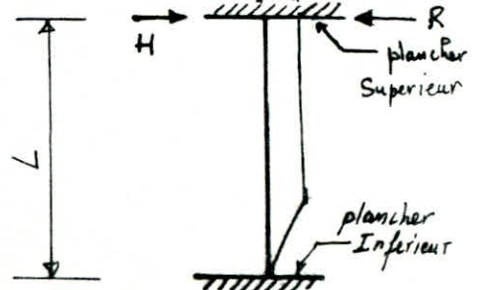
Définition:

la rigidité à la flexion d'un refend est la force (ou le couple) de rappel pour laquelle le refend reçoit quand une force (ou un couple) H produit une translation (ou une rotation unitaire)  $\delta$ .

$$R = \frac{12EI}{L^3}$$

R: rigidité  
 I: mm<sup>4</sup> d'inertie

Tous les refends ont le même module d'élasticité la même hauteur les mêmes conditions aux appuis donc on effectuera le calcul en remplaçant partout la rigidité par le moment d'inertie.





Distribution des efforts tranchants:

• Force sismique dirigée longitudinalement:  
(suivant xx)

$$H'_{xi} = \frac{\bar{H}_x \cdot I_i^{y-y}}{\sum I_i^{y-y}} \quad \text{effort de translation sur l'élément } i \text{ suivant } xx$$

$H''_{xi}$  = effort dû à la rotation sur l'élément  $i$  suivant  $xx$

$$H''_{xi} = \frac{\bar{H}_x \cdot e_y \cdot I_i^{y-y} \cdot y_i}{\sum I_i^{yy} \cdot y_i^2 + \sum I_j^{xx} \cdot x_j^2} \quad ; \quad H''_{yj} = \frac{\bar{H}_x \cdot e_x \cdot I_j^{xx} \cdot x_j}{\sum I_i^{yy} \cdot y_i^2 + \sum I_j^{xx} \cdot x_j^2} \quad (\text{suivant } yy)$$

- Pour un élément transversal  $i$  on aura:  $H_{xi} = H'_{xi} + H''_{xi}$
- Pour un élément longitudinal  $j$  on aura:  $H_{yj} = H''_{yj}$

• Force sismique dirigée transversalement: (suivant yy)

$$H'_{yj} = \frac{\bar{H}_y \cdot I_j^{xx}}{\sum I_j^{xx}} \quad ; \quad H''_{xi} = \bar{H}_y \cdot e_x \cdot \frac{I_i^{yy} \cdot y_i}{\sum I_i^{yy} \cdot y_i^2 + \sum I_j^{xx} \cdot x_j^2}$$

• Pour un élément transversal  $i$  on aura:

$$H_{xi} = H''_{xi} = \bar{H}_y \cdot e_y \cdot \frac{I_i^{yy} \cdot y_i}{\sum I_i^{yy} \cdot y_i^2 + \sum I_j^{xx} \cdot x_j^2}$$

• Pour un élément longitudinal  $j$  on aura:

$$H_{yj} = H'_{yj} + H''_{yj}$$

- Rq: lorsque le seisme agit transversalement, en plus de la force de translation ( $H'_{yj}$ ) les refends transversaux subissent la force de rotation ( $H''_{xi}$ ) due à "E" l'excentricité il en est de même pour le sens longitudinal.

Pour simplifier les calculs des efforts horizontaux à chaque niveau, on utilise un artifice qui consiste à prendre l'effort calculé dans le tableau pour un voile donné due à  $H_x$  du niveau 21m, puis en se servant de la règle de trois on déduit l'effort  $H_x$  due à l'effort au niveau considéré.

Exple: au niveau 21m:  $H_x = 5,073 \rightarrow H_y = 55,785$   
 au niveau 18m:  $H_x = \frac{5,073 \cdot 108,331}{55,785} \rightarrow H_y = 108,331$  Voile V14

\* Seisme agissant longitud.

Niveau 21m - $H_y = 55,785$ $e = 1,80m$	Voile	$I_c^{yy} (m^4)$	$y \cdot I_c^{yy} (m^5)$	$I_c^{yy} y^2 (m^6)$	$H'_x (t)$	$H''_x (t)$	$H_x (t)$
	V11	0,36	0,381	0,403	5,056	0,017	5,073
	V12	0,36	0,381	0,403	5,056	0,017	5,073
	V13	1,625	-3,62	0,081	22,83	-0,016	22,83
	V14	1,625	-3,62	0,081	22,83	-0,017	22,83

On utilise la règle de trois en déduit :

e (m)	Niveau (m)	$H_y$ (t)	Voile $\rightarrow$	$V_{L_1}$ (t)	$V_{L_2}$ (t)	$V_{L_3}$ (t)	$V_{L_4}$ (t)
1,80	18,00	108,331	$H_x \rightarrow$	9,853	9,853	44,315	44,315
1,80	15,00	152,115	$H_x \rightarrow$	13,826	13,826	62,227	62,227
1,80	12,00	187,149	$H_x \rightarrow$	17,009	17,009	76,557	76,557
1,80	9,00	213,421	$H_x \rightarrow$	19,399	19,399	87,305	87,305
1,80	6,00	230,936	$H_x \rightarrow$	20,995	20,995	94,485	94,485
1,80	3,00	239,693	$H_x \rightarrow$	21,79	21,79	98,068	98,068

Seisme agissant transversalement

e = 0,994 m niveau 21 m $H_x = 53,832t$	Voile	$I_e^{xx}$	$X_i$	$I_e^{xx} \cdot X_i^2$	$H'_y$	$H''_y$	$H_y$
	$V_{t1}$	7,19	+9,888	781,84	6,223	-0,155	6,378
	$V_{t2}$	9,69	+6,72	433,972	8,319	-1,539	9,858
	$V_{t3}$	0,704	+3,56	8,922	0,612	-0,059	0,671
	$V'_{t3}$	3,644	+3,56	46,436	3,172	-0,309	3,481
	$V_{t4}$	14,890	+0,10	0,149	12,889	-0,054	12,943
	$V_{t5}$	11,777	-3,06	110,284	10,195	0,857	10,195
	$V_{t6}$	0,704	-6,52	29,927	0,607	0,108	0,607
	$V'_{t6}$	1,918	-6,52	81,532	1,659	0,296	1,659
	$V_{t7}$	11,039	-9,68	1034,75	9,555	2,545	9,555

On utilise la règle de trois pour déterminer les efforts dans les autres niveaux.

Remarque: lorsque l'effort de rotation est négatif on néglige sa valeur

donc  $H = H'$ .



On déduit pour les autres niveaux les résultats suivants :

	$H_x$	$V_{t1}(t)$	$V_{t2}$	$V_{t3}$	$V'_{t3}$	$V_{t4}$	$V_{t5}$	$V_{t6}$	$V'_{t6}$	$V_{t7}$
18 <sup>m</sup>	104,539	12,32	19,141	1,294	6,76	25,096	19,798	1,178	3,221	18,555
15 <sup>m</sup>	146,793	17,387	26,867	1,815	9,488	34,121	27,786	1,652	4,522	26,046
12 <sup>m</sup>	180,597	21,515	33,257	2,246	11,736	43,602	34,399	2,045	5,598	32,241
9 <sup>m</sup>	206,070	24,518	37,897	2,560	13,374	49,686	39,200	2,330	6,387	36,788
6 <sup>m</sup>	222,971	26,523	41,004	2,770	14,470	51,276	40,454	2,404	6,591	37,965
3 <sup>m</sup>	231,422	27,528	42,562	2,875	15,020	53,224	41,991	2,495	6,841	39,407

. Distribution des mmts par voile et par niveau :

Ayant déterminé les effets horizontaux au niveau de chaque plancher, on calcule les moments en supposant le bâtiment comme une console donc :  $M_i = H_i \cdot h_i$

voile	niveau	21	18	15	12	9	6	3	0
$V_{t1}$ (t.m)		0	19,131	56,257	108,404	172,949	246,504	326,064	408,629
$V_{t2}$		0	29,562	89,087	169,90	269,462	383,154	506,128	633,744
$V_{t3}$		0	2,000	5,881	11,326	18,063	25,743	34,050	42,686
$V'_{t3}$		0	10,441	30,715	59,181	95,250	135,372	178,772	223,847
$V_{t4}$		0	38,758	114,022	219,698	350,506	499,563	660,794	828,121
$V_{t5}$		0	30,576	89,958	173,313	276,511	394,111	521,468	653,315
$V_{t6}$		0	1,818	5,349	10,307	16,441	23,432	31,001	38,839
$V'_{t6}$		0	4,976	14,637	28,211	44,998	64,138	84,863	106,318
$V_{t7}$		0	28,657	84,370	161,493	259,170	370,027	488,602	612,175
$V_{l1} = V_{l2}$		0	15,23	44,79	86,267	137,298	195,493	258,477	323,848
$V_{l3} = V_{l4}$		0	68,5	201,404	388,124	617,796	879,702	1163,168	1456,588

ETUDE AU VENT



## ETUDE AU VENT

- la construction est constituée par un bloc unique de hauteur  $h = 21,72\text{ m}$ .
- la base au niveau du sol a pour dimensions:  $a = 19,88\text{ m}$  et  $b = 13,26\text{ m}$
- les actions du vent sur les différentes parois d'une construction admettent une résultante géométrique  $\vec{R}$  dont la direction diffère généralement de celle du vent. Cette résultante  $\vec{R}$  peut être décomposée en 3 composantes:
  - la force de traînée  $T$  suivant la direction du vent dans un plan horizontal.
  - la force de rive  $L$  perpendiculaire à  $T$  dans le plan horizontal.
  - la portance de rive  $U$  suivant la direction verticale ascendante.

$$\vec{R} = \vec{T} + \vec{L} + \vec{U}$$

\* Détermination de la force de traînée  $T$ :

$$T = C_t \beta S q D_e \quad \text{l'effort de traînée } T \text{ est fonction de la hauteur du niveau } H \text{ considéré, pour cela on le calcul à chaque niveau}$$

a Coefficient de traînée  $C_t$ : dépend de la forme de la section transversale de l'ouvrage et de son élanement

$$C_t = C_{t_0} \delta_0$$

$C_{t_0}$ : coeff. globale de traînée = 1,3 (NV65 Com. 2, 161, 1)

$\delta_0$ : coeff. dépend du rapport des dimensions sa valeur est donnée par le diag. R III 5 NV65.

- Pour un vent normale à la grande face  $a$ :

$$\left. \begin{aligned} \lambda_a &= \frac{h}{a} = \frac{21,72}{19,88} \approx 1,1 \\ \frac{b}{a} &= \frac{13,26}{19,88} = 0,67 \end{aligned} \right\} \rightarrow \delta_0 = 1 \rightarrow C_t = 1,3 \cdot 1 = 1,3$$

- Pour un vent normal à la petite face  $b$ :

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{21,72}{13,26} = 1,6 \quad ; \quad \frac{b}{a} = \frac{13,26}{19,88} \approx 0,67 \rightarrow \delta_0 = 1 \rightarrow C_t = 1,3$$

b- Coefficient de majoration dynamique  $\beta$ :

Coefficient tenant compte de la période propre de vibration de la construction et du niveau considéré. Il est lié aux effets de résonance provoqués par les oscillations de la construction.

$$\beta = (1 + \zeta) \geq 1$$

$\zeta$ : coeff. de réponse =  $f(T \text{ du mode fondamental d'oscillations})$

$\zeta$ : évalué en fonction du niveau pris en considération.

$$h = H = 21,72\text{ m} \rightarrow \zeta = 0,34 \text{ (R III NV65)}$$

Périodes:

$$T_L = 0,08 \frac{H}{\sqrt{b}} \cdot \sqrt{\frac{H}{H+b}} = 0,377\text{ s}$$

$$T_I = 0,08 \frac{H}{\sqrt{a}} \cdot \sqrt{\frac{H}{H+a}} = 0,281\text{ s}$$

$\theta$ : coeff. global dépend du type de la construction pour un bâtiment d'habitation  $\theta$  dépend de la cote  $H_s$  du sommet  $H_s = H = 21,72 < 30\text{ m} \rightarrow \theta = 0,7$

$$T_t = 0,377s \rightarrow \psi_t = 0,21$$

$$T_l = 0,281s \rightarrow \psi_t = 0,18$$

(NV 65 Parois à densité en BA)

$$\text{D'où : } \beta_t = (1 + 0,21 \cdot 0,34) 0,7 = 0,7493 \rightarrow \beta_t = 1$$

$$\beta_l = (1 + 0,18 \cdot 0,34) 0,7 = 0,743 \rightarrow \beta_l = 1$$

C. Coefficient de dimension  $\delta$ :

ne tient compte que des dimensions de la construction, il est donné par le diagramme (R II 2 NV 65)

$$\left. \begin{array}{l} a = 19,88 \text{ m} \\ h = 21,72 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow \delta = 0,79$$

D. Pression du vent:  $q = K_s \cdot K_m \cdot q_H$  (Pour un vent normal)

• Effet de site  $K_s$ : site exposé, Région II  $\Rightarrow K_s = 1,3$ .

• Effet de masque: on suppose que la construction n'est pas abritée par une autre construction susceptible de lui fournir un effet de masque  $\rightarrow K_m = 1$ .

• pression dynamique  $q_H$ :

$$q_H = q_{10} \cdot \frac{2,5(H+18)}{(H+60)}$$

$q_{10}$ : pression dynamique de base mesurée à 10 m du sol.

$$q_{10} = 70 \text{ daN/cm}^2 = 71,33 \text{ kg/m}^2 \text{ pour la région II.}$$

$$\text{D'où : } q = K_s K_m q_H = 1,3 \cdot 1 \cdot q_H = 1,3 q_H$$

$$\text{Pour } H = 21,72 \text{ m} \rightarrow q = 1,3 \cdot 86,675 = 112,6775 \text{ kg/m}^2$$

la valeur de  $\delta \cdot q$  doit être comprise entre 30 et 170 daN/m<sup>2</sup>

$$30 < 0,79 \cdot 112,6775 < 170$$

E. largeur du maître couple "d":

- le maître couple est la projection orthogonale de la surface considérée de la construct.

- vent agissant dans le sens longitudinal:  $D_e = b = 13,26 \text{ m}$

- " " " " Transversal:  $D_e = a = 19,88 \text{ m}$

au niveau  $H = 21,72 \text{ m}$  l'effort de traction sera:

$$\text{dans le sens longitudinal: } T_2 = C_f \beta \delta q_H b = 1527,50 \text{ kg/m}$$

$$\text{" " " Transversal: } T_2 = C_f \beta \delta q_H a = 2255,62 \text{ kg/m}$$

Pour les autres niveaux les résultats seront présentés sous forme de tableaux.

\* Calcul de l'effort de rive:

La face de rive prend en compte l'action des tourbillons de KARMAN qui provoquent des vibrations perpendiculaires à l'action du vent, mais les vibrations n'apparaissent que pour les vitesses relativement faibles ( $V \leq 25 \text{ m/s}$ ).

La théorie de KARMAN montre que la période des tourbillons est donnée par:

$$T_K = \frac{d}{Sv}$$

$d$ : largeur du maître couple

$S$ : nombre de STOUHAHL  $0,25 \leq S \leq 30$

Pour les bâtiments à base prismatique (NV65)

$v$ : vitesse du vent

La résonance est obtenue lorsque  $T_K$  est égale à la période  $T$  de vibration propre on a:

(Vent critique):  $V_{cr} = \frac{d}{ST}$

• Sens longitudinal:

$$T_l = 0,281 \text{ s}$$

$$S = 0,25$$

$$d = 19,88 \text{ m}$$

$$\rightarrow V_{cr} = 278 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$$

• Sens transversal:

$$T_t = 0,377$$

$$S = 0,25$$

$$d = b = 13,26 \text{ m}$$

$$\rightarrow V_{cr} = 140,05 > 25 \text{ m/s}$$

Donc il est inutile de faire un calcul de résonance et de la rive.

\* Détermination de la portance:

$$U = C_u \delta q S_u$$

•  $C_u$ : coef. de portance  $C_u = C_i - C_e$

$C_i$ : coef. de suppression interne sur la terrasse.

Construction fermée }  $C_i = 0,6(1,8 - 1,3\gamma_0)$   
 $\mu < 5$  }  $\gamma_0 = 1 \rightarrow C_i = 0,3$  (NV)

•  $C_e$ : Coeff. de depression extérieure sur la terrasse.

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0 \\ \gamma_0 = 1 \end{array} \right\} \rightarrow C_e = -0,5 \quad (\text{NV65, R III 6})$$

$$C_u = C_i - C_e = 0,3 - (-0,5) = 0,8$$

• Coeff. de dimensions  $\delta$ :  $\delta = c_{te} = 0,79$ ;  $H = 21,72 \text{ m}$ .

• Pression du vent  $q$ : Pour  $H = 21,72 \text{ m} \rightarrow q_H = 86,675 \text{ kg/m}^2$

• Surface de terrasse:  $S_u = 13,26 \cdot 19,88 = 263,609 \text{ m}^2$ .

$$U = C_u \delta q_H S_u = 0,8 \cdot 0,79 \cdot 86,675 \cdot 263,609 = 18772,172 = 18,77 \text{ t}$$

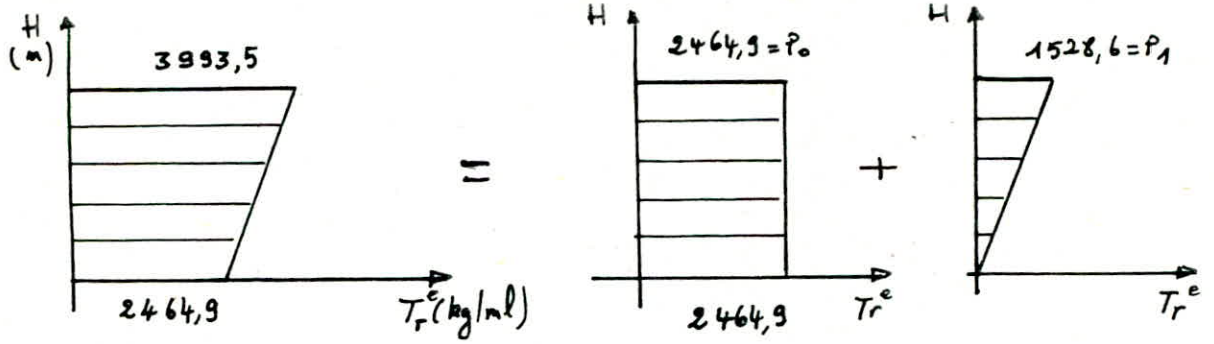
\* Si on désigne par  $W$  le poids propre à vide de l'ouvrage il faut vérifier que  $W \geq U_e = 7/4 U$

$$W = G + 1,2P = > 7/4 \cdot 18,77 = 32,847 \text{ t}$$

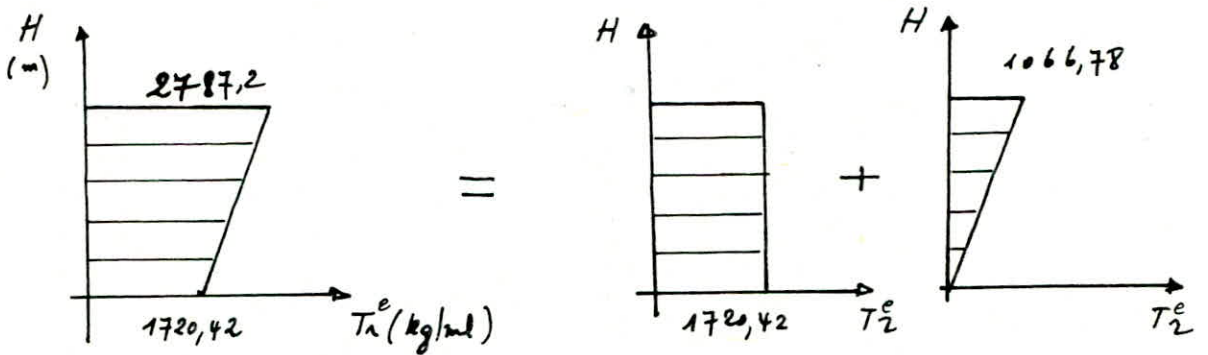
Donc les efforts de portance sont négligeables. Les actions du vent seront matérialisées par l'effort de traînée.



Diagramme donnant T en fonction de H:



"vent transversal"



vent longitudinal

\* Effort résultant au niveau de chaque étage:

- exemple: RDC: niveau 0:

Vent transversal:

$$H_e = H_{e0} + H_{e1} = P_0 h + P_1 \frac{h}{2} = 2464,9 \cdot 21,72 + 1528,6 \cdot \frac{21,72}{2} = 70138 \text{ t}$$

$$M_e = M_{e0} + M_{e1} = P_0 \frac{h^2}{2} + P_1 \frac{h^2}{3} = (21,72)^2 \left( \frac{2464,9}{2} + \frac{1528,6}{3} \right) = 821796 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Vent longitudinal:

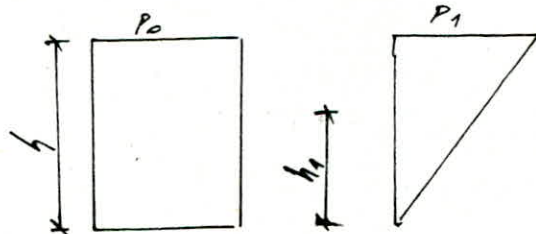
$$H_e = H_{e0} + H_{e1} = 48,95 \text{ t}$$

$$M_e = 573,56 \text{ t}\cdot\text{m}$$

- Pour un niveau quelconque  $h_1$ :

$$H_e = P_0 (h - h_1) + P_1 \frac{h}{2} - \frac{P_1 h_1}{h} \times \frac{h_1}{2} = P_0 (h - h_1) + P_1 \frac{1}{2} \left( h - \frac{h_1^2}{h} \right)$$

$$M_e = (h - h_1)^2 \left[ \frac{P_0}{2} + P_1 \left( \frac{h_1}{2h} - \frac{h_1}{3h} + \frac{1}{3} \right) \right]$$



les résultats dans le tableau.

\* Effort de traînée Pour un vent agissant Transversalement :

Niveau	$C_e$	$\psi$	$\zeta$	$\theta$	$\beta$	$\delta$	$K_s$	$q$ (kg/m <sup>2</sup> )	$\delta q$ (kg/m <sup>2</sup> )	$d$ (m)	$T_r^n$ (kg/ml)	$T_r^e$ (kg/ml)
21,72	1,3	0,21	0,34	0,7	1	0,79	1,30	112,6775	89,02	19,88	2282	3993,50
21,00	1,3	0,21	0,34	0,7	1	0,79	1,30	111,618	88,18	19,88	2260,48	3955,14
18,00	1,3	0,21	0,348	0,7	1	0,79	1,30	106,955	84,52	19,88	2166,9	3792,07
15,00	1,3	0,21	0,351	0,7	1	0,79	1,30	102,000	80,58	19,88	2065,75	3615,06
12,00	1,3	0,21	0,356	0,7	1	0,79	1,30	95,59	76,31	19,88	1956,18	3423,32
9,00	1,3	0,21	0,36	0,7	1	0,79	1,30	90,710	71,66	19,88	1837,1	3214,9
6,00	1,3	0,21	0,36	0,7	1	0,79	1,30	84,300	66,597	19,88	1707,28	2987,74
3,00	1,3	0,21	0,36	0,7	1	0,79	1,30	77,270	61,040	19,88	1564,91	2738,6
0,00	1,3	0,21	0,36	0,7	1	0,79	1,30	69,550	54,940	19,88	1408,55	2464,9

\* Effort de traînée pour un vent agissant longitudinalement :

Niveau	$C_e$	$\psi$	$\zeta$	$\theta$	$\beta$	$\delta$	$K_s$	$q$ (kg/m <sup>2</sup> )	$\delta q$	$d$ (m)	$T_r^n$	$T_r^e$ (kg/ml)
21,72	1,3	0,18	0,34	0,7	1	0,82	1,30	112,6775	92,40	13,26	1592,7	2787,20
21,00	1,3	0,18	0,34	0,7	1	0,82	1,30	111,618	91,52	13,26	1577,7	2760,90
18,00	1,3	0,18	0,348	0,7	1	0,82	1,30	106,955	87,74	13,26	1512,4	2646,70
15,00	1,3	0,18	0,351	0,7	1	0,82	1,30	102,000	83,64	13,26	1441,78	2523,10
12,00	1,3	0,18	0,356	0,7	1	0,82	1,30	95,590	79,20	13,26	1365,30	2389,28
9,00	1,3	0,18	0,36	0,7	1	0,82	1,30	90,710	74,38	13,26	1282,20	2243,85
6,00	1,3	0,18	0,36	0,7	1	0,82	1,30	84,300	69,126	13,26	1191,60	2085,30
3,00	1,3	0,18	0,36	0,7	1	0,82	1,30	77,270	63,360	13,26	1092,22	1911,38
0,00	1,3	0,18	0,36	0,7	1	0,82	1,30	69,550	57,03	13,26	983,10	1720,42

\* Effort au niveau de chaque étage:

NIVEAU	Vent Transversal		Vent longitudinal	
	$H_e$ (t)	$M_e$ (t.m)	$H_e$ (t)	$M_e$ (t.m)
21,72	0	0	0	0
21,00	2,86	1,03	1,99	0,72
18,00	14,368	27,02	10,03	18,86
15,00	25,247	86,59	17,62	60,43
12,00	35,54	177,83	24,77	124,11
9,00	45,104	298,85	31,48	208,58
6,00	54,427	448,36	37,746	312,49
3,00	62,427	622,77	43,570	434,66
0,00	70,138	821,79	48,95	573,56



ETUDE DES VOILES

## ETUDE DES VOILES

## I. Introduction:

La méthode développée D'ALBIGES et Goulet exposée dans l'ouvrage de Mr M. DIVERS est donnée par un chargement rectangulaire, dû au vent mais dans notre cas, nous avons un chargement triangulaire dû au séisme. Pour cela nous avons fait une modification dans la formule.

## II. Sollicitations horizontales:

- Réfend à une file d'ouverture:

- a. hypothèses: . les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de réfend.  
 . les éléments de réfend subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage.

De ces deux hypothèses on peut admettre qu'un réfend avec ouvertures peut être assimilé du point de vue de la résistance aux efforts horizontaux, à la structure constituée par deux éléments de réfends liés par des linteaux uniformément distribués sur la hauteur du bâtiment.

## b. Etude des linteaux:

Etapes de la méthode exposées dans l'ouvrage de M. DIVER:

- établir  $\psi = \frac{Z}{Z}$  ou  $Z$ : hauteur du bâtiment et  $Z$  cote du niveau considéré.

- de  $\alpha$  et  $\psi$ , on détermine la valeur de  $\Phi$  à partir de l'abaque B.23 a.  
 - Calculer l'effort tranchant à la section d'encastrement du linteau à partir de la formule:

$$\pi = H_0 \frac{m L}{I} \Phi \quad H_0: \text{effort tranchant à la base.}$$

- Dimensionner le linteau en le considérant comme une poutre encastree aux extrémités. le moment d'encastrement  $M = \pi \cdot a$ , l'effort tranchant  $T = \pi$  et les efforts provenant du plancher seront superposés.

## c. Etude des éléments de réfends:

- . Le calcul des éléments de réfend est effectué au droit de chaque linteau.  
 . Avec  $\alpha$  et  $\psi$  trouver la valeur de  $\psi$  à partir de l'abaque B.23 b.  
 . Calculer les moments dans les éléments de réfends

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot H_0 Z \left[ \frac{(1 - \psi)^2 (2 + \psi)}{3} - \frac{2cm\psi}{I} \right] \quad \text{et} \quad M_2 = \frac{I_2}{I_1} \cdot M_1$$

- . Calculer les efforts axiaux dans les éléments des réfends provoqué par le séisme. A chaque étage on a  $N = \sum \pi$  ou  $\sum \pi$  est la somme des efforts à partir du sommet jusqu'à l'étage considéré.

## d. Vérification de l'équilibre à la base du réfend:

on doit avoir  $M = M_1 + M_2 + 2N \cdot C$

ou  $M$ : mmt d'ensemble distribué au réfend pris en considération.

$M, M_1, M_2, N$  sont ceux calculés à la base du réfénd.

e. Cas de petites ouvertures: ( $\alpha > 10$ )

$\alpha > 10 \rightarrow$  on peut considérer que  $\alpha \rightarrow \infty$  les valeurs de  $\Phi$  et  $\pi$  sont linéaires.

à la base:  $\Phi = 1$  ;  $\pi = H_0 \frac{mL}{I}$

au sommet:  $\Phi = 0$  ;  $\pi = 0$

Le réfénd se comporte comme un mur plein l'influence des ouvertures ayant un caractère local.

$$\pi = \frac{H_0 mL}{I} (1 - \frac{\alpha}{10})^2$$

f. Cas de grandes ouvertures:

$\alpha < 1$  on peut considérer que pratiquement  $\alpha \rightarrow 0$  en conséquence  $\Phi = \pi = 0$ .

la rigidité des linteaux étant très faible les deux éléments de réfénds sont simplement entretoisés par les linteaux donc assujettis aux mêmes déformations horizontales.

la répartition du moment flechissant est proportionnelle aux inerties des réfénds ( $\psi = 0$ )

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} M \quad \text{et} \quad M_2 = M_1 \frac{I_2}{I_1} = M \frac{I_2}{I_1 + I_2}$$

Conclusions: les petites ouvertures n'affectent pas le comportement du réfénd. les grandes ouvertures perturbent le comportement du réfénd qui se sépare en 2 éléments distincts.

Au fur et à mesure que les ouvertures augmentent l'effort tranchant  $\pi$  diminue pour devenir négligeable quand  $\alpha < 1$  à l'exception des linteaux proches du sommet.

Réfend à plusieurs files d'ouvertures:

la méthode utilisée pour les réfénds à une file d'ouvertures peut être généralisée, en négligeant la déformation due aux efforts normaux dans les éléments de réfénds.

•  $d = \omega \cdot Z$   
avec  $\omega^2 = \frac{6E'}{E(I_1 + I_2 + \dots)} \left( \frac{l_1 C_1^2}{a_1^3} + \frac{l_2 C_2^2}{a_2^3} + \dots \right)$

• ensuite le calcul de l'effort tranchant dans les linteaux, pour la 1<sup>ère</sup> série:

$$\pi_1 = H_0 L \frac{l_1 C_1}{2a_1^3 \left( \frac{l_1 C_1^2}{a_1^3} + \frac{l_2 C_2^2}{a_2^3} + \dots \right)} \Phi \quad (\Phi: \text{abaque B23.a})$$

M. DIVER

De même on évalue  $\pi_2, \pi_3, \dots$  etc

$$N_1 = \sum \pi_1 \quad ; \quad N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1 \quad ; \quad N_3 = \sum \pi_3 - \sum \pi_2$$

les moments dans les éléments de réfénds sont donnés approximativement par:

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2 + \dots} H_0 Z \left[ \frac{(1 - \frac{\alpha}{10})^2 (2 + \frac{\alpha}{10})}{3} - \frac{\alpha}{10} \right] \quad \text{et} \quad M_2 = \frac{I_2}{I_1} M_1 \quad (\psi: \text{B23b})$$

On vérifie l'équilibre extérieur par:

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + \dots + 2N_1(C_1 + C_2 + \dots) + 2N_2(C_2 + C_3 + \dots) + \dots$$



Exple: Voile  $V_{t4}$  à 2 files d'ouvertures:

$H_0 = 53,224 \text{ t}$

$\alpha = 4,022$

$I_1 = 7,34 \text{ m}^4$

$I_2 = 0,378 \text{ m}^4$

$I_3 = 6,22 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

$m_1 = 2,665 \text{ m}$

$m_2 = 0,40 \text{ m}$

$2C_1 = 6,67 \text{ m}$

$2C_2 = 3,305 \text{ m}$

$2a_1 = 1,04 \text{ m}$

$2a_2 = 0,6 \text{ m}$

Niveau	21	18	15	12	9	6	3	0
$\varphi$	1,00	0,85	0,71	0,57	0,43	0,24	0,14	0,00
$\Phi$	0,56	0,40	0,48	0,55	0,58	0,54	0,40	0,00
$\psi$	0,00	0,02	0,13	0,18	0,26	0,36	0,44	0,47
$\pi_1^*$	2,65	4,38	5,837	7,461	8,79	9,683	9,758	15,3
$\pi_2^*$	4,77	5,48	6,707	7,802	8,379	8,02	6,35	14,445
$N_1(t)$	2,65	6,788	12,625	20,086	28,876	38,560	48,317	63,617
$N_2$	2,12	3,462	4,333	4,674	4,26	2,528	-0,809	-1,47
$N_3$	4,77	10,25	16,967	24,76	33,138	41,158	47,508	61,953
$M_1$	0,00	1,512	2,56	3,48	3,48	37,368	96,304	216,258
$M_2$	0,00	0,0775	0,132	0,179	0,179	1,915	4,94	11,072
$M_3$	0,00	$1,275 \cdot 10^{-4}$	$2,158 \cdot 10^{-4}$	$2,94 \cdot 10^{-4}$	$2,94 \cdot 10^{-4}$	$3,15 \cdot 10^{-3}$	$8,12 \cdot 10^{-3}$	0,018

• Vérification de l'équilibre à la base du référend  
 $M_{int} = M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1(C_1 + C_2) + 2N_2C_2 = 801,115 \text{ t.m}$   
 $M_{ext} = 828,121 \text{ t.m}$  erreur de 3,26%

\* Voile  $V_{t6}$  (une file d'ouverture):  $H_0 = 2,495 \text{ t}$   $I_1 = 0,4127$   $m = 0,123 \text{ m}$   $2C = 2,445 \text{ m}$   
 $\alpha = 31,46$   $I_2 = 5,716 \cdot 10^{-4}$   $I = 0,714 \text{ m}^4$

Niveau	21	18	15	12	9	6	3	0
$\varphi$	1,00	0,857	0,714	0,571	0,428	0,285	0,143	0,00
$\Phi$	0,00	0,28	0,48	0,67	0,81	0,92	0,98	1,00
$\psi$	0,00	0,01	0,07	0,16	0,27	0,39	0,53	0,66
$\pi$	0,00	0,359	0,615	0,860	1,040	1,179	1,257	1,283
$M_1$	0,00	0,798	2,330	4,729	7,907	11,784	15,776	20,345
$M_2$	0,00	$14,045 \cdot 10^{-3}$	$3,227 \cdot 10^{-3}$	$10,254 \cdot 10^{-3}$	$10,952 \cdot 10^{-3}$	$16,318 \cdot 10^{-3}$	0,022	0,028
$N(t)$	0,00	0,359	0,974	1,834	2,874	4,053	5,310	6,593

• Vérification de l'équilibre extérieur à la base:  
 $M_{int} = M_1 + M_2 + 2NC = 36,493 \text{ t.m}$   
 $M_{ext} = 38,839 \text{ t.m}$  erreur 6%

## SUPERPOSITION DES CHARGES ET SURCHARGES

### I. Reglement parasismique Algerien RPA 83:

Les superpositions des forces sismiques et des charges verticales trouvées par le RPA sont données par les combinaisons suivantes: (article 3.3.2 RPA 83)

- \*  $G + Q + E$
- \*  $0,8 G \pm E$

ou  $G$ : charge permanente  
 $Q$ : charge pondérée d'exploitation  
 $E$ : Effets du séisme.

\* Les éléments résistants de la structure (voiles) seront calculés avec le plus défavorable de ces trois combinaisons. Nous présenterons les résultats sous forme de tableaux:

Exples: . Voile  $V_{t7}$  plein ( $E=0$ )  
 . Voile  $V_{t6}$  1 file d'ouverture

Voile $V_{t7}$		Effort	T	6	5	4	3	2	1	RDC
Efforts Normaux du 1 <sup>er</sup> genre. N		G	3,762	17,895	32,028	46,161	60,294	74,427	88,560	108,157
		Q	1,159	3,197	5,215	7,243	9,271	11,299	13,327	15,355
		G+Q	4,921	21,082	37,243	53,404	69,565	85,726	101,887	123,925
		0,8G	3,009	14,316	25,622	36,928	48,235	59,541	70,848	86,856
Moments		$M_{SH}^{mt}$	0	28,657	84,37	161,493	259,170	370,027	488,602	612,175
Voile $V_{t6}$		$Q+G+E$	9,837	27,877	46,172	64,743	83,433	102,293	119,231	142,712
TRUMEAU I	N	$0,8G+E$	6,849	19,821	33,049	46,522	60,176	73,968	86,238	101,203
		$0,8G-E$	6,849	19,103	31,101	42,854	54,428	65,862	75,618	88,017
	M	$M_{SH}^{mt}$	0,000	0,798	2,330	4,729	7,907	11,784	15,776	20,345
TRUMEAU II	N	$Q+G+E$	1,973	5,878	10,04	14,445	19,031	23,757	28,56	33,896
		$0,8G+E$	1,374	4,262	7,408	10,791	14,367	18,076	21,863	25,569
		$0,8G-E$	1,374	3,544	5,46	7,129	8,619	9,97	11,243	12,383
	M	$M_{S_{horiz}}^{mt}$	0,000	$11 \cdot 10^3$	$3,2 \cdot 10^3$	$10,2 \cdot 10^3$	$10,9 \cdot 10^3$	$16,3 \cdot 10^3$	0,022	0,028



## II. REGLEMENT PS 69:

- En plus de la charge permanente  $G$ , la charge d'exploitation  $P$ , l'effort dû au séisme horizontal  $S_H$  on tient compte de l'effort dû au séisme vertical  $S_V$ .
- On définit  $S_V$  par la relation :  $S_V = (G + P/5) \sigma_V$ .
  - $G + P/5$  calculée dans les tableaux de la descente de charge Chapitre I.
  - $\sigma_V$  calculée dans le chapitre étude sismique.
- Pour les moments dûs au séisme horizontal on utilise les résultats trouvées dans la partie étude selon RPA 83 et par une simple règle de trois on détermine les moments selon PS 69 puisque  $H_0(RPA) \neq H_0(PS)$ . ( $M_{PS} = M_{RPA} \frac{H_0(PS)}{H_0(RPA)}$ ).
- On résume les calculs dans des tableaux :

Exple: Voile plein  $V_{t7}$  donc l'effort normal dû au séisme horizontal est nul.

	EFFORT	T	6	5	4	3	2	1	RDC
Effort Normaux du 1er genre $N$	G	3,762	17,895	32,028	46,161	60,294	74,427	88,560	108,157
	P	1,159	3,187	5,215	7,243	9,271	11,299	13,327	15,355
	G+P	4,921	21,082	37,243	53,404	69,565	85,726	101,887	123,512
	G+1,2P	5,153	21,719	38,286	54,853	71,419	87,986	104,552	126,583
Effort Normaux du 2eme genre $N$	G+P	4,921	21,082	37,243	53,404	69,565	85,726	101,887	123,512
	G+1,5P	5,500	22,675	39,850	57,025	74,200	91,375	108,550	131,189
	$S_V$	0,615	2,534	4,133	5,412	6,371	7,011	7,331	7,331
	G+P+S <sub>V</sub> ↓	5,536	23,616	41,375	58,816	75,936	92,737	109,218	130,843
	G+P+S <sub>V</sub> ↑	3,379	15,998	28,938	42,198	55,777	69,676	83,894	103,897
Moment	$S_H$	0,000	15,454	47,780	94,300	152,175	221,243	297,214	380,479

- Pour les voiles avec files d'ouvertures l'effet du séisme horizontal provoque un effort normal dans les éléments de refends qu'on déduit à partir des résultats trouvés selon le RPA en utilisant une règle de trois :

\* Exple pour le voile  $V_{t6}$  (1 file) : niveau 18<sup>m</sup>

RPA:  $H_0 = 2,495 \rightarrow N = 0,359 \text{ t}$  et  $M_1 = 0,798 \text{ tm}$

PS:  $H_0 = 2,0306 \rightarrow N = 0,359 \frac{2,0306}{2,495}$  et  $M_1 = 0,798 \frac{2,0306}{2,495}$



III. CHARGES VERTICALES:

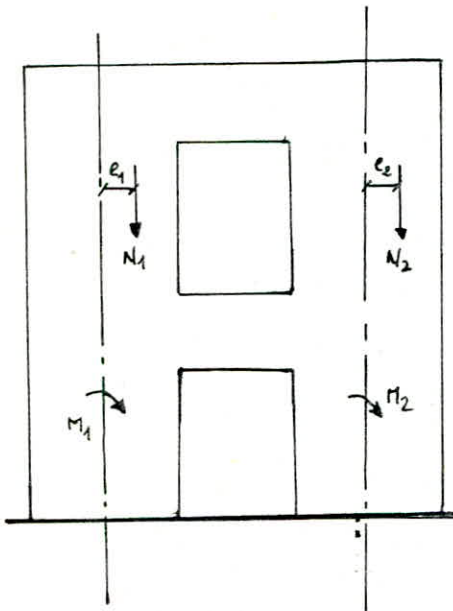
• les voiles avec files d'ouvertures sont soumis à des moments dus à l'excentrement des charges verticales par rapport à la ligne moyenne du trumeau, cet excentricité est due à la participation des linteaux aux transports de ces charges jusqu'au fondations. on remarque que ces moments sont négligeable donc on suppose que ces charges sont centrées.

• Distribution des charges sur les différents trumeaux:

Pour les voiles avec files d'ouvertures, la charge verticale est distribuée sur les différents trumeaux suivant leur longueurs soit:

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

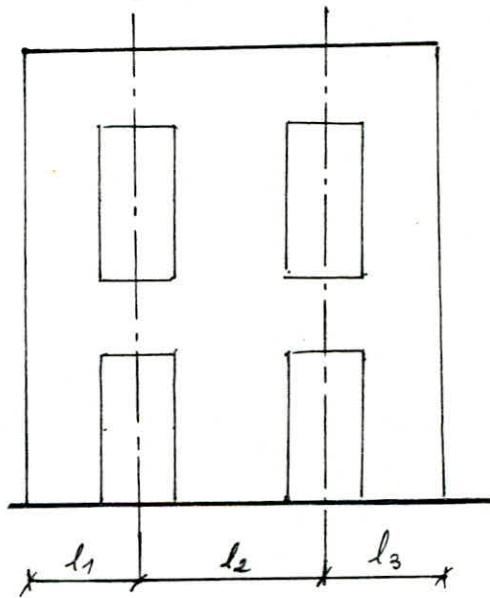
- F: charge verticale revenant à tout le voile
- $l_i$ : longueur du trumeau "i" + la moitié de la longueur du linteau
- l: longueur totale du voile.
- $F_i$ : charge verticale revenant au trumeau "i"



$$M_1 = N_1 \cdot e_1 \approx 0$$

$$M_2 = N_2 \cdot e_2 \approx 0$$

(en réalité)



on suppose que les efforts sont centrés puisque  $M_1$  et  $M_2 \approx 0$

• Apres avoir déterminé " $F_i$ " agissant dans chaque voile et au niveau de chaque étage l'effort normale à un niveau "j" dû à ces forces est la somme des " $F_i$ " à partir du sommet.

$$N_j = \sum_{k=0}^j F_k$$

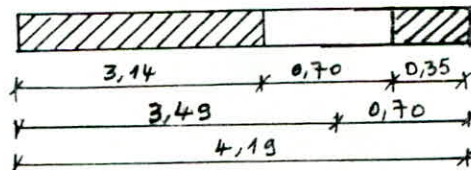
• Ce qui nous simplifie le calcul est le tableau de descente de charge voir page

• Exemple Voile V+6 :

$$l_1 = 3,49m$$

$$l_2 = 0,70m$$

$$l = 4,19m$$



au niveau : Terrasse :  $G = 10,279t$  →  $G_1 = 8,561t$  et  $G_2 = 1,717t$   
 Etage courant  $G = 18,929t$  →  $G_1 = 15,766t$  et  $G_2 = 3,162t$   
 RDC  $G = 15,102t$  →  $G_1 = 12,579t$  et  $G_2 = 2,523t$   
 Don on faisons le cumul au niveau RDC :  $F_1 = 118,2626t$

### Contrainte de Compression Admissible :

$\sigma'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$  contrainte nominale de rupture à 28 jours

$$\bar{\sigma}'_{b0} = \beta'_b \cdot \sigma'_{28}$$

$\beta'_b$  dépend du centrage des charges verticales, de la susceptibilité du mur au flambement, de l'efficacité de contrôle du béton, de la qualité, de l'exécution ainsi que des réductions provenant des sollicitations négligées (retard différentiel) (on parle de réductions des contraintes)

$$\beta'_b \leq \min \begin{cases} 0,5 \alpha \beta \gamma \delta \\ 0,45 \alpha \gamma \delta \end{cases}$$

$$\alpha = a - 10 \frac{e}{3}$$

$a = \text{épaisseur du mur} = 16 \text{ cm.}$

$$e \geq \max \left( 1 \text{ cm}, \frac{0,7 \lambda}{300} \right) = 1 \text{ cm.}$$

$$\alpha = 0,707$$

$$\lambda = \frac{1 + \sqrt{12}}{a} = 45,466 < 50$$

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2} = 0,707$$

$$\gamma = 0,83$$

$\delta = 1$  (les vérifications des contraintes effectuées pour des actions ou combinaisons courantes)

$$\text{donc } \beta'_b = 0,232$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}'_{b0} = 0,232 \cdot 275 = 63,8 \text{ kg/cm}^2$$

Pour la contrainte en flexion composée :

$$\bar{\sigma}'_b = \begin{cases} 1,5 \cdot (2 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}) & \text{S.E.T} & (2^{\text{eme}} \text{ genre}) \\ & \text{ou } ht/2 < e_0 \\ 1,5 \bar{\sigma}'_{b0} \cdot \left( 1 + \frac{e_0}{3 \cdot e_1} \right) & e_0 < ht/2 & (2^{\text{eme}} \text{ genre}) \end{cases}$$

1,5 majoration : prescription du RPA 83.

## Ferraillage Des Voiles

### 1. Ferraillage selon le RPA 83:

- Principe: la vérification de la résistance, aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables, doit être effectuée avec la contrainte admissible du béton du 1<sup>er</sup> genre majorée au plus de 50% et la contrainte de traction des aciers au plus égale à  $\sigma_{en}$ .

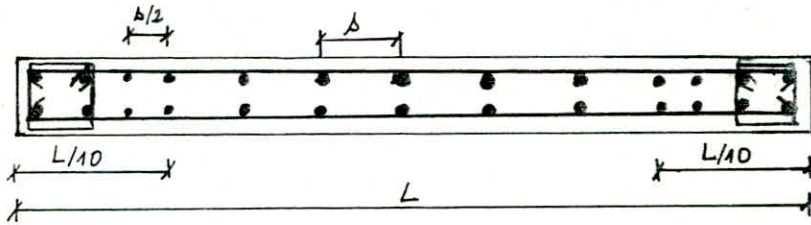
la vérification de la résistance aux sollicitations d'effort tranchant doit être effectuée avec:  $\bar{T} = 1,4T$  ;  $N = 0$  ;  $\tau_b = 0,12\sigma'_{28}$  ;  $\bar{\sigma}_{at} = \sigma_{en}$ .

les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile. Ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment flechissant dont le sens d'action peuvent alterner

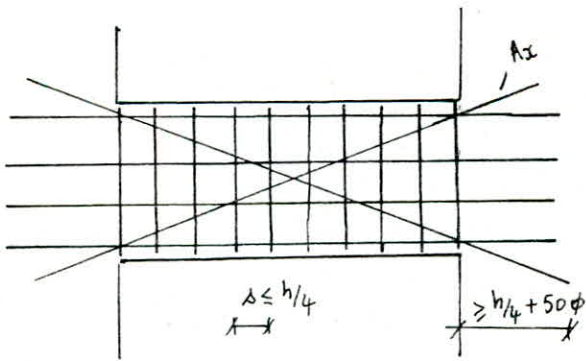
$$\bar{\tau}_b = 0,12\sigma'_{28} \quad ; \quad \sigma'_b = 0,75\sigma'_{28} \quad ; \quad \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{at} = \sigma_{en} \quad ; \quad \bar{T} = 1,4T.$$

- Disposition des armatures:

Selon l'article 4.3.3 de la page 66 du RPA 83.

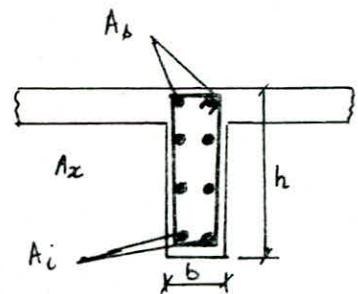


"Ferraillage du voile"



$$A_x \geq 0,0015 h a$$

$$\text{si } \tau_l \geq 0,06 \sigma'_{28}$$



$$A_i, A_s \geq 0,0015 b h$$

$$A_x \geq 0,0020 b h$$

$$A_t \geq 0,0025 b b$$

"Disposition des armatures dans les linteaux"

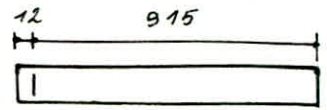
- On ne citera pas les dispositions vu que le titre de pages est limitée.
- On donnera un exemple de ferraillage détaillé.



### Ferailage du voile $V_{t7}$ (plein):

$$\begin{aligned} M &= 383,809 \text{ t.m} \\ N_{\min} &= 86,856 \text{ t} \\ N_{\max} &= 123,925 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_t &= 927 \text{ cm} \\ d &= 1,5 \cdot b/2 = 12 \text{ cm} \\ e_1 &= 1,545 \text{ m} \end{aligned}$$



1<sup>ere</sup> combinaison:  $(M, N_{\min})$ :  $e_{0\max} = M/N_{\min} = 4,4199 \text{ m} > e_1 = h_t/6 \Rightarrow \text{SPC}$

$$e_0 < h_t/2 \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 186,938 \text{ kg/cm}^2$$

- Armatures verticales:

$$\text{Zone tendue: } M_f = N_{\min} \cdot f = N_{\min} (h_t/2 - d + e_0) = 775,963 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 775,963 \cdot 10^5}{4200 \cdot 16 \cdot 915^2} = 0,0207 \rightarrow K = 64$$

$$\varepsilon = 0,9367$$

$$\text{donc } A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 21,556 \text{ cm}^2 \text{ en F.S}$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 21,556 - \frac{86,856 \cdot 10^3}{4200} = 0,8761 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la section minimale imposée par le RPA

$A_{\min} = 0,5 \%$  zone horizontale du béton tendue.

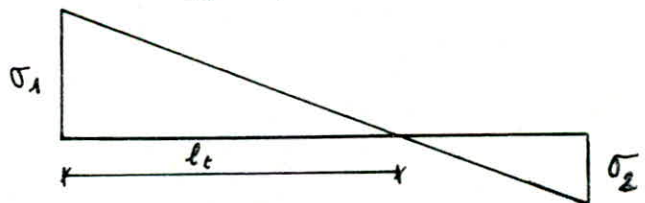
longueur de la zone tendue  $l_t$ :

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

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 22,605 < \bar{\sigma}'_b \\ \sigma_2 &= -19,893 \end{aligned}$$

$$l_t = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} h = 617 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_{\min} = 0,5 \cdot 16 \cdot 617 = 49,39 \text{ cm}^2$$



$$A_{\min} > A_{\text{cal}} \rightarrow$$

$A = A_{\min}$  on dispose dans les potelets (16x24) une section d'acier égale à celle trouvée par le calcul et on feraillera la zone tendue avec la section  $A_{\min} - A_{\text{cal}}$ .

Or la section calculée est trop faible donc on prend 4T10 (3,14 cm<sup>2</sup>) (RPA) dans les potelets et on place la section  $49,39 - 3,14 = 46,25 \text{ cm}^2$  dans la partie tendue  $\rightarrow$  5HA10 p.m / p. face (3,92 cm<sup>2</sup>)

- Donc dans la zone tendue on dispose 4T10 et 5HA10 p.m.
- $l_t > h/2$  et vu que les aciers seront placés symétriquement (changement de signe du séisme) on aura pas de zone courante.

Section d'acier relatif au point de coulage :

$$A_{vj} = \frac{1,1\bar{T}}{\sigma_{en}} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 39,407}{4200} = 14,449 \text{ cm}^2 \rightarrow 0,789 \text{ cm}^2 / \text{p.m}$$

donc on adoptera 5 HA8 p.m / p. face ( $2,51 \text{ cm}^2$ ).

Armature horizontale:

$$\tilde{\omega}_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \quad \tau = \frac{1,4T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 39,407 \cdot 10^3}{16,718 \cdot 915} = 4,306 \text{ cm}^2$$

$$\tilde{\omega}_t < 0 \rightarrow 0,15\% \cdot 16 \cdot 100 = A_h = 2,4 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ HA8 p.m / face (2,51)}$$

Les barres horizontales seront reliées par 5 épingles et doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur  $10\phi = 8 \text{ cm}$ .

Remarques: - Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. toutes les autres barres n'ont pas de crochets (fonctions par recouvrement).

- les longueurs de recouvrement doivent être égales à  $50\phi$  (Zone tendue).

Verification au flambement:

$$L_f = 0,7L_0 = 0,7 \cdot 300$$

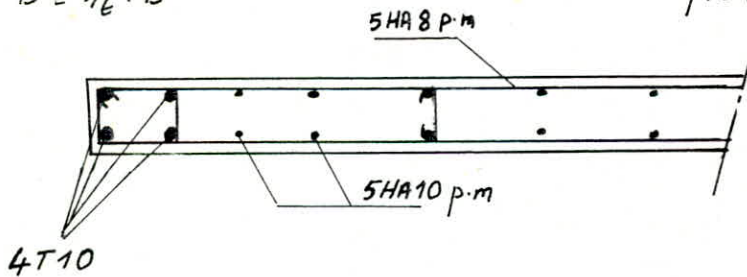
$$i = \frac{I}{B} = 4,61$$

$$I = \frac{h_e \cdot b^3}{12}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = 45,55 < 50 \text{ pas de risque de}$$

$$B = h_e \cdot B$$

flambement.



- On a calculé le ferrailage dans un 2<sup>ème</sup> niveau (efforts du 4<sup>ème</sup> étage) et comme le ferrailage à la base est minimum donc on garde le même ferrailage sur toute la hauteur du voile.

Pour les autres voiles on a regroupés les résultats dans des tableaux dans l'annexe.

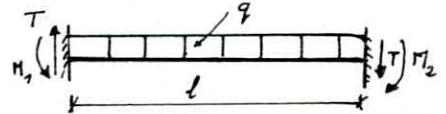
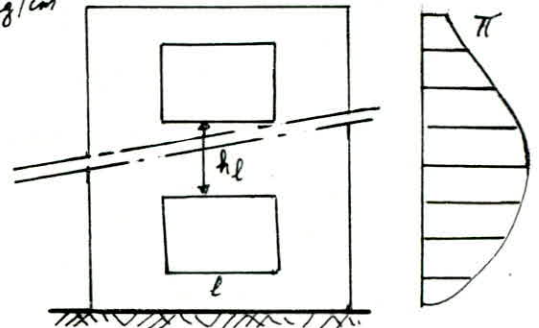
## Ferailage des Linteaux :

- les linteaux sont calculés pour  $M$  et  $T$  en flexion simple comme des poutres encastrées à leur extrémité. Les linteaux seront ferailés symétriquement puisque le sisme peut changer de signe. Les sections d'aciers seront évaluées à partir de (SP2).
- les contraintes admissibles selon le RPA :

- $\bar{\sigma}_{10} = 0,12 \sigma_{28} = 33 \text{ kg/cm}^2$
- $\bar{\sigma}'_b = 0,75 \sigma_{28} = 206,25 \text{ kg/cm}^2$
- $\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $\bar{\sigma}_b = 1,5 \bar{\sigma}'_b \text{ (1}^{\text{er}} \text{ genre)} = 1,5 \cdot 5,8 = 8,85 \text{ kg/cm}^2$

- les charges à considérer : (RPA)

- la charge permanente  $q_G = q_1 + q_2$   
 $q_1$  : poids propre du linteau.  
 $q_2$  : poids propre du plancher revenant.
- la charge d'exploitation  $q_p$
- la charge due au sisme horizontal  $q_{SH}$   
 le règlement PS prend en considération  $q_{SV}$



- Moment d'encastrement  $M_c = -q \frac{l^2}{12}$

- moment en travée  $M_t = q \frac{l^2}{24}$

la section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

Effort Tranchant :

$$T_{SH} = 1,4 \pi \text{ (1,4 préconisé par le RPA)}$$

$$T_{q_G} = q_G \cdot \frac{l}{2}$$

$$T_{q_p} = q_p \cdot \frac{l}{2}$$

le linteau sera ferailé avec  $T = T_G + T_p + T_{q_G}$

Selon PS :  $T = T_p + T_{q_p} + T_{q_G} + T_{SV}$

Moment flechtissant

$$M_{SH} = T \cdot h_l \text{ (hauteur du linteau)}$$

$$M_G = q_G \cdot \frac{l^2}{12}$$

$$M_p = q_p \cdot \frac{l^2}{12}$$

$$M = (q_G + q_p) \frac{l^2}{12} + 1,4 \pi \cdot \frac{l}{2} \text{ (RPA)}$$

$$M = (q_G + q_p + q_{SV}) \frac{l^2}{12} + 1,5 \pi \cdot \frac{l}{2}$$

D'après le diagramme de l'effort tranchant les linteaux les plus sollicités sont ceux du RDC et les premiers étages.

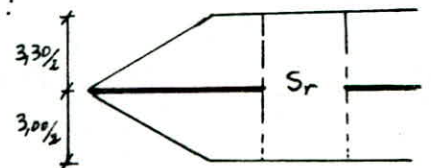
Prescriptions du ferailage sont ceux du RPA 83.

Exple de Calcul pour le linteau du 1<sup>er</sup> ét :

$$b = 0,16 \text{ m} ; l = 0,70 \text{ m}$$

$$h_l = 3,00 - 2,15 = 0,85 \text{ m}$$

$$S_r = \frac{(3,30 + 3,00) \cdot 0,16 \cdot 0,70}{2} = 3,31 \cdot 0,70$$



- Poids propre du linteau :  $2,5 \cdot 0,16 \cdot 0,85 = 0,340 \text{ t/ml}$

- Poids du plancher revenant :  $0,598 \cdot 3,31 = 1,9733 \text{ t/ml}$

- Surcharge d'exploitation :  $0,400 \cdot 3,31 = 1,32 \text{ t/ml}$

- " due au sisme horizontal :  $\pi = 1,283 \text{ t}$

donc :  $q_G = 2,3134 \text{ t/ml}$



.. Efforts de Calcul dans le linteau:

- Effort Tranchant:  $T_G = (q_G + q_P) \frac{l}{2} + 1,4\pi = 3,0679t$   
 - moment flechissant:  $M_G = (q_G + q_P) \frac{l^2}{12} + 1,5\pi \frac{l}{2} = 0,8219 t.m$   
 $M_L = (q_G + q_P) \frac{l^2}{24} = 0,0742 t.m$

- Ferrailage:

\* Aciers superieurs:  $M_G = 0,8219 t.m$   $h = h_c - d = h_c - 2$

$$\mu = \frac{15 M_G}{b h^2 \bar{\sigma}_a} = 0,00266 \rightarrow \begin{cases} K = 194 \\ \varepsilon = 0,9761 \\ \omega = 0,0185 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} < \bar{\sigma}'_b = 206,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A_s = \frac{M_G}{\varepsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = 0,2415 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ min}} = 0,151 \cdot 16 \cdot 83 = 1,992 \text{ cm}^2$$

donc on prend 2 HA 12 (2,26 cm<sup>2</sup>).

\* Aciers inferieurs:  $M_L = 0,0742 t.m$ .

$$\mu = 0,00024 \rightarrow K = 750 ; \varepsilon = 0,0013 \rightarrow A_i = 0,021 \text{ cm}^2$$

$$A_{i \text{ min}} = 1,992 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ HA } 12 \text{ (2,26 cm}^2)$$

\* Aciers de répartition: fournis par le CTC:

$$A_2 = 0,002 b \cdot h_c = 2,656 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ HA } 8 \text{ (A = 3,01 cm}^2)$$

\* Ancrage des barres:  $l_d \geq \frac{83}{4} + 50 \cdot 1,2 = 80,75 \rightarrow l_d = 85 \text{ cm}$ .

\* Aciers superieurs dans les angles:

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{3,0679 \cdot 10^3}{718 \cdot 83 \cdot 16} = 2,64 \text{ kg/cm}^2 < 0,06 \sigma'_{28} \Rightarrow \text{ne sont pas nécessaires}$$

\* Armatures transversales:

$$A_t \geq 0,0025 b \cdot t$$

$$t \leq \frac{h_c}{4} = \frac{85}{4}$$

$$A_t \geq 0,0025 \cdot 16 \cdot \frac{85}{4} = 0,85 \text{ cm}^2 \text{ on prendra un cadre } \phi 8$$

$$\rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$$

on adoptera des cadres  $\phi 8$  le long du linteau.

\* écartement des armatures transversales:

$$h_c/4 = 21,25$$

$$t \leq \min$$

$$A_c \cdot \frac{z}{T} \cdot \bar{\sigma}_{at} = 1 \cdot \frac{718 \cdot 83 \cdot 4200 \cdot 0,9}{8 \cdot 3,0455 \cdot 10^3} = 90,14$$

donc on choisira  $t = 18 \text{ cm}$ .

\* Vérification des contraintes:

- contrainte d'adhérence admissible pour l'entraînement:

$$\bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi_s \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 8,8 = 26,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} = 5,28 < \bar{\tau}_d$$

- fissuration:

il faut que  $\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$

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

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

- Condition de non fragilité:  $A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,93 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{tendue}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A = 1,93 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

- Vérification des contraintes:

$$\omega = 100 \frac{A_{\text{tendue}}}{b \cdot h} = 0,151 \rightarrow \begin{matrix} k = 63,16 \\ \Sigma = 0,9360 \end{matrix}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \Sigma \cdot h} = \frac{0,8219 \cdot 10^5}{2,01} < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} < \bar{\sigma}'_b \quad \text{Vérifié}$$

# ÉTUDE DES ÉLÉMENTS

★ ESCALIERS

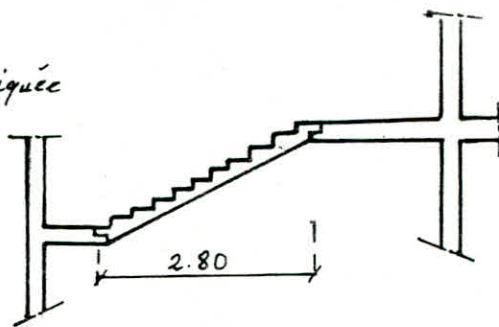
★ Planchers



## Calcul DES Escaliers

- \* les escaliers sont constitués d'une volée préfabriquée et de deux paliers encastrés dans les voiles par l'intermédiaire des bequets.

hauteur de marche = 15 cm  
 largeur de la marche = 28 cm  
 H: hauteur entre paliers = 150 cm  
 L: portée de l'escalier = 280 cm



- \* Vérification de la condition de Blondel:

$$0,59 \leq g + 2h < 0,66$$

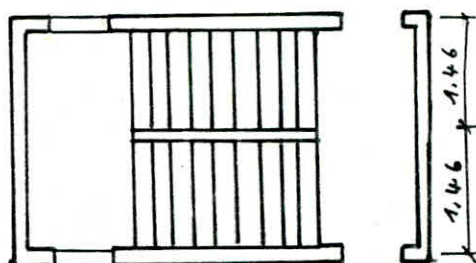
$g + 2h = 58 \text{ cm}$  très proche de 59 cm  
 on peut l'admettre puisqu'elle est imposée par l'architecte - (préfabriquée).

la poutre est inclinée d'un angle  $\alpha$  par rapport à l'horizontale:

$$\tan \alpha = \frac{15}{28} = 0,5357 \rightarrow \alpha = 28,179^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,881$$

$$\sin \alpha = 0,472$$

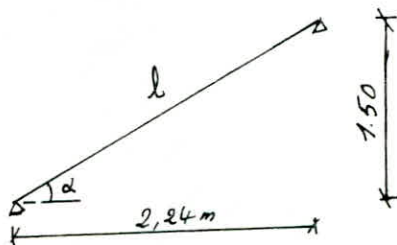


Prédimensionnement:

la poutre est assimilée à une dalle sur deux appuis simple, son épaisseur  $e$  doit être telle que:

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \text{avec } l = L / \cos \alpha = 317,82 \text{ m} \quad \text{donc on aura:}$$

$$10,52 \leq e \leq 15,89 \quad \rightarrow \text{on prendra } e = 12 \text{ cm.}$$



Calcul de la poutre:

D'après le CTC, elle sera calculée en flexion simple comme une poutre de portée  $L$  s'appuyant sur les deux paliers vu que l'effort normal est faible.

- \* Evaluation des charges et surcharges:

- Charges permanentes: (par 1 m de projection et par 1 m d'épandement)  
 - poids propre de la poutre:  $0,12 \cdot 2500 / 0,881 = 340,52 \text{ kg/m}^2$   
 - " " des marches:  $0,15 \cdot 2200 / 2 = 165 \text{ kg/m}^2$   
 - revêtement + mortier (5 cm):  $100 \text{ kg/m}^2$   
 - garde corps:  $100 \text{ kg/m}^2$

$$G = 705,52 \text{ kg/m}^2$$

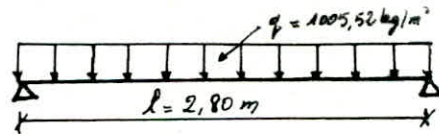
- Surcharges: Escalier d'habitation...  $250 \text{ kg/m}^2$

$$\text{Donc la charge de la poutre est: } G + 1,2P = 1005,5 \text{ kg/m}^2$$

- Détermination des efforts :

$$R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2} = 1147,72 \text{ kg}$$

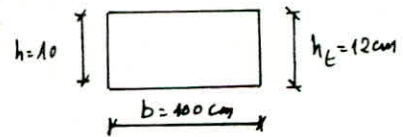
$$M_{\max} = M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 985,41 \text{ kg} \cdot \text{m}$$



- Ferrailage de la poutre : (Méthode de P. CHARRON)

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0587 \rightarrow \kappa = 37$$

$$\varepsilon = 0,9038$$



Vu que l'effort de compression est faible donc la contrainte est faible on calcule la poutre comme un poutre de portée L en F.S

- Calcul du moment résistant du béton :  $M_{RB}$

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \cdot \bar{\gamma} \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2$$

$$h = h_e - d = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,423$$

$$\bar{\gamma} = 1 - \bar{\alpha}/3 = 0,859$$

$$M_{RB} = 1/2 \cdot 0,423 \cdot 0,859 \cdot 137 \cdot 100 \cdot (10)^2 = 2481,9 \text{ kg} \cdot \text{m} > M_{\text{EXT}} = 985,41 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Donc on a pas besoin d'aciers comprimés.  $A' = 0$

- Ferrailage : armatures principales :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 3,89 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } 5T10/\text{ml} \quad (3,92 \text{ cm}^2)$$

$$t = 20 \text{ cm} \quad (\text{pour éviter les fissures } \phi \leq \frac{e}{10})$$

- Armatures de répartition :

$$\frac{A_1}{4} \leq A_2 \leq \frac{A}{2} \quad A_1 = A_{\text{principale}} \quad (3,92) \rightarrow 0,98 \leq A_2 \leq 1,96 \rightarrow A_r = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 5T6/\text{ml} \quad ; \quad t = 20 \text{ cm}$$

- Vérifications :

Condition de non fragilité :  $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,96 \text{ cm}^2$

$$A = 3,92 \text{ cm}^2 > 0,96 \quad \text{O.K.}$$

conditions des contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \cdot 3,92}{100 \cdot 10} = 3,92 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \kappa = 36,9 \\ \varepsilon = 0,9037 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{945,41 \cdot 10^2}{3,92 \cdot 0,9037 \cdot 10} = 2668,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2668,5}{36,9} = 72,31 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

- Vérification de la fissuration :  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $A = 3,92 \text{ cm}^2$ ,  $d = 2 \text{ cm}$ .

$$\bar{\omega}_f = 3,92 / 2 \cdot 100 \cdot 2 = 0,0098$$





$$\lambda_v = \frac{5,9}{110(2+3) \cdot 3,92 \cdot 10^{-3}} = 1,672 \quad (b = b_0 = 100 \text{ cm})$$

$$\lambda_i = \frac{5,9}{72(2+3) \cdot 3,92 \cdot 10^{-3}} = 4,181 \quad ; \quad \mu = 1 - \frac{5,9 \cdot 5}{4 \cdot 3,92 \cdot 10^{-3} - 2668,5) + (3 \cdot 5,9)} = 0,504$$

$$- I_{fv} = \frac{I_b}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{15296,8}{1 + 2,178 \cdot 0,504} = 7284,57 \text{ cm}^4$$

$$- I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{15296,8}{1 + 4,181 \cdot 0,505} = 4916,37 \text{ cm}^4$$

$$g = G \times b = 705,52 \cdot 1,00 = 705,52 \text{ kg/ml}$$

$$M(g) = g \frac{l^2}{8} = 705,52 \cdot \frac{(2,8)^2}{8} = 691,41 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$q_0 = (G + P)b = (705,52 + 250)1,00 = 955,52 \text{ kg/ml}$$

$$M(q_0) = q_0 \frac{l^2}{8} = 955,52 \cdot \frac{(2,8)^2}{8} = 936,41 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{Donc : } f_{g_0} = \frac{M(g) l^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = 0,590 \text{ cm} \quad ; \quad f_{q_0} = 0,39 \text{ cm} \quad ; \quad f_{g_0} = 0,29 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{g_0} - f_{g_0} + f_{q_0} = 0,59 - 0,29 + 0,39 = 0,69 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{300} \quad (\text{recommandation technique relative au volée d'escalier préfabriquée en BA})$$

$$\bar{f} = \frac{280}{300} = 0,93 \text{ cm} \quad \Delta f_t < \bar{f} \quad \text{la flèche est vérifiée}$$

\* Vérification à l'effort tranchant:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad T_{\max} = q \frac{l}{2} = R_A = 1147,72 \text{ kg} \rightarrow \tau_b = \frac{1147,72}{100 \cdot 7/8 \cdot 10} = 1,311 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \quad \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \tau_b < \bar{\tau}_b \quad \text{les armat. transversales non nécessaires}$$

\* Afin de tenir compte d'éventuel transport de la volée on dispose des armatures longitudinales dans la partie supérieure de la pailleste pour éviter tout risque de fissuration les armatures sont calculées pour l'effet du poids propre seulement.

$$\text{Poids propre de la pailleste + marches} = 340,52 + 165 = 505,52 \text{ kg/m}^2 \rightarrow q = 505,52 \text{ kg/ml}$$

$$l = 2,80 \text{ m} \rightarrow M = q \frac{l^2}{8} = 495,41 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 495,41 \cdot 100}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0265 \rightarrow \begin{cases} K = 55,5 \\ E = 0,9291 \end{cases} \rightarrow A = 1,90 \text{ cm}^2$$

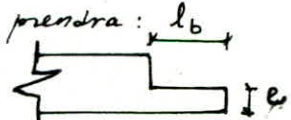
on adopte 4T8 (2,01 cm<sup>2</sup>) reliées par des cadres  $\phi 5$  espacés de 25 cm

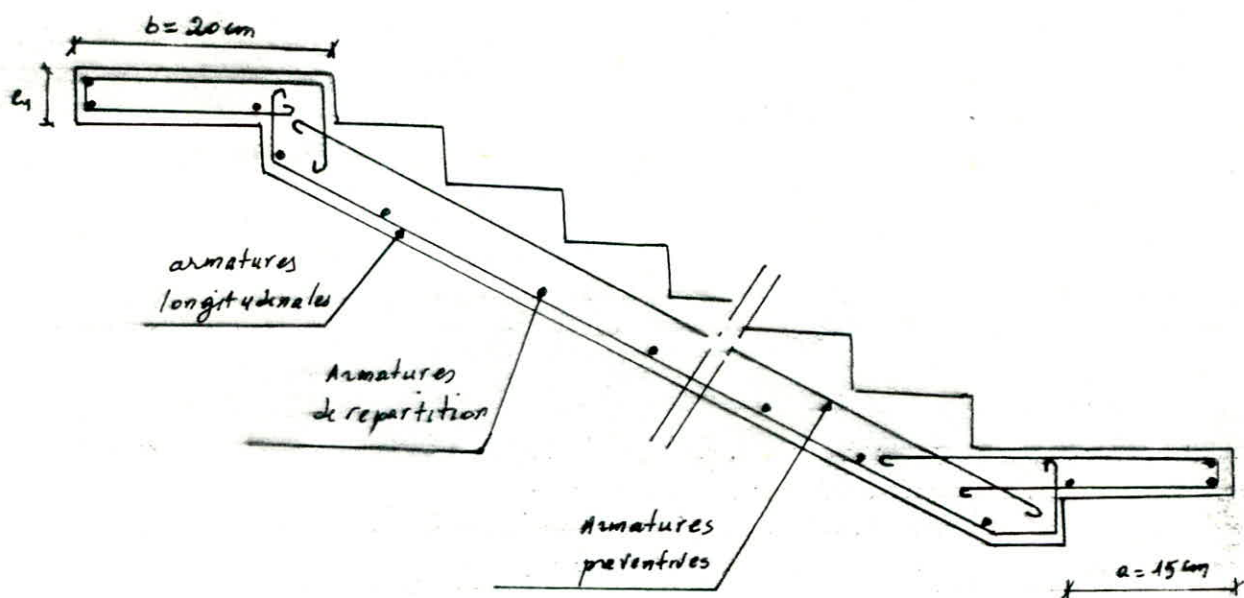
## ETUDE DES BEQUETS:

D'après le CTC on doit avoir  $e \geq 7c_{up}$  on prendra :  $l_b$

- pour les bequets du palier  $e_2 = 7 \text{ cm}$

- " " de la pailleste  $e_1 = 8 \text{ cm}$





- le CTC limite la valeur de "a" à 10 cm  $\rightarrow a = 15$  cm
- $l_b$  : (longueur du bequet) =  $a + 5 = 20$  cm.

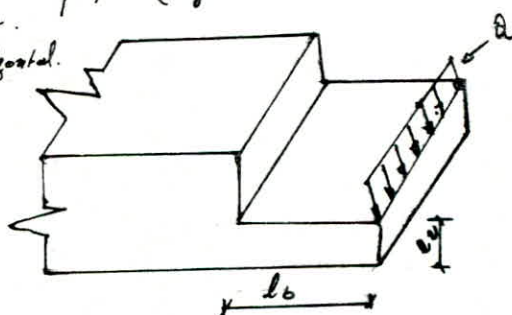
#### \* Calcul des bequets :

Ils sont calculés sous une charge linéaire égale à :  $Q = \delta_q \cdot q \cdot l$  (kg/ml)

- $\delta_q$  : coeff. de comportement expérimental  $\delta_q = 1,4$ .
- $L$  : longueur de la poutre projetée sur le plan horizontal.

$$Q = 1,4 \cdot 1005,52 \cdot 2,80 = 3941,64 \text{ kg/ml}$$

- on suppose que  $Q$  est appliquée à l'extrémité du bequet en vue d'avoir l'effet le plus défavorable.



#### \* Schéma Statique :

La section la plus défavorable est celle de l'embase.

$$M = Q \cdot l_b = 3941,64 \cdot 0,20 = 788,33 \text{ kg.m}$$

- Armatures : pour limiter la fissuration  $\phi \leq \frac{e_2}{10} = 7 \text{ mm}$  d'ou des T6.

$$A = \frac{M}{3 \cdot \sigma_a} = \frac{788,33 \cdot 10^4}{7/8 \cdot 5 \cdot 2800} = 6,435 \text{ cm}^2 \quad h = h_c - d = 7 - 2 = 5 \text{ cm}$$

Donc on prend 24 T6/ml  $A_{eff} = 6,72 \text{ cm}^2$  on prend  $e = 4,15 \text{ cm} < 2e_2 = 14 \text{ cm}$  (CTC)

#### \* Armatures de répartition :

$A_r \geq 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$  (CTC) on prendra forfaitairement 3 T6 ( $A = 0,85 \text{ cm}^2$ )

#### \* Vérification au cisaillement : la charge à considérer est $Q = \delta'_q \cdot q \cdot L$ avec $\delta'_q = 1$

$$Q = 1 \cdot 1005,52 \cdot 2,80 = 2815,45 \text{ kg/ml}$$

$$T_{max} = Q = 2815,45 \text{ kg/ml}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{2815,45}{100 \cdot 7/8 \cdot 5} = 6,43 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

Cisaillement vérifié donc les armatures transversales (de construction) non nécessaires.

### Calcul des aciers de liaison:

Chaque liaison haute ou basse sera calculée pour une largeur égale à 0,7 fois le poids total (G+1,2P) de la volée préfabriquée.

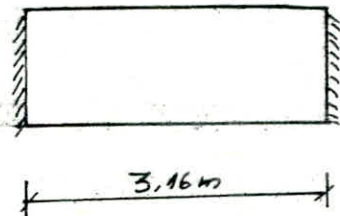
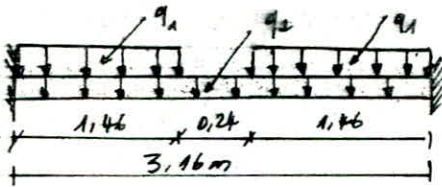
$$Q = 0,7(1005,52) \cdot 2,90 = 1970,82 \text{ kg}$$

Les aciers interviennent dans le cas des tractions volée palier:

$$A = F/\bar{\sigma}_a = 1970,82 \cdot 1,46 / 1900 = 1,03 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T8 (1,5 \text{ cm}^2)$$

### Calcul de la poutre palier:

Poutre fictive incorporée dans le palier elle sert à supporter les réactions dues aux volées, elle est calculée comme une poutre partiellement encastée à ses extrémités.



### \* Caractéristiques:

$$b = 30 \text{ cm} ; b_f = 16 \text{ cm} ; h = 14 \text{ cm} ; L = 3,16 \text{ m}$$

- Evaluation des charges: poids propre de la poutre  $500 \times 0,3 = 150 \text{ kg/ml}$

- Charge due à la réaction de la volée:

$$T/1,46 = 1147,72/1,46 = 786,11 \text{ kg/ml}$$

- Surcharge majorée:  $250 \times 0,3 \cdot 1,2 = 90 \text{ kg/ml}$

$$\text{Donc: } q_1 = 150 + 786,11 + 90 = 1026,11 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = 150 + 90 = 240 \text{ kg/ml}$$

- calcul des réactions:

$$R_A = R_B = (2q_1 \cdot 1,46 + q_2 \cdot 0,24) / 2 \quad (\text{Voir schéma statique ci-dessus})$$

$$R_A = R_B = 1526,921 \text{ kg}$$

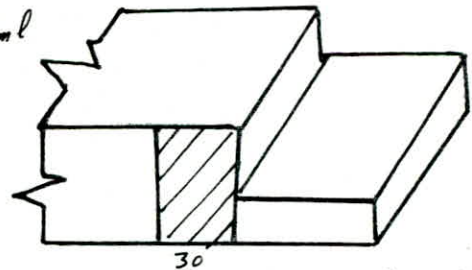
- calcul des moments:

$$1,46 < x < 1,7 \quad M(x) = R_A x - q_1 \cdot 1,46 \left(x - \frac{1,46}{2}\right) - q_2 \left(x - \frac{1,46}{2}\right)^2$$

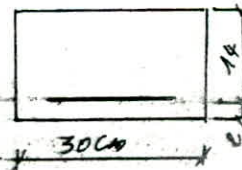
$$M_{\max} = M(l/2) = 1137,407 \text{ kg.m}$$

- moment en travée:  $M_t = 0,8 M_{\max} = 909,926 \text{ kg.m}$

- " sur appui:  $M_a = 0,4 M_{\max} = 454,98 \text{ kg.m}$



poutre palier (fictive)



Ferailage:  $\mu = 0,00827 \rightarrow k = 355$  et  $\varepsilon = 0,5860 \rightarrow A = 2,354 \text{ cm}^2$   
on adopte 3T12  $\rightarrow (3,39 \text{ cm}^2)$   $\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_a / k < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

- sur appui:  $\mu = 0,004 \rightarrow k = 500 \rightarrow A = 1,17 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T8 (1,50 \text{ cm}^2)$

Req: on a vérifié la condition de non fragilité, les contraintes en travée et en appui.



## Calcul des planchers

- Les planchers sont des dalles pleines de 16cm d'épaisseur en béton armé.
- Nous supposons que les dalles sont simplement appuyées sur la fonction réferend-plan. cher qui provoque un encastrement partiel. Cette supposition nous conduit à des moments nuls aux appuis. On sera amené dans les calculs à faire réparti des moments maximum aux travées et aux appuis.

- Identification des dalles (voir fig I)

- Méthode de calcul: Pour les dalles reposant sur 3 côtés la méthode adoptée est celle de M<sup>e</sup> BARÈS exposé dans son ouvrage "Tables pour le calcul des dalles et des parois".

\* Exposé de la méthode: Elle dépend du coefficient de poisson  $\mu$  et du rapport  $\delta = \frac{a}{b}$  par ces 2 variables ( $\delta$  et  $\mu$ ) on tire à partir des tables les coefficients suivants.

$w_s$ : coefficient de flèche au milieu de la dalle

$w_{bs}$ : coeff. de flèche au milieu du bord libre.

$M_{xs}$ : coeff. du moment dans la direction x avec  $x = a/2$ ;  $y = b/2$

$M_{ys}$ : coeff. du moment dans la direction y avec  $y = b/2$ ;  $x = a/2$

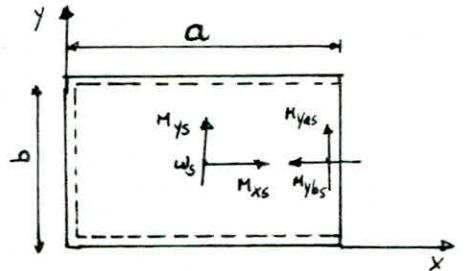
$M_{yas}$ : " " " " " " avec  $x = a$ ;  $y = b/2$

Ces coefficients sont multipliés par:

1.  $qa^4/Eh^3$  pour avoir la flèche.

2.  $qa^2$  pour avoir le moment suivant x.

3.  $qb^2$  pour avoir le moment suivant y.



D'après les calculs on remarque que le moment maximum suivant y est celui du bord libre. Donc c'est le moment avec lequel on calcule les armatures dans la direction parallèle au côté b, on utilise seuls les coeff.  $w_{bs}$ ,  $M_{yas}$ ,  $M_{xs}$  Pour calculer la flèche:

$$f = w_{bs} \cdot \frac{qa^4}{Eh^3}$$

$h$ : épaisseur de la dalle

$q$ : charge uniforme que supporte la dalle

$E$ : module de YOUNG  $2 \cdot 10^8 \text{ kg/cm}^2$

$\mu = 0,15$  (béton)

Dalles { 1,7, 1,2, 8 } :  $a = 3,99\text{m}$   
 $b = 3,00\text{m}$

$$\delta = \frac{a}{b} = 1,33$$

$1,2 < \delta < 1,5 \rightarrow$  interpolation linéaire

et on déduit  $w_{bs}$ ,  $M_{xs}$ ,  $M_{yas}$  qui correspond à la valeur de  $\delta$ .

$$M_{xs} = \frac{\delta - \delta_2}{\delta_1 - \delta_2} M_{xs1} + \frac{\delta - \delta_1}{\delta_2 - \delta_1} M_{xs2} = \frac{1,33 - 1,5}{1,2 - 1,5} \cdot 0,0213 + \frac{1,33 - 1,2}{1,5 - 1,2} \cdot 0,0128$$

$$M_{xs} = 0,0176 \rightarrow M_{xs} = \mu_{xs} \cdot qa^2 = 808 \cdot 0,0176 \cdot (3,99)^2 = 226,39 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$w_{bs} = \frac{1,33 - 1,5}{1,2 - 1,5} \cdot 0,0706 + \frac{1,33 - 1,2}{1,5 - 1,2} \cdot 0,0305 = 0,0526$$

$$w_s = 0,038 \rightarrow f$$

$$M_{ys} = 0,56 \cdot 0,0883 + 0,43 \cdot 0,0992 = 0,092 \rightarrow M_{ys} = 0,092 \cdot 808 \cdot (3,00)^2 = 669,024 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{yas} = 0,56 \cdot 0,1201 + 0,43 \cdot 0,1264 = 0,1216 \rightarrow M_{yas} = 0,1216 \cdot 808 \cdot (3,00)^2 = 884,276 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Dalle N° 10:  $a = 6,49 \text{ m}$   $\delta = 2,16 > 2$  or les tables de BARRÉS ne donnent les coeff. que si  $0,5 < \delta < 3$  pour  $\mu = 0,15$ .

Sachant que  $\mu$  est fonction du matériau on supposant que pour le béton armé  $\mu = 0$ , on obtient une flèche plus faible de 2% que si  $\mu = 0,15$  car le déplacement vertical est indirectement proportionnel à la rigidité  $\Delta = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$ , cette erreur peut être négligée.

Par contre le remplacement  $\mu = 0,15$  par  $\mu = 0$  a pour conséquence une erreur de 15% sur le côté dangereux si nous examinons une erreur de 15% sur le côté dangereux si nous examinons le moment flechissant et de torsion. Cela est dû au fait que le coefficient de poisson influence sur la répartition des tensions dans les syst. hyperstatiques.

Pour éviter ces erreurs on procède comme suit:

- Si nous connaissons le déplacement vertical  $W_1$  de la dalle de coef.  $\mu_1$ , le déplacement vertical  $W_2$  du coef.  $\mu_2$  est  $W_2 = \frac{1-\mu_1^2}{1-\mu_2^2} W_1$

- les moments  $(M_x)_2$  et  $(M_y)_2$  pour  $\mu_2$  en un certain point de la dalle se déterminent enfin à l'aide de  $(M_x)_1$  et  $(M_y)_1$  pour  $\mu_1$  dans ce point selon:

$$(M_x)_2 = \frac{1}{1-\mu_1^2} [(1-\mu_1\mu_2)(M_x)_1 + (\mu_2-\mu_1)(M_y)_1]$$

$$(M_y)_2 = \frac{1}{1-\mu_1^2} [(1-\mu_1\mu_2)(M_y)_1 + (\mu_2-\mu_1)(M_x)_1]$$

pour  $v = 30 \text{ ma}$   $\delta_1 = 2 < \delta = 2,16 < \delta_2 = 3$

$\delta = 2 \rightarrow w_s = 0,0078 \rightarrow w_{bs} = 0,0103 ; M_{xs} = 0,0103$   
 $M_{ys} = 0,1125 ; M_{yas} = 0,1317$

$\delta = 3 \rightarrow w_s = 0,0017 \rightarrow w_{bs} = 0,002 ; M_{xs} = 0,0043 ; M_{ys} = 0,1217$   
 $M_{yas} = 0,1329$

$$\frac{\delta - \delta_2}{\delta_1 - \delta_2} = \frac{2,16 - 3}{2 - 3} = 0,84$$

$$\frac{\delta - \delta_1}{\delta_2 - \delta_1} = \frac{2,16 - 2}{3 - 2} = 0,16$$

$$w_s = 0,84 \cdot 0,0078 + 0,16 \cdot 0,0017 = 6,824 \cdot 10^{-3}$$

$$w_{bs} = 0,84 \cdot 0,0103 + 0,16 \cdot 0,002 = 8,972 \cdot 10^{-3}$$

$$w_{x\Delta} = 0,84 \cdot 0,0103 + 0,16 \cdot 0,0043 = 9,34 \cdot 10^{-3}$$

$$M_{ys} = 0,84 \cdot 0,1125 + 0,16 \cdot 0,1217 = 0,11397$$

$$M_{yas} = 0,84 \cdot 0,1317 + 0,16 \cdot 0,1329 = 0,1319$$

Remarque: les poutres seront calculées sous la charge du plancher courant à l'exception des dalles comportant les loggiaes et devoirs.

on résume les résultats du calcul dans le tableau suivant:

Dalles	a (cm)	b (cm)	$\bar{f}_a$ (cm)	$\bar{f}_b$ (cm)	$f_s$ (cm)	$f_{bs}$ (cm)	$M_{xs}$	$M_{ys}$	$M_{yxs}$
1, 7, 12 8	399	300	0,798	0,600	0,164	0,072	226,397	669,024	884,276
3, 5, 11	524	330	1,048	0,660	0,266	0,051	257,355	891,56	1120,13
4 (Terrasse)	530	300	1,06	0,600			213,803	770,832	938,815
9	649	330	1,298	0,660	0,047	0,343	229,45	972,3	1155,325
10	649	300	1,298	0,6	0,206	0,27	317,89	828,281	959,1768

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

$$\bar{f}_a = \frac{a}{500}$$

$$\bar{f}_b = \frac{b}{500}$$

les charges qu'on a pris sont: P. Terrasse  $G+1,2P = 671 \text{ kg/m}^2$

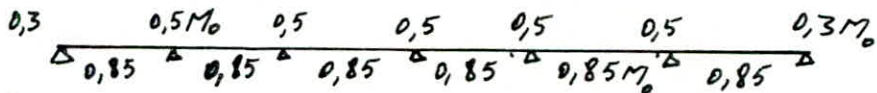
P. Courant  $G+1,2P = 808 \text{ kg/m}^2$

Sechoir et loggia  $G+1,2P = 598 + 1,2 \cdot 350 = 1018 \text{ kg/m}^2$

### Ferraillage Des panneaux:

1. Sens porteur:

le moment maximal à prendre en compte est  $M_0 = 1155,325 \text{ kg.m}$  (Tableau)  
Nous considérons une poutre telle que les sens porteurs des panneaux soient alignés



a. entravée:

$$M_E = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 1155,325 = 982,027 \text{ kg.m/ml.}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{f}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 982,027 \cdot 10^2}{100 \cdot 2800 \cdot 13^2}$$

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

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

$$h = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0,0311 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9240 \\ k = 50,7 \end{cases}$$

$$A_{P1} = \frac{M}{\bar{f}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 2,92 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } 678 \text{ p.m (3,01 cm}^2/\text{p.m)}$$

b. aux appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,15 M_0 = 577,6625 \text{ kg.m/ml}$$

$$\rightarrow \mu = 0,0183 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9405 \\ k = 69 \end{cases}$$

$$\rightarrow A_{P2} = 1,69 \text{ cm}^2 \rightarrow 676/\text{ml (1,7 cm}^2)$$



Appui de rive:  $M_a = 0,3 M_0 = 346,598 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$

$$\mu = 0,01098 \rightarrow \begin{cases} \Sigma = 0,9551 \\ K = 91,5 \end{cases}$$

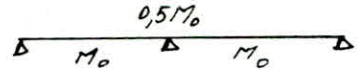
$$A_{P_3} = 0,999 \text{ cm}^2 \rightarrow 476 \text{ p.m} \quad (1,13 \text{ cm}^2 \text{ par m})$$

2. sens répartiteur:

- en travée:  $M_0 = 317,869 \text{ kg} \cdot \text{m} = M_t$

$$\mu = 0,01 \rightarrow \begin{cases} \Sigma = 0,9552 \\ K = 96,5 \end{cases}$$

$$\rightarrow A = 0,92 \text{ cm}^2 = A_{r1} \\ (476 \rightarrow 1,13 \text{ cm}^2 \text{ p.m})$$



- Appui (intermédiaire ou dérivé)

$$M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \cdot 317,869 = 158,935 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$$

$$\mu = 0,005 \rightarrow \begin{cases} \Sigma = 0,9677 \\ K = 140 \end{cases}$$

$$\rightarrow A_{r2} = 0,45 \text{ cm}^2 \quad 476 \text{ p.m} \\ (1,13 \text{ cm}^2 \text{ p.m})$$

Verifications:

1- Contraintes:

- sens porteur:  $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{59,7} = 55,22 < \bar{\sigma}'_b$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \Sigma \cdot h} = \frac{982 \cdot 0,27 \cdot 10^2}{3,01 \cdot (0,924) \cdot 13} = 2716,07 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Verifiée}$$

2- Condition de non fragilité:

sens porteur  $l_x$ :  $A_x \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left( \frac{2 - \beta}{2} \right)$

$$A_x \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} (2 - 1,966) / 2 \quad \text{avec } \beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,509$$

$$A_x \geq 0,93 \cdot 1,7 > 0,93 \text{ cm}^2 \quad l_x = 3,30 \text{ et } l_y = 6,49$$

$$1,13 > 0,93 \text{ cm}^2 \text{ Verifiée}$$

sens  $y$ :  $A_y \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left( \frac{1 + \beta}{4} \right) \quad \beta = \frac{3,00}{6,49} = 0,463$

$$A_y \geq 0,46 \text{ cm}^2$$

$$1,13 \text{ cm}^2 > 0,46 \text{ cm}^2 \text{ Verifiée}$$

3- fissuration:

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \text{ fiss. peu préjudiciable.} \\ \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \quad \eta = 1,6 \text{ (HA)} ; \phi = 8 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_s}{1 + 10 \bar{\omega}_s} \quad \bar{\omega}_s = \frac{A}{B_f} = \frac{3,01}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 7,525 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = 2099,51 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{et } \sigma_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2900 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée}$$

- \* Les dalles (2,6) et (9,10) comportent respectivement des poutres et loggias:  
Ils seront calculés comme une poutre appuyée à ses extrémités et pour une bande de 1 m linéaire de portée 3,30 m avec  $q = 1018 \text{ kg/m}^2$

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 1018 \cdot \frac{(3,3)^2}{8} = 1385,753 \text{ kg.m}$$

$$\text{- en travée: } M_t = 0,85 M_0 = 1177,89 \text{ kg.m}$$

$$\text{- aux appuis: } M_a = 0,5 M_0 = 1385,753 \text{ kg.m}$$

\* Ferraillage :

$$h = h_c - 3 = 13 \text{ cm}$$

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

$$\text{- en travée: } \mu = 0,037 \rightarrow \varepsilon = 0,9175$$

$$K = 45,6$$

$$A = 3,43 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \text{ T8 } (4,01 \text{ cm}^2)$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{45,6} = 61,4 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{1147,89 \cdot 10^2}{4,01 \cdot 0,9175 \cdot 13} = 2399,98 < \bar{\sigma}_a$$

- Vérification à la fissuration :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 2977,72 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 > \bar{\sigma}_a \text{ vérifiée}$$

$$\text{- Aux appuis: } \mu = 0,022 \rightarrow \varepsilon = 0,9351 \rightarrow A = 2,035 \text{ cm}^2$$

$$K = 62$$

on adopte 5 T8 ( $A = 2,51 \text{ cm}^2$ )

$$\sigma'_b = \frac{2800}{62} = 45,16 < \bar{\sigma}'_b$$

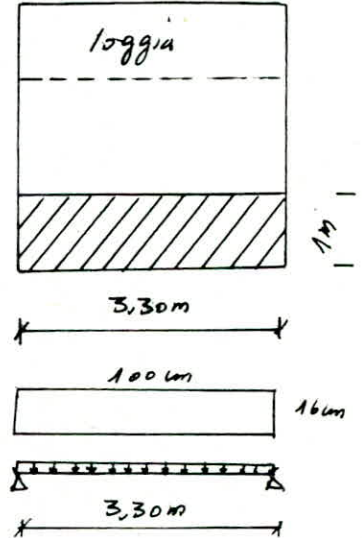
$$\sigma_a = 2279,82 < \bar{\sigma}_a$$

\* Vérification de l'espacement :

- Dalles	sens porteur:	6 T8 p.m	$t = 16 \text{ cm}$
		6 T6 p.m	$t = 16 \text{ cm}$
	sens repartiteur:	4 T6 p.m	$t = 25 \text{ cm}$
		4 T6 p.m	$t = 25 \text{ cm}$

- loggias - en travée 8 T8 p.m  $t = 12 \text{ cm}$   
- appuis 5 T8 p.m  $t = 20 \text{ cm}$

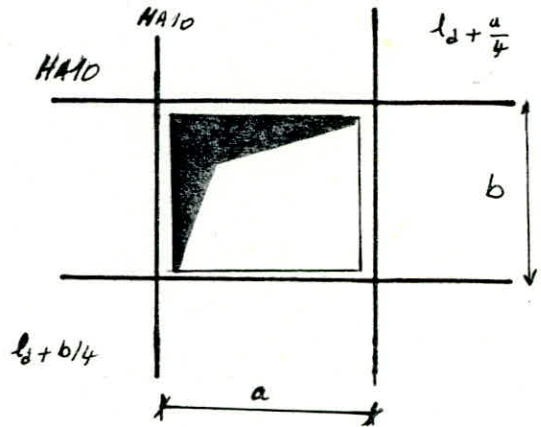
$$\bar{E}_x = \min(3h_t, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ sens } l_x \text{ et } \bar{E}_y = \min(4h_t, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \text{ sens } l_y$$



Remarque : les petites ouvertures au niveau des dalles appelées gaines seront renforcées à leurs extrémités comme l'indique le schéma.

Pour le ferrailage de renforcement on adopte 2HA10

a et b les dimensions de l'ouverture.



### \* Calcul de la bande moyée :

\* Elle est prévue le long des bords libres de nos dalles appuyées sur 3 cotés et qui ont un côté libre. Elle est destinée à supporter le poids du mur, son poids propre elle même et permettant aussi la transmission de la charge du panneau (mur) au voile on choisit pour cette bande les dimensions  $16 \times 40 \times l$  ou  $l$ : portée du panneau.

- charge revenant à la poutre (bande):

$$\begin{aligned} \text{poids propre de la poutre} & \dots \dots \dots 0,16 \cdot 0,4 \cdot 2500 = 160 \text{ kg/ml} \\ \text{" " du mur} & \dots \dots \dots 0,16 \cdot 2,85 \cdot 2500 = 1140 \text{ kg/ml} \\ q & = 1300 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

- Calcul des efforts: on calcule les efforts comme une poutre semi-encastrée à ses extrémités.

$$M_E = q \frac{l^2}{10} = 1300 \frac{(3,3)^2}{10} = 1415,7 \text{ kg.m}$$

$$M_A = -q \frac{l^2}{20} = -1300 \cdot \frac{(3,3)^2}{20} = 707,85 \text{ kg.m}$$

$$T_{\max} = q \frac{l}{2} = 2145 \text{ kg}$$

- Ferrailage:

- armatures longitudinales :  $b = 40 \text{ cm}$   $h = h_E - d = 13 \text{ cm}$

$$\mu = 0,112 \quad \rightarrow \quad K = 22,9 \quad \text{et} \quad \varepsilon = 0,868 \quad \rightarrow \quad A = 4,479 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte } 4T12 \quad (4,52 \text{ cm}^2) \quad \left( A = \frac{M_E}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 4,479 \right)$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 122,27 < \bar{\sigma}'_b \quad \rightarrow (A'_b = 0)$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = 2775,045 < \bar{\sigma}_a$$



à l'appui :  $\mu = 0,0561 \rightarrow \varepsilon = 0,9013 \rightarrow A = 2,16 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T12 (2,26 \text{ cm}^2)$   
 $K = 35,5$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{35,5} = 78,43 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{et} \quad \sigma_a = \frac{M_a}{s.h.A} = 2673,1 < \bar{\sigma}_a$$

\* Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 40 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,5 \text{ cm}^2 < 2,26 \text{ cm}^2 < 4,52 \text{ cm}^2$$

\* Condition de non fissuration :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4,52}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{4,52}{2 \cdot 3 \cdot 40} = 0,018$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6 ; \quad \gamma = 1,6 \text{ (HA)} ; \quad \phi = 12 \text{ mm} ; \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{K \pi}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 3164,9 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3164,9 > \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_2 = 2607,06 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifier}$$

\* Armatures transversales :

$$T_{\max} = 2145 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2145}{40 \cdot 7/8 \cdot 13} = 4,715 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_a = -707,85 \text{ kg} \cdot \text{m} ; \quad A_a = 2,26 \text{ cm}^2 ; \quad \bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 2,26}{40 \cdot 13} = 0,4346$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,8994 \\ K = 34,7 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M_a}{A_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 2678,7$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2678,7}{34,7} = 77,195 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 < \sigma'_b = 77,195 < 2 \cdot 68,5$$

$$\bar{\tau}_b = \left( 4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \bar{\sigma}_b = \left( 4,5 - \frac{77,195}{68,5} \right) 5,9 = 19,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 4,715 < \bar{\tau}_b \rightarrow \text{les armatures obliques ne sont pas nécessaires.}$$

On utilise comme armatures transversales des cadres  $\phi 6$  et des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne. 1 cadre + 2 étriers  $\phi 6$  ( $1,13 \text{ cm}^2$ )

$$A_t = 1,13 \text{ cm}^2 ; \quad \sigma_{at} = \beta_{at} \cdot \sigma_{en} ; \quad \beta_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3} ; 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right\}$$

$$\beta_{at} = 0,9112 \rightarrow \sigma_{at} = 0,9112 \cdot 2400 = 2186,89 \text{ kg/cm}^2$$

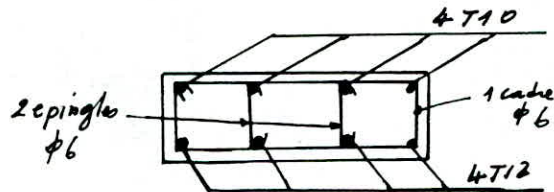
$$t = \frac{A_t \cdot \beta_{at}}{T} = \frac{1,13 \cdot 7/8 \cdot 13 \cdot 2186,89}{2145} = 13,56 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = \max \left[ h \left( 1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right), 0,2h \right] \Rightarrow t = 9 \text{ cm}$$

- Conditions aux appuis :

$$\frac{T + M_a/3}{\bar{\sigma}_a} < A_a \Rightarrow \frac{2145 + 707,85/7/8 \cdot 13}{2800} = -1,45 < 0$$

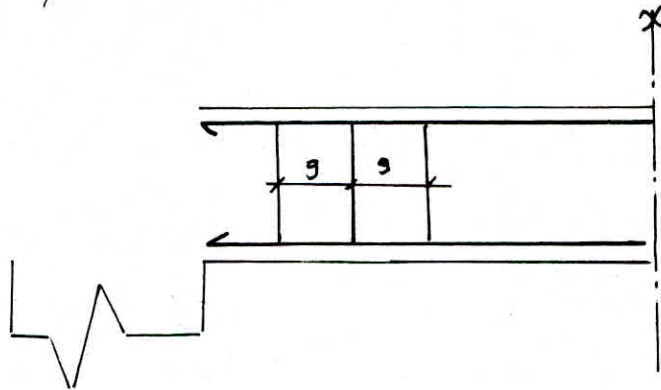
$\Rightarrow$  L'ancrage des armatures n'est pas nécessaire



\* Longueur d'appui C :

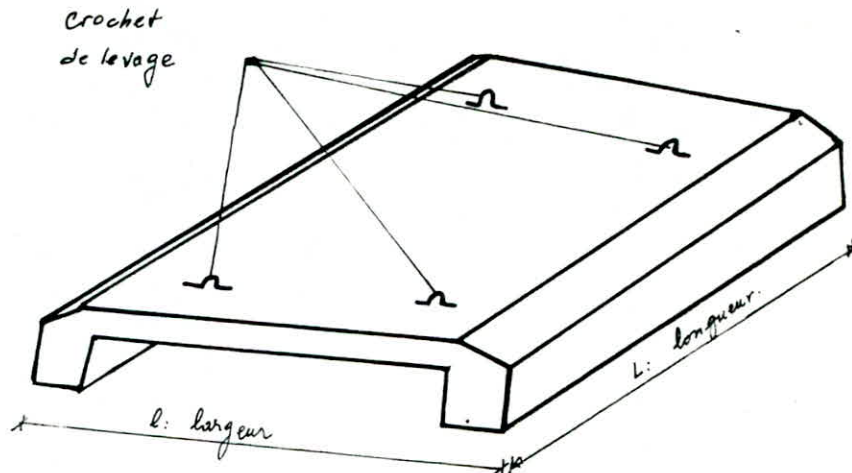
$$C \geq \frac{2 \cdot T}{b \cdot \bar{\sigma}'_{bo}} = \frac{2 \cdot 2145}{40 \cdot 68,5} = 1,56$$

on prend  $C = 5 \text{ cm}$ .



## PLANCHER HAUT DU VIDE SANITAIRE

Ce type de plancher est constitué de prédalles (dalles préfabriquées).



### 1. Dimensions des prédalles:

- longueur = petite portée du panneau + 8 cm (appuis sur les ordes du vide sanitaire)
- largeur = fonction de la grande portée et de l'emplacement des trévois.

### 2. Avantage de l'emploi des prédalles:

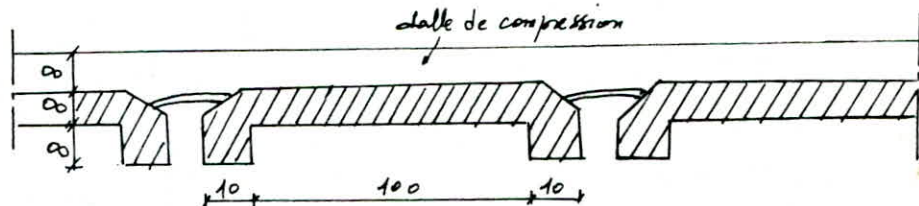
En raison des difficultés de coffrage pour le plancher haut du vide sanitaire et son décoffrage, on utilise les prédalles préfabriquées sur chantier ou en usine (fabrication poignée), rendement accru, suppression de coffrage, réduction de l'emploi des étais, facilité d'incorporation des canalisations, suppression des enduits de plâtre en sous face, temps d'exécution et de livraison réduits.

### 3. Calcul des prédalles:

Suite aux prescriptions du (CCBA 68 art 23) le calcul se fait en 2 phases:

1<sup>ère</sup> phase: pré dalle soumise à son poids propre, au poids du béton coulé sur chantier et une surcharge forfaitaire de  $100 \text{ kg/m}^2$  site de chantier qui correspond aux ouvriers au moment courant ou aux matériaux concentrés susceptibles d'être présents pendant la mise en œuvre.

2<sup>ème</sup> phase: pré dalle à pleine résistance sous  $G+1,2P$



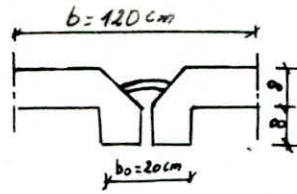
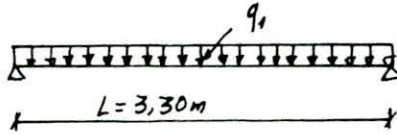
### Etude des poutres porteuses:

Des armatures de liaisons sont prévues au niveau de la jonction de deux prédalles consécutives ce qui nous permet d'adopter comme section transversale de calcul une section en T.



- Schéma Statique :

- portée libre = 3,30 m
- longueur de la prédalle  $L = 3,38$  m
- largeur  $l = 1,20$  m



- largeur du hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure doit être inférieur à :  $\frac{1,00}{2} = 0,50$  m et  $\frac{3,38}{10} = 0,338$  m.

. Poids propre de la prédalle :

$$(0,20 \cdot 0,08 + 1,20 \cdot 0,08) 2500 = 280 \text{ kg/ml}$$

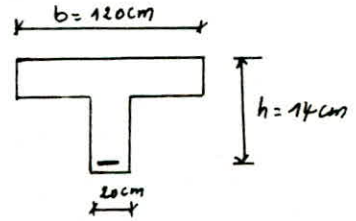
. béton frais majoré :

$$1,2 \cdot 9,08 \cdot 1,20 \cdot 2500 = 288 \text{ kg/ml}$$

. Surcharge de chantier majorée :

$$1,2 \cdot 100 \cdot 1,2 = 144 \text{ kg/ml}$$

Donc  $q_1 = 712 \text{ kg/ml} \rightarrow M_1 = q_1 \frac{l^2}{8} = 969,21 \text{ kg}\cdot\text{m/ml}$



- Position de l'axe neutre :

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,022 \rightarrow K = 62 ; \epsilon = 0,9351 ; \alpha = 0,1948$$

$$\alpha h = 0,1948 \cdot 14 = 2,7272 \text{ cm} < h_0 = 8 \text{ cm} \rightarrow \text{L'axe neutre tombe dans la table}$$

on calcul la section en T comme une section rectangulaire de largeur  $b$  et de hauteur  $h$ .

- Section d'armatures =  $A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{969,21 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9351 \cdot 14} = 2,44 \text{ cm}^2$

on adopte 4 T 10 (3,14 cm<sup>2</sup>)

verifications :  $\bar{\sigma}_{a1} = \frac{M}{A \epsilon h} = 2357,77 < \bar{\sigma}_a = 2800$

$$\bar{\sigma}'_{b1} = \frac{\bar{\sigma}_{a1}}{K} = 38,028 < \bar{\sigma}'_b$$

2<sup>ème</sup> phase: prédalle à pleine résistance -

- charge per ml :  $(0,2 \cdot 0,08 + 1,20 \cdot 0,16) 2500 = 520 \text{ kg/ml}$
- carrelage (2cm)  $0,02 \cdot 2200 \dots = 44 \text{ ''}$
- mortier de pose  $0,02 \cdot 2000 \dots = 40 \text{ ''}$
- sable (4 cm)  $0,04 \cdot 1700 \dots = 68 \text{ ''}$
- cloisons  $75 \text{ ''}$

$$G_2 = 747 \text{ kg/ml}$$

surcharge  $P_2 = 400 \text{ kg/ml}$

$$q_2 = G_2 + 1,2 P_2 = 1227 \text{ kg/ml}$$

$$M_2 = q_2 \frac{l^2}{8} = 1670,25 \text{ kg}\cdot\text{m/ml}$$

$$\text{et } T_{\max} = q_2 \frac{l}{2} = 2024,55 \text{ kg}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 1670,254 \cdot 10^2}{2800 \cdot 120 \cdot 22^2} = 0,154 \rightarrow \alpha = 0,1648 \rightarrow y = \alpha h = 3,62 \text{ cm} < h_0$$

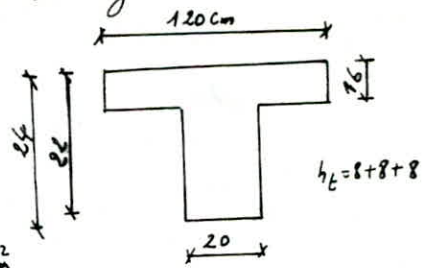
$$\varepsilon = 0,9451 \quad (h_0 = 16 \text{ cm})$$

$$K = 76$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table  $\rightarrow$  section rectangulaire.

$$A_2 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1670,254 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9451 \cdot 22} = 2,86 \text{ cm}^2$$

on prend  $\max(A_1, A_2) = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T10$   
( $3,14 \text{ cm}^2$ )



\* Vérifications:

contraintes d'acier:  $T_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = 2091,73 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_{b2} = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{76} = 36,8 < \bar{\sigma}'_b$

condition de non fragilité:  $A_{min} = 0,69 \frac{b h \cdot \bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 120 \cdot 22 \cdot \frac{5,9}{4200} = 2,55 < A = 3,14$

condition de non fissuration:  $w_f = \frac{A}{2 b d} = \frac{3,14}{2 \cdot 20} = 0,0785$

$\eta = 1,6$  ;  $K = 1,5 \cdot 10^6$  ;  $\phi = 10 \rightarrow \sigma_1 = 6764,8 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_2 = 2855,9 \text{ kg/cm}^2$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 6764,8 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$  vérifiée:

\* Armatures transversales:

$T_{max} = 2024,55 \text{ kg}$  ;  $\bar{\sigma}'_b = 36,8 < \bar{\sigma}'_{b0} = 67,5 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{2024,55}{20 \cdot 7/8 \cdot 14} = 8,26 < \bar{\tau}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$

les armatures obliques ne sont pas nécessaires on utilise donc des armatures perpendiculaire à la ligne moyenne. Soit  $A_t = 2$  cadres  $\phi 6$  ( $2,13 \text{ cm}^2$ ).

$\bar{\sigma}_{at} = \sigma_{at} \cdot \sigma_{en}$  ;  $\sigma_{at} = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{8,26}{9 \cdot 5,9}\right) = 0,85$

$\bar{\sigma}_{at} = 0,85 \cdot 2400 = 2380 \text{ kg/cm}^2$

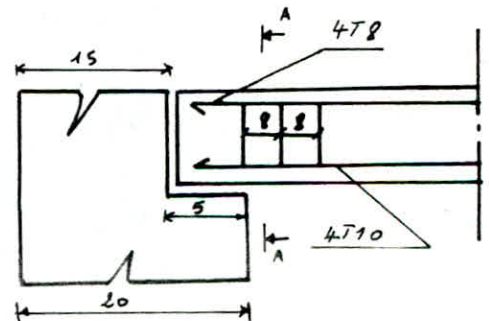
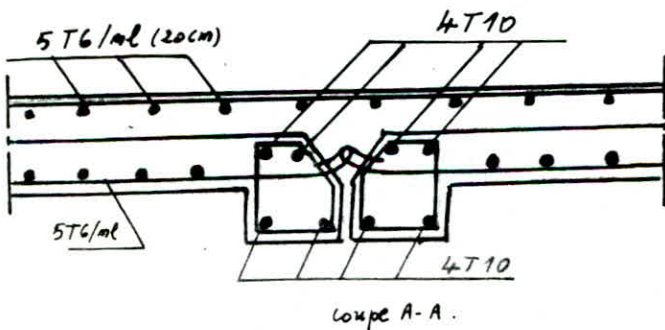
- espacement:  $t_0 = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,13 \cdot 7/8 \cdot 14 \cdot 2380}{2024,55} = 16,27 \text{ cm}$

$t \leq \inf \left\{ \begin{array}{l} t_0 \\ \max(\bar{t}_1, \bar{t}_2) \end{array} \right.$

$$\bar{t}_1 = 0,2h = 0,2 \cdot 14 = 2,8 \text{ cm}$$

$$\bar{t}_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = \left(1 - 0,3 \frac{8,26}{5,9}\right) 14 = 8,12 \text{ cm}$$

$\Rightarrow t \leq 8 \text{ cm} \rightarrow t = 8 \text{ cm}$



## Calcul des hourdis:

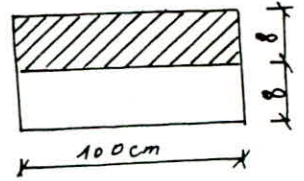
1<sup>ere</sup> phase: Charge par metre linéaire:

- hourdis:  $1,00 \cdot 0,08 \cdot 2500 = 200 \text{ kg/ml}$
- beton frais:  $1,2 \cdot 0,08 \cdot 2500 = 240 \text{ kg/ml}$  (majorée)
- Surcharge de chantier:  $1,2 \cdot 100 \cdot 1 = 120 \text{ kg/ml}$  "

$$q_1 = 560 \text{ kg/ml}$$

$$M_{t1} = q \frac{l^2}{10} = \frac{560 \cdot (1,00)^2}{10} = 56 \text{ kg/ml}$$

$$M_{a1} = q \frac{l^2}{20} = 560 \cdot \frac{(1,00)^2}{20} = 28 \text{ kg/ml}$$

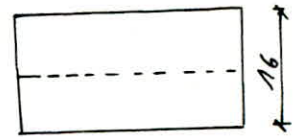
2<sup>eme</sup> phase: Charge par metre linéaire:

- Dalle:  $0,16 \cdot 1,00 \cdot 2500 = 400 \text{ kg/ml}$
- Carrelage:  $0,02 \cdot 2200 = 44 \text{ kg/ml}$
- Mortier de pose:  $0,02 \cdot 2000 = 40 \text{ kg/ml}$
- Sable (4 cm):  $0,04 \cdot 1700 = 68 \text{ kg/ml}$
- Cloisons:  $75 \text{ kg/ml}$

$$G = 627 \text{ kg/ml}$$

$$P = 400 \text{ kg/ml} \rightarrow G + 1,2P = 1107 \text{ kg/ml} = q_2$$

$$M_{t2} = q_2 \frac{l^2}{10} = 110,7 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{et} \quad M_{a2} = q_2 \frac{l^2}{20} = 55,35 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

★ Ferailage: on prendra une bande de 1 m de largeur ( $b = 1,00 \text{ m}$ ).

$$M_{t2} > M_{t1} \rightarrow \mu = \frac{15 M_{t2}}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 110,7 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,01 \rightarrow \begin{matrix} \varepsilon = 0,951 \\ \kappa = 87 \\ A = 0,593 \text{ cm}^2 \end{matrix}$$

- section minimale par la condition de non fragilité:

$$A_{\min} \geq 0,69 b h \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,357 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prendra } A = A_{\min} = 1,357 \text{ cm}^2 \rightarrow 576 \text{ /ml } (1,41 \text{ cm}^2) \quad t = 20 \text{ cm}$$

$$t = 20 \text{ cm} \leq \begin{cases} \bar{t}_1 & 4 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = 2ht = 2 \cdot 14 = 32 \text{ cm} \end{cases}$$

- Ferailage dans le sens de la grande p. ( $\sigma_o$ ): (armature de répartition):

Les prédalles sont considérées comme des poutres dalle, la section d'acier de répartition sera déterminée par la formule suivante:

$$A_{rp} = \frac{4 \sigma_b T}{0,9 h \cdot V \cdot \sigma_{en}} = \frac{4 \cdot 5,9 \cdot 22866,66}{0,9 \cdot 14 \cdot 8 \cdot 4200} = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 576 \text{ /ml } (1,41 \text{ cm}^2)$$

- chapeau (nappe supérieure):  $M_{a2} > M_{a1} \rightarrow \mu = 0,006 \rightarrow \begin{matrix} \varepsilon = 0,9647 \\ \kappa = 127 \end{matrix}$



$$A_a = \frac{M_{a2}}{\bar{\sigma}_a \cdot z \cdot h} = \frac{55,15 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9447 \cdot 7} = 0,293 \text{ cm}^2$$

le ferrailage minimum vérifiant la condition de non fragilité est  $A = 1,35 \text{ cm}^2$   
 donc on adoptera 5T6 ( $1,41 \text{ cm}^2$ ) dans les deux sens sous forme de treillis  
 bondés (espacement de 20cm) dans les deux sens.

\* Pour la disposition des armatures voir le schéma dans la page : ?

### Système de Levage et d'ancrage :

les systèmes doivent être positionnés de telle sorte que l'on puisse procéder au levage sans agir sur l'équilibre du palonnier. Tous les détails doivent figurer sur les plans d'exécution et que, particulièrement la pose des câbles de manutention ne soit pas laissée à l'initiative du chantier qui improvisera une solution sans tenir compte des règles de sécurité.  
 les boucles doivent être rendues solidaires des armatures de l'élément, elles ne doivent pas être trop près du parement.

- Calcul des boucles de levage =

$$f = F/k$$

$K = 1,56$  Coeff. de sécurité appliqué au calcul sur la contrainte admissible pour une boucle on aura :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{K f}{2,5} = K \frac{f}{2,5}$$

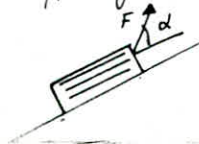
$$\bar{\sigma}_a = \frac{2Kf}{\pi \phi^2} \quad (S: \text{section d'une boucle}) \quad S (\text{cm}^2); \quad \phi (\text{cm}) \text{ et } f (\text{kg})$$

\* "f" doit tenir compte non seulement du poids du panneau mais aussi des efforts parasites qui peuvent être superposés ou non :

- Efforts supplémentaires de démolage.
- " " " pour remplis d'elings

on prend :  $F = aKP$

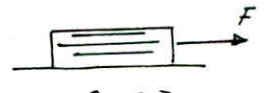
F: effort global ; P: poids du panneau ; K Coef (fonction de l'orientation de F p.r au plan de la pièce)



$a = 1$   
avec  $\alpha > 50^\circ$



$a = 0,75$   
Effort normal



$a = 0,3$   
Effort tangentiel

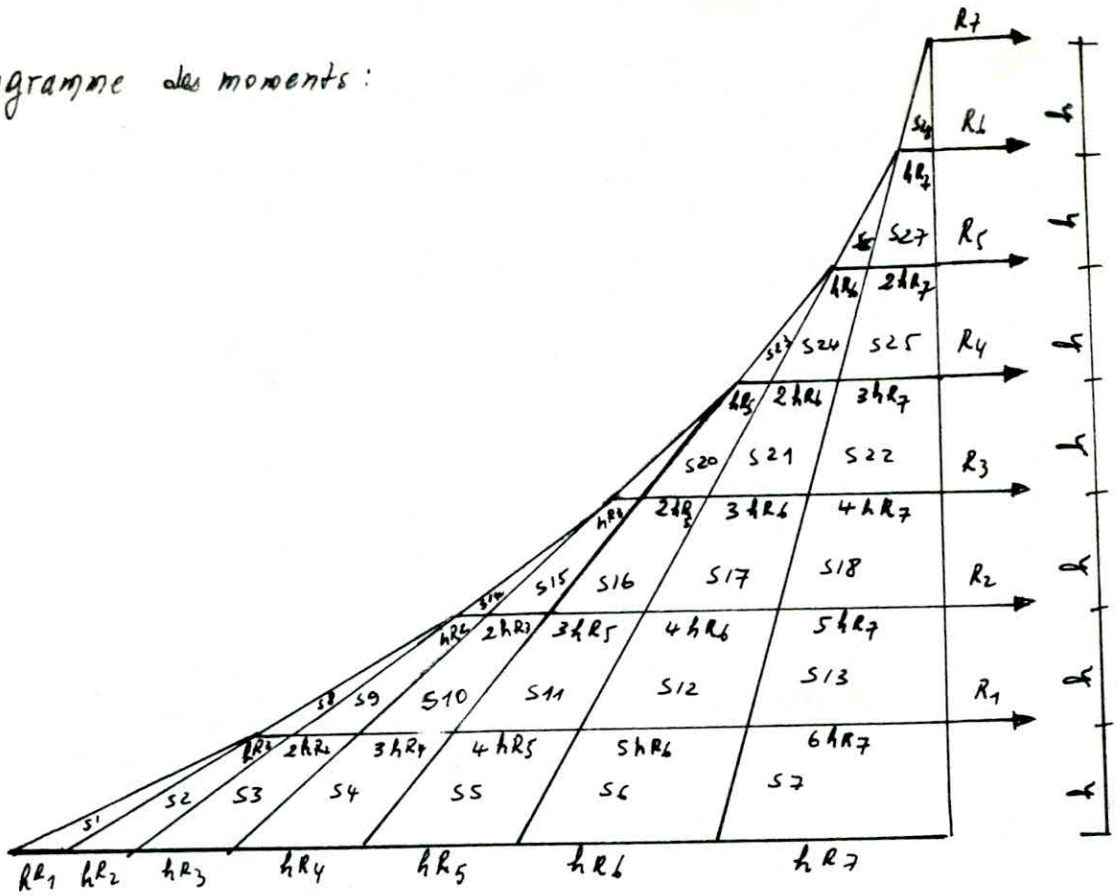
Finalement on a :  $F = aKP = 0,75 \cdot 1,70 \cdot 946,4 = 1206,66 \text{ kg}$   
 $(P = (1 \cdot 3,38 \cdot 0,08) + (2 \cdot 0,10 \cdot 3,38 \cdot 0,16)) \cdot 2500 = 946,4 \text{ kg}$

$$f = F/4 = 301,665 \text{ kg} \rightarrow \bar{\sigma}_a = K \frac{2f}{\pi \phi^2} \Rightarrow \phi = 0,432 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend des } \phi 8 \text{ (A. deux)}$$

\* long. d'ancrage (CCBA68) Normal :  $l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_s} \rightarrow \text{on prend } l_d = 50 \text{ cm.}$



Diagramme des moments :



Voile V47:

$hR7$	$2hR7$	$3hR7$	$4hR7$	$5hR7$	$6hR7$	$7hR7$
29,709	59,418	89,127	118,836	148,545	178,254	207,963
$hR6$	$2hR6$	$3hR6$	$4hR6$	$5hR6$	$6hR6$	
27,984	55,968	83,952	111,936	139,92	167,904	
$hR5$	$2hR5$	$3hR5$	$4hR5$	$5hR5$		
23,19	46,38	69,57	92,76	115,95		
$hR4$	$2hR4$	$3hR4$	$4hR4$			
18,657	37,314	55,971	74,628			
$hR3$	$2hR3$	$3hR3$				
13,992	27,984	41,976				
$hR2$	$2hR2$					
9,327	18,654					
$hR1$						
4,662						

\* au lieu de calculer à chaque fois le centre de gravité de chaque portion de surface on décompose chaque trapèze à chaque niveau en 2 parties un rectangle et un triangle.

Exple: pour calculer  $f_2$  on décompose le 1<sup>er</sup> trapèze en un rectangle  $(hR_2 + 2hR_3 + 3hR_4 + 4hR_5 + 5hR_6 + 6hR_7) \times 3,00$  ayant la distance  $d = 3,00/2 + 3,00 = 4,5m$ . Et un triangle  $(hR_1 + hR_2 + hR_3 + hR_4 + hR_5 + hR_6 + hR_7) \times 3,00/2$  ayant pour bras  $d = 2/3 \cdot 3,00 + 3,00 = 5,00m$ .

Après calcul on trouve :

$$\begin{aligned} f_1 &= 6,902 \cdot 10^{-5} & \rightarrow \delta_1 &= \frac{6,902 \cdot 10^{-5}}{3} = 2,300 \cdot 10^{-5} m < \Delta \\ f_2 &= 25,635 \cdot 10^{-5} & \rightarrow \delta_2 &= \frac{(25,635 - 6,902) \cdot 10^{-5}}{3} = 6,244 \cdot 10^{-5} m < \Delta \\ f_3 &= 53,339 \cdot 10^{-5} & \rightarrow \delta_3 &= 9,234 \cdot 10^{-5} m < \Delta \\ f_4 &= 87,372 \cdot 10^{-5} & \rightarrow \delta_4 &= 11,344 \cdot 10^{-5} m < \Delta \\ f_5 &= 125,421 \cdot 10^{-5} & \rightarrow \delta_5 &= 12,683 \cdot 10^{-5} m < \Delta \\ f_6 &= 165,607 \cdot 10^{-5} & \rightarrow \delta_6 &= 13,395 \cdot 10^{-5} m < \Delta \\ f_7 &= 206,599 \cdot 10^{-5} & \rightarrow \delta_7 &= 13,664 \cdot 10^{-5} m < \Delta \end{aligned}$$

\* Pour le voile  $V_{t4}$  : on groupe les résultats dans le tableau suivant :

$$I = 14,890 m^4$$

Niveau	1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup>	3 <sup>e</sup>	4 <sup>e</sup>	5 <sup>e</sup>	6 <sup>e</sup>	7 <sup>e</sup>
Efforts (t)	2,097	4,194	6,291	8,388	10,485	12,583	13,358
$f_i \cdot 10^{-5}$	6,909	25,662	53,395	87,463	125,550	165,776	206,807
$\delta_i \cdot 10^{-5}$ (m)	2,303	6,251	9,244	11,356	12,695	13,408	13,677

on remarque que  $\delta_i < \Delta$  pour le voile  $V_{t4}$  et c'est le même cas pour tous les voiles de notre structure



FONDATIONS : RADIER

## FONDATIONS

## ETUDE DU SOL:

\* Reconnaissance in situ et méthodes de travail:

- La reconnaissance in situ a consisté en l'exécution de 7 sondages à la tarière avec réalisation des essais pressiométriques en 3 sondages SP5, SP6 et SP7
- les forages ont été réalisés à l'aide d'une sondeuse DGOOD MENARD munie d'une tarière hélicoïdale de 63,5 mm de diamètre.
- les sondages ont atteint une profondeur maximale de 10,5 m, un total de 18 essais pressiométriques ont pu être réalisés. les échantillons remaniés récupérés lors de la réalisation des sondages, ont été décrits et classifiés in situ et au laboratoire des sols d'ENAGED.

L'interprétation des essais réalisés a montré que le sous sol est homogène. Il s'agit en effet des sables en général peu limoneux-argileux et plus rarement, très limoneux-argileux (SP7 échantillon à 9/10 m de profondeur).

La pression limite varie d'un minimum 791 kN/m<sup>2</sup> à un maximum de 2922 kN/m<sup>2</sup> le module pressiométrique fluctue entre un minimum de 1400 kN/m<sup>2</sup> et un max. de 74500 kN/m<sup>2</sup>. le rapport  $E/P_0$  du module pressiométrique à la pression limite est une caractéristique du sol étudié. Ce rapport montre que les sols du site sont normalement consolidés (66%) ou surconsolidés (34%).

\* Calcul du taux de travail admissible:

La capacité portante admissible est relié aux différents paramètres géométriques et géotechniques par la relation de MENARD:

$$Q = K(P_0 - P_0) + \gamma D$$

$\gamma$ : poids volumique du sol humide (estimé à 20 kN/m<sup>3</sup>)

D: profondeur d'encastrement de la fondation sous le niveau du terrain naturel.

K: facteur de portance

$P_0$ : pression horizontale au repos et  $P_0$ : pression limite.

Le taux de travail admissible s'en déduit par application d'un coef. de sécurité égal à 3 appliqué seulement à la première partie du 2<sup>ème</sup> membre de l'expression ci dessus.

Pour une semelle peu enterrée le paramètre  $P_0$  est généralement négligeable devant  $P_0$  et on a la relation simple  $Q_{adm} = K \frac{P_0}{3} + \gamma D$   
 $K = 1$  pour une semelle ancrée de 1,50 m.

Nous prenons  $P_0 = 890$  kN/m<sup>2</sup> (la moyenne des minimas)  
 ce qui donne :  $Q_{adm} = 326$  kN/m<sup>2</sup> nous limiterons ce taux de travail à 150 kN/m<sup>2</sup> Donc :  $\bar{\gamma}_{sol} = 1,5$  kg/cm<sup>3</sup>

### \* CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS

Sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre  $N = G + 1,2P$  on a obtenu au niveau des fondations les valeurs suivantes:

voiles	V <sub>t1</sub>	V <sub>t2</sub>	V <sub>t3</sub>	V <sub>t3'</sub>	V <sub>t4</sub>	V <sub>t5</sub>	V <sub>t6</sub>	V <sub>t6'</sub>	V <sub>t7</sub>	V <sub>t11</sub> V <sub>t12</sub>	V <sub>t3</sub> V <sub>t3</sub>
longueur (m)	8,26	9,51	4,25	6,55	13,26	12,01	4,25	5,30	9,51	3,00	6,41
$N = G + 1,2P$ (t)	159,88	254,369	170,64	163,02	341,11	310,42	167,88	138,92	136,85	62,00	110,51
$q = N/l$	19,36	26,75	40,15	24,88	25,73	25,85	39,50	26,21	14,39	20,66	17,107

On suppose des semelles filantes "semelles isolées sous murs" (continues) pour le predimensionnement on considère deux voiles voisins:

$$\cdot V_{t3} \rightarrow B = \frac{q}{\sigma_s} = \frac{40,15}{15} = 2,676 \text{ m}$$

$$\cdot V_{t4} \rightarrow B = \frac{25,73}{15} = 1,715 \text{ m}$$

l'entre-axe est 3,46 m la distance libre entre les semelles est 1,26 m.

$$\cdot V_{t6} \rightarrow B = 2,64 \text{ m} \quad \text{entre axe} = 3,16 \text{ m}$$

$$\rightarrow \text{Distance libre} = 0,97 \text{ m}$$

$$\cdot V_{t5} \rightarrow B = 1,724 \text{ m}$$

Le poids du bâtiment étant important, le choix des semelles filantes a aboutit à des largeurs de semelles trop grandes. On opte donc pour un radier général (se calcule comme un plancher renversé) car la surcharge qu'occasionnerait sera acceptable devant les avantages apportés par le radier notamment la réduction sensible des tassements différentiels et la rapidité d'exécution, on plus le radier est infiniment rigide et indéformable dans son ensemble, les charges de la construction seront réparties sur toute la surface du sol d'une façon uniforme.

#### \* Calcul du Radier:

Le radier est constitué d'une dalle d'épaisseur constante et sera calculée comme un plancher renversé dont les points d'appui sont constitués par les murs de cloison et sera soumis à une charge répartie dirigée de bas en haut et égale à la réaction du terrain diminuée du poids du radier. Le radier sera posé sur une couche de béton de propreté dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> de ciment d'épaisseur 5 cm.

Dimensionnement du radier:

$$\text{- sous SPA : } G + 1,2P = 1857,788 + 1,2 \cdot 269,342 = 2181 \text{ t}$$

$$\text{- calcul de la surface nécessaire du radier : } S_{\text{Nec}} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{2181}{15} = 145,4 \text{ m}^2$$



6. Sollicitations de renversement

Le radier est sollicité par les effets du moment de renversement M  
 Nous devons vérifier un décalage excessif des extrémités du radier  
 susceptible d'altérer sa stabilité

$$N_2 = G + P_{rad} + T = 1857,788 + 238,7 + 258,342 = 2352,34 \text{ t}$$

Moment fléchissant  $M = M_{base} + T \cdot h$

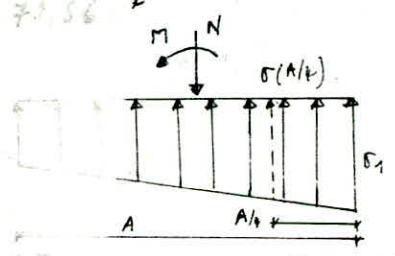
$$M_x = 2117,00 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_y = 3437,75 + 238,7 \cdot 1,5 = 3804,75 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Nous aurons deux vérifications à faire : le moment de renversement agit dans le sens transversal ou longitudinal.

$$\frac{M_x}{S_x} = \frac{2117,00}{205,21} = 10,31 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{M_y}{S_y} = \frac{3804,75}{227,55} = 16,72 \text{ t/m}^2$$



$$\sigma_1 = 16,72 + 10,31 = 27,03 \text{ t/m}^2 < 1,5 \cdot \bar{\sigma} = 22,5 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 16,72 - 10,31 = 6,41 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma(A/4) = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{27,03 + 6,41}{2} = 16,72 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma} = 15 \text{ t/m}^2$$

Sens transversal:

$$\frac{M_x}{S_x} = \frac{2117,00}{205,21} = 10,31 \text{ t/m}^2$$

$$I_y = 4835,497 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{M_y}{I_y} \cdot y = \frac{3804,75}{4835,497} \cdot 8,1$$

$$\sigma_1 = 6,21 \text{ t/m}^2 < 1,5 \cdot \bar{\sigma} = 22,5 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 3,17 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma(A/4) = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{6,21 + 3,17}{2} = 4,69 \text{ t/m}^2 < 15 \text{ t/m}^2$$

La stabilité du radier est donc assurée dans les deux sens.

Charges à prendre en compte pour le calcul du radier:

La réaction de sol exercée sur le radier sera égale à la somme des charges appliquées en compte pour le radier (Pr)

$$P_{SP1} = 85 - 1 = 84 \text{ t/m}^2$$

$$P_{SP2} = 16,51 - 1 = 15,51 \text{ t/m}^2$$

Pour le radier, nous devons à considérer :

$$P_{SP1} = 84 \text{ t/m}^2 \text{ pour (SP1)}$$

$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$  et  $\bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$  pour SP2

On a :  $\frac{\bar{\sigma}_a(\text{SP2})}{\bar{\sigma}_a(\text{SP1})} = \frac{4200}{2800} = 1,5$  et  $\frac{q(\text{SP2})}{q(\text{SP1})} = \frac{16,51}{9,685} = 1,704 > 1,5$

Donc les sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre (SP2) sont plus défavorables. Le radier sera calculé sous (SP2) et soumis à une charge uniformément répartie  $q_2 = 16,51 \text{ t/m}^2$ .

### Détermination des efforts et du ferrailage des panneaux de dalle:

Les panneaux appuyés sur 4 côtés sont soumis à une charge uniformément répartie  $q = 16,51 \text{ t/m}^2$  et les efforts seront calculés par les abaques de PIGEAUD

$$f = \frac{l_x}{l_y} \quad (l_x < l_y)$$

en fonction de  $f$  on obtient pour une bande de  $1 \text{ m}$  au milieu du panneau

$$M_{ox} = (M_1 + \nu M_2) P$$

$$M_{oy} = (M_2 + \nu M_1) P$$

avec  $\nu = 0,15$  pour le béton Armé

$M_{ox}$ : moment isostatique dans le sens  $x$

$M_{oy}$ : " " " "  $y$

$$M_1 = f(f) \quad M_2 = f(1/f)$$

Données par les abaques de PIGEAUD.

$$M_t = 0,85 M_o \quad M_a = 0,5 M_o \quad \text{avec } M_t + M_w + M_e \geq 1,15 M_o$$

Remarque: Si  $f < 0,4$  la dalle se calcule comme une poutre par une bande de  $1 \text{ m}$ .  $M_t = q \frac{l_x^2}{8}$   $M_{max} = M_{ay} = 1,5 \frac{M_o}{\phi}$

Exemple de Calcul pour le panneau P9:

$$l_x = 3,30 \text{ m} \\ l_y = 6,35 \text{ m}$$

$$\rightarrow f = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,30}{6,35} = 0,52 \rightarrow M_1 = 0,0477$$

$$f = \frac{l_y}{l_x} = 1,923 \rightarrow M_2 = 0,01065$$

$$M_{ox} = (M_1 + \nu M_2) P \quad \text{ou} \quad P = q l_x l_y = 16,51 \cdot 3,3 \cdot 6,35 = 345,97 \text{ t}$$

$$M_{ox} = (0,0477 + 0,15 \cdot 0,01065) \cdot 345,97 = 17,056 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{oy} = (0,01065 + 0,15 \cdot 0,0477) \cdot 345,97 = 6,16 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 0,85 \cdot 17,056 = 14,49 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 0,85 \cdot 6,16 = 5,23 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ax} = 0,5 M_{ox} = 0,5 \cdot 17,056 = 8,52 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_{oy} = 0,5 \cdot 6,16 = 3,08 \text{ t.m/ml}$$

## Ferraillage du panneau:

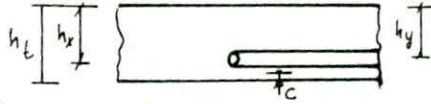
$$C = \text{enrobage} = 4 \text{ cm}$$

$$\text{on choisit } \phi_{Lx} = 14 \text{ mm}$$

$$\phi_{Ly} = 10 \text{ mm}$$

$$h_x = h_t - c - \frac{\phi_{Lx}}{2} = 40 - 4 - \frac{14}{2} = 35,3 \text{ cm}$$

$$h_y = h_t - c - \phi_{Lx} - \frac{\phi_{Ly}}{2} = 40 - 4 - 14 - \frac{10}{2} = 34,1 \text{ cm}$$



- Calcul du moment résistant du béton:

$$M_{RB} = K b h^2 \text{ ou } \bar{K} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} (1 - \bar{\alpha}/3) \bar{\sigma}'_b = 37,335$$

$$\text{suivant } x: M_{RB} = \bar{K} b h_x^2 = 46,2 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{suivant } y: M_{RB} = \bar{K} b h_y^2 = 43,42 \text{ t.m/ml}$$

- les moments calculés sont inférieures au moment résistant donc on a pas besoin d'armatures comprimées.

## Calcul des armatures:

$$\text{En travée: sens } x: \mu = \frac{15 M_{tx}}{\bar{\sigma}_a b h_x^2} = 0,0415 \rightarrow \varepsilon = 0,9135$$

$$K = 42,8$$

$$\rightarrow A_{tx} = 10,69 \text{ cm}^2 \rightarrow 7T14/\text{ml} \quad t = 14 \text{ cm} \quad (10,77 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Sens } y: \mu = 0,0161 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9438 \\ K = 74 \end{cases} \rightarrow A_{ty} = 3,87 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T10 \quad t = 20 \text{ cm} \\ (3,92 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Aux appuis: sens } x: \mu = 0,0244 \rightarrow \varepsilon = 0,932 \rightarrow A_{ax} = 6,17 \text{ cm}^2 \\ K = 58,5 \quad 8T10 \quad t = 12 \text{ cm} \quad (6,28 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Sens } y: \mu = 0,0094 \rightarrow \varepsilon = 0,9562 \rightarrow A_{ay} = 2,25 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T8 \quad (t = 20 \text{ cm}) \\ (2,5 \text{ cm}^2)$$

## Vérifications des contraintes:

$$\tilde{\omega} = \frac{100 A_{tx}}{b h_x} = \frac{100 \times 10,77}{100 \cdot 35,3} = 0,305 \rightarrow \varepsilon = 0,9133$$

$$K = 42,6$$

$$\sigma_a = \frac{M_{tx}}{A_{tx} \cdot \varepsilon \cdot h_x} = \frac{14,49 \cdot 10^5}{10,77 \cdot 0,9133 \cdot 35,3} = 4173,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 97,26 < \bar{\sigma}'_b$$

## ★ Tableau des efforts

Panneaux	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	$\rho$	$M_1$	$M_2$	$P = q l_x l_y$	$M_{ox} \text{ t.m/ml}$	$M_{oy}$
1,7,8,12	3,00	3,85	0,78	0,0451	1,29	0,027	190,69	9,38
2,4,6	3,00	5,10	0,59	0,0484	1,70	0,014	252,61	12,72
3,5,11	3,30	5,10	0,65	0,048	1,54	0,018	277,87	14,09
9	3,30	6,35	0,52	0,0477	1,92	0,0106	345,97	17,056
10	3,00	6,35	0,48	0,0468	2,09	0,008	314,52	15,11



## Comparaison entre Efforts

### 1. Effort par niveau :

RPA	$T_{x \min} = 55,785 \text{ t}$	→ difference de 40%.	$T_{\max} = 239,693 \text{ t}$	→ 40%.
PS	$T_{x \min} = 39,949 \text{ t}$		$T_{\max} = 171,812 \text{ t}$	
RPA	$M_{\min} = 167,355 \text{ t.m}$	→ 40%.	$M_{\max} = 3562,304$	→ 40%.
PS	$M_{\min} = 119,847 \text{ t.m}$		$M_{\max} = 2558,886$	

### 2. Effort par Voiles et par niveau :

Vt <sub>2</sub> :	Niveau 0,00 :	$H = 7,273 \text{ t}$ PS $H = 9,858 \text{ t}$ RPA	→ 35%.
	Niveau 18,00 :	$M = 21,818 \text{ t.m}$ PS $M = 29,562 \text{ t.m}$ RPA	→ 35%.
	Niveau 0,00 :	$M = 537,443 \text{ t}$ PS $M = 633,744 \text{ t}$ RPA	→ 18%.
	Niveau : 18,00	$H = 39,032 \text{ t}$ $H = 42,562 \text{ t}$	→ 9%.

Conclusion: le RPA aggrave les efforts dû aux seismes de 10 ÷ 40% par rapport au PS 69.

## Comparaison entre RPA et PS69

### RPA 83

force horizontale:  $V = ADBQW$

W: poids totale propre du bâtiment

A: Coefficient d'accélération de Zone  
dans notre cas  $A = 0,15$

D: Coeff. d'amplification dynamique  
il remplace  $\beta$  et  $\delta$  du PS.

$$D = 1,93$$

B: Coeff. ou facteur de comportement  
de la structure ( $B = 1/3$ )

Q: facteur de qualité  $Q = 1 + \sum q_i$   
 $Q = 1,1$

on distribue les forces selon:

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

- Ferailage: - Pour les voiles peu sollicités le ferailage minimum sur toute la zone tendue imposé par le RPA est de 0,5%. le DTC exige 0,11.
- Pour les voiles très sollicités: en remarque 2 parties la première allant de la base jusqu'à un certain niveau la différence de ferailage est de 20% sol. selon les niveaux. Pour les niveaux supérieurs le ferailage est minimum

Conclusion: le CTC aggrave les effets du surpoids de l'ordre de 20 à 40% par rapport à ce que donnerait le calcul suivant le PS69 appliqué seul (selon le cours B.A de Mr BELAZOUGLI) ce qui est justifié dans notre cas.

le RPA donne des règles de bonnes constructions (minimum de ferailage renforcement etc.....).

### PS 69

$$F_v = \alpha \beta \delta \gamma W$$

W = poids propre de l'étage +  $\frac{1}{5}$  surcharge

$\alpha$ : Coefficient d'intensité.  
dans notre cas  $\alpha = 1$ .

$\beta$ : Coeff de réponse.  
 $0,65 \leq \beta \leq 0,13$

$\delta$ : Coefficient de fondation.  
( $\delta = 1,1$  ds notre cas)

$\gamma$ : Coeff. de distribution

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

la répartition est prise en compte par le coefficient  $\gamma$ .

