

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Lex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

DE GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UN BATIMENT TOUR R + 9
STRUCTURE VOILES

Proposé par :

B.E.A.B

Etudié par :

AMRANE Amine
et
NEGGAZI Mohamed

Dirigé par :

Mr STRAKAOV
Mr YAVARY

PROMOTION : JANVIER 1986

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

REMERCIEMENTS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

On remercie vivement nos 2 promoteurs : M^{re} STRAKHOV
de l'E.N.P et M^{re} YAVARY du C.T.C pour les conseils
qu'ils ont daigné nous donner durant notre stage
On remercie également M^{re} YAHIAOUI ainsi que
M^{re} ZIDANE d'Algetudes pour l'aide si précieuse tant
pratique que théorique qu'ils nous ont fait part
On remercie par la même occasion tous nos professeurs
aussi nombreux soient-ils pour leur contribution à
notre formation.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

- * Je dedie ce travail à :
- ma mère
 - toute ma famille
 - tous mes amis et mes camarades

AMRANE

Je dedie ce travail à :

- mes parents
- mes frères , mes sœurs
- mes amis et camarades

NEGGAZI Mohamed.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

TABLE DES MATIERES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

- Presentation de l'ouvrage	1
- Caracteristiques mecaniques des materiaux	2
- Descente de charges	4
- Calcul des escaliers	6
- Calcul des planchers	14
- Calcul de l'acrotère	25
- Inertie equivalente	27
- Centre de masse et de torsion	31
- Calcul de la periode du mode fondamental	36
- Etude au vent	39
- Etude au seisme	46
- Distribution des efforts dans les voiles	49
- Calcul de deformations	54
- Calcul des refends	57
- Charges verticales dans les voiles	61
- Ferrailage des linteaux	62
- Ferrailage des voiles	66
- Fondations	77

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Présentation de l'ouvrage

Nous nous apprêtons dans cet ouvrage à faire l'étude d'un bâtiment tour R+9 à usage d'habitation faisant partie d'un projet qui sera réalisé dans la région de Bejaïa considérée comme une région de moyenne sismicité (zone II)

Le bâtiment qui présente une symétrie par rapport à l'axe transversal, est composé de logements placés autour d'un noyau de communication vertical; il comprend deux ascenseurs, une cage d'escalier et un local de vide-ordures.

Le rez-de-chaussée sera réalisé sur vide sanitaire de 1,50 m de hauteur.

Le 11^e niveau est prévu pour les locaux techniques.

Structure :

- Construction en voiles de béton armé d'une épaisseur de 20 cm assurant le contre-ventement.

- les planchers des étages courants sont réalisés en dalle pleine de 16 cm d'épaisseur. Le plancher du RDC, lui sera réalisé en corps creux avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

pour le coffrage, on a opté pour les tables et branches.

- les escaliers coulés sur place, sont droits formés de deux paillasse juxtaposés.

Dimensions :

- Sens longitudinal : $L = 23,90 \text{ m}$

- Sens transversal : $l = 21,80 \text{ m}$

- Hauteur totale : $H = 31,5 \text{ m}$

les façades du bâtiment sont en maçonnerie en double paroi de brique d'épaisseur 25 cm, tout comme les cloisons réalisés en briques.

Contrainte du Sol :

A une profondeur de 3 m, la contrainte admissible du sol est prise égale à 1,8 bars.

CONTRAINTES ADMISSIBLES

I Béton :

le béton est classé à 350 kg de CPA 325 avec un contrôle atténué.

- Résistance nominale à la compression à 28 jours $\sigma_{28}' = 270 \text{ b}$
- " " " " traction " " $\sigma_{28} = 23,2 \text{ b}$

1. Contrainte de compression admissible :

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

- béton classé en ciment CPA 325 $\Rightarrow \alpha = 1$
- Contrôle atténué $\Rightarrow \beta = 5/6$
- $\frac{e_{\min}}{4\phi} \geq 1 \Rightarrow \gamma = 1$ avec e_{\min} = épaisseur minimale de la pièce.
 ϕ = diamètre du plus gros granulat.
- $\delta = 0,3$ en compression simple $\Rightarrow \bar{\sigma}_{b0}' = 68,5 \text{ kg/cm}^2$
- $\delta = 0,6$ " flexion simple ou composée, N: effort de traction ($\bar{\sigma}_b' = 13$)
- $\delta = 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right)$ en flexion composée.
- $\varepsilon = 1$ \forall la forme de la Section en compression simple ou Sec^{on} rectangulaire
- $\varepsilon < 1$ pour une autre forme de Section. (ε est déterminé par $\frac{F_b'}{B} \leq \bar{\sigma}_{b0}'$)

2. Contrainte admissible de traction :

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \sigma_{28}' \quad \text{avec} \quad \rho_b = \alpha \beta \gamma \theta \quad \text{et} \quad \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}'} = 0,0258$$

$$\bar{\sigma}_b = 1.1.1.0,0258.270 = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

II Aciers :

- Aciers doux (Adx) Fe 24 $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$
- Treillis Soudés $\phi \leq 6 \text{ mm}$ $\bar{\sigma}_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 3533 \text{ kg/cm}^2$
- Aciers H.A Fe E 40 $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ($\phi \leq 20$)

* Armatures transversales :

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec} \quad \rho_{at} = \frac{2}{3} \quad (\text{il ya reprise de bétonage})$$

Contraintes à prendre en compte pour limiter la fissuration :

la contrainte maximale de traction ne doit en aucun cas dépasser le max de ces deux valeurs :

$$\sigma_1 = k \frac{n}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

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

$k = 1,6$ pour les aciers H.A et 1 pour les aciers doux.

$\bar{\omega}_f = \% \text{ de fissuration} = \frac{A}{B_f}$ ($B_f =$ section d'acier susceptible d'être fissurée)

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{n \cdot k}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_0}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$$

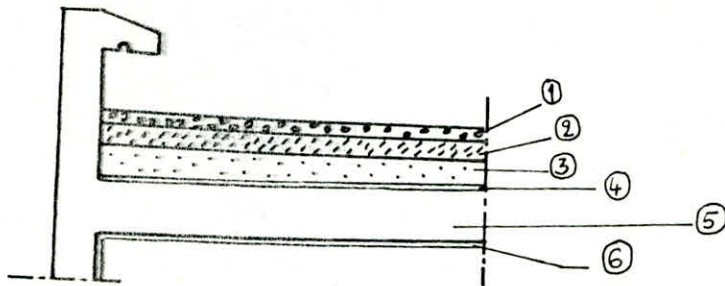
N.B : pour les sollicitations du 2^e genre, les contraintes admissibles seront obtenues en majorant celles du 1^{er} genre de 50%.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Descente de charges

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

I Plancher terrasse (non accessible) :



* charges permanentes :

1. Protection gravillons (4cm)	_____	$0,04 \times 1700 = 68$	kg/m^2
2. Etanchéité multicouches	_____	20	"
3. Forme de pente en béton maigre	$\left\{ \begin{array}{l} \text{min } 4\text{cm} \\ \text{max } 16\text{cm} \\ \text{moy } 10\text{cm} \end{array} \right.$	$0,10 \times 2000 = 200$	"
4. Liège (4cm) + polyane	_____	$0,04 \times 200 = 8$	"
5. dalle pleine en B.A (16cm)	_____	$0,16 \times 2500 = 400$	"
6. Enduit plâtre (2cm)	_____	$0,02 \times 1400 = 28$	"

$$\underline{G = 0,724 \text{ t/m}^2}$$

* Surcharges : $S = 100 \text{ kg/m}^2$

$$G + 1,2S = 0,724 + 1,2 \times 0,100 = \underline{\underline{0,84 \text{ t/m}^2}}$$

II Plancher étage courant :

* charges permanentes :

- carrelage (2cm)	_____	$0,02 \times 2200 = 44$	kg/m^2
- Mortier de pose (1,5 cm) [$20 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$]	_____	$1,5 \times 20 = 30$	"
- Sable (3cm) [$17 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$]	_____	$3 \times 17 = 51$	"
- dalle pleine (16cm)	_____	400	"
- Cloisons	_____	75	"
- Enduit plâtre (2cm)	_____	28	"

$$\underline{G = 0,628 \text{ kg/m}^2}$$

* Surcharges : $S = 175 \text{ kg/m}^2$

$$G + 1,2S = \underline{\underline{0,84 \text{ t/m}^2}}$$

III Loggia :

* charges permanentes :

- chappe (4cm)	_____	$0,04 \times 2200 = 88 \text{ kg/m}^2$
- dalle pleine en B.A (16 cm)	_____	400 "
- garde corps en maçonnerie (15cm)	_____	210 "

* Surcharges d'exploitation : $S = 350 \text{ kg/m}^2$ $G = 0,70 \text{ t/m}^2$
 $G_{+1,25} = 0,70 + 1,2 \times 0,350 = \underline{\underline{1,12 \text{ t/m}^2}}$

IV Les escaliers :

1- Palier :

* charges permanentes :

- Revêtement [carrelage (2cm) + mortier (1,5cm) + Sable (3cm)]	_____	125 kg/m^2
- dalle pleine (16cm)	_____	400 "

* Surcharges d'exploitation : $S = 250 \text{ kg/m}^2$

$$G_{+1,25} = 0,525 + 1,2 \times 0,250 = \underline{\underline{0,825 \text{ t/m}^2}}$$

$$G = 525 \text{ kg/m}^2$$

2- Volée : $\alpha = 26^\circ,56$ (l'angle que forme la pailleasse avec l'horizontale)

- Revêtement (2cm)	_____	44 kg/m^2
- mortier de pose (1,5cm)	_____	30 "
- pailleasse (16cm)	$2500 \times 0,16 / \cos \alpha$	450 "
- poids propre des marches	$\frac{2200 \text{ h}}{2} = 165 \text{ kg/m}^2$	165 "
- Enduit plâtre	_____	28 "
- garde corps (métallique) (12 kg/ml)	_____	10 "

$$G = \underline{\underline{0,727 \text{ t/m}^2}}$$

* Surcharges d'exploitation : $S = 250 \text{ kg/m}^2$

$$G_{+1,25} = \underline{\underline{1,03 \text{ t/m}^2}}$$

* Voie d'escalier : $G+1,25 = 0,83 \text{ t/m}^2$

* palier : $G+1,25 = 1,03 \text{ t/m}^2$

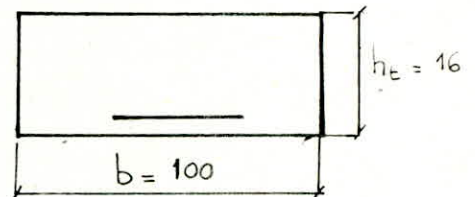
pour bande de 1m de largeur $\Rightarrow q = 1,03 \text{ t/ml}$

- Moment en travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 q \frac{l^2}{8} = 0,85 \cdot 1,03 \cdot \frac{4,5^2}{8} = 2,22 \text{ tm/ml}$$

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 2,22 \cdot 10^5}{2800 \cdot 10^2 \cdot 13^2} = 0,0702$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8913 \\ \kappa = 31 \end{cases}$$



$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{31} < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{2,22 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8913 \cdot 13} = 6,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit donc 10 T 10 / ml = $7,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$
espacés de 10 cm

- Moment en appuis :

$$M_a = 0,5 M_0 = 1,30 \text{ tm/ml}$$

$$\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1,3 \cdot 10^5}{2800 \cdot 10^2 \cdot 13^2} = 0,0412 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9138 \\ \kappa = 43 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{43} < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1,3 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9138 \cdot 13} = 3,91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On disposera de 5 T 10 = $3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ espacés de 20 cm.

Vérifications :

1. Contraintes :

$$* \text{ En travée : } \tilde{\omega} = \frac{100A}{bh} = \frac{10^2 \cdot 7,85}{10^2 \cdot 13} = 0,604 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8751 \\ \kappa = 28,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{AEh} = \frac{2,22 \cdot 10^5}{7,15 \cdot 0,8751 \cdot 13} = 2458 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2458}{28,5} < \bar{\sigma}_b'$$

$$* \text{ En appui : } \tilde{\omega} = \frac{100A}{bh} = \frac{10^2 \cdot 3,91}{10^2 \cdot 13} = 0,302 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,91365 \\ \kappa = 42,9 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{AEh} = \frac{1,3 \cdot 10^5}{3,92 \cdot 0,91365 \cdot 13} = 2785 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2785}{42,9} < \bar{\sigma}_b'$$

2. Condition de non fragilité :

$$A_a = 3,92 \text{ cm}^2 \stackrel{?}{\geq} A_{\min} = 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{\text{en}}} = 0,69 \cdot 10^2 \cdot 13 \cdot \frac{5,8}{4120} = 1,26 \text{ cm}^2 \quad \text{oui}$$

3. Condition de non fissuration :

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\kappa \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 10^6 \cdot 5,9}{10}} = 2856 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2856 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \Rightarrow \text{la cond}^{\text{on}} \text{ de non fissur}^{\text{t}} \text{ est vérifié}$$

4. La flèche :

$$f = \frac{q l^4}{384 EI}$$

$$\text{avec } E = 7000 \sqrt{\bar{\sigma}_2'} = 1,26 \cdot 10^9 \text{ kg/m}^2$$

$$I = \frac{b h^3}{12} = 10^2 \cdot \frac{16^3}{12} = 3,41 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{1,03 \cdot 10^3 \cdot 4,5^4}{384 \cdot 1,26 \cdot 10^9 \cdot 3,41 \cdot 10^{-4}}$$

$$= 0,26 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0,9 \text{ cm}$$

5 - Vérification au cisaillement :

$$T_{max} = q \frac{l}{2} = 1,03 \cdot \frac{4,5}{2} = 2,32 \text{ t}$$

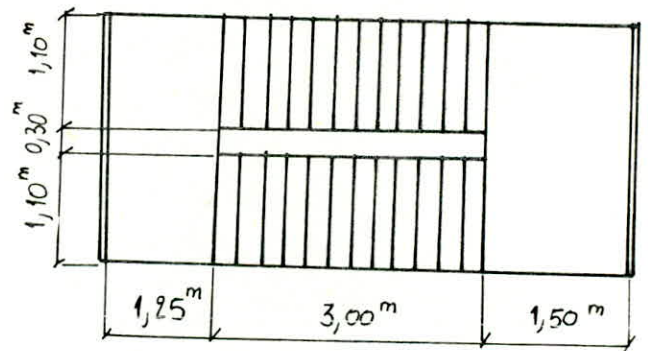
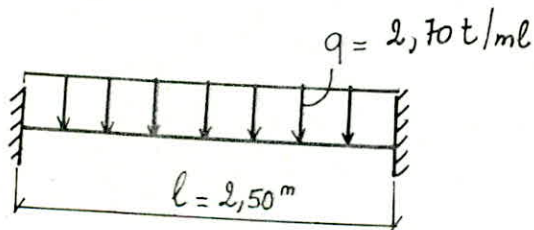
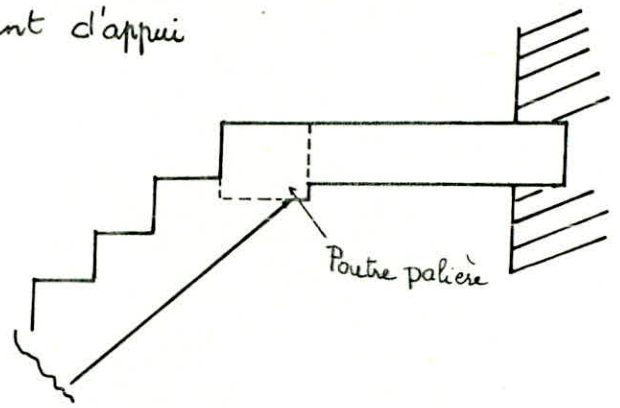
$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b z} = \frac{2,32 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 2,04 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

⇒ les armatures transversales sont inutiles.

Calcul de la poutre palière :

C'est une poutre de hauteur 25 cm (elle possède donc une retombée) et de largeur 30 cm, servant d'appui au palier intermédiaire et encaissant les efforts dus à la volée.

elle sera semi-encastée dans les 2 voiles supportant le palier.

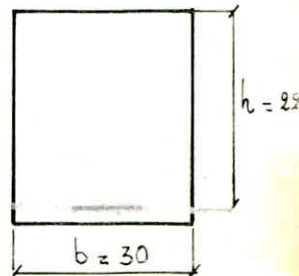


q = charge + surcharge du palier
+ poids propre de la poutre
+ Réaction (T_{max}) due à la volée.

$$q = 1,03 \cdot 0,30 + (0,25 \cdot 46) \cdot 0,3 \cdot 2,5 + 2,32 = 2,70 \text{ t/ml}$$

- Moment en travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 q \frac{l^2}{8} = 0,85 \cdot 2,7 \cdot \frac{2,5^2}{8} = 1,79 \text{ tm}$$



$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1,79 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 22,5^2} = 0,0631 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8963 \\ K = 33,2 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{33,2} < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1,79 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8963 \cdot 22,5} = 3,17 \text{ cm}^2$$

On prendra 4T12 = 4,52 cm²

- En appui :

$$M_a = 0,5 M_0 = 1,05 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1,05 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 22,5^2} = 0,0371 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9178 \\ K = 45,8 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{45,8} < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1,05 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9178 \cdot 22,5} = 1,82 \text{ cm}^2$$

On prendra 2T12 = 2,26 cm²

Vérfications :

1. Condition de non fragilité :

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 30 \cdot 22,5 \cdot \frac{5,8}{4120} = 0,66 \text{ cm}^2 \quad \text{oui}$$

2. Condition de non fissuration :

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{4,52}{2 \cdot 30 \cdot 2,5} = 0,03$$

$$\sigma_i = \frac{K \eta}{\Phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 10^6}{12} \cdot \frac{0,03}{1 + 10 \cdot 0,03} = 4636 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_i > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$ il n'y a donc pas risque de fissuration.

3. Vérification des contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{bh} = \frac{10^2 \cdot 4,52}{30 \cdot 22,5} = 0,670 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,1804 \\ \kappa = 26,8 \end{cases}$$

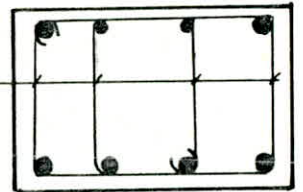
$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{1,79 \cdot 10^5}{4,52 \cdot 0,1804 \cdot 22,5} = 1999,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{1999,2}{26,8} \stackrel{?}{<} \bar{\sigma}'_b \text{ ou } 74,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137$$

4. Vérification au cisaillement :

$$T_{\max} = q \frac{l}{2} = 2,70 \cdot \frac{2,5}{2} = 3,38 \text{ t}$$

$$4\phi 6 = 1,13$$



$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \beta} = \frac{3,38 \cdot 10^3}{30 \cdot 7/8 \cdot 22,5} = 5,71 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{or } \bar{\sigma}'_{bo} \leq \bar{\sigma}'_{bm} = 74,6 \leq 2 \bar{\sigma}'_{bo} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_{bo}}{\bar{\sigma}'_{bo}}\right) \bar{\sigma}'_{bo}$$

$$\bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{74,6}{68,5}\right) 5,9 = 20,12 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b = 5,71 \text{ kg/cm}^2$$

la contrainte de cisaillement est donc vérifiée

5. Espacement des armatures :

$$t \leq \max \begin{cases} h \left(1 - 0,3 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_{bo}}\right) = 22,5 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{5,71}{5,9}\right) = 16 \text{ cm} \\ 0,2h = 0,2 \cdot 22,5 = 4,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$t \leq \frac{A_t \cdot \beta \cdot \bar{\sigma}'_{at}}{T_{\max}} = \frac{1,13 \cdot 7/8 \cdot 22,5 \cdot 2100}{3,38 \cdot 10^3} = 18 \text{ cm}$$

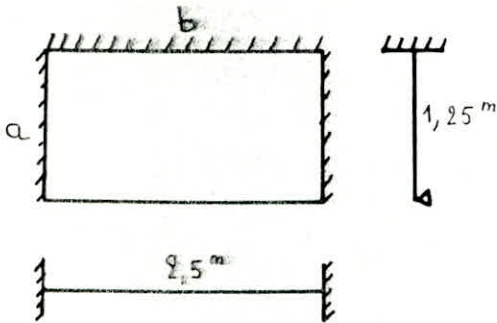
les armatures transversales (2 cadres) seront espacées de 15 cm sur toute la longueur de la poutre.

6. Vérification de la flèche :

$$f = \frac{q l^4}{384 EI} = \frac{2,7 \cdot 10^3 \cdot 2,5^4}{384 \cdot 1,26 \cdot 10^9 \cdot \frac{0,3 \cdot 0,25^3}{12}} = 0,06 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{250}{500} = 0,5 \text{ cm}$$

Calcul des paliers :

a - palier intermediaire :



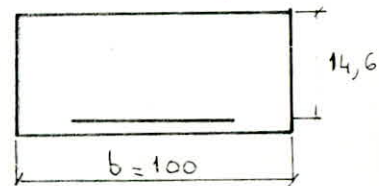
$$\left. \begin{array}{l} a = 1,25 \text{ m} \\ b = 2,5 \text{ m} \end{array} \right\} p = \frac{a}{b} = 0,5$$

$$q a^2 = 1,03 \cdot 1,25^2 = 1,61$$

$$q b^2 = 1,03 \cdot 2,5^2 = 6,44$$

$$\frac{q a^4}{E h^3} = \frac{1,03 \cdot 1,25^4}{1,26 \cdot 16^3} = 5 \cdot 10^{-4}$$

	W_s	M_{xs}	M_{xvs}	M_{ys}	M_{ymin}
	0,0528	0,0550	0,1135	0,0045	0,0203
Coeff ^t multipl	$\frac{q a^4}{E h^3}$	$q a^2$	$q a^2$	$q b^2$	$q b^2$
Moment	$2,6 \cdot 10^{-5}$	0,088	0,183	0,029	0,131



* Moment max en travée = $M_{xs} = 0,088 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 0,088 \cdot 10^5}{2800 \cdot 10^2 \cdot 14,6^2} = 0,0022$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9783 \\ K' = 215 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{215} < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{0,088 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9783 \cdot 14,6} = 0,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

* Moment max en appui = $M_{xvs} = 0,183 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 0,183 \cdot 10^5}{2800 \cdot 10^2 \cdot 14,6^2} = 0,0046$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9690 \\ K = 146 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{146} < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{0,183 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,969 \cdot 14,6} = 0,46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Vérfications :

1. Condition de non fragilité : avec $\frac{2-P}{2} = \frac{2-0,5}{2} = 0,75$

$$A_{\min} = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{\text{ten}}} 0,75 = 0,69 \cdot 10^2 \cdot 14,6 \cdot \frac{5,8}{4120} \cdot 0,75 = 1,065 \text{ cm}^2 > A = 0,46 \text{ cm}^2$$

On adoptera donc 5T10 = 3,92 cm² /ml aussi bien en travée qu'en appui elles seront espacées de 20 cm.

dans le sens répartiieur on disposera de 4T8 /ml espacées de 25 cm.

2. Vérification de la flèche :

$$f = 0,26 \cdot 10^{-2} \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{125}{500} = 0,25 \text{ cm}.$$

3. Cisaillement :

$$T = q \frac{l}{2} = 1,03 \cdot 10^3 \cdot \frac{2,5}{2} = 1288 \text{ kg/ml}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b z} = \frac{1288}{10^2 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14,6} = 1 \text{ kg/cm}^2 / \text{ml} < \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

b. palier d'étage :

il sera ferrillé identiquement au palier intermédiaire, et cela d'une manière sécuritaire.

Calcul des planchers

Introduction :

d'ossature du bâtiment étant très rigide, cela correspond alors à un choix de planchers en dalle pleine d'épaisseur 16 cm.

le type de coffrage retenu pour le coulage des planchers (terrasse et étage courant) sera le système "tables et banquettes".

Du fait au RDC, vu l'impossibilité de travailler avec les "tables et banquettes" les planchers seront alors exécutés en corps creux.

Charges et Surcharges :

$$\begin{array}{l} \text{- Terrasse :} \\ G = 0,724 \text{ t/m}^2 \\ S = 0,100 \text{ " } \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{- Terrasse :} \\ G = 0,724 \text{ t/m}^2 \\ S = 0,100 \text{ " } \end{array}} \right\} \Rightarrow q = G + 1,2S = 0,84 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{array}{l} \text{- Etage courant :} \\ G = 0,63 \text{ t/m}^2 \\ S = 0,175 \text{ " } \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{- Etage courant :} \\ G = 0,63 \text{ t/m}^2 \\ S = 0,175 \text{ " } \end{array}} \right\} \Rightarrow q = G + 1,2S = 0,84 \text{ t/m}^2$$

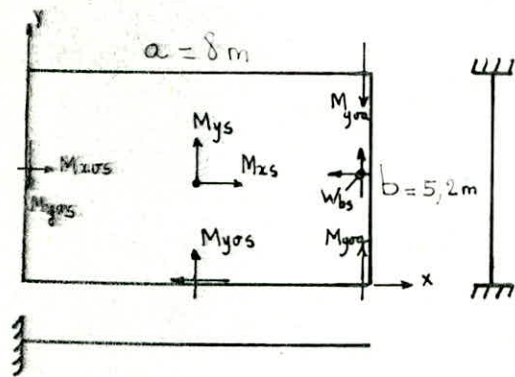
les planchers de la terrasse et ceux de l'étage courant seront calculés de la même manière.

les différentes dalles seront ferrillées par la méthode de BARES.

celle-ci tient compte du mode d'appui de la dalle suivant les 2 sens ainsi que du rapport $\frac{a}{b}$. On utilisera donc les tables de BARES avec le coefficient de poisson correspondant au béton armé $\mu = 0,15$.

celles-ci nous donne aussi bien la flèche que les moments aux appuis et en travée suivant les 2 sens.

- Dalles : 1, 3 et 4
dimensions (8 x 5,2)



$$\left. \begin{array}{l} a = 8 \text{ m} \\ b = 5,2 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{a}{b} = 1,5$$

$$q a^2 = 0,84 \cdot 8^2 = 53,76$$

$$q b^2 = 0,84 \cdot 5,2^2 = 22,71$$

$$\frac{q a^4}{E h^3} = \frac{0,84 \cdot 5,2^4}{1,26 \cdot 16^3} = 0,667$$

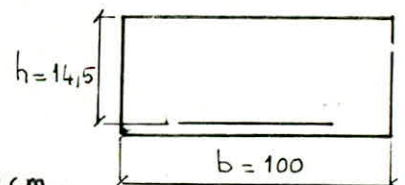
	W_{bs}	M_{xs}	M_{xos}	M_{ys}	M_{yas}	M_{yos}	M_{yra}
m	0,0066	0,0047	-0,0248	0,0370	0,0449	-0,0793	-0,0846
Coef ^t multipl	$\frac{q a^4}{E h^3}$	$q a^2$	$q a^2$	$q b^2$	$q b^2$	$q b^2$	$q b^2$
Moment	0,0044	0,253	-1,333	0,840	1,020	-1,801	-1,921

Moment de flexion max = $M_{yra} = 1,921 \text{ tm/ml}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1,921 \cdot 10^5}{2800 \cdot 10^2 \cdot 14,5^2} = 0,0483 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,90755 \\ k = 39,1 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{39,1} = 71,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1,921 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,90755 \cdot 14,5} = 5,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



Soit alors 5 T12 = 5,65 cm²/ml espacés de t = 20 cm.

On les disposera dans les 2 sens ainsi qu'en travée.

- Vérifications :

1- la flèche :

$$f = 0,44 \text{ cm (calculé par la méthode de BARES)} < \bar{f} = 0,5 + \frac{l}{1000} = 0,5 + \frac{800}{1000} = 1,5 \text{ cm}$$

2- Contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 5,65}{10^2 \cdot 14,4} = 0,392 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,90365 \\ k = 36,9 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1,921 \cdot 10^5}{5,65 \cdot 0,90755 \cdot 14,4} = 2602 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2602}{36,9} = 70,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

3. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b' \cdot \sigma_{sc}}{\sigma_{sc}^2} = 0,69 \cdot 10^2 \cdot 14,4 \cdot \frac{5,8 \cdot 0,675}{4120} = 0,95 \text{ cm}^2 < A = 5,65 \text{ cm}^2$$

4. Condition de non fissuration :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2 b d} = \frac{5,65}{2 \cdot 100 \cdot 1,6} = 0,0176$$

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \sigma_a}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 10^6}{12} \cdot \frac{0,0176}{1 + 10 \cdot 0,0176} = 3003 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 > \bar{\sigma}_a = \frac{1}{3} \sigma_{sc} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ donc la non fissuration est vérifiée.}$$

5. Cisaillement :

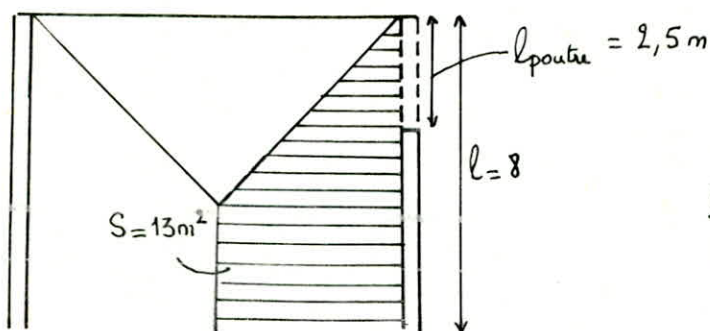
$$T_{\max} = q l = 0,84 \cdot 8 = 6720 \text{ kg/ml}$$

$$\sigma_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{6720}{10^2 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14,4} = 4,98 \text{ kg/cm}^2 / \text{ml} < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

Remarque : les dalles 5, 6 et 7 seront calculées suivant un sens, celui de la petite portée du fait que le rapport de leurs portées est inférieur à 0,4.

tous les calculs étant faits ; les résultats seront récapitulés dans un tableau.

— Calcul de la poutre noyée :



charge revenant à la poutre :

$$q = 0,84 \times 13 \cdot \frac{1}{8} = 1,36 \text{ t/ml}$$

Moment en travée : (poutre semi-encastree)

$$M_t = 0,85 q \frac{l^2}{8} = 0,85 \cdot 1,36 \cdot \frac{2,5^2}{8}$$

$$M = 0,906 \text{ tm.}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 0,906 \cdot 10^5}{2800 \cdot 20 \cdot 14,4^2} = 0,1171 \quad \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,866 \\ K = 22,3 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2383}{22,3} = 106,86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{0,906 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,866 \cdot 14,4} = 2,59 \text{ cm}^2$$

seront disposés donc 2T14 = 3,08 cm² en travée et 2T12 = 2,26 cm² en appui.

- Vérifications :

1- Condition de non fragilité :

$$A = 3,08 \text{ cm}^2 > 0,001 b h = 10^{-3} \cdot 20 \cdot 14,7 = 0,30 \text{ cm}^2$$

2- Contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b h} = \frac{100 \cdot 3,08}{20 \cdot 14,7} = 1,069 \quad \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8573 \\ K = 20,05 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{0,906 \cdot 10^5}{3,08 \cdot 0,8573 \cdot 14,7} = 2383 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2383}{20,05} = 119 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

4- Condition de non fissuration :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2 b d} = \frac{3,08}{2 \cdot 20 \cdot 1,7} = 0,045$$

$$\bar{\sigma}_i = \frac{K \nu}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 10^6}{14} \cdot \frac{0,045}{1 + 10 \cdot 0,045} = 5345 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_i > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$ il n'y a donc pas risque de fissuration.

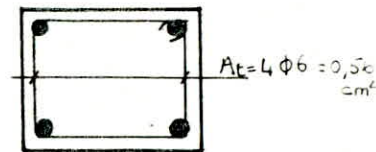
5- la flèche :

$$f = \frac{q l^4}{384 E I} = \frac{1,36 \cdot 2,5^4 \cdot 10^3}{384 \cdot 1,26 \cdot 20 \cdot \frac{16^3}{12} \cdot 10^9} = 0,16 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{250}{500} = 0,5 \text{ cm}$$

6. Cisaillement :

$$T_{max} = q \frac{l}{2} = 1,36 \cdot 10^3 \cdot \frac{2,5}{2} = 1,7 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{1700}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14,3} = 6,79 \text{ kg/cm}^2$$



$$\text{Comme : } \bar{\sigma}_{b0}' \leq \sigma_b' = 119 \leq 2 \bar{\sigma}_{b0}'$$

$$\bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b0}'}\right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{119}{68,5}\right) 5,9 = 16,30 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b = 6,79$$

$$t \leq \max \begin{cases} \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b'}\right) h = \left(1 - 0,3 \cdot \frac{6,79}{5,9}\right) 14,3 = 10,6 \text{ cm} \\ 0,2 h = 0,2 \cdot 14,3 = 2,86 \text{ cm} \end{cases}$$

$$t \leq \frac{0,56 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14,3 \cdot 2800}{1700} = 11,54 \text{ cm}$$

On disposera par conséquent de 25 cadres espacés de 10 cm sur toute la longueur de la poutre.

Pour le local poubelle, vu qu'il a de très petites dimensions, son plancher sera ferrillé forfaitairement ; c'est le cas donc des dalles 10 et 11.

- le local machine, lui sera ferrillé avec une charge $q = 1,13 \text{ t/m}^2$ égale à la somme des charges permanentes et surcharges ; le poids des machines total de 7,7 t est compris dans les charges permanentes.

- pour les planchers de la terrasse, vu que la charge totale du 1^{er} genre est égale à celle des étages courants, alors ils seront ferrillés identiquement à ces derniers.

- pour les armatures de renforcement des ouvertures, il n'y a pas de calcul spécifique ; néanmoins dans le cas général on remplace approximativement la section d'acier perdue dans les ouvertures par des barres disposées sur le pourtour de celles-ci.

Tableau récapitulatif donnant le ferrailage et l'espacement des barres dans les différents panneaux de dalles.

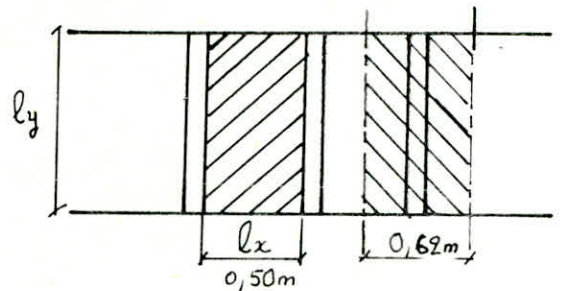
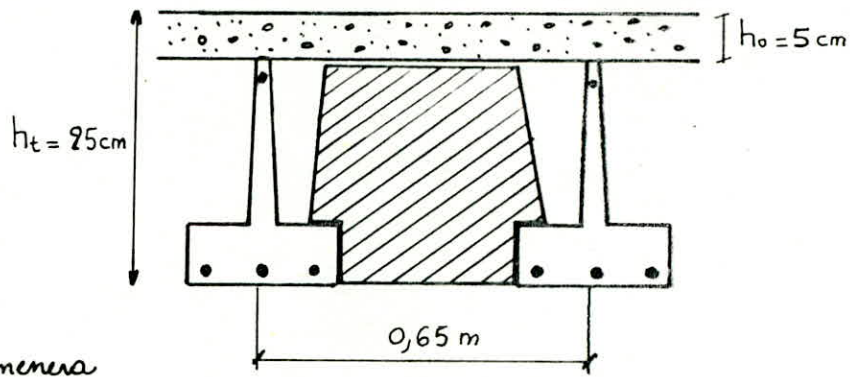
Type de dalle	Type d'appui		$\frac{a}{b}$	travée					appui				
	Sens a	Sens b		M_{\max}^t (tm/ml)	A calculée (cm ² /ml)	N ^{bre} barres (/ml)	A corres p (cm ² /ml)	Espac ^t (cm)	M_{\max}^t (tm/ml)	A calculée (cm ² /ml)	N ^{bre} barres (/ml)	A corres p (cm ² /ml)	Espac ^t (cm)
1, 3 et 4			1,5	1,020	2,75	5 T 12	5,65	20	1,921	5,18	5 T 12	5,65	20
2			1,0	0,988	2,60	5 T 12	5,65	20	1,933	5,21	5 T 12	5,65	20
5, 6 et 7			> 2,5	0,533	1,43	4 T 8	2,01	25	0,442	1,13	4 T 8	2,01	25
Local machines			0,65	0,557	1,62	5 T 10	3,92	20	1,186	3,18	5 T 10	3,92	20

-19-

II Plancher du RDC :

Charge venant au plancher
du RDC : $q = 0,563 \text{ t/m}^2$

L'épaisseur de l'hourdis (dalle
de compression) étant faible et
égale à 5 cm, on qui nous amènera
alors à utiliser des treillis soudés
 $\phi 5$ (mailles 20×20) dont la con-
trainte nominale $\bar{\sigma}_{cn} = 5300 \text{ kg/cm}^2$



En considérant la continuité des panneaux
de dalles :

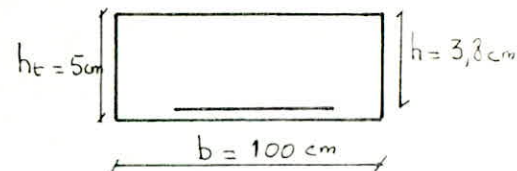
- Moment en travée :

$$M_t = 0,8 M_0 = 0,8 \cdot 0,563 \cdot \frac{0,5^2}{8} = 0,0176 \text{ tm/ml} \times 0,8 = 0,014 \text{ tm/ml}$$

- Moment en appui :

$$M_a = 0,6 M_0 = 0,0176 \cdot 0,6 = 0,011 \text{ tm/ml}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 0,014 \cdot 10^5}{3533 \cdot 10^2 \cdot 3,8^2} = 0,0041$$



$$\Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9708 \\ K = 156 \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{3533}{156} < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{0,014 \cdot 10^5}{3533 \cdot 0,9708 \cdot 3,8} = 0,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cn}} = 0,69 \cdot 10^2 \cdot 3,8 \cdot \frac{5,8}{5300} = 0,29 \text{ cm}^2 > A = 0,11 \text{ cm}^2$$

Soit donc un treillis soudé $\phi 5$ (20×20) = $1,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Vérfications :

1. Contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 1,00}{10^2 \cdot 3,8} = 0,263$$

$$\begin{cases} \varepsilon = 0,9188 \\ K = 46,4 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{0,014 \cdot 10^5}{1,00 \cdot 0,9188 \cdot 3,8} = 401 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 3533$$

$$\sigma_s' = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{401}{46,4} < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

2. Conditions de non fissuration :

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\sigma_s \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 10^6 \cdot 5,9}{5}} = 4039 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 3533$$

3. Cisaillement :

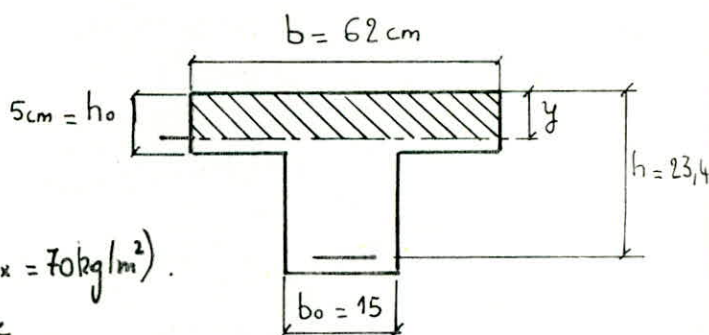
$$T_m = q l_y / 2 = 0,563 \cdot \frac{5,2}{2} = 1463,8 \text{ kg/ml} \quad (h_y = h_x - \phi = 3,3 \text{ cm})$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b_z} = \frac{1463,8}{10^2 \cdot 7/8 \cdot 3,3} = 5,069 \text{ kg/cm}^2 / \text{ml} < \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

Calcul des poutrelles :

① dalles : 1-2-3 et 4

$$l_y = 5,2 \text{ m}$$



charge revenant à la poutrelle ($Q_{corps creux} = 70 \text{ kg/m}^2$).

$q =$ (charge + surcharge) revenant à la poutrelle

+ poids propre de la poutrelle + poids des corps creux.

$$q = 0,563 \cdot 0,62 + 0,15 \cdot 0,20 \cdot 2,5 + 0,070 \cdot 0,62 = 0,467 \text{ t/ml}$$

- Moment sur travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 q \frac{l_y^2}{8} = 0,85 \cdot 0,467 \cdot \frac{5,2^2}{8} = 1,343 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1,343 \cdot 10^5}{2800 \cdot 62 \cdot 23,4^2} = 0,0212 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,1917 \\ \varepsilon = 0,3961 \\ K = 63,25 \end{cases}$$

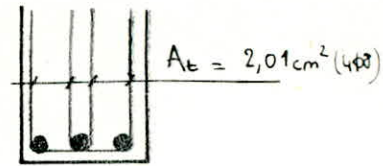
$y = \alpha h = 0,1917 \cdot 23,4 = 4,85 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table.

la section se calcule donc comme une section pseudo-rectangulaire $b \times h$.

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{63,25} < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{1,343 \cdot 10^5}{2800 \cdot 23,4 \cdot 0,9361} = 2,19 \text{ cm}^2$$

Soit 3T12 = 3,39 cm²



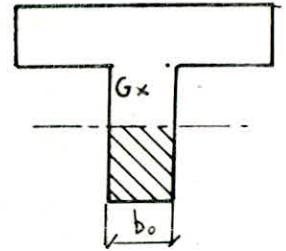
- Moment sur appuis:

$$M_a = 0,6 M_0 = 0,6 \cdot 0,467 \cdot \frac{5,2^2}{8} = 0,947 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 0,947 \cdot 10^5}{2800 \cdot 23,4^2 \cdot 15} = 0,0616 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8973 \\ k = 33,7 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{33,7} < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{0,947 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8973 \cdot 23,4} = 1,61 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$



- Vérifications:

1. la flèche :

$$E_i = 1,26 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{25}{520} = 0,048 < \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{0,85}{10} = 0,085 \text{ (CCBA art 61.2)}$$

la vérification de la flèche est donc nécessaire.

$$y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{62 \cdot 5 \cdot 22,5 + 20 \cdot 15 \cdot 10 + 15 \cdot 3,39 \cdot 1,6}{62 \cdot 5 + 20 \cdot 15 + 15 \cdot 3,39} = 15,22 \text{ cm}$$

I_t : moment d'inertie de la section rendue homogène

$$I_t = \frac{62 \cdot 5^3}{12} + 62 \cdot 5 \cdot (7,28)^2 + \frac{20 \cdot 15^3}{12} + 20 \cdot 15 \cdot (5,22)^2 + 15 \cdot 3,39 \cdot 13,62^2 = 44679 \text{ cm}^4$$

$$\tilde{\omega} = \frac{A}{b h} = \frac{3,39}{62 \cdot 23,4} = 2,34 \cdot 10^{-3}$$

avec $\bar{\sigma}_a = 2032 \text{ kg/cm}^2$

$$\lambda_{\sigma} = \frac{\bar{\sigma}_a}{180 \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \tilde{\omega}} = 5,14$$

avec $\frac{b_0}{b} = \frac{15}{62}$

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_i}{72 \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \omega} = 12,85$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_i}{4 \omega \sigma_a + 3 \bar{\sigma}_i} = 0,20$$

$$I_{f_0} = \frac{I_c}{1 + \lambda_0 \mu} = 22031 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i} = \frac{I_c}{1 + \lambda_i \mu} = 12,515,126 \text{ cm}^4$$

$$q = 0,353 \text{ t/ml} \Rightarrow M_q = 0,85 M_{q_0} = 0,969 \text{ tm}$$

$$q = 0,467 \text{ " } \Rightarrow M_q = 0,15 M_{q_0} = 1,343 \text{ "}$$

$$f_{g_\infty} = \frac{M_q l^2}{10 E_0 I_{f_0}} = 0,84 \text{ cm}$$

$$f_{g_0} = \frac{M_q l^2}{10 E_i I_{f_i}} = 0,67 \text{ cm}$$

$$f_{g_0} = \frac{M_q l^2}{10 E_i I_{f_i}} = 0,55 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} f_{g_\infty} = 0,84 \text{ cm} \\ f_{g_0} = 0,67 \text{ cm} \\ f_{g_0} = 0,55 \text{ cm} \end{array} \right\} \Delta f = f_{g_\infty} + f_g - f_{g_0} = 0,96 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{l}{1000} = 1,02 \text{ cm} > \underline{\underline{\Delta f = 0,96 \text{ cm}}}$$

2 - Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,001 b h = 10^{-3} \cdot 62 \cdot 23,4 = 1,52 \text{ cm}^2 < A$$

3 - Condition de non fissuration :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2 b_0 d} = \frac{3,39}{2 \cdot 15 \cdot 1,6} = 0,07$$

$$\bar{\sigma}_i = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f} = \frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 10^6}{12} \cdot \frac{0,07}{1,7} = 8309 \text{ kg/cm}^2 > \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}$$

4 - Contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 3,39}{62 \cdot 23,4} = 0,223 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9242 \\ K = 51 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{1,343 \cdot 10^5}{3,39 \cdot 0,9242 \cdot 23,4} = 2032 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2032}{51} < \bar{\sigma}'_b$$

5. Cisaillement :

$$T = q \frac{l}{2} = 0,47 \cdot \frac{5,2}{2} = 1346,8 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1346,8}{15 \cdot \frac{7}{8} \cdot 23,4} = 4,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 40 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 68,5 \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,3 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b$$

* Armatures transversales :

$$t_0 \leq \frac{A_t \bar{\sigma}_b}{T} = \frac{2,01 \cdot \frac{7}{8} \cdot 23,4 \cdot 2800}{1346,8} = 85,6 \text{ cm}$$

t_0 doit être $< \max(\bar{t}_1, \bar{t}_2)$

$$\bar{t}_1 = \left(1 - 0,3 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) h = 23,4 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{4,4}{5,9}\right) = 18,07 \text{ cm}$$

$$\bar{t}_2 = 0,2 h = 0,2 \cdot 23,4 = 4,68 \text{ cm}$$

On prendra finalement un $t_0 = 15 \text{ cm}$.

6. Vérification des appuis :

* Appui intermédiaire :

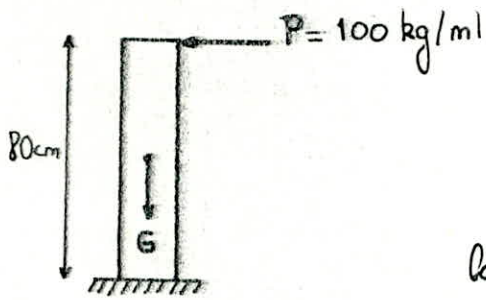
$$T + \frac{M}{l} = 1346,8 - \frac{1,05 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 23,4} < 0 \Rightarrow (\text{Vérif.}^+ \text{ inutile})$$

* Appui de rive :

$$T = 1346,8 \leq A \bar{\sigma}_a = 2,26 \cdot 2800 \quad \text{c'est vérifié}$$

② pour les poutrelles des dalles 6 et 7 ($l_y = 2,5 \text{ m}$) et la dalle 5 ($l_y = 1,5 \text{ m}$) elles seront ferrillées par 3 T10 en travée et 2 T10 en appuis.

Calcul de l'acrotère



On assimile l'acrotère à une console encastree au niveau du plancher terrasse.
l'épaisseur est choisie égale à 15 cm

la charge P représente la pression d'une main courante appliquée à l'extrémité de la console.

G est la poids propre de l'acrotère :

$$G = 0,15 \cdot 0,8 \cdot 2,5 = 0,3 \text{ t/ml}$$

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

le moment de P à l'encastrement = $M = P \times h$ (P: charge pondérée)

$$M_e = 0,100 \times 1,2 \cdot 0,8 = 0,096 \text{ tm/ml}$$

la section, avec un moment d'encastrement M_e et un effort normal G sera calculé en flexion composée.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,096}{0,3} = 32 \text{ cm} > \frac{h_t}{2} = 7,5 \text{ cm} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b0} = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{h_t}{6} = \frac{15}{6} = 2,5 \text{ cm} < e_0 \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

M^t résistant du béton $M_{rb} = K b h^2$ avec $K = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \bar{\alpha} \bar{\gamma}$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 137}{15 \cdot 137 + 2800} = 0,423 \Rightarrow \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,86$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot 137 \cdot 0,423 \cdot 0,86 \cdot 13,5^2 \cdot 10^2 = 4,25 \text{ tm/ml}$$

$M_{rb} > M_f \Rightarrow$ pas d'armatures de compression ($A' = 0$)

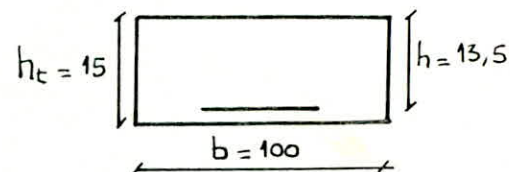
- Calcul du m^t fictif M_b / aux aciers tendus.

$$M_b = N y_a = N \left(e_0 + \frac{h_t}{2} - d \right) \text{ avec } d = 1,5 \text{ cm}$$

$$M_b = 0,3 \left(0,32 - \frac{0,15}{2} - 0,015 \right) = 0,120 \text{ tm/ml}$$

$$A_{b \text{ fict}} = \frac{M_b}{\bar{\gamma} h \bar{\sigma}_a} = \frac{0,120 \cdot 10^5}{0,86 \cdot 13,5 \cdot 2800} = 0,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = A_{b \text{ fict}} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,37 - \frac{300}{2800} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



Condition de non fragilité :

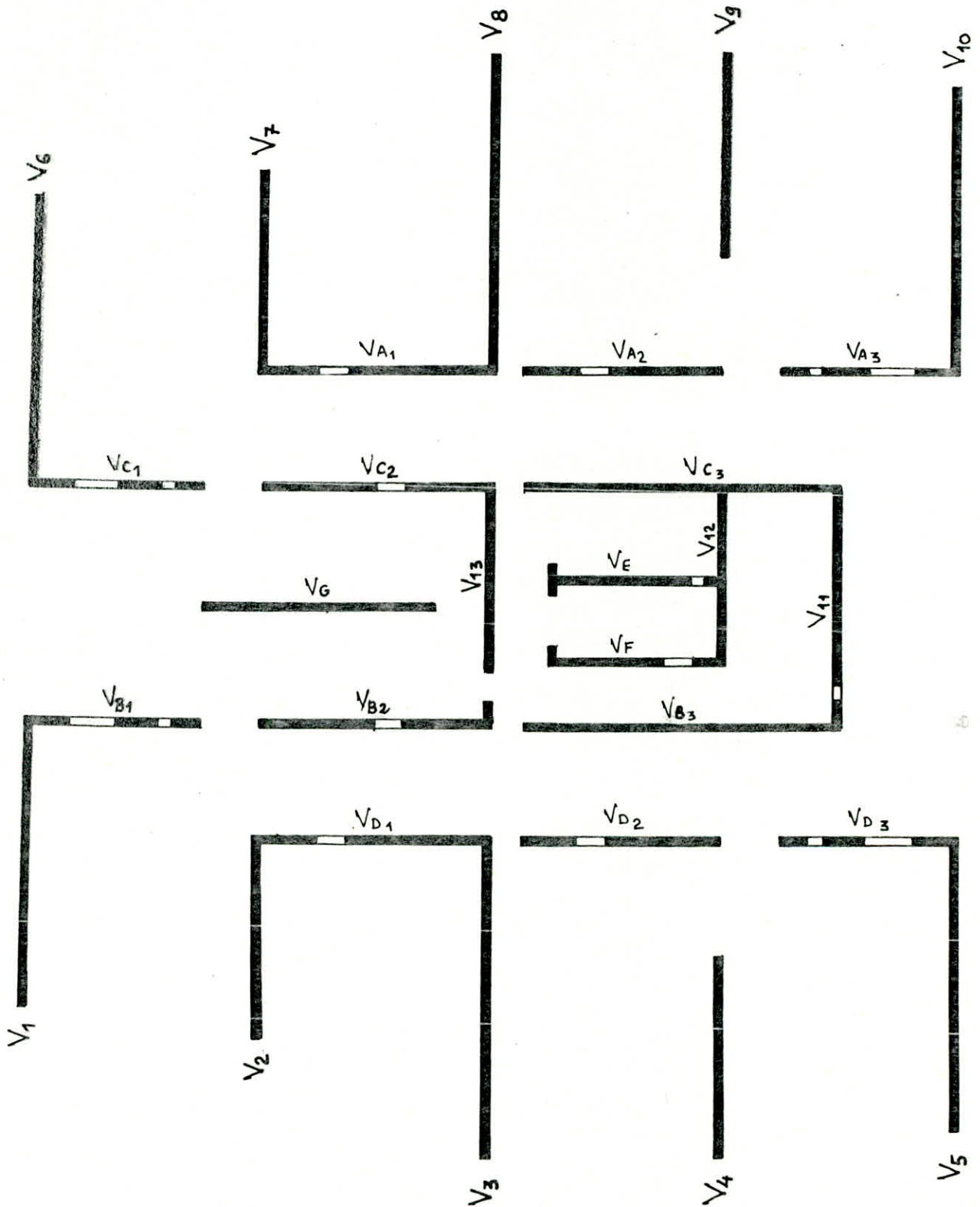
$$A_{min} = 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_{cm}} = 0,69 \cdot 10^2 \cdot 13,5 \cdot \frac{5,8}{4120} = 1,33 \text{ cm}^2/\text{ml} > A = 0,26 \text{ cm}^2$$

On disposera donc 4T8 / ml espacés de 25 cm

Condition de non fissuration :

$$\bar{\sigma}_s = 2,4 \sqrt{\frac{K r}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 10^6}{8} \cdot 5,8} = 3010 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$$

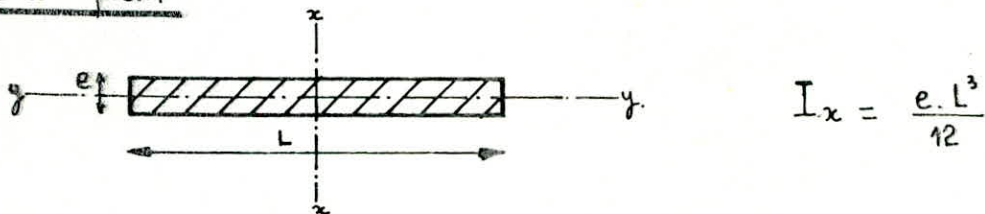
- Voiles de contreventement -



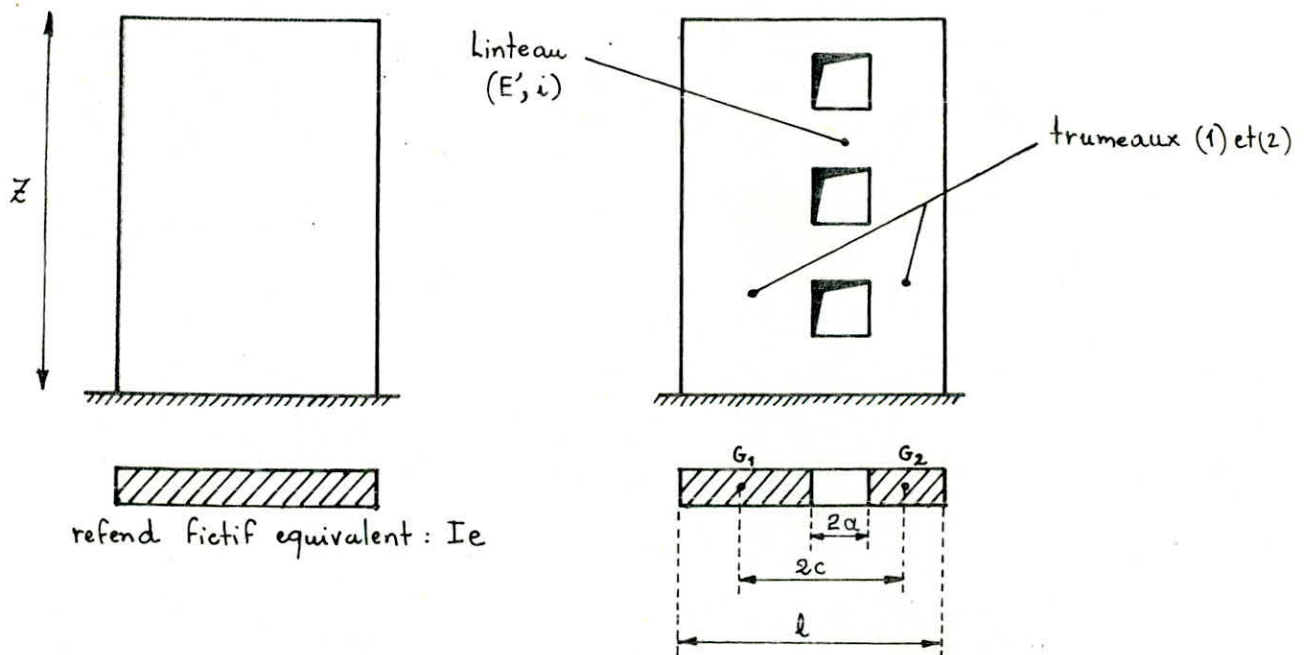
INERTIES EQUIVALENTES.

l'introduction de la notion d'inertie équivalente, permet par un artifice de calcul, d'assimiler les refends avec ouvertures à des refends linéaires pleins. Par définition l'inertie équivalente "Ie" est égale à l'inertie du refend plein qui aurait la même flèche au sommet que le refend avec fentes d'ouvertures soumis à une charge triangulaire pour le séisme.

1. Refend plein



2. Refend à une file d'ouverture :-



i : inertie du linteau

E : module de Young longitudinal du matériau constituant les trumeaux

E' : module de Young longitudinal du matériau constituant les linteaux

Ω_1, Ω_2 : aire des trumeaux (1) et (2)

m : moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité de l'ensemble

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

l : même distance entre les centres de gravité des 2 trumeaux

a : demi portée de l'ouverture

I_1, I_2 : inerties des 2 trumeaux

I : inertie totale du refend à une file d'ouverture

$$I = I_1 + I_2 + 2m.c$$

α : degré de monolithisme

$$\alpha = w.z$$

avec

$$w^2 = \frac{3E'i}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{1}{m} \cdot \frac{c}{a^3 l}$$

L'inertie équivalente pour le cas d'un voile sollicité par des charges triangulaires concentrées est :

$$I_e = \frac{a_n \cdot I}{\frac{60}{11} \frac{2mc \psi_0}{I_0 a^2} + 1}$$

$$\text{avec } a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}$$

n : nombre de niveau

ψ_0 : coefficient donné par l'abaque p.81 de l'ouvrage R.P.A

3. Refend à plusieurs files d'ouvertures.

Suivant le même principe que précédemment on a :

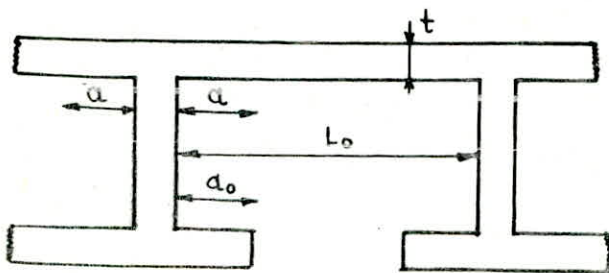
$$I_e = \frac{a_n \cdot I}{\frac{60 \cdot I \cdot \psi_0}{11 (\sum I_i) a^2} + 1}$$

$$\text{et } w^2 = \frac{6E'}{E \cdot l \sum I_i} \cdot \sum \frac{i_i c_i^2}{a_i^3}$$

$$\alpha = w.z$$

Remarque

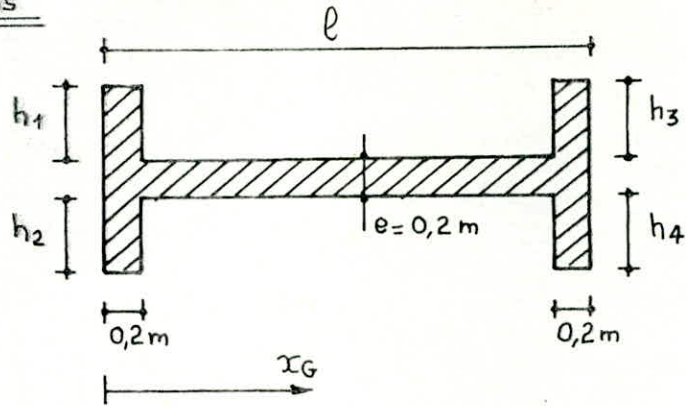
Pour le calcul des inerties équivalentes des voiles on a considéré l'influence des murs perpendiculaires (Art 4.3.2.3 ; R.P.A 81) en tenant compte des limitations ci après :



$$a \leq \min \left(8t, \frac{L_0}{2}, a_0 \right)$$

CALCUL DES INERTIES

1. Refends pleins

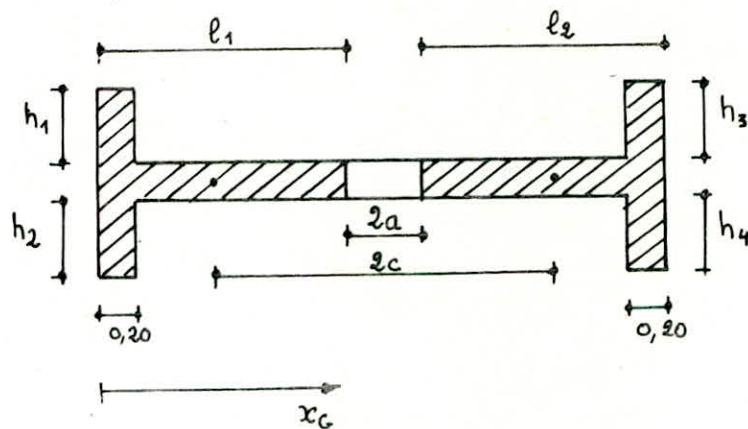


Voiles	V ₁ -V ₅ -V ₆ -V ₁₀	V ₂ -V ₇	V ₃ -V ₈	V ₄ -V ₉	V ₁₂	V ₁₃	V _{B3} -V _{C3}	V _G
l (m)	6,50	4,20	7,00	4,20	4,20	4,40	7,30	5,80
h ₁ (m)	0	0	0	0	0,80	0	0	0
h ₂ (m)	0	0	0	0	0,80	0	0	0
h ₃ (m)	0	0	0,20	0	0	0	0	0
h ₄ (m)	0,80	1,00	1,60	0	0,80	1,60	0,70	0
I (m ⁴)	5,991	1,882	9,029	1,235	3,351	2,456	10,060	3,252
x _G (m)	3,60	2,48	4,20	2,10	1,47	2,76	3,90	2,90

longitudinalement

 trans^{verse}

2. Refends avec 1 file d'ouvertures

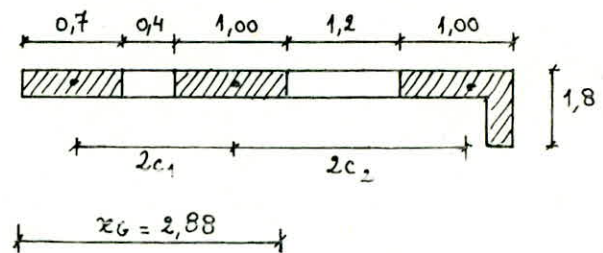


Voiles	$V_{A_1} - V_{D_1}$	$V_{A_2} - V_{D_2}$	V_{B_2}	V_{C_2}	V_F	V_E	V_{11}
h_1 (m)	0	0	0	0	0,30	0,30	0
h_2 (m)	1,60	0	0	0	0	0,30	0,40
h_3 (m)	0	0	0	0	0	0,60	0
h_4 (m)	1,60	0	0,50	1,60	0,60	0,60	1,60
l_1 (m)	1,20	1,40	2,50	2,50	2,40	3,10	4,50
Ω_1 (m ²)	0,56	0,28	0,50	0,50	0,54	0,70	0,98
I_1 (m ⁴)	0,064	0,046	0,26	0,26	0,295	0,588	1,86
l_2 (m)	3,60	2,40	2,30	2,30	0,80	0,60	0,70
Ω_2 (m ²)	1,04	0,48	0,56	0,78	0,28	0,44	0,46
I_2 (m ⁴)	1,419	0,23	0,294	0,412	0,015	0,008	0,013
$2a$ (m)	0,80	0,80	0,80	0,80	0,70	0,40	0,70
$2c$ (m)	4,009	2,70	3,388	3,631	2,551	2,527	3,649
m (m ³)	1,459	0,477	0,895	1,106	0,470	0,683	1,142
I (m ⁴)	7,333	1,565	3,585	4,689	1,510	2,321	6,041
i (m ⁴)	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,230	0,203
α	23,75	40,73	31,89	30,83	48,47	422,77	110,97
ψ_0	0,61	0,62	0,62	0,62	0,63	0,65	0,65
I_e (m ⁴)	7,169	1,551	3,522	4,593	1,502	2,322	6,037
x_G (m)	2,92	2,41	3,04	3,46	1,95	2,19	3,24

3. Refend à 2 files d'ouvertures.

Il existe 1 voile : V_{B_1}

$$\begin{array}{l} \Omega_1 = 0,14 \text{ m}^2 \\ \Omega_2 = 0,20 \text{ m}^2 \\ \Omega_3 = 0,52 \text{ m}^2 \end{array} \quad \begin{array}{l} I_1 = 0,006 \text{ m}^4 \\ I_2 = 0,017 \text{ m}^4 \\ I_3 = 0,037 \text{ m}^4 \end{array} \quad \begin{array}{l} 2c_1 = 1,25 \text{ m} \\ 2c_2 = 2,45 \text{ m} \end{array}$$



$$I = \sum I_i + \sum \Omega_i \overline{G_i G}^2 = 0,06 + 0,14 \times (2,53)^2 + 0,2 \times (1,28)^2 + 0,520 \times (1,17)^2 = 1,99 \text{ m}^4$$

$$\begin{array}{l} i_A = 0,23 \text{ m}^4 \\ i_2 = 0,046 \text{ m}^4 \end{array}$$

$$\alpha = 516,24$$

$$\psi_0 = 0,65$$

$$I_e = 1,989 \text{ m}^4$$

CENTRES DE MASSE ET DE TORSION

1. Calcul du centre de masse :-

En supposant que les masses sont concentrées au niveau des planchers on calcule pour chaque élément de la structure, son poids propre M_i et son centre de gravité x_i par rapport à une origine arbitraire, et on détermine le centre de masse ; les résultats sont donnés à la suite des tableaux donnant le poids propre des éléments M_i .

2. Calcul du centre de torsion

Le centre de torsion des voiles est défini par :

$$x_T = \frac{\sum I_i x_i}{\sum I_i}, \quad y_T = \frac{\sum I_i y_i}{\sum I_i}$$

I_i = inertie équivalente du voile i

x_i et y_i = position du centre de gravité du voile par rapport aux axes $x-x$, $y-y$

Dans le sens longitudinal les voiles de notre bâtiment sont disposés de façon symétrique donc on aura $y_T = 0$ les résultats sont donnés dans le tableau suivant

Voiles	$I_i (m^4)$	$x_i (m)$	$I_i x_i (m^5)$	
VB3	7,772	16,01	124,43	
VC3	10,060	16,30	163,978	
VB2	3,522	8,44	29,726	
VC2	4,593	8,86	40,694	
VE	2,322	14,69	34,110	
VF	1,502	14,45	21,704	
VG	3,252	6,80	22,114	
VC1	1,989	1,42	5,649	VB1
VA1	7,169	8,32	119,292	VD1
VA2	1,551	14,21	22,040	VD2
VA3	1,989	18,92	75,264	VD3
Σ		58,42	659,00	

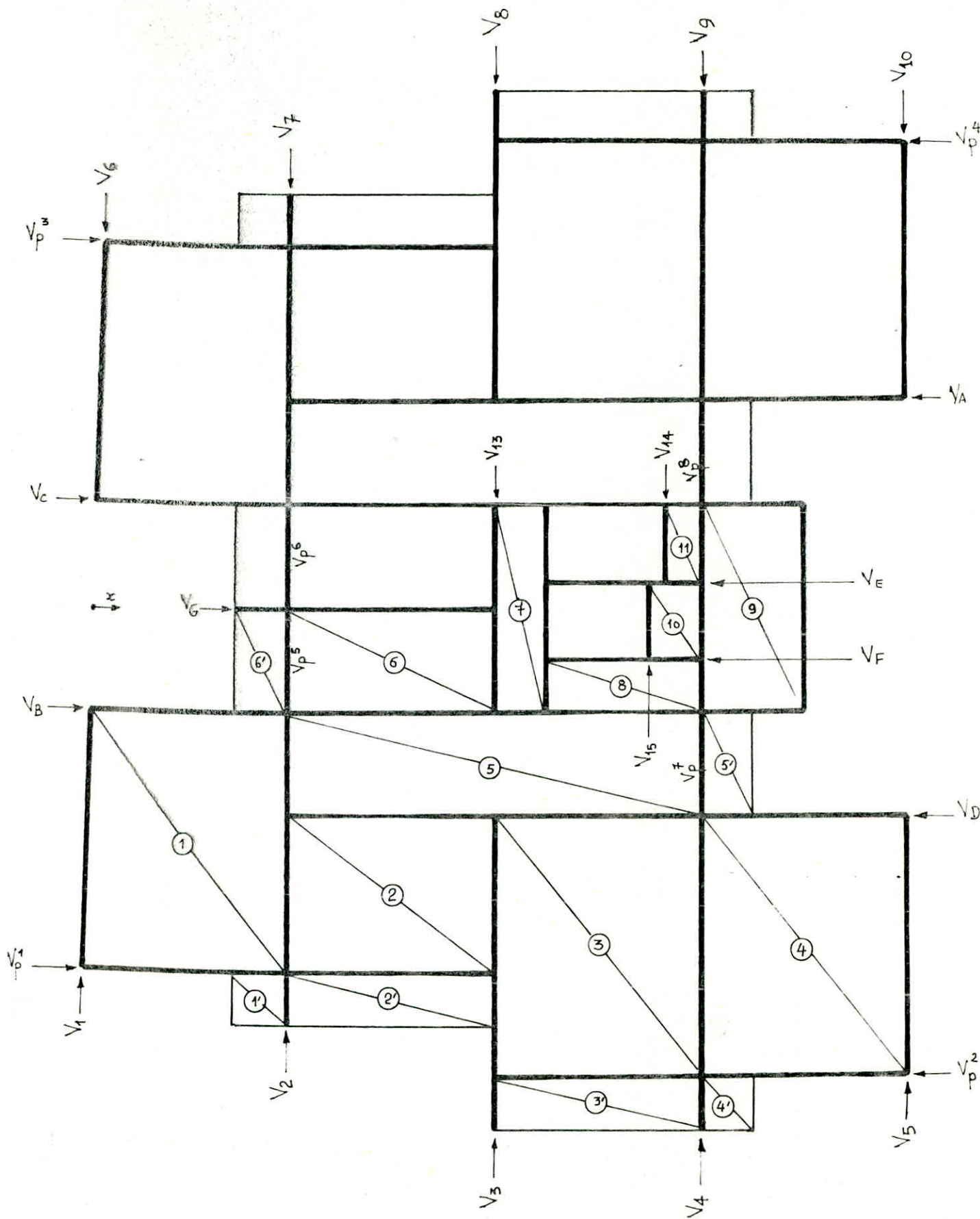
$$x_T = \frac{\sum I_i x_i}{\sum I_i} = \frac{659}{58,42} = 11,30 \text{ m}$$

d'où les coordonnées du centre de torsion sont :

$$x_T = 11,30 \text{ m}$$

$$y_T = 0$$

Identification des dalles et voiles R.D.C



Centre de masse : R.D.C

Elements verticaux : Voiles

	M_i (t)	x_i (m)	$M_i x_i$ (t.m)	
V ₁	9,45	9,10	0,94	V ₆
V ₂	7,80	5,40	41,04	V ₇
V ₃	11,10	10,8	119,88	V ₈
V ₄	7,60	16,20	123,12	V ₉
V ₅	9,45	21,60	204,12	V ₁₀
V ₁₁	7,60	19,00	144,40	
V ₁₂	6,15	16,30	152,00	
V ₁₃	7,80	10,90	85,13	
V ₁₄	3,00	15,30	45,90	
V ₁₅	2,40	14,30	34,32	
V _p ¹	7,80	5,40	42,12	V _p ³
V _p ²	7,80	10,80	84,24	V _p ⁴
V _p ⁵	1,87	5,50	10,31	V _p ⁶
V _p ⁷	1,87	16,20	30,37	V _p ⁸
V _c	26,15	10,73	280,59	V _b
V _d	22,27	7,47	166,36	V _a
V _e	5,43	14,38	78,08	
V _f	4,67	14,10	65,85	
V _g	5,85	2,70	15,80	

$$x_M = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} = \frac{4962,82}{468,78} = 10,59 \text{ m}$$

$x_M = 10,59 \text{ m}$

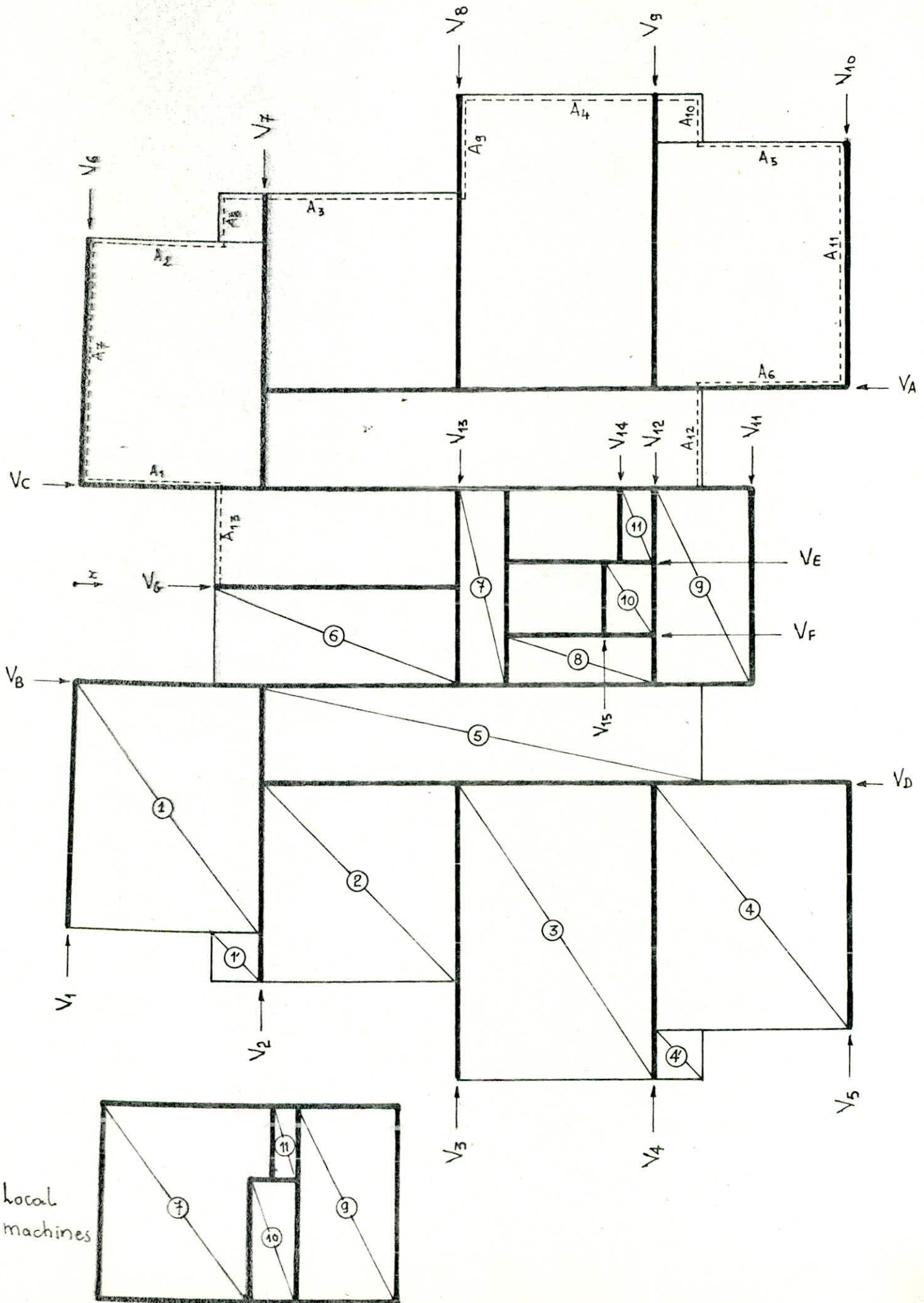
Elements horizontaux : Dalles ($g = 0,5 \text{ t/m}^2$)

	M_i (t)	x_i (m)	$M_i x_i$ (t.m)	
D ₁	15,86	2,80	44,41	D _s ¹
D ₁ '	1,35	4,65	6,28	D _s ^{1'}
D ₂	8,84	8,20	72,49	D _s ²
D ₂ '	3,90	8,20	31,98	D _s ^{2'}
D ₃	15,86	13,60	215,70	D _s ³
D ₃ '	3,90	13,60	53,04	D _s ^{3'}
D ₄	15,86	19,00	301,34	D _s ⁴
D ₄ '	1,35	17,15	23,15	D _s ^{4'}
D ₅	13,25	10,80	143,10	D _s ⁵
D ₅ '	2,25	17,15	38,59	D _s ^{5'}
D ₆	6,89	8,20	56,50	D _s ⁶
D ₆ '	1,99	4,65	9,25	D _s ^{6'}
D ₇	4,13	11,75	48,53	
D ₈	2,75	14,45	39,74	
D ₉	8,66	17,65	152,85	
D ₁₀	1,04	15,50	16,12	
D ₁₁	0,80	15,75	12,60	

	$\sum M_i$	$\sum M_i \cdot x_i$
Voiles	268,80	2701,32
Dalles	199,98	2261,50
Σ	468,78	4962,82

$$W_{RDC} = 468,78 \text{ t}$$

Identification des dalles, voiles : Etage courant et terrasse



Centre de masse : Etage courant

Elements verticaux

Voiles

	M_i (t)	x_i (m)	$M_i x_i$ (t.m)	
V ₁	9,45	0,1	0,94	V ₆
V ₂	7,60	5,40	41,04	V ₇
V ₃	11,10	10,80	119,88	V ₈
V ₄	7,60	16,20	123,12	V ₉
V ₅	9,45	21,60	204,12	V ₁₀
V ₁₁	8,00	19,00	152,00	
V ₁₂	6,15	16,30	100,25	
V ₁₃	7,37	10,90	140,03	
V ₁₄	3,00	15,30	45,90	
V ₁₅	2,40	14,30	34,32	
V _c	23,65	10,73	253,76	V _b
V _d	19,94	7,47	148,95	V _a
V _e	5,43	14,38	78,08	
V _f	4,67	14,10	65,85	
V _g	5,85	2,70	15,80	

Elements horizontaux

Dalles ($g = 0,63 \text{ t/m}^2$)

	M_i (t)	x_i (m)	$M_i x_i$ (t.m)	
D ₁	20,64	2,80	57,79	D _s ¹
D _{1'}	1,42	4,65	6,59	D _s ^{1'}
D ₂	16,71	8,20	137,00	D _s ²
D ₃	25,55	13,60	347,52	D _s ³
D ₄	20,64	19,00	392,14	D _s ⁴
D _{4'}	1,42	17,15	24,31	D _s ^{4'}
D ₅	19,37	11,80	228,60	D _s ⁵
D ₆	11,52	7,35	84,67	D _s ⁶
D ₇	5,20	11,75	61,07	
D ₈	3,50	14,75	50,52	
D ₉	8,66	17,65	152,89	
D ₁₀	1,31	15,50	20,31	
D ₁₁	1,01	15,75	15,88	

	$\sum M_i$	$\sum M_i x_i$
Voiles	220,45	2415,86
Dalles	354,22	2857,89
Σ	474,67	5273,75

$$x_M = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} = \frac{5273,75}{474,67}$$

$$x_M = 11,11 \text{ m}$$

$$W_{EC} = 474,67 \text{ t}$$

Centre de masse : Terrasse

Elements verticaux

Voiles et Acrotères

	M_i (t)	x_i (m)	$M_i x_i$ (t.m)	
2A ₁	1,76	1,95	3,43	2A ₂
2A ₅	1,76	19,80	34,85	2A ₆
2A ₃	3,16	7,40	23,38	
2A ₄	3,16	12,80	40,45	
2A ₇	2,80	0	0	
2A ₈	0,68	3,90	2,65	
2A ₉	1,12	10,9	12,21	
2A ₁₀	0,68	17,75	12,07	
2A ₁₁	2,80	21,8	61,04	
2A ₁₂	1,12	17,75	19,88	
2A ₁₃	1,12	3,90	4,37	
$\frac{1}{2} \sum V_{\text{étage}}$	$\frac{220,45}{2}$	10,96	$\frac{2415,86}{2}$	

Elements horizontaux

Dalles ($g = 0,88 \text{ t/m}^2$)

	M_i (t)	x_i (m)	$M_i x_i$ (t.m)	
D ₁	28,86	2,80	80,81	D _s ¹
D _{1'}	1,98	4,65	9,22	D _s ^{1'}
D ₂	23,36	8,20	191,59	D _s ²
D ₃	35,73	13,60	485,97	D _s ³
D ₄	28,86	19,00	548,37	D _s ⁴
D _{4'}	1,98	17,15	34,00	D _s ^{4'}
D ₅	27,09	11,80	319,67	D _s ⁵
D ₆	16,11	7,35	118,40	D _s ⁶
D ₇	25,71	13,6	349,68	
D ₉	8,66	17,65	152,89	
D ₁₀	2,46	15,5	38,08	
D ₁₁	1,01	15,75	15,88	

	$\sum M_i$	$\sum M_i x_i$
Voiles + Acrt	122,06	1422,65
Dalles	365,78	4132,59
\sum	487,85	5554,85

$$x_M = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} = \frac{5554,85}{487,85}$$

$$x_M = 11,39 \text{ m}$$

$$W_{\text{terr}} = 487,85 \text{ t}$$

Excentricités dans chaque niveau

Niveau	Terrasse	Etage Courant	R.D.C
x_T (m)	11,30	11,30	11,30
x_M (m)	11,39	11,11	10,59
$E_x = x_T - x_M$	-0,09	0,19	0,71

La plus grande excentricité se trouve au niveau du RDC $E_x^{\max} = 0,71$ m

L'excentricité accidentelle fixée par le R.P.A 81 est de 5% de la plus grande dimension du bâtiment

$$E_x^{\text{Acc}} = 0,05 \times 23,9 = 1,195 \text{ m}$$

$$\Rightarrow E_{\text{Acc}} = 1,195 \text{ m}$$

Conclusion:-

C'est l'excentricité accidentelle qui doit-etre prise dans les calculs

CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

Pour le modèle mathématique choisi comme étant une console à masses concentrées, il y'a comme modèle de calcul une méthode exacte et une méthode approchée.

La méthode exacte a pour inconvénient de nécessiter un volume de calcul très importants, qui mènent à la main, sont très longs.

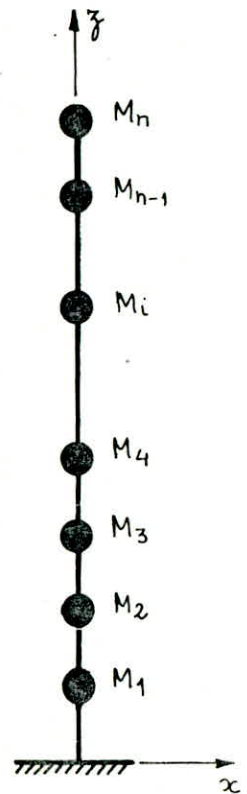
En outre, dans tout calcul de structure les ingénieurs font appel à un grand nombre d'approximations.

La méthode exacte donne des résultats très proches de ceux de la méthode approchée, ce qui nous amène à

choisir une méthode approchée, et parmi ces méthodes celle de RAYLEIGH.

Les méthodes approchées servent à déterminer la période du mode fondamental de la structure, ainsi que le mode de vibration respectif.

Pour notre cas nous allons étudier seulement le 1^{er} mode (mode fondamental).



HYPOTHESES DE CALCUL

Nous supposons dans notre étude que le seul degré de liberté de chaque masse est une translation dans la direction de vibration.

Nous ne tiendrons compte alors que des déformations en flexion plane.

Nous admettrons qu'il n'y'a pas de rotation autour de l'axe vertical du système, et donc pas d'oscillations couplées.

EXPOSE DE LA METHODE

Cette méthode est basée sur le principe de la conservation de l'énergie, elle est donc applicable qu'aux systèmes conservatifs, ceci dit, si on admet que les frottements sont négligeables et que l'influence de l'amortissement sur les valeurs des formes propres est négligeable, cette méthode peut-être applicable pour le calcul de structures réelles.

La loi de conservation de l'énergie pour un système élastique s'écrit

$$\underline{E_{tot} = E_p(t) + E_c(t)} \quad \text{avec} \quad E_p(t) = \text{énergie potentielle.}$$
$$E_c(t) = \text{énergie cinétique.}$$

Si un système oscillant exécute des mouvements d'après le mode fondamental alors toutes les masses du système auront la même pulsation.

Dans le cas d'un système oscillant ayant plusieurs degrés de liberté, les masses w_i auront des elongations $\delta_i(t)$

les 2 énergies s'écrivent :

$$\underline{E_c = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2(t)} \quad , \quad \underline{E_p = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n g w_i \delta_i(t)}$$

Lorsque E_p est max, E_c est nulle ; et lorsque E_c est max, E_p est nulle
d'où $E_{tot} = 0 + E_p^{max} = E_c^{max} + 0 = \text{constante.}$

$$\text{ou bien} \quad E_p^{max} = E_c^{max}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n g \cdot w_i \delta_i = \frac{1}{2} w^2 \sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2$$

d'où la valeur de la pulsation fondamentale selon RAYLEIGH

$$\omega_{1,i}^2 = g \frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i}{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}$$

la période s'écrira :

$$T = \frac{2\pi}{\omega_{1,i}} \Rightarrow$$

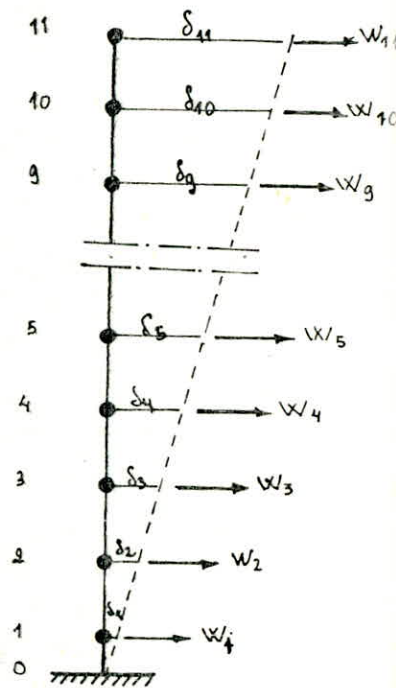
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n w_i \delta_i}}$$

δ_i = déplacement élastique sous w_i

N.B: des valeurs des déplacements unitaires sont données dans le chap (CALCUL DEFORMATIONS)

Niveaux	$K \cdot 10^{-6}$	$K^2 \cdot 10^{-12}$	$K' w_i \cdot 10^{-9}$	$K'^2 w_i \cdot 10^{-15}$
1	0,089	0,0089	0,0443	0,0042
2	0,799	0,639	0,379	0,303
3	2,086	4,351	0,990	2,065
4	3,839	14,738	1,822	6,995
5	5,956	35,468	2,827	16,836
6	8,346	69,647	3,961	33,060
7	10,932	119,507	5,189	56,726
8	13,650	186,309	6,479	88,435
9	16,447	270,519	7,807	128,407
10	19,287	371,978	9,155	176,567
11	22,141	490,236	10,802	239,162
		Σ	49,455	750,560

avec $K' = K \cdot w_i$



Calcul de la periode

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum w_i s_i^2}{g \sum w_i s_i}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum w_i \frac{K'^2}{(EI)^2}}{g \cdot \sum w_i \frac{K'}{EI}}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum w_i \cdot K'^2}{g \cdot EI \sum w_i \cdot K'}}$$

$$\Rightarrow T = \frac{2\pi}{\sqrt{g \cdot EI}} \sqrt{\frac{\sum w_i \cdot K'^2}{\sum w_i \cdot K'}}$$

* sens longitudinal : $T_l = \frac{2\pi}{\sqrt{9,8 \times 378 \cdot 10^4 \times 60,1}} \times \left(\frac{750,56 \cdot 10^{15}}{49,455 \cdot 10^9} \right)^{1/2} = 0,519 \text{ s}$

* sens transversal : $T_t = \frac{2\pi}{\sqrt{9,8 \times 378 \cdot 10^4 \times 58,42}} \times \left(\frac{750,56 \cdot 10^{15}}{49,455 \cdot 10^9} \right)^{1/2} = 0,526 \text{ s}$

les 2 periodes sont presque identiques et proches de celle calculée par la methode empirique.

Etude au vent

I Introduction :

On admet que le vent a une direction d'ensemble moyenne horizontale, mais qu'il peut venir de n'importe quel côté.

pour déterminer l'action du vent sur une construction, on distingue d'une part les caractéristiques du vent qui dépendent des régions, du site, de l'effet de masque etc. et qui engendrent de ce fait une pression dynamique et d'autre part les dispositions de la construction (rapport des dimensions principales, sa position dans l'espace).

l'action d'ensemble du vent soufflant dans une direction donnée sur une construction est la résultante géométrique de toutes les actions dont on cite :

- la force de traînée T : action horizontale dans la direction du vent.
- la force de dérive L : action perpendiculaire à T dans le plan horizontal.
- la force de portance U : force ascendante (direction verticale) produisant un soulèvement ou un renversement.

II Sens transversal :

la force de traînée étant la plus importante

$$T = C_t \cdot \beta \cdot S \cdot q \cdot D_e$$

* C_t : Coefficient de traînée :

$$C_t = C_{t0} \cdot \gamma_0 \quad \text{avec } C_{t0} = 1,3 \quad (\text{prisme de 4 côtés à base polygonale régulière})$$

→ Catégorie I et γ_0 est donné par le tableau R III 10 (NV65)

Caractéristiques du bâtiment :

- hauteur $H = 32,30 \text{ m}$

- grand côté $a = 23,90 \text{ m}$

- petit côté $b = 21,80 \text{ m}$

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{32,3}{23,9} = 1,35 \quad \Rightarrow \quad \boxed{\gamma_0 = 1}$$

$$C_t = 1,3 \times 1 \quad \Rightarrow \quad \boxed{C_t = 1,3}$$

* β : Coefficient de majoration dynamique : $\beta = \theta (1 + \xi_T \theta) \geq 1$

- ξ : coefficient de réponse donné en f^{\pm} de la période T du mode fondamental d'oscillation (R.III.3)

- θ : coefficient de pulsation déterminé à chaque niveau en f^{\pm} de H correspondant (R.III.4)

- θ : " global dépendant du type de construction.

pour un bâtiment à usage d'habitation et pour $30\text{ m} < H < 60\text{ m}$

$$\theta = 0,7 + 0,01(H - 30) \Rightarrow \boxed{\theta = 0,723}$$

- Calcul de ξ :

Niveau	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Terr
H(m)	1,5	4,5	7,5	10,5	13,5	16,5	19,5	22,5	25,5	28,5	31,5	32,3
ξ	0,360	0,360	0,360	0,359	0,357	0,350	0,345	0,342	0,333	0,331	0,328	0,32

- Calcul de ξ_T : contreventement par voiles (Annexe 4 - NV 65)

$$T_T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{b}} \sqrt{\frac{H}{b+H}} = 0,428 \Rightarrow \boxed{\xi_T = 0,39} \quad (\text{R.III.3 - NV 65})$$

- Calcul de $\beta = \theta (1 + \xi_T \theta)$

Niv	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Terr
β	0,825	0,825	0,825	0,824	0,824	0,822	0,820	0,819	0,818	0,816	0,815	0,81

* Coefficient de dimension δ : f^{\pm} de la plus grande dimension offerte au vent

$$L = a = 23,90\text{ m}$$

après interpolation (diagramme R.III.2) on trouve $\boxed{\delta = 0,79}$

* Pression du vent q : $q = K_s \cdot K_m \cdot q_H$

- Effet de site :

- Bejaïa étant classé en région II, site exposé $\Rightarrow \boxed{K_s = 1,3}$

- Effet de masque :

Nous considérerons que notre bâtiment n'est pas masqué par une autre construction

$$\boxed{K_m = 1}$$

* Pression dynamique q_H : agissant à la hauteur H au dessus du sol (C.III.4)

Région II

$$H = 32,3\text{ m}$$

$$\Rightarrow \underline{\underline{q_{HN} = 95\text{ kg/m}^2}} \quad \text{et} \quad q_{H,ext} = 1,75 q_{HN} = \underline{\underline{166,3\text{ kg/m}^2}}$$

* Largeur du maître couple :

C'est la projection orthogonale de la Surface considérée de la construction $\Rightarrow d = 23,90$

Niveau	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Terr
H(m)	1,5	4,5	7,5	10,5	13,5	16,5	19,5	22,5	25,5	28,5	31,5	32,3
ζ	0,360	0,360	0,360	0,359	0,357	0,350	0,345	0,342	0,338	0,331	0,328	0,326
β	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
q_H	55	61	66,4	71	75,5	79,4	83	86	89	92	94,5	95
T(dan/m)	1276,26	1415,49	1540,79	1647,54	1751,96	1842,46	1925,99	1995,61	2065,22	2134,84	2192,85	2204,45

$$H=0 \rightarrow T = 1217,26 \text{ dan/m}$$

II Sens Longitudinal :

$$\lambda_b = \frac{H}{b} = \frac{32,3}{21,8} = 1,48 \Rightarrow \boxed{\gamma_0 = 1}$$

$$* C_t = 1,3 \cdot 1 = 1,3$$

$$T_L = 0,08 \cdot \frac{32,3}{\sqrt{23,9}} \sqrt{\frac{32,3}{32,3 + 23,9}} = 0,401 \Rightarrow \boxed{\gamma_L = 0,30}$$

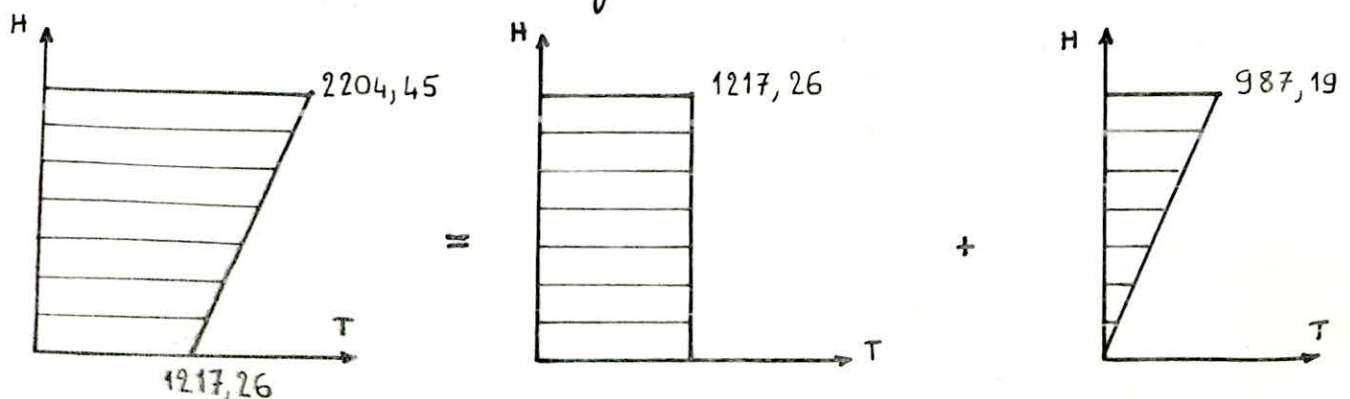
* Largeur du maître couple : $d = 21,80 \text{ m}$

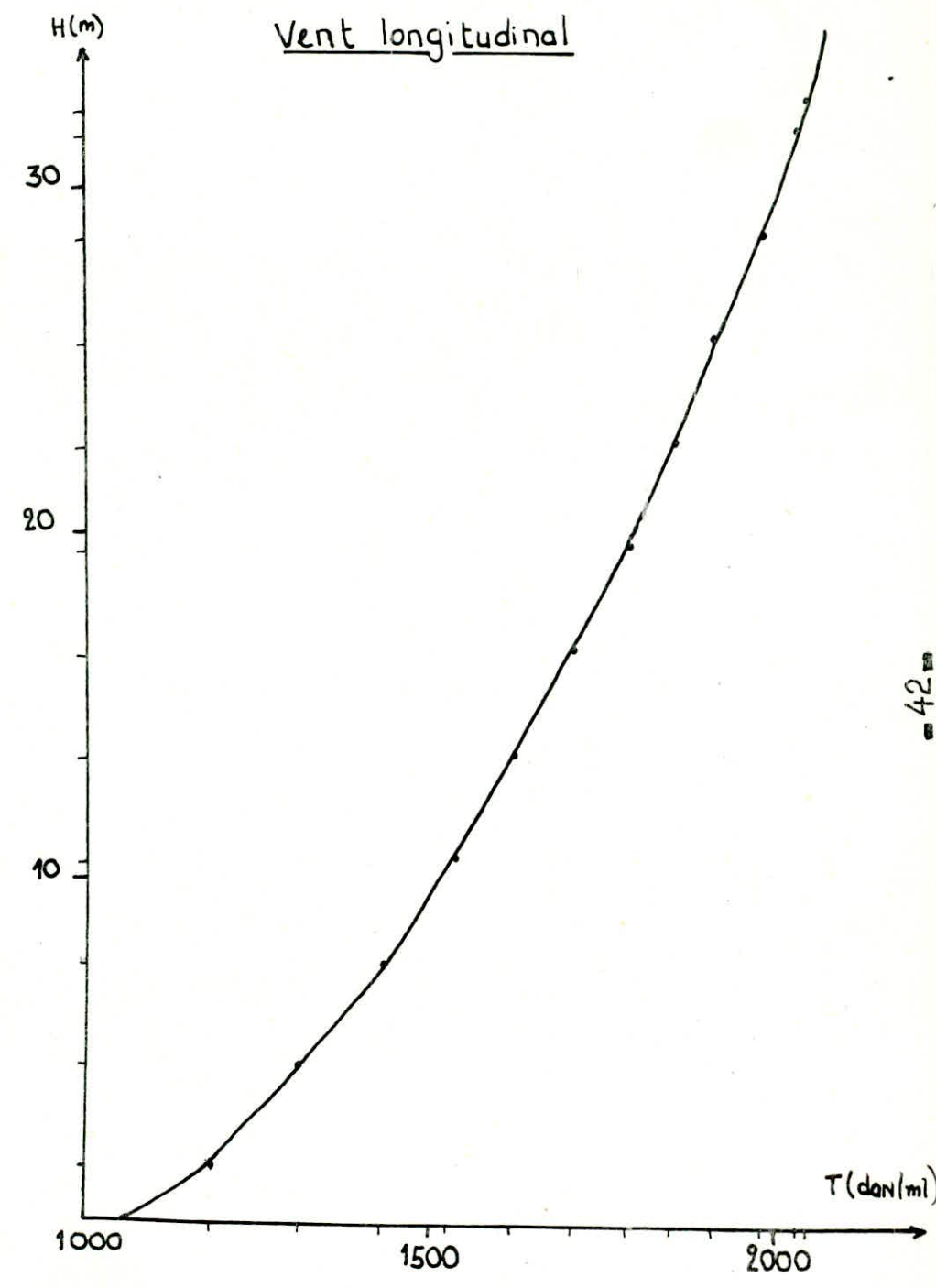
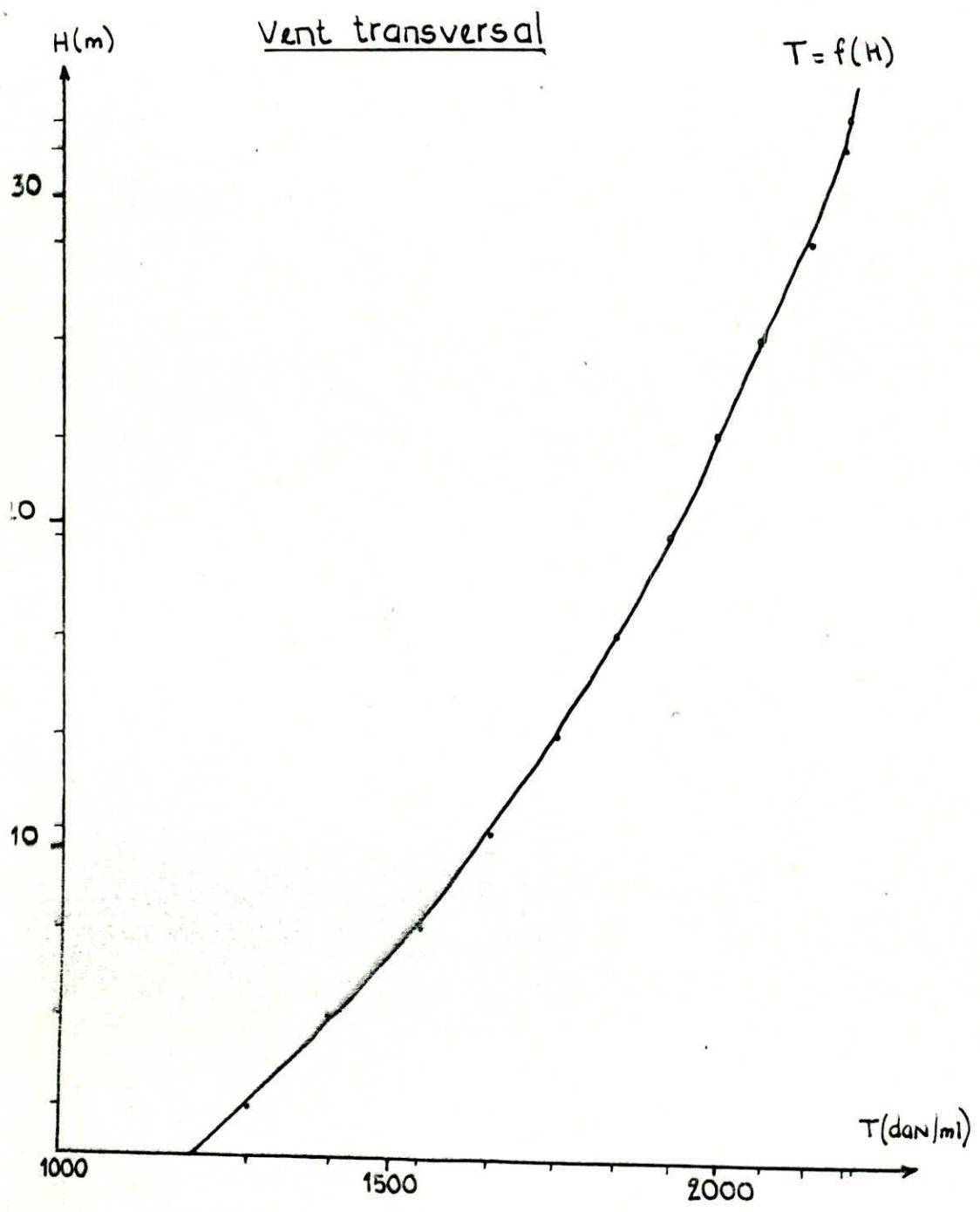
Niveau	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Terr
H(m)	1,5	4,5	7,5	10,5	13,5	16,5	19,5	22,5	25,5	28,5	31,5	32,3
ζ	0,360	0,360	0,360	0,359	0,357	0,350	0,345	0,342	0,338	0,331	0,328	0,326
q_H	55	61	66,4	71	75,5	79,4	83	86	89	92	94,5	95
T(dan/m)	1182,12	1311,07	1427,14	1526,01	1622,73	1706,55	1783,92	1848,40	1912,88	1977,36	2031,09	2041,84

$$H=0 \rightarrow T = 1128,84 \text{ dan/m}$$

Vent agissant transversalement :

le diagramme représentant les forces de traînée sur toute la hauteur du bâtiment peut être décomposé en la somme de 2 diagrammes simples.





- Efforts horizontaux agissant à la base :

$$H_N = 1217,26 \frac{m}{s} + 987,19 \cdot \frac{H}{2} = \left(1217,26 + \frac{987,19}{2} \right) 32,3 = 55,26 \text{ t}$$

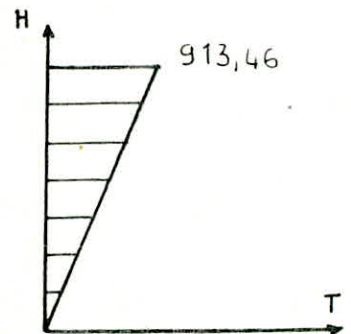
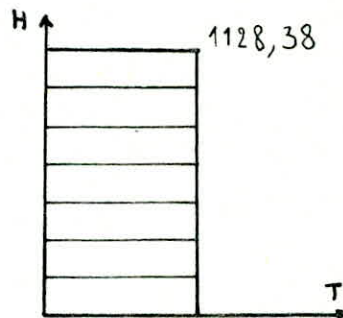
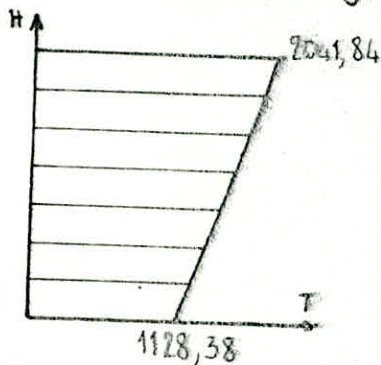
$$M_N = 1217,26 \cdot \frac{H^2}{2} + 987,19 \cdot \frac{H^2}{3} = \left(\frac{1217,26}{2} + \frac{987,19}{3} \right) 32,3^2 = 978,29 \text{ t m}$$

- Efforts extrêmes :

$$H_{ex} = 1,75 H_N = 96,70 \text{ t}$$

$$M_{ex} = 1,75 M_N = 1712 \text{ t m}$$

Vent agissant longitudinalement :



$$H_n = \left(1128,38 + \frac{913,46}{2} \right) 32,3 = 51,20 \text{ t}$$

$$\Rightarrow H_{ex} = 89,60 \text{ t}$$

$$M_n = \left(\frac{1128,38}{2} + \frac{913,46}{3} \right) 32,3^2 = 906,28 \text{ t m}$$

$$\Rightarrow M_{ex} = 1586 \text{ t m}$$

Détermination de l'effort de dérive L :

la force de dérive prend en considération l'action des tourbillons de KARMAN qui provoquent des vibrations dans la direction perpendiculaire au vent. les vibrations apparaissent notamment pour de faibles vitesses ($\leq 25 \text{ km/s}$)

les périodes dans les 2 sens étant respectivement $T_L = 0,401 \text{ s}$ et $T_T = 0,428 \text{ s}$.

Si T_k désigne la période des tourbillons, alors on aura résonance lorsque $T_k = T$

$$\text{Soit } V_{cr} = \frac{d}{S \cdot T}$$

avec

d : largeur du maître couple

S : nbre de Strouhal compris entre 0,25 et 0,3

(pour une structure à base carrée).

- Sens transversal :

$$V_{cr} = \frac{23,9}{0,25 \cdot 0,428} = 223,36 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$$

- Sens longitudinal :

$$V_{cr} = \frac{21,1}{0,25 \cdot 0,401} = 217,46 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$$

il est donc inutile de faire un calcul à la résonance ainsi que le calcul à la dérive.

- Détermination de la portance U : $U = C_u \cdot \delta \cdot q \cdot S_u$

a) Coefficient de portance C_u : $C_u = C_i - C_e$

C_i est le coef^t de surpression intérieure sur la terrasse.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Construction fermée} \\ u < 5 \end{array} \right\} \Rightarrow C_i = 0,6 (1,8 - 1,380) = 0,6 (1,8 - 1,31) \Rightarrow C_i = 0,3$$

C_e est le coef^t de dépression extérieure

$$\left. \begin{array}{l} \text{on lit pour } d=0 \\ \text{et } \gamma_0=1 \end{array} \right\} C_e = -0,5 \quad (\text{abaque R}\text{III}.6)$$

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

* Coefficient de dimension δ :

$$\left. \begin{array}{l} \text{pour } a = 23,90 \text{ m} \\ \text{et } H = 32,30 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \delta = 0,79$$

* Pression du vent q :

$$\text{pour } H = 32,3 \text{ m} \Rightarrow q_H = 95 \text{ dan/m}^2$$

$$q = k_s \cdot q_H = 1,3 \cdot 95 = 123,5 \text{ dan/m}^2$$

* Surface de la terrasse :

$$S = 458,52 \text{ m}^2$$

$$\text{l'effort de portance } U = C_u \delta \cdot q \cdot S_u = 0,8 \cdot 0,79 \cdot 123,5 \cdot 458,52 = 35,79 \text{ t}$$

- Sous vent extrême :

$$U_{ex} = 1,75 U = 1,75 \cdot 35,79 = 62,63 \text{ t}$$

or le poids total du bâtiment à vide est $G = 5614 \text{ t}$, ce qui veut dire que pratiquement U_{ex} est négligeable devant le poids G . par conséquent l'effort de portance ne sera pas pris en compte.

Il nous reste dans ce cas à considérer uniquement l'effort de traînée T_e .
celui sera résumé dans un tableau donnant les efforts à chaque niveau.

Vent transversal		Vent longitudinal		
He (t)	Me (tm)	He (t)	Me (tm)	Niveau H(m)
0	0	0	0	32,3
2,39	1,05	2,22	0,97	31,5
11,38	23,69	10,54	21,95	28,5
20,36	75,88	18,86	70,29	25,5
29,34	157,60	27,18	146,00	22,5
38,32	268,85	35,51	249,07	19,5
47,30	409,65	43,83	379,50	16,5
56,29	579,98	52,15	537,29	13,5
65,27	779,85	60,47	722,45	10,5
74,25	1009,26	68,79	934,97	7,5
83,23	1268,20	77,12	1174,85	4,5
92,21	1556,68	85,44	1442,10	1,5
96,70	1712,00	89,60	1586,00	0

Introduction

Notre étude sera faite par application des règles parasismiques Algériennes dont le but est de prévoir les mesures nécessaires à la conception et à l'exécution des constructions, de façon à fournir un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Calcul des forces sismiques

Toutes les conditions requises par le R.P.A pour l'application de la méthode statique étant satisfaites, nous pouvons substituer aux forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction.

Un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique

la force latérale totale est donnée par :

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

- A est le coefficient d'accélération des zones : Il dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique

$$\left. \begin{array}{l} \text{groupe d'usage II} \\ \text{ZONE II} \end{array} \right\} \Rightarrow \boxed{A = 0,15}$$

Ce coefficient correspond au rapport de l'accélération max du sol à celle due à la gravitation

- D est le facteur d'amplification dynamique moyen : Sa valeur sera déterminée d'après le type de sol en fonction de la période T du bâtiment

$$T = 0,075 \frac{H}{V_L} \quad \text{pour bâtiment semi-rigide contreventé par voiles}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{sol meuble} \\ T_l = 0,483 \text{ s} \\ T_t = 0,506 \text{ s} \end{array} \right\} \Rightarrow \boxed{D = 2,00}$$

- B est le facteur de comportement de la structure : Il dépend du type et de la nature des contreventements de la structure

structure voiles porteurs \Rightarrow $B = \frac{1}{3}$

- Q est le facteur de qualité : le facteur de qualité du système de contreventement d'une structure donnée est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction

Q est donné par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q \quad (\text{voir R.P.A})$$

q	1	2	3	4	5	6
P _q	0	0	0	0	0,1	0,1

\Rightarrow $Q = 1,2$

- W est le poids de la structure : Il comprend la totalité des charges permanentes

$$W = W_{\text{ter}} + 9 W_{\text{EC}} + W_{\text{RDC}} = 487,85 + 9 \times 474,67 + 468,78 = \underline{5228,66 \text{ t}}$$

d'où $V = 0,15 \times 2,00 \times \frac{1}{3} \times 1,2 \times 5228,66 = 627,44 \text{ t}$

Distribution des forces latérales (Art 3.3.3 R.P.A 81),

La force latérale totale V doit être distribuée sur la hauteur du bâtiment selon les formules :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^{i=11} F_i$$

F_t est la force concentrée au sommet de la structure.

Puisque les périodes longitudinales et transversales étant inférieures à 0,7s

nous prendrons F_t = 0

La partie restante de l'effort horizontal total V sera distribuée sur la hauteur du bâtiment suivant la formule :-

$$F_k = \frac{V - F_k \quad w_k h_k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

w_k et h_k sont respectivement le poids propre de la hauteur à partir de la base au niveau k .

	w_i (t)	h_i (m)	$w_i h_i$ (t.m)	F_i (t)	Cumul F_i	cumul M_i
11	487,85	31,5	15367,28	111,39	111,39	0
10	474,67	28,5	13528,10	98,06	209,45	334,17
9	474,67	25,5	12104,09	87,74	297,19	962,52
8	474,67	22,5	10680,08	77,42	374,61	1854,09
7	474,67	19,5	9256,07	67,09	441,70	2977,92
6	474,67	16,5	7832,06	56,77	498,47	4303,02
5	474,67	13,5	6408,05	46,45	544,92	5798,43
4	474,67	10,5	4984,04	36,13	581,05	7433,19
3	474,67	7,5	3560,03	25,81	606,86	9176,34
2	474,67	4,5	2136,02	15,48	622,34	10996,92
1	468,78	1,5	703,17	5,08	627,44	12863,94
0	0	0	0	0	627,44	14746,26

$$\sum w_i h_i = 86558,99$$

Remarque

* de niveau de la base de la structure est pris au niveau du sol, Compte tenu que les déformations sont moins importantes dans le sol

Distribution des sollicitations aux refends

La distribution de la rigidité sur la hauteur du bâtiment ne présente pas de variations brusques, et le système de contreventement est conservé d'un étage à un autre, ce qui entraîne un rapport d'inertie constant sur toute la hauteur du bâtiment.

L'effort tranchant total dans chaque plan horizontal sera distribué aux différents éléments de contreventement proportionnellement à leur rigidité. Pour l'évaluation des sollicitations : moments, efforts tranchants dans les éléments de la structure on prend comme modèle, un modèle élastique linéaire. L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion horizontale due à l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion doit être pris en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

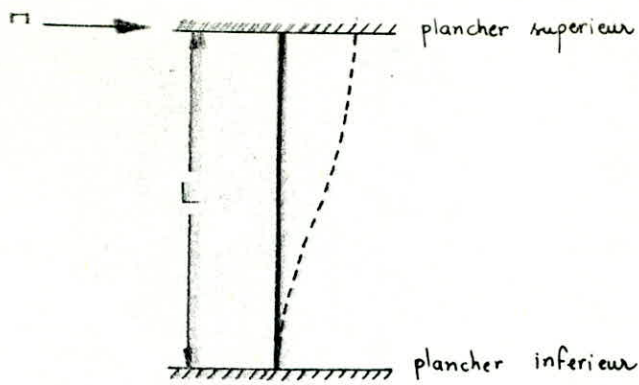
La méthode choisie pour le calcul est la méthode du centre de torsion.

METHODE DU CENTRE DE TORSION

Le centre de torsion d'un refend est le point caractérisé par les propriétés suivantes :-

1. Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends.
2. Un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation des refends.

La rigidité à la flexion I d'un refend est la force (ou le couple) de rappel par laquelle le refend réagit, quand une force (ou un couple) extérieur H produit une translation (ou une rotation) unitaire telle qu'elle est représentée sur la figure suivante :-



$$J = \frac{12 E \cdot I}{L^3}$$

I = moment d'inertie

J = rigidité

Rigidité à la flexion d'un refend

CALCUL SIMPLIFIE

Le calcul simplifié s'applique dans les cas très fréquents où les axes d'inertie principaux de la plupart des refends sont parallèles, ceux disposés selon une autre direction constituant une exception.

De plus, les conditions pour effectuer les calculs avec les moments à la place des rigidités sont respectées, en effet tous les refends ont le même module d'élasticité, la même hauteur et présentant les mêmes conditions aux appuis.

Pour simplifier les calculs on remplace la rigidité par le moment d'inertie.

ETAPE DE CALCUL :-

1. Les axes $x-x$ et $y-y$ passant par le centre de torsion seront parallèles aux axes principaux des refends.
2. On détermine pour chaque refend I_x et I_y .
3. Les rigidités transversales I_{xy} sont nulles, en conséquence le centre de torsion est le centre de gravité des moments d'inertie.
4. Les forces provenant des translations :-

$$H_{trans}^x = \frac{H_x \cdot I_y}{\sum I_y}$$

,

$$H_{trans}^y = \frac{H_y \cdot I_x}{\sum I_x}$$

H : est due au seisme

5. Les forces provenant des rotations :-

$$H_{rot}^x = \frac{H_x \cdot e_y \cdot I_y}{\Theta} \cdot y$$

,

$$H_{rot}^y = \frac{H_y \cdot e_x \cdot I_x}{\Theta} \cdot x$$

avec $\Theta = \sum I_x \cdot x^2 + \sum I_y \cdot y^2$

6. Les forces totales distribuées dans les refends.

$$H_{tot}^x = H_{trans}^x + H_{rot}^x$$

,

$$H_{tot}^y = H_{trans}^y + H_{rot}^y$$

Distribution des efforts à la base des refends

Sens longitudinal

	$I_x (m^4)$	$x (m)$	$I_x \cdot x^2 (m^6)$	H_{trans}^y	H_{rot}^y	$H_{tot}^y (t)$	
V_1	5,991	-11,18	748,83	62,55	/	62,55	V_6
V_2	1,882	-5,78	62,87	19,65	/	19,65	V_7
V_3	2,029	-0,38	1,30	94,26	/	94,26	V_8
V_4	1,235	4,92	29,89	12,89	1,06	13,95	V_9
V_5	5,991	10,32	638,06	62,55	10,78	73,33	V_{10}
V_{11}	6,037	7,62	350,53	63,03	8,02	71,05	
V_{12}	3,351	4,92	81,12	34,98	2,88	37,86	
V_{13}	2,456	-0,38	0,35	25,65	/	25,65	
ΣI_x	60,10						

$$I = \Sigma I_x \cdot x^2 + \Sigma I_y \cdot y^2 = 4299,67 \text{ m}^6$$

Sens transversal.

	$I_y (m^4)$	$y (m)$	$I_y \cdot y^2 (m^6)$	H_{trans}^x	H_{rot}^x	$H_{tot}^x (t)$	
V_{B3}	7,772	2,85	63,13	83,47	3,86	87,34	
V_{C3}	10,060	-2,85	81,71	108,05	/	108,05	
V_{B2}	3,522	2,85	28,61	37,83	1,75	39,57	
V_{C2}	4,593	-2,85	37,31	49,33	/	49,33	
V_E	2,322	0,65	0,98	24,94	0,26	25,20	
V_F	1,502	-1,15	1,99	16,30	/	16,30	
V_G	3,252	0	0	34,93	0	34,93	
V_{C1}	1,989	2,85	16,16	21,36	0,99	22,35	V_{B1}
V_{A1}	7,169	5,55	220,82	76,99	6,94	83,93	V_{D1}
V_{A2}	1,551	5,55	47,77	16,66	1,50	18,16	V_{D2}
V_{A3}	1,989	5,55	61,27	21,36	1,92	23,28	V_{D3}
ΣI_y	58,42						

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
V ₁	62,55	62,55	62,07	60,53	57,95	54,35	49,71	44,06	37,36	29,64	20,89	11,10	V ₆
V ₂	19,65	19,65	19,50	19,01	18,21	17,07	15,62	13,84	11,74	9,32	6,56	3,49	V ₇
V ₃	94,26	94,26	93,55	91,22	87,34	81,91	74,93	66,39	56,31	44,67	31,48	16,74	V ₈
V ₄	13,95	13,95	13,85	13,51	12,92	12,12	11,09	9,83	8,33	6,61	4,66	2,48	V ₉
V ₅	73,33	73,33	72,77	70,96	67,94	63,71	58,29	51,64	43,81	34,75	24,49	13,02	V ₁₀
V ₁₁	71,05	71,05	70,51	68,76	65,83	61,73	56,48	50,05	42,44	33,67	23,73	12,61	
V ₁₂	37,86	37,86	37,57	36,64	35,08	32,90	30,10	26,66	22,61	17,94	12,64	6,72	
V ₁₃	25,65	25,65	25,44	24,81	23,76	22,28	20,38	18,06	15,32	12,15	8,56	4,55	
V _{B3}	87,34	87,34	86,67	84,51	80,92	75,89	69,42	61,51	52,17	41,38	29,16	15,51	
V _{C3}	108,05	108,05	107,23	104,55	100,11	93,88	85,88	76,10	64,54	51,20	36,09	19,18	
V _{B2}	39,57	39,57	39,27	38,30	36,67	34,39	31,54	27,88	23,64	18,75	13,21	7,02	
V _{C2}	49,33	49,33	48,95	47,73	45,70	42,86	39,21	34,74	29,46	23,37	16,47	8,76	
V _E	25,20	25,20	25,01	24,39	23,35	21,90	20,03	17,75	15,05	11,94	8,42	4,47	
V _F	16,30	16,30	16,18	15,78	15,10	14,17	12,95	11,49	9,74	7,73	5,45	2,89	
V _G	34,93	34,93	34,66	33,80	32,36	30,35	27,77	24,60	20,86	16,55	11,67	6,20	
V _{C1}	22,35	22,35	22,18	21,63	20,71	19,43	17,77	15,75	13,36	10,59	7,47	3,97	V _{B1}
V _{A1}	83,93	83,93	83,30	81,23	77,77	72,94	66,72	59,12	50,14	39,78	28,03	14,90	V _{D1}
V _{A2}	18,16	18,16	18,02	17,58	16,82	15,78	14,43	12,79	10,84	8,60	6,06	3,23	V _{D2}
V _{A3}	23,28	23,28	23,11	22,53	21,58	20,24	18,51	16,40	13,91	11,03	7,78	4,13	V _{D3}

Cumul des efforts tranchants dans les refends

Calcul des moments dans les referends.

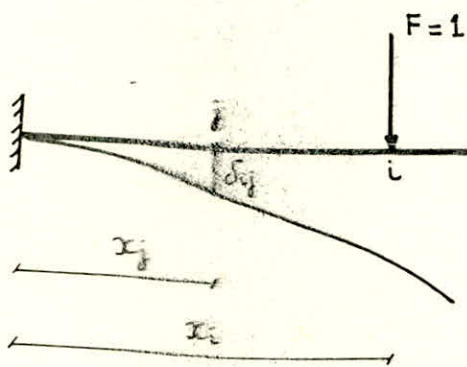
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
V ₁	1376,83	1283,01	1096,78	915,20	741,34	578,30	429,16	296,99	184,90	95,99	33,31	0
V ₂	432,52	403,05	344,56	287,52	232,89	181,67	134,82	93,31	58,10	30,15	10,46	0
V ₃	2075,00	1933,60	1652,95	1379,30	1117,28	871,56	646,76	447,61	278,69	144,68	50,25	0
V ₄	307,15	286,23	244,68	204,16	165,39	129,03	95,75	66,27	41,27	24,44	7,41	0
V ₅	1614,14	1504,14	1285,84	1072,97	869,14	679,09	503,14	348,24	216,79	112,54	33,07	0
V ₁₁	1563,96	1457,38	1245,87	1039,59	842,09	656,89	487,46	337,33	210,01	109,02	37,84	0
V ₁₂	833,40	776,61	663,89	553,97	448,72	350,02	259,72	179,74	111,91	58,10	20,17	0
V ₁₃	564,40	525,93	449,60	375,16	303,89	237,05	175,91	121,74	75,79	39,34	13,66	0
V _{B3}	1922,44	1791,42	1531,43	1277,88	1035,13	807,45	599,19	414,66	258,16	134,01	46,52	0
V _{C3}	2378,38	2216,30	1894,62	1580,96	1280,63	998,98	741,34	513,03	319,42	165,81	57,55	0
V _{B2}	871,13	811,76	693,95	579,05	469,04	365,88	271,51	187,88	116,97	60,72	21,07	0
V _{C2}	1085,83	1011,83	864,98	721,77	584,66	456,08	338,44	234,22	145,83	75,70	26,29	0
V _E	554,75	516,95	441,91	368,74	298,68	232,98	172,90	119,66	74,50	38,68	13,42	0
V _F	358,88	334,43	285,89	238,56	193,25	150,74	111,88	77,42	48,21	25,02	8,68	0
V _G	768,56	716,17	612,19	510,80	413,72	322,67	239,38	165,57	103,26	53,60	18,60	0
V _{C4}	492,05	458,52	391,98	327,11	264,97	206,69	153,39	106,15	66,08	34,31	11,91	0
V _{A1}	1847,65	1721,75	1471,86	1228,17	994,85	776,04	575,89	398,53	248,12	128,79	44,71	0
V _{A2}	399,69	372,45	318,39	265,66	215,20	167,86	124,57	86,19	53,66	27,86	9,68	0
V _{A3}	512,60	477,66	408,32	340,73	276,00	215,29	159,75	110,55	68,83	35,73	12,39	0

Calcul des déformations

des éléments verticaux qui sont chargés d'assurer le contreventement subissent des déformations dues aux charges horizontales du séisme.

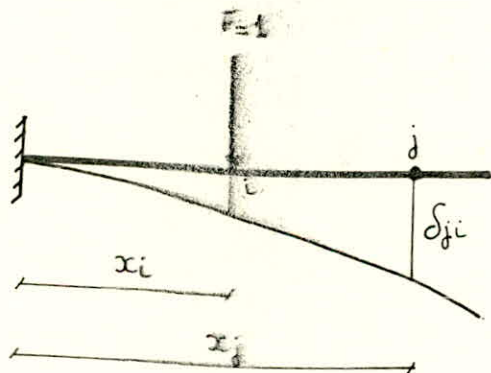
Nous nous proposons dans ce cas de calculer donc les déplacements des différentes planches. En aucun cas les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent dépasser 0,0075 fois la hauteur d'étage.

Les déplacements ou les flèches seront calculés suivant la méthode de la RDM en assimilant notre bâtiment à une console encastrée au sol.



pour une structure d'inertie constante le déplacement δ_{ij} de la section j , dû à une force unitaire $F=1$ appliquée en i est donné par la formule :

$$\delta_{ij} = \frac{x_j^2}{2EI} \left(x_i - \frac{x_j}{3} \right) \quad i > j$$



$$\delta_{ji} = \frac{x_i^2}{2EI} \left(x_j - \frac{x_i}{3} \right) \quad i < j$$

Les valeurs des déplacements δ_{ij} sont regroupées dans le tableau de la page suivante, elles sont multipliées toutefois par le nombre EI .

$$E_i = 3,78 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

les moments d'inertie suivant les 2 sens sont respectivement égaux à :

$$I_{\text{Long}} = 60,10 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{Trans}} = 58,42 \text{ m}^4$$

Les valeurs des forces horizontales appliquées à chaque étage sont également reprises dans le tableau de la page suivante.

Niveaux	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Fl (t)	627,44	622,34	606,86	581,05	544,92	498,47	441,70	374,61	297,19	209,45	111,39
0	1,13	4,5	7,88	11,25	14,63	18	21,38	24,75	28,13	31,5	34,88
1	4,5	30,38	60,75	91,13	121,5	151,88	182,85	212,63	243	273,38	303,75
2	7,88	60,75	140,63	225	309,38	393,75	478,13	562,5	646,88	731,25	815,63
3	11,25	91,13	225	385,88	551,25	716,63	882	1047,38	1212,75	1378,13	1543,5
4	14,63	121,5	309,38	551,25	820,13	1093,5	1366,88	1640,25	1913,63	2187	2460,38
5	18	151,88	393,75	716,63	1093,5	1497,38	1905,75	2314,13	2722,5	3130,88	3539,25
6	21,38	182,85	478,13	882	1366,88	1905,75	2471,63	3042	3612,38	4182,75	4753,13
7	24,75	212,63	562,5	1047,38	1640,25	2314,13	3042	3796,88	4556,25	5315,63	6075
8	28,13	243	646,88	1212,75	1913,63	2722,5	3612,38	4556,25	5527,13	6502,5	7477,88
9	31,5	273,38	731,25	1378,13	2187	3130,88	4182,75	5315,63	6502,5	7716,38	8934,75
10	34,88	303,75	815,63	1543,5	2460,38	3549,25	4753,13	6075	7477,88	8934,75	10418,63

Valeurs de $EI \delta_{ij}$

le déplacement admissible est égal à $0,0075 h$

$$h = \text{hauteur d'étage} = 3\text{ m} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = 0,0075 \cdot 3 \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = 2,25 \text{ cm}$$

$\Delta f_i =$ déplacement relatif : $\Delta f_i = (f_i - f_{i-1}) \times \frac{1}{2B}$ $\left(\frac{1}{2B} \geq 1\right)$

avec $\frac{1}{2B} = \frac{1}{2 \cdot 1,3} = 1,5$

les forces horizontales V_T et V_L suivant les 2 sens sont approximativement égales cela nous amène par conséquent à ne calculer que les déplacements relatifs suivant le sens transversal pour lequel le moment d'inertie est le plus petit.

Niveau	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
f_i (cm)	0,03	0,26	0,67	1,21	1,87	2,58	3,34	4,12	4,86	5,65	6,52
Δf_i (cm)		0,35	0,62	0,80	0,99	1,07	1,14	1,17	1,11	1,19	1,30

On remarque donc que tous les déplacements relatifs sont inférieurs au déplacement admissible.

- CALCUL DES REFENDS -

Chaque refend est calculé sous l'action des charges horizontales et verticales qui lui ont été distribuées afin de déterminer le ferrailage nécessaire pour des ~~données~~ données.

1. Refend plein :- Ils sont assimilés à une console soumise aux efforts du seisme. On en déduit le moment flechissant et l'effort tranchant dans chaque section horizontale du refend.

2. Refend à une file d'ouverture :-

* Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme repartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend.

* Les éléments de refend subissent le même déplacement horizontal à chaque niveau.

Ces 2 hypothèses conduisent à admettre qu'un refend présentant des ouvertures peut être assimilé de point de vue de la résistance aux efforts horizontaux, à la structure constituée par 2 éléments de refend liés par des linteaux uniformément distribués sur la hauteur du bâtiment.

On admettra que :-

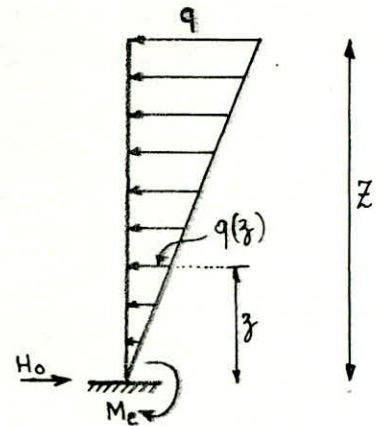
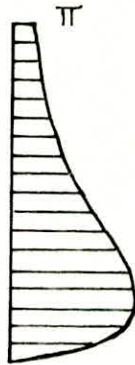
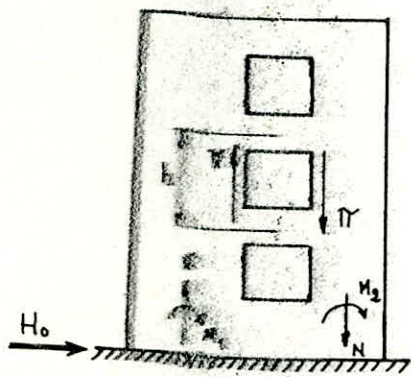
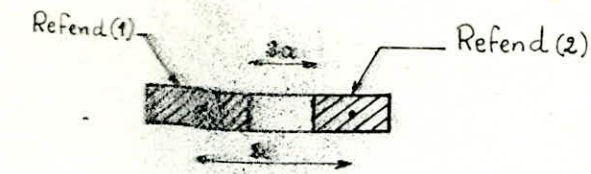
- la hauteur d'étage est constante

- les linteaux qui lient les 2 éléments de refend ont tous les mêmes caractéristiques géométriques

- les linteaux ont une inertie transversale faible vis à vis de celle de chacun des éléments de refend.

La méthode étudiée dans l'ouvrage de M. DIVER concerne des charges uniformément réparties sur toute la hauteur du bâtiment alors que dans notre cas nous avons une charge de distribution triangulaire due au seisme.

M.M ALBIGES et GOULET présentent dans l'ouvrage de M. DIVER des abaques de ϕ et ψ pour une charge de distribution triangulaire, ces abaques sont bien visibles sur l'ouvrage R.P.A.



- I = inertie totale du refend
- π = effort tranchant dans le linteau
- h = hauteur d'un étage
- Z = hauteur du bâtiment
- N = effort normal dans chaque refend

$$M_e = q \frac{Z^2}{3}$$

$$H_0 = q \frac{Z}{2}$$

$$m(z) = H_0 z - q \frac{z^2}{3} - \frac{1}{6} q \frac{z^3}{Z}$$

on posant $\frac{z}{Z} = \xi$ on aura :

$$M(z) = -m(z) = H_0 z \frac{(\xi^3 - 3\xi + 2)}{3}$$

Les efforts internes seront calculés à partir des formules suivantes :

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

ϕ est donnée par l'abaque (ouvrage M. DIVER B.23.a)

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot H_0 Z \left(\frac{\xi^3 - 3\xi + 2}{3} - \frac{2mc\psi}{I} \right)$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} \cdot H_0 Z \left(\frac{\xi^3 - 3\xi + 2}{3} - \frac{2mc\psi}{I} \right)$$

$$N_E = \sum \pi_i$$

Il est conseillé d'effectuer à la base du refend une vérification de l'équilibre extérieur :

$$M = M_1 + M_2 + 2Nc$$

V_{C2}	f	ψ	ϕ	π	M_1	M_2	N_E
11	1,00	0	0,06	2,37	0	0	2,37
10	0,9	0,015	0,20	6,98	-1,92	-3,02	9,36
9	0,81	0,04	0,35	12,22	0,27	-0,42	21,58
8	0,71	0,084	0,49	17,10	2,43	3,83	38,68
7	0,62	0,13	0,62	21,65	8,90	14,05	60,33
6	0,52	0,197	0,715	24,96	14,95	23,61	85,29
5	0,43	0,27	0,815	28,45	19,24	30,37	113,74
4	0,33	0,35	0,88	30,72	29,46	46,51	144,46
3	0,24	0,43	0,94	32,81	37,97	59,93	177,27
2	0,14	0,522	0,96	33,51	48,52	76,59	210,78
1	0,05	0,61	0,78	27,22	56,81	89,68	238,07
0	0	0,634	0	0	74,53	117,65	238,07

$$M_1 + M_2 + 2N_C = M \hat{a} 2,7\%$$

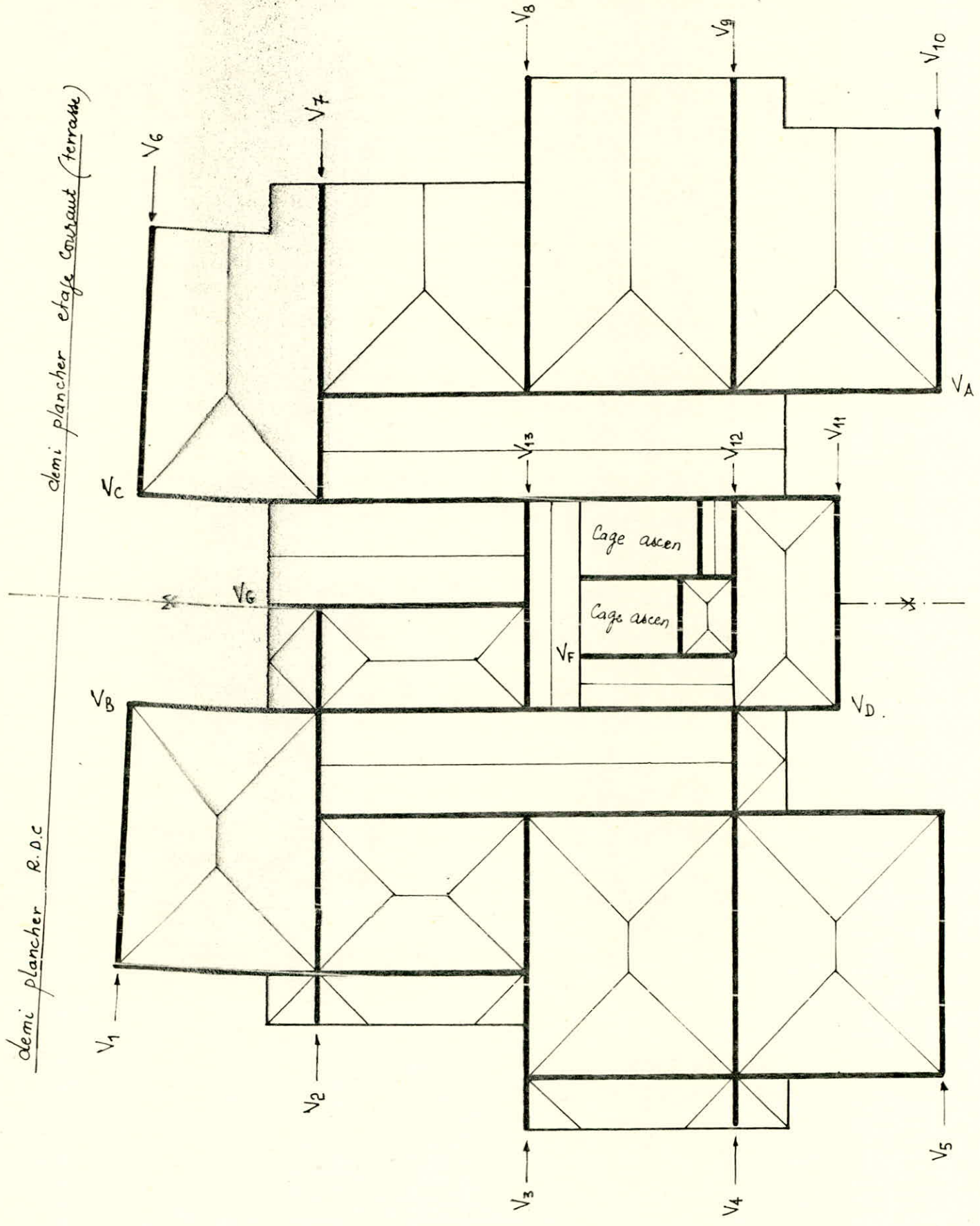
V_F	f	ψ	ϕ	π	M_1	M_2	N_E
11	1,00	0	0,06	1,04	0	0	1,04
10	0,9	0,015	0,20	3,04	-1,10	-0,06	4,08
9	0,81	0,04	0,35	5,33	1,00	0,05	9,41
8	0,71	0,084	0,49	7,46	4,53	0,23	16,86
7	0,62	0,13	0,62	9,44	11,18	0,57	26,30
6	0,52	0,197	0,715	10,88	18,14	0,92	37,18
5	0,43	0,27	0,815	12,41	23,84	1,22	49,59
4	0,33	0,35	0,88	13,40	34,57	1,76	62,99
3	0,24	0,43	0,94	14,31	43,91	2,23	77,30
2	0,14	0,522	0,96	14,61	55,27	2,81	91,91
1	0,05	0,61	0,78	11,88	64,68	3,29	103,79
0	0	0,634	0	0	79,78	4,06	103,79

$$M_1 + M_2 + 2N_C = M \hat{a} 2,8\%$$

V_{A_1}	f	ψ	ϕ	π	M_1	M_2	$N_{\bar{e}}$
11	1,00	0	0,098	4,91	0	0	4,91
10	0,90	0,015	0,20	10,02	-0,26	-5,82	14,93
9	0,81	0,04	0,35	17,54	0,22	4,82	32,47
8	0,73	0,084	0,49	24,55	1,03	22,69	57,02
7	0,62	0,13	0,61	30,56	2,56	56,71	87,58
6	0,52	0,197	0,70	35,07	4,15	92,08	122,65
5	0,43	0,266	0,805	40,33	5,82	129,01	162,98
4	0,33	0,35	0,88	44,09	7,93	175,75	207,07
3	0,24	0,43	0,93	46,59	10,07	223,36	253,66
2	0,14	0,522	0,915	45,85	12,69	281,35	299,50
1	0,05	0,60	0,647	32,42	15,76	349,43	331,92
0	0	0,618	0	0	19,82	439,49	331,92

$$M_1 + M_2 + 2N \cdot c = M \ddot{a} \quad 3\%$$

Repartition des charges verticales sur les voiles.



La descente de charge consiste à calculer pour tous les voiles les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations nous supposons que les charges sont réparties linéairement dans les voiles pour chaque voile on considèrera :

- son poids propre
- la charge du plancher qu'il supporte

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :-

Voiles	Terrasse		Etage courant		R.D.c	
	G (t/ml)	Q (t/ml)	G (t/ml)	Q (t/ml)	G (t/ml)	Q (t/ml)
V ₁ -V ₅ -V ₆ -V ₁₀	2,47	0,21	2,80	0,36	2,11	0,25
V ₂ -V ₇	2,82	0,32	3,00	0,70	2,07	0,37
V ₃ -V ₈	3,28	0,34	3,59	0,78	2,28	0,37
V ₄ -V ₉	3,47	0,41	3,57	0,86	2,50	0,51
V ₁₁	2,58	0,53	2,06	0,24	2,06	0,24
V ₁₂	3,41	0,39	1,89	0,29	2,04	0,29
V ₁₃	2,94	0,34	1,81	0,13	2,00	0,24
V _A -V _D	2,18	0,22	2,59	0,4	2,42	0,39
V _B -V _C	2,14	0,19	2,17	0,32	2,39	0,32
V _G	2,34	0,27	2,52	0,56	2,01	0,37
V _F	2,13	0,2	2,01	0,2	2,14	0,2

FERRAILLAGE DES LINTEAUX.

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

Les linteaux sont calculés comme des poutres encastrées à leur extrémité en flexion simple par des charges verticales dues au charges permanentes, surcharges et aux effets de neige.

Les vérifications à la résistance des linteaux aux sollicitations d'efforts les plus défavorables doivent être effectuées avec :

$$T = 1,4 \bar{T} \quad , \quad \text{où } \bar{T} = \text{effort tranchant de calcul}$$

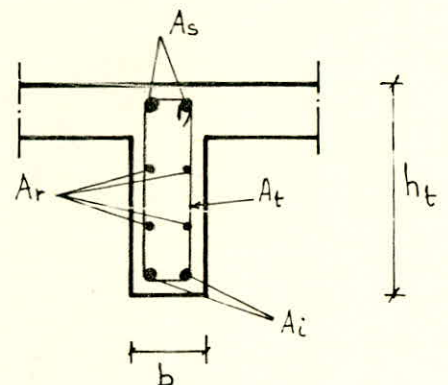
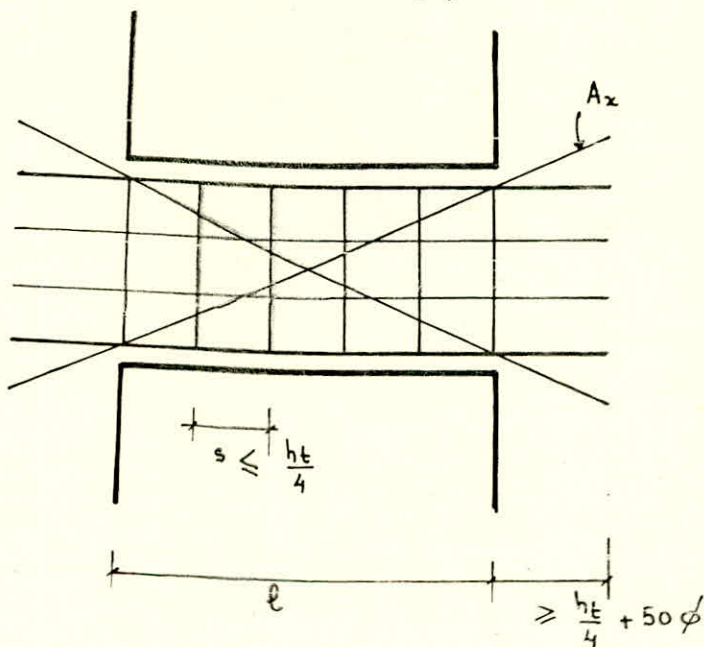
$$M = T \cdot \frac{l}{2} \quad \text{avec } l = \text{longueur du linteau}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \sigma'_{28} = 0,12 \times 270 = 32,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 0,75 \sigma'_{28} = 0,75 \times 270 = 202,5 \text{ kg/cm}^2$$

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

Si la contrainte de cisaillement dans les linteaux est $\geq 0,06 \sigma'_{28} = 16,2 \text{ kg/cm}^2$, on doit prévoir des armatures en diagonales supplémentaires disposées dans les angles suivant la figure suivante :



Armatures ~~minimum~~ prévues par le R.P.A

$A_i, A_s \geq 0,0015 b \cdot h_t$, pour les armatures inférieures et supérieures

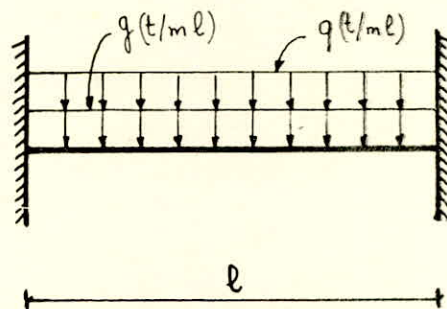
$A_r \geq 0,0010 b \cdot h_t$, pour les armatures de répartition

$A_t \geq 0,0015 b \cdot s$, pour les armatures transversales

si $\sigma_b \geq 0,06 \sigma_{28} = 16,2 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A_x \geq 0,0015 b \cdot h_t$

Exemple de ferrailage du linteau du voile V_{C2}, V_{B2}

$$\begin{aligned} h_t &= 90 \text{ cm} \\ \ell &= 80 \text{ cm} \\ b &= 20 \text{ cm} \\ g &= 2,17 \text{ t/ml} \\ q &= 0,32 \text{ t/ml} \end{aligned}$$



$$T_g = g \cdot \frac{\ell}{2} = 2,17 \times \frac{0,8}{2} = 0,87 \text{ t}$$

$$T_q = q \cdot \frac{\ell}{2} = 0,32 \times \frac{0,8}{2} = 0,26 \text{ t}$$

$$T_r = 33,51 \text{ t (calculé précédemment)}$$

$$\text{Effort tranchant de calcul} = \bar{T} = T_g + T_q + T_r = 34,64 \text{ t}$$

$$\text{Effort tranchant dans le linteau} : T = 1,4 \bar{T} = 48,49 \text{ t}$$

$$\text{Moment d'encastrement} : M_e = T \cdot \frac{\ell}{2} = 19,40 \text{ t.m}$$

$$h_t = 90 \text{ cm} , d = 30 \text{ cm} \Rightarrow h = h_t - d = 87 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_{en} b h^2} = \frac{15 \times 19,40 \cdot 10^5}{4200 \times 20 \times (87)^2} = 0,0458 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{aligned} \varepsilon &= 0,9098 \\ k &= 40,4 \end{aligned}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_{en}}{k} = \frac{4200}{40,4} = 104 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 202,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\sigma_{en} \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{19,40 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9098 \times 87} = 5,84 \text{ cm}^2$$

Ferrailage minimum pour A_i, A_s :

$$A_{min} = 0,0015 b \cdot h_t = 0,0015 \times 20 \times 90 = 2,70 \text{ cm}^2$$

On prendra donc $A_i = A_s = 2 \text{ HA} \cdot 20$ filantes soit une 5^{e} d'armatures de 6,28 cm

Armature de repartition :

$$A_r \geq 0,002 \times 20 \times 90 = 3,6 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6 \text{ HA}10 = 4,68 \text{ cm}^2 \text{ filantes}$$

longueur d'armage

$$l_d \geq \frac{h_e}{4} + 50 \phi = \frac{90}{4} + 50 \times 1,6 = 102,5 \text{ cm} \quad \text{soit environ } 105 \text{ cm}$$

Armatures transversales :

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

$$s \leq \frac{h_e}{4} = \frac{90}{4} = 22,5 \text{ cm} \quad \text{on prend } s = 10 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,0025 \times 20 \times 10 = 0,5 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 1 \text{ cadre HA}10 = 1,56 \text{ cm}^2$$

on doit avoir :

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_e}{4} = 22,5 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{t} = \frac{1,56 \times 0,86 \times 87 \times 4200}{48,49 \cdot 10^3} = 10,11 \text{ cm} \end{array} \right.$$

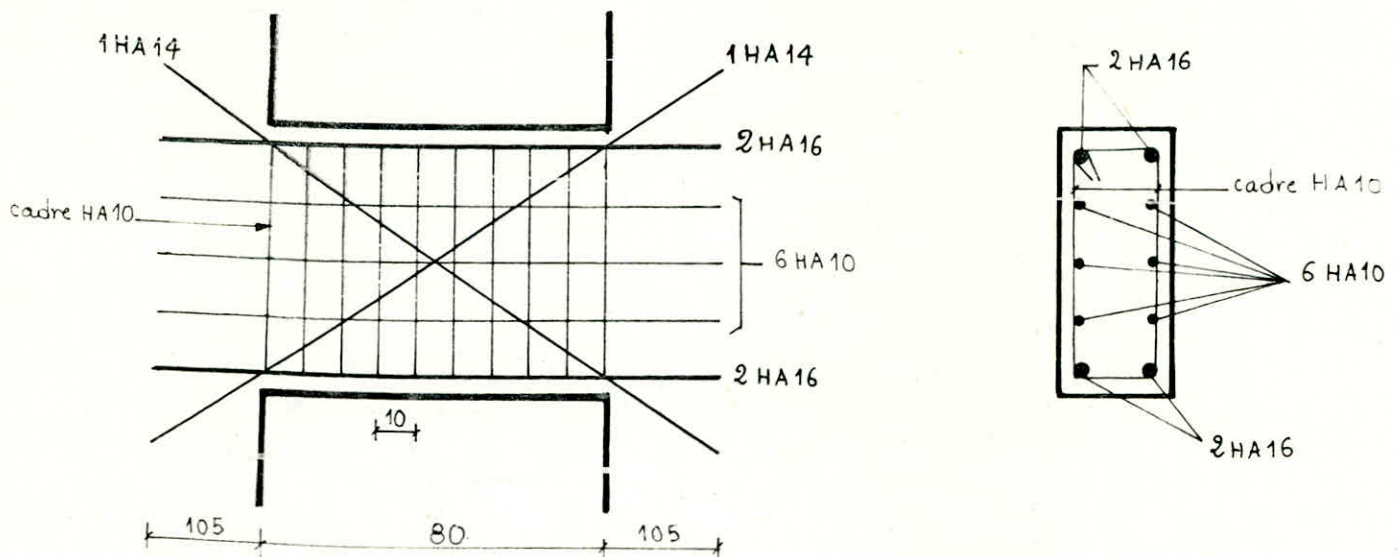
donc $s = 10 \text{ cm}$ est convenable

- Armatures d'angle.

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{48,49 \cdot 10^3}{20 \times 0,86 \times 87} = 32,2 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_b > 0,06 \sigma'_{28} = 16,2 \text{ kg/cm}^2$, d'où la nécessité de placer des armatures d'angle supplémentaires.

$$A_x \geq 0,0015 b \cdot h_e = 0,0015 \times 20 \times 90 = 2,7 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 2 \text{ HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$$



Pour les autres linteaux, les résultats sont donnés sous forme de tableau.

Ferrailage des linteaux.

	Linteau du voile	VA2 - VD2	VF	VA1 - VD1
Dimensions	l (cm)	80	80	80
	b (cm)	20	20	20
	h_t (cm)	85	90	85
	h (cm)	82	87	82
Efforts	T_q (t)	1,04	0,80	1,04
	T_q (t)	0,16	0,08	0,16
	π (t)	15,94	14,61	45,85
	T (t)	24,00	21,69	64,13
	M_e (t.m)	9,60	8,68	25,67
Ferrailage.	A calculé (cm ²)	2,99	2,53	8,34
	A_{min} (cm ²)	2,55	2,70	2,55
	A choisie (cm ²)	2 HA 14	2 HA 14	4 HA 20
	A_{rep} (cm ²)	3,40	3,60	3,40
	A_{rep} choisie (cm ²)	6 HA 10	6 HA 10	6 HA 10
	l_d (cm)	92	95	125
	A_t (cm ²)	0,75	0,75	0,4
	A_t choisie (cm ²)	1 cadre HA 10	1 cadre HA 10	1 cadre HA 10
	s (cm)	15	15	7
	γ_b (kg/cm ²)	17,02	14,49	32,11
	A_x (cm ²)	2,55	/	2,55
	A_x choisie (cm ²)	2 HA 14	/	2 HA 16

ARRAILLAGE DES VOILES

Les différents voiles étant sollicités en flexion composée, les aciers seront calculés par les méthodes classiques de béton armé, compte tenu bien sûr des prescriptions réglementaires (R.P.A 81)

les sollicitations dans les voiles sont déterminées à partir des combinaisons:

a) $0,8G \pm E$

b) $G + Q \pm E$

- la combinaison a) sera utilisée pour la détermination de la section d'acier correspondant au couple (N_{min}, M)

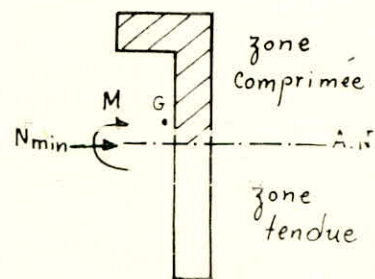
- la combinaison b) sera utilisée pour la vérification des contraintes dans le béton correspondant au couple (N_{max}, M)

les différentes étapes de calcul des aciers dans les voiles sont :-

1. Détermination du noyau central de la section et conclure le type de section pour le couple (N_{min}, M)
2. Calcul des aciers selon le type de la section
3. Choix des aciers et leur espacement après comparaison avec ceux prévues par le règlement (Art 4.3.2 R.P.A 81)
4. Respect des espacements prévues par le règlement (Art 4.3.3.4)
5. Calcul des armatures transversales conformément à l'article 4.3.3
6. Vérification des contraintes dans les aciers et béton après avoir conclure le type de section pour le couple (N_{max}, M)

Remarque

les aciers calculés dans la zone tendue selon le sens du moment indiqué dans la figure ci-contre seront placés de façon symétrique en inversant le sens du moment, or que le calcul des aciers dans les 2 cas du moment nous donne des armatures presque égales.



Ferraillage : niveau vide sanitaire

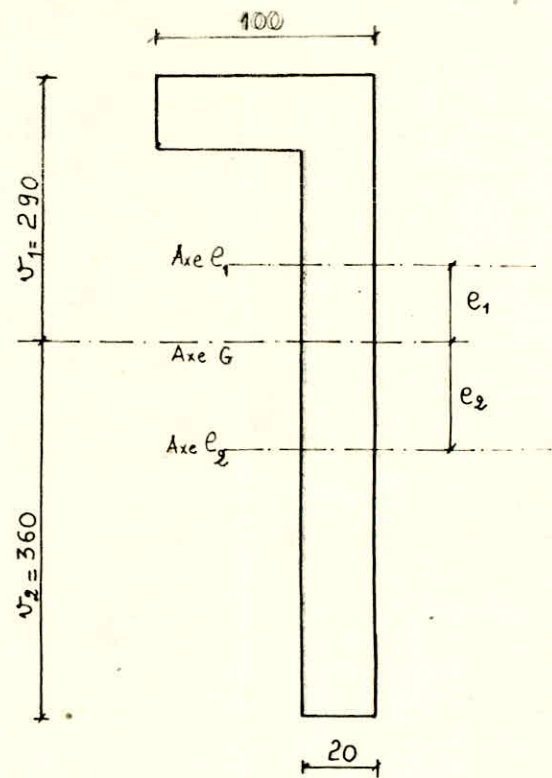
Sollicitations

$$G = 217,83 \text{ t}$$

$$Q = 27,25 \text{ t}$$

$$M = 1614,14 \text{ t.m}$$

$$T = 73,33 \text{ t}$$



* Détermination du noyau central

$$e_1 = \frac{I}{v_1 \cdot B} = \frac{5,991 \cdot 10^8}{360 \times 1,4 \cdot 10^4} = 147,56 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{I}{v_2 \cdot B} = \frac{5,991 \cdot 10^8}{360 \times 1,4 \cdot 10^4} = 118,87 \text{ cm}$$

* Excentricité: e_0

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{M}{0,8G} = \frac{1614,14 \cdot 10^5}{0,8 \times 217,83 \cdot 10^3} = 926,26 \text{ cm} > \max(e_1, e_2)$$

⇒ Section est partiellement comprimée

* Calcul des aciers par la méthode exposée dans l'ouvrage P. CHARON (S^{on} en T)

$$M_{fc} = M + N_{\min} \cdot e_A = 1614,14 + 0,8 \times 217,83 \times 2,95 = 2128,22 \text{ t.m}$$

$$d = \frac{ht}{10} = \frac{650}{10} = 65 \text{ cm}$$

d = distance du c.d.g des aciers tendus à l'arête tendue

$$\mu = \frac{15 M_{fc}}{\sigma_{en} \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 2128,22 \cdot 10^5}{4200 \times 20 \times 650^2} = 0,1110 \quad \text{tableau} \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8688 \\ \kappa = 23,1 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_{fc}}{\sigma_{en} \cdot \epsilon \cdot h} - \frac{N_{\min}}{\sigma_{en}} = \frac{2128,22 \cdot 10^5}{4200 \times 0,8688 \times 650} - \frac{0,8 \times 217,83}{4200} = 58,21 \text{ cm}^2$$

⇒ A choisie = 2 x 10 HA20 de s^{on} 62,8 cm²

Détermination de la zone tendue

L'axe neutre est tq $\sigma = 0 = \frac{N_{\min}}{B} + \frac{M}{I} \cdot y \Rightarrow y = \frac{N_{\min} \cdot I}{M \cdot B}$

longueur de la zone tendue : $l_t = v_2 - y = 360 - \frac{0,8 \times 217,83 \times 5,991 \cdot 10^2}{1614,14 \cdot 1,4} = 313,8 \text{ cm}$

⇒ $l_t = 313,80 \text{ cm}$

Pourcentage des armatures dans la zone tendue

$$\tilde{w} = \frac{A_s}{l_e \cdot e} = \frac{62,8}{313,8 \times 20} = 1\% > \tilde{w}_{\min} = 0,5\%$$

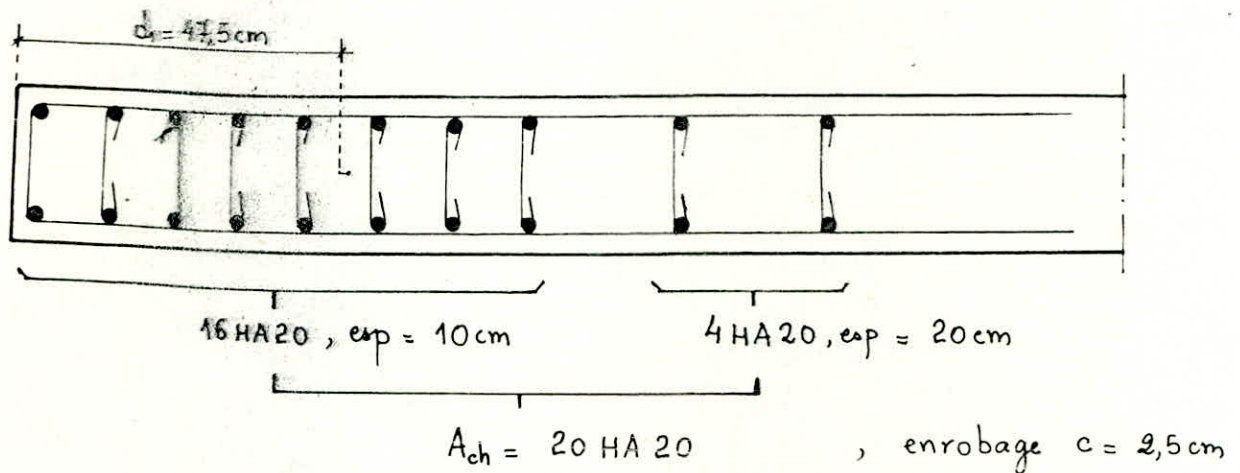
Espacement des barres s :

$$s \leq \min \begin{cases} 1,5 t = 1,5 \times 20 = 30 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{Art 4.3.3.4})$$

on choisit $s = 20 \text{ cm}$

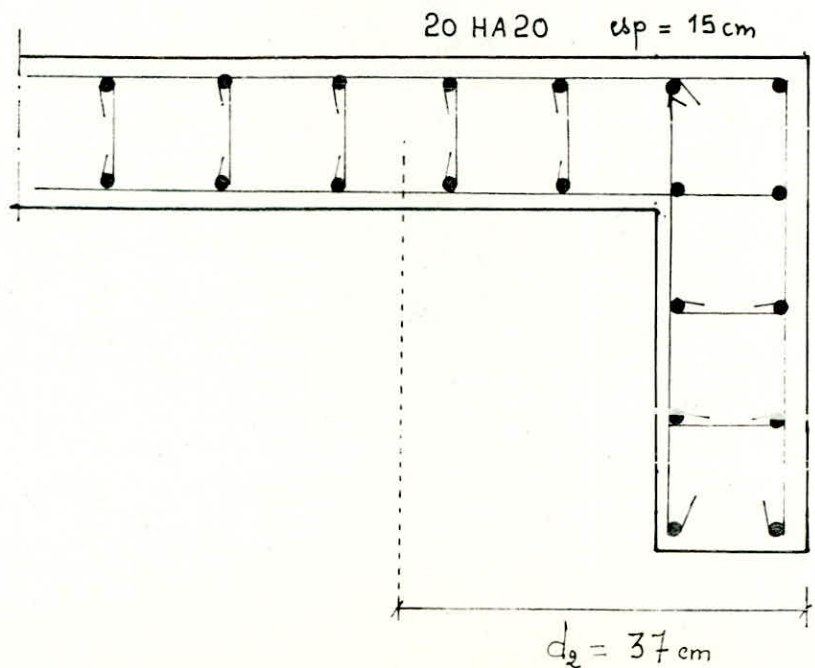
à l'extrémité du voile $s = 10 \text{ cm}$ sur $\frac{1}{10} l = 65 \text{ cm}$ (Art 4.3.3.7)

Dispositions constructives.



$$d_1 = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = \frac{37,5 \times 25,12 + 6,28 \times 87,5}{31,4} = 47,5 \text{ cm}$$

Inversion du signe du moment: on aura la disposition suivante.



Armatures d'acier tranchant

$$\gamma_b = \frac{T}{b \cdot z} = 1,4 \times \frac{73,33 \cdot 10^3}{0,86 \times 20 \times 650} = 9,18 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Art 4.3.3.1})$$

$$\bar{\omega}_t = \frac{\gamma_b - 8}{s_{en}} \times 100 = \frac{9,18 - 8}{4200} \times 100 = 0,028 < 0,15\%$$

$$0,025 \sigma_{28}' \leq \bar{\omega}_t \leq 0,12 \sigma_{28}'$$

$$6,75 \leq 9,18 \leq 32,4$$

⇒ Quadrillage d'armatures en double nappe
dont le pourcentage minimum total = 0,25%
dans chaque direction (Art 4.3.3.1)

Armatures horizontales (Art 4.3.3.2)

sur une hauteur de 1m la quantité d'acier est :-

$$A_t^h = 0,25 \times 10^{-2} \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

soit 5 HA 8 par nappe et par mètre ($A_{tot} = 5,02 \text{ cm}^2$), espacement = 20cm

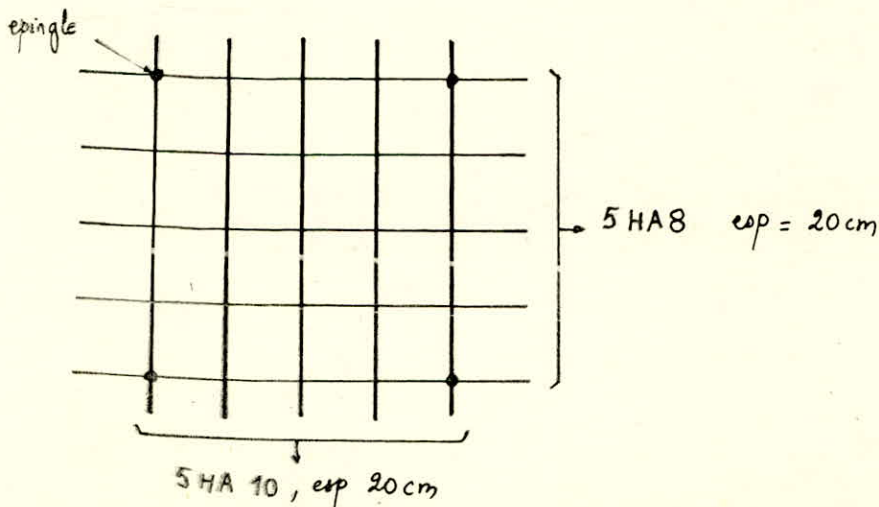
Armatures verticales (Art 4.3.3.2)

$$A_t^v = 0,25 \times 10^{-2} \times 1,4 \cdot 10^4 = 35 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 17,5 \text{ cm}^2 \text{ par nappe}$$

on choisira $A_t^v = 2 \times (24 T 10) = 37,44 \text{ cm}^2$ espacement $s = 20 \text{ cm}$

Dans la zone courante on relie les 2 nappes par au moins 4 epingles /m².
les A_t^v sont disposées sur une longueur de 470 cm environ.

Disposition constructive : Armatures dans la zone courante.



Verification des contraintes

$$\begin{cases} N_{\max} = G + Q = 245,25 \text{ t} \\ M = 1614,14 \text{ t.m} \\ T = 73,33 \text{ t} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\max}} = \frac{1614,14 \cdot 10^5}{245,25 \cdot 10^3} = 658,16 \text{ cm} > \max(e_1, e_2) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

$$A = A' = 62,8 \text{ cm}^2$$

$$d_1 = 47,5 \text{ cm}, \quad d_2 = 37 \text{ cm}$$

$$c = e_0 - \sigma_1 = 658,16 - 290 = 368,16 \quad (\text{c est compté négativement})$$

c = distance du pt d'application de N_{\max} excentré à l'arête comprimée

Il faut déterminer y_2 tq: $y_2^3 + p y_2 + q = 0$ où :

$$p = -3 \frac{b}{b_0} c^2 + 3 \left(\frac{b}{b_0} - 1 \right) (c - h_0)^2 - \frac{6nA}{b_0} (2c - h_t - d_1 - d_2)$$

$$q = -2 \frac{b}{b_0} c^3 + 2 \left(\frac{b}{b_0} - 1 \right) (c - h_0)^3 - \frac{6nA}{b_0} \left[(c - d_2)^2 + (h_t - d_1 - c)^2 \right]$$

$$p = -3 \frac{100}{20} (-368,16)^2 + 3 \left(\frac{100}{20} - 1 \right) (-368,16 - 20)^2 - \frac{6 \times 15 \times 62,8}{20} (-2 \times 368,16 - 650 - 47,5 - 37) =$$

$$\Rightarrow p = 163698,18$$

$$q = -2 \times \frac{100}{20} (-368,16)^3 + 3 \left(\frac{100}{20} - 1 \right) (-368,16 - 20)^3 - \frac{6 \times 15 \times 62,8}{20} \left[(-368,16 - 37)^2 + (650 - 47,5 + 368,16)^2 \right] =$$

$$\Rightarrow q = -281506666,9$$

d'où l'équation à résoudre est:-

après résolution on trouve $y_2 = 572,63 \text{ cm}$

$$y_1 = y_2 + c = 204,47 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie / à l'axe neutre .

$$I = \frac{b y_1^3}{3} - \frac{(b - b_0) (y_1 - h_0)^3}{3} + nA \left[(y_1 - d_2)^2 + (h_t - d_1 - y_1)^2 \right]$$

$$I = 993,21 \cdot 10^6$$

$$K = \frac{I_{xx} \times 10^8}{2,93 \cdot 10^8} = 0,48$$

$$\sigma'_b = K \cdot y_1 = 0,48 \times 204,47 = 97,93 \text{ kg/cm}^2$$

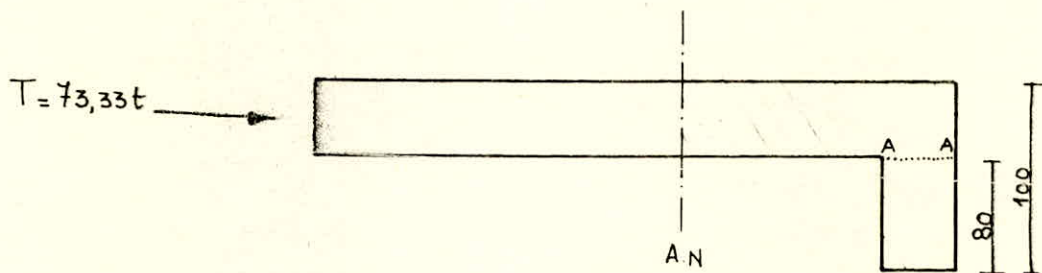
$$\sigma'_a = n \cdot z \cdot (y_1 - d_2) = 15 \times 0,48 \times (204,47 - 37) = 1203,18 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

$$\sigma_a = n \cdot z \cdot (y_2 - d_2 - y_1) = 15 \times 0,48 \times (650 - 47,5 - 204,47) = 2859 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

donc les contraintes sont vérifiées.

Vérification au cisaillement

Puisque on a fait participer les parties perpendiculaires au voile il est nécessaire d'effectuer au niveau de la jonction une vérification au cisaillement



La section risque de se cisailier suivant les sections A-A

$$\tau_b(A-A) = \frac{T \cdot b \cdot z}{I_{xx} \cdot b} = \frac{73,33 \cdot 10^3 \times 80}{0,86 \times 20 \times 100 \times 585} = 5,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b(A-A) = 5,83 \text{ kg/cm}^2 < 0,025 \sigma'_{28} = 6,75 \text{ kg/cm}^2.$$

⇒ le cisaillement est vérifié.

Le calcul des aiers pour les autres voiles pleins est donné sous forme de tableau.

Voiles	V ₁	V ₂	V ₁₁	V ₁₂	V ₁₃	V _{C3}	V _G
G (t)	3000	163,24	226,43	164,38	136,75	277,57	158,22
Q (t)	200	33,57	30,09	23,82	13,84	39,15	32,94
M (t.m)	20000	432,52	1563,96	833,40	564,40	2378,38	768,56
T (t)	94,26	19,65	70,05	37,86	25,65	108,05	34,96
e ₁ (cm)	183,24	107,27	143,64	189,97	124,80	150,96	96,67
e ₂ (cm)	122,75	74,40	117,93	102,29	74,15	131,61	96,67
e ₀ (cm)	816,08	331,20	863,38	633,74	515,90	1071,07	607,19
type son	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
M _f ^l (t.m)	2314,32	701,54	2043,99	1137,17	818,21	3082,30	1062,22
μ	0,1314	0,0877	0,1294	0,1421	0,0932	0,1275	0,0696
ε	0,8530	0,8808	0,8606	0,8555	0,8777	0,8614	0,8918
k	20,95	26,95	20,9	19,6	25,9	21,09	31,2
A (cm ²)	69,31	19,08	63,37	52,42	30,00	76,80	24,19
ℓ _t (cm)	357,14	192,29	279,14	228,94	236,33	342,08	243,83
A _{min} (cm ²)	35,71	19,23	27,97	22,89	23,63	34,21	24,38
A _{ch} (cm ²)	24 HA 20	10 HA 16	22 HA 20	18 HA 20	16 HA 16	26 HA 20	14 HA 16
A _t ^v (cm ²)	42 HA 10	64 HA 10	66 HA 10	32 HA 10	48 HA 10	36 HA 10	22 HA 10

-Verification des contraintes-

P	5,039.10 ⁵	74,45.10 ³	4,27.10 ⁴	-3,51.10 ⁴	1,77.10 ⁵	4,17.10 ⁵	64,15.10 ³
q	-3,53.10 ⁸	-20,15.10 ⁶	-2,07.10 ⁸	-8,32.10 ⁷	-8,52.10 ⁷	-5,12.10 ⁸	-5,39.10 ⁷
y ₂ (cm)	480,45	185,25	567,50	463,33	311,16	629,53	321,62
I (m ⁴)	4,45.10 ¹	69,48.10 ⁶	1,95.10 ⁸	2,16.10 ⁸	7,15.10 ⁷	1,26.10 ⁹	1,15.10 ⁸
k	0,41	0,44	0,75	0,40	0,66	0,16	0,53
σ _b ' (b)	87	59,84	167,19	68,90	65,79	66,54	116,0
σ _a ' (b)	936,86	603,76	1779,58	639,49	396,92	832,41	1274,66
σ _a (b)	2622,09	1550,66	3374,73	1118,36	2749,31	563,77	2559,62

Niveau 5

Voiles	V_3	V_{11}	V_{12}	V_{C_3}
G	211,89	150,95	109,59	185,05
M	1372,30	1039,59	553,97	1580,96
T	31,22	68,76	36,64	104,55
e	813,69	860,87	631,86	1067,92
type s ⁰⁰	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
M_f (f.m)	1372,59	1359,6	756,49	2050,24
μ	0,0887	0,0861	0,0945	0,0848
ϵ	0,8802	0,8816	0,8771	0,8824
k	26,7	27,2	25,7	27,5
A (cm ²)	44,37	40,39	33,45	48,95
l_t (cm)	357,14	279,14	228,94	342,08
A_{min} (cm ²)	35,71	27,91	22,89	34,21
Achoisie	16 HA20	14 HA20	12 HA20	16 HA20
A_t	54 HA10	46 HA10	50 HA10	52 HA10

Niveau 6

V_3	V_{11}	V_{12}	V_{C_3}
141,26	100,63	73,06	123,36
646,76	487,46	259,72	741,36
74,93	58,48	30,10	85,88
572,32	605,5	443,36	751,22
S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
1042,3	700,79	394,73	1054,2
0,0469	0,0444	0,0493	0,0436
0,9088	0,9111	0,9067	0,9117
39,8	41,2	38,6	41,6
16,43	15,32	13,50	18,41
357,14	279,14	228,94	342,08
35,71	27,97	22,89	34,21
12 HA20	10 HA20	8 HA20	12 HA20
58 HA10	84 HA10	56 HA10	58 HA10

On remarque que dans le niveau "6" les voiles sont ferrillées avec le ferrailage minimum adopté par le règlement.

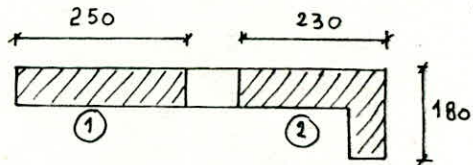
Voile avec fibres d'armatures

Ex: cas de voile $V_{C2} - V_{B2} :-$

des sollicitations à la base du refend sont :-

Trameau ①

$$\begin{aligned} G &= 66 \text{ t} \\ Q &= 9,6 \text{ t} \\ N_E &= 238,01 \text{ t} \\ M &= 74,53 \text{ t.m} \end{aligned}$$

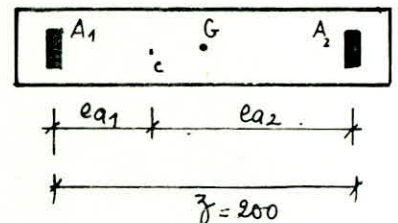


$$N_{\min} = 0,8G - N_E = 0,8 \times 66 - 238,01 = -185,21 \text{ t} \quad (\text{traction})$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{74,53 \cdot 10^5}{185,21 \cdot 10^3} = 40,24 \text{ cm} < \frac{ht}{6} = \frac{250}{6} = 41,67 \text{ cm} \Rightarrow \text{S.E.T}$$

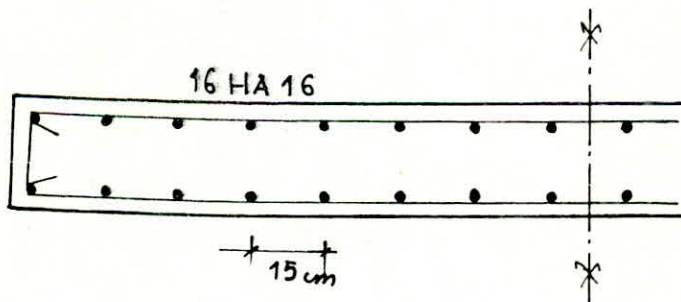
$$A_1 = \frac{N_{\min} \cdot e_{a2}}{\gamma \cdot \sigma_{\text{ten}}} = \frac{185,21 \cdot 10^3 \times 59,76}{200 \times 4200} = 13,18 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_{\min} \cdot e_{a1}}{\gamma \cdot \sigma_{\text{ten}}} = \frac{185,21 \cdot 10^3 \times 140,24}{200 \times 4200} = 30,92 \text{ cm}^2$$



On choisira $A = A_1 = A_2 = 2 \times (8 \text{ HA } 16) = 2 \times 16,08 = 32,16 \text{ cm}^2$. espacement = 15 cm

Disposition constructive



trumeau

$$\begin{cases} G = 95,08 \text{ t} \\ Q = 11,63 \text{ t} \\ N_E = 238,01 \text{ t} \\ M = 117,85 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$N_{\min} = 0,86 - N_E = -161,94 \text{ t (traction)}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\max}} = 72,65 \text{ cm}$$

$$e_1 = 73,46 \text{ cm}$$

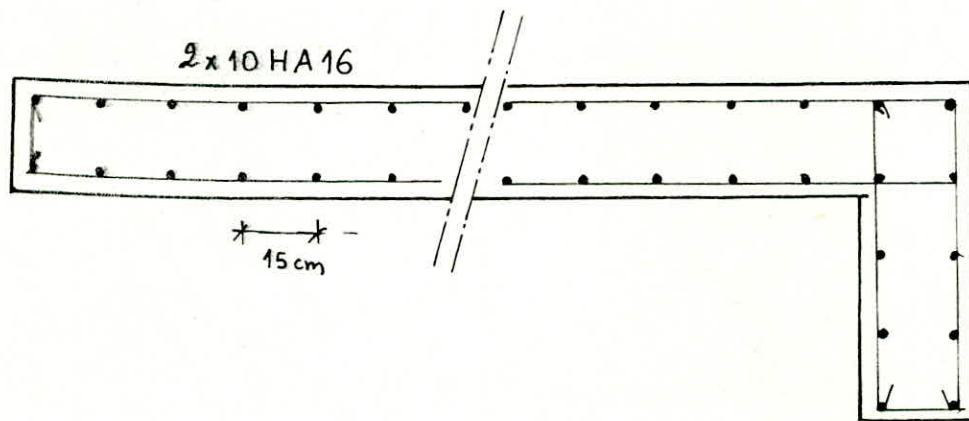
$$e_2 = 33,49 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_0 < \max(e_1, e_2) \quad \Rightarrow \quad \text{S.E.T}$$

$$A_1 = \frac{161,94 \cdot 10^3 \times 207,75}{250 \times 4200} = 40,05 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{161,94 \cdot 10^3 \times 72}{250 \times 4200} = 13,88 \text{ cm}^2$$

on choisit $A = A_1 = A_2 = 2 \times 10 \text{ HA16} = 40,2 \text{ cm}^2$ espacement = 15 cm

Disposition constructive



Verifications des contraintes pour le trumeau ①

$$N_{\max} = G + Q + N_E = 66 + 9,6 + 238,01 = 313,61 \text{ t}$$

$$M = 74,53 \text{ t.m.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\max}} = 23,77 \text{ cm} < \frac{h_t}{6} = 41,67 \text{ cm.} \Rightarrow \text{S.E.C.}$$

des contraintes dans le béton sont : $\sigma_b = \frac{N_{\max}}{B_0} \pm \frac{M_G \cdot v}{I}$

où : $M_G = m^{\frac{t}{2}}$ / au centre de gravité des armatures.

$I = m^{\frac{t}{2}}$ d'inertie de la section homogène.

$$= 75 =$$

$D_{00} =$ section homogène

$$B_0 = b \cdot h_f + 15 (A_1 + A_2) = 20 \times 250 + 15 \times 2 \times 40,2 = 6206 \text{ cm}^2.$$

$$M_G = M = 74,53 \text{ t.m}$$

$$I = 31,95 \cdot 10^6$$

$$\sigma'_{b1} = 79,69 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma'_{b2} = 21,38 \text{ kg/cm}^2.$$

$\sigma'_{b1}, \sigma'_{b2} < \bar{\sigma}_b$ donc les contraintes du béton sont vérifiées.

Pour le calcul des aciers des autres trumeaux nous dressons ce tableau

Voiles	VA ₁ - VD ₁		VA ₂ - VD ₂		VF	
	1	2	1	2	1	2
G (t)	91,72	162,60	39,49	78,98	67,08	35,86
Q (t)	16,24	27,52	5,05	10,10	6,60	4,40
N _E (t)	331,92	331,92	113,20	113,20	103,79	103,79
M (t.m)	19,82	439,39	13,82	69,08	79,79	4,06
e ₀ et type de son	7,67, SET	2177, S.P.T	16,9, SET	138,1 S.P.T	217,35 S.P.C	5,98, S.E.T
A _{calcul} (cm ²)	61,55	48,06	19,43	11,90	11,94	16,17
A _{min} (cm ²)	28,00	52,00	14,00	28,00	27,00	14,00
A choisie	20HA20	16HA20	10HA16	14HA16	10HA20	6HA20

Calcul des fondations

Etude du Sol :

D'après les résultats obtenus après une étude géotechnique du Sol de terrain devant servir d'assiette au futur bâtiment à savoir l'étude in-Situ de pénétramétrie et de Sondage qui révèlent un Sol de consistance variable (vu l'allure en dents de Scie des courbes donnant les variations de la résistance de pointe R_p en fonction de la profondeur).

Ces mêmes courbes sont presque identiques, ce qui montre l'homogénéité du Site. La résistance minimale enregistré dans ces essais à une profondeur de 3 m est de 86 bars, ce qui nous donne, en prenant un coef^t de Sécurité moyen égal à 30 une contrainte du Sol de : $\frac{R_p}{30} = 2,86$ bars.

des différents Sondages révèlent également l'existence d'une couche importante d'argile sableuse au dessous d'une couche superficielle de terre végétale.

Puisqu'on est en présence d'un Sol argileux (compressible par conséquent) et pour limiter les tassements pour qu'ils soient tolérables ; on se propose comme l'a indiqué Terzaghi de réduire l'angle de frottement φ et la cohésion c .

$$q_{ad} = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma D N_q + c N_c$$

avec B : largeur du radier

D : ancrage du radier

γ : poids volumique du Sol

N_γ , N_q et N_c = paramètres fonctions de l'angle de frottement φ .

les essais au laboratoire indiquent à une profondeur de 3 m : un angle de frottement $\varphi = 13^\circ$ et une cohésion $c = 0,5$ bars.

la portance du Sol admissible sera :

$$q'_{ad} = \gamma \frac{B}{2} N'_\gamma + \gamma D N'_q + c' N'_c \quad \text{avec}$$

$$\begin{cases} \operatorname{tg} \varphi' = \frac{2}{3} \operatorname{tg} \varphi \\ c' = \frac{2}{3} c \end{cases}$$

On obtient $q_{ult} = \underline{5,67}$ bars

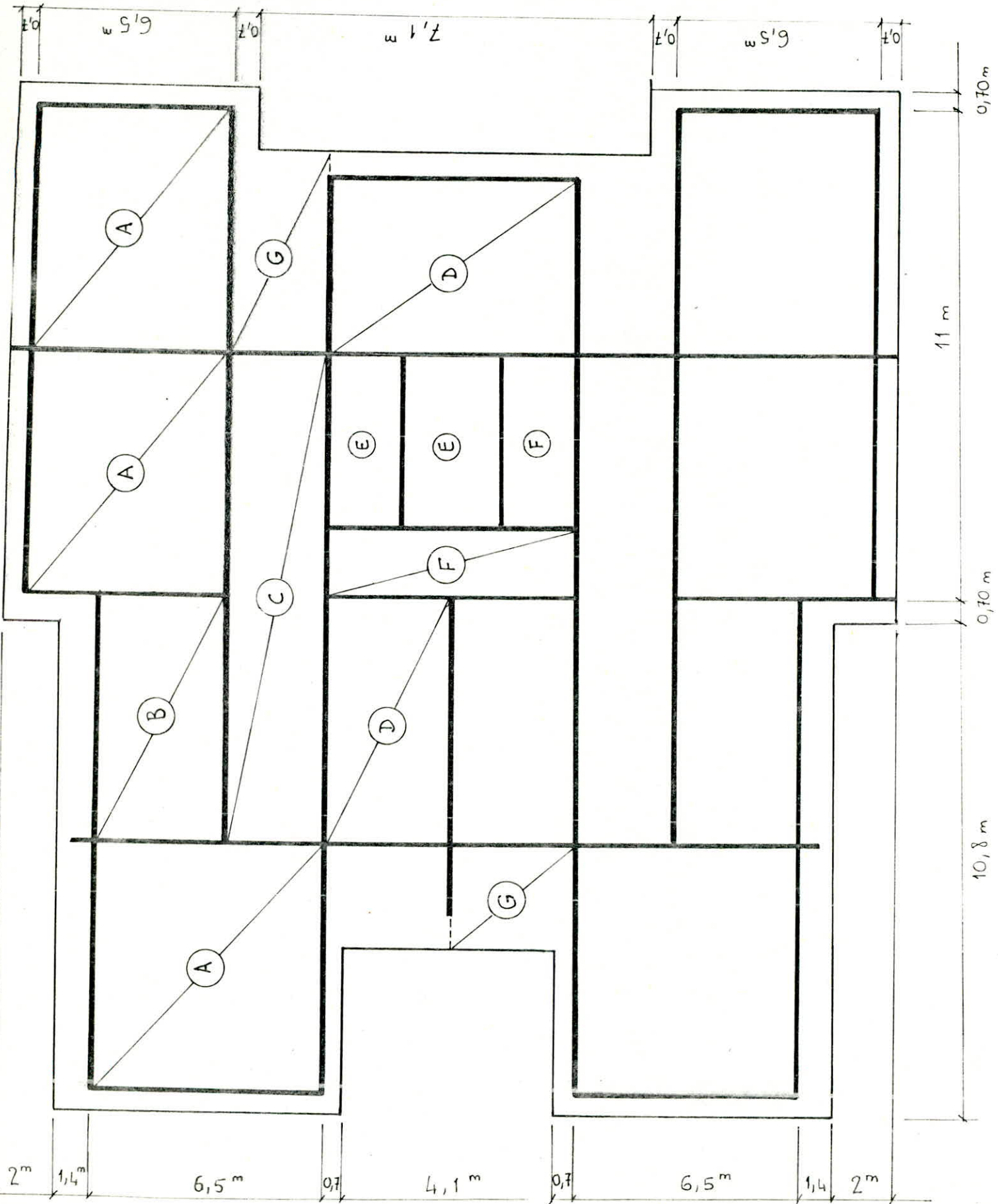
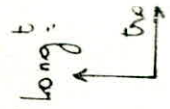
et en prenant un coefficient de Sécurité égal à 3, on arrive à un taux de travail admissible du Sol de 1,88 b

Néanmoins pour raison de Sécurité, on prendra

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,8 \text{ bars}$$

Maintenant, vu la qualité du Sol qui est plus ou moins moyenne et du fait de l'importance du bâtiment, il est évident que l'on doit fonder sur un radier général.

Schéma du radier



Dimensionnement du radier :

- Calcul de la Surface nécessaire : ($\bar{\sigma}_s' = 1,8 b$)

$$\frac{N}{S_{nec}} \leq \bar{\sigma}_s' \quad \text{avec } N = G + 1,2 Q = 5614 + 1,2 \times 750 = 6514 \text{ t}$$

$$\frac{N}{S_{nec}} \leq \bar{\sigma}_s' \Rightarrow \frac{N}{\bar{\sigma}_s'} \leq S_{nec} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{6514}{1,8} = 362 \text{ m}^2$$

or la Surface réelle du bâtiment au niveau du Sol est de 390 m^2

En prenant un débord de 70 cm (Voir Schéma du radier)

On obtient une Surface totale $S_T = 511,22 \text{ m}^2$

- Calcul de la hauteur du radier :

la hauteur du radier est déterminée par la condition de cisaillement.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b_z} \leq \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$T_{max} = q \cdot \frac{l_{max}}{2} \cdot 1 \text{ m} \quad \text{avec } q = \frac{N}{S_T} = \frac{6514}{511,22} = 12,74 \text{ t/m}$$

l_{max} = distance maximum entre nœuds de 2 voiles voisins susceptibles de fournir un effort tranchant max. Soit $l_{max} = 5,2 \text{ m}$.

$$\frac{T_{max}}{b_z} = \frac{q l_{max} \cdot 1 \text{ m}}{2b \cdot f/g \cdot h} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b \Rightarrow h \geq \frac{q l_{max}}{2b \cdot f/g \cdot 1,15 \bar{\sigma}_b}$$

$$h \geq \frac{12,74 \cdot 5,2}{2 \cdot f/g \cdot 1,15 \cdot 59} = 0,55$$

On prendra $h = 55 \text{ cm}$

$$\text{et } \underline{\underline{h_t = 55 + 5 = 60 \text{ cm}}}$$

Poids du radier :

$$P_r = S_T \cdot h_t \cdot 2,5 = 511,22 \cdot 0,60 \cdot 2,5 = 783,8 \text{ t}$$

$$\text{poids total } P_T = N + P_r = 6514 + 783,8 \Rightarrow \sigma = \frac{P_T}{S_T} = \frac{7297,8}{511,22} =$$

la contrainte du Sol sera :

$$\Rightarrow \sigma = 14,3 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s' = 18 \text{ t/m}^2$$

* Vérification au Soulèvement :

$$P \geq 1,5 S z$$

avec z = pression hydrostatique

S = Surface du radier

P = poids du bâtiment à vide.

la base du radier est à une profondeur de 3 m $\Rightarrow z = 3 \text{ t/m}^2$

P (Sans Surcharges) = 5614 t

S = Surface du radier = 511,22 m²

$$5614 \gg 1,5 \cdot 511,22 \cdot 3 = 2300,5$$

le soulèvement ne peut donc pas avoir lieu.

* Vérification au poinçonnement :

la vérification se fait pour le voile le plus sollicité à savoir Vlu ou Vlg

pour lesquels $q = G + 1,2Q = 48,8 \text{ t/ml}$

il faut vérifier la condition de non

poinçonnement sous mur, et cela

pour une semelle, c'est à dire

qu'on doit déduire la réaction

du sol de la charge q, du fait

qu'elle soulage le radier.

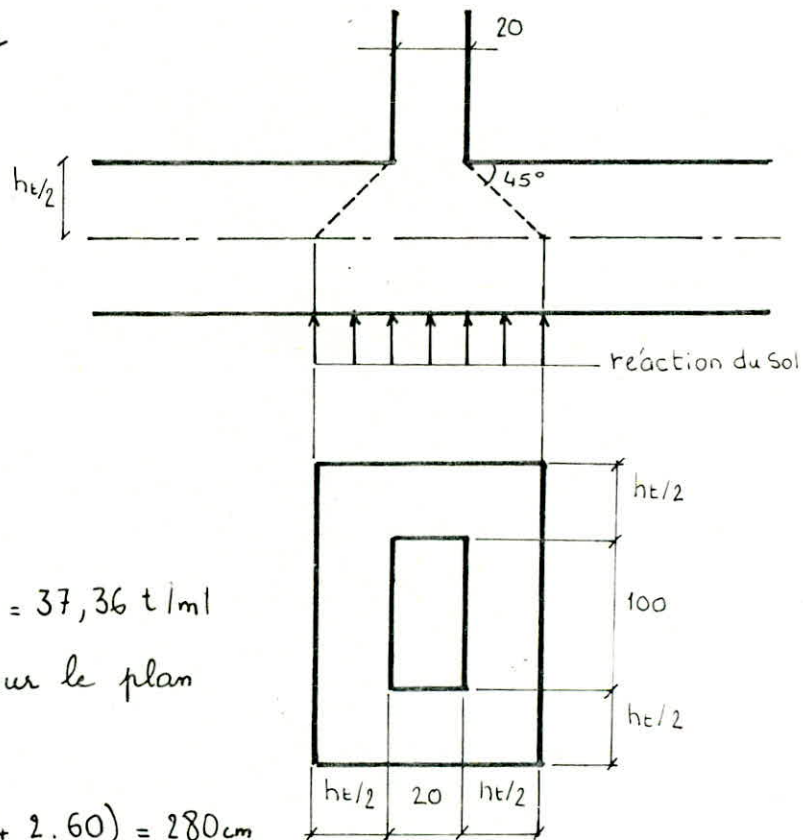
$$1,5 \frac{q'}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b$$

avec $q' = q - (h_t + 20) \cdot 10^{-2} \cdot 14,3 = 37,36 \text{ t/ml}$

P_c = périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$P_c = 2(120 + 2h_t) = 2(120 + 2 \cdot 60) = 280 \text{ cm}$$

$$1,5 \cdot \frac{37,36 \cdot 10^3}{280 \cdot 60} = 3,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b^* = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$



* Vérification des sollicitations du 2^e genre :

les moments d'inertie du radier suivant les 2 sens sont :

$$I_{\text{trans}} = 31042 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{long}} = 21479,26 \text{ m}^4$$

le moment de flexion M dû aux forces horizontales du Seisme vaut :

$$M = \frac{2}{3} H \cdot V \quad \text{avec } H = \text{hauteur totale du bâtiment jusqu'à la base du radier}$$

$$H = 31,5 + 3 + 0,60 = 35,1 \text{ m}$$

$V =$ effort horizontal dû au Seisme $= 627,44 \text{ t}$ (presque le même suivant les 2 Sens).

$$M = \frac{2}{3} \cdot 627,44 \cdot (35,1) = \underline{14682 \text{ tm}}$$

les contraintes du 1^{er} genre avec la combinaison la plus défavorable ($G + Q + E$)

d'après les formules de la RDM sont égales à :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} v$$

Nous vérifierons uniquement les contraintes

suivant le Sens trans, du fait que le moment

d'inertie est le plus petit suivant ce Sens là.

le radier présente une Symétrie suivant le Sens transversal.

alors $v_{\min} = v_{\max} = \underline{12,55 \text{ m}}$.

$$N = G + Q + P_r = 5614 + 750 + 783,8 = \underline{7130,8 \text{ t}}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{7130,8}{511,22} \pm \frac{14682}{21479,26} \cdot 12,55 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 22,6 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = 5,4 \text{ "} \end{array} \right.$$

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{\sigma_1 + 3\sigma_2}{4} = \frac{22,6 + 3 \cdot 5,4}{4} = 9,7 \text{ t/m}^2 = 0,97 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s'$$

$$\sigma_1 = 2,26 \text{ kg/cm}^2 < 1,3 \cdot \bar{\sigma}_s' = 1,3 \cdot 1,8 = 2,34 \text{ kg/cm}^2$$

(le sol étant meuble, la contrainte admissible du sol est alors majorée de 30%)

- Détermination de la charge de calcul :

a) Contrainte du 1^{er} genre :

$$\sigma_{sp_1} = \bar{\sigma}_{\text{sol}} - \bar{\sigma}_{\text{rad}} = 1,43 - \frac{783,8}{511,22} \cdot 10^{-1} = \underline{1,28 \text{ kg/cm}^2}$$

b) Contrainte du 2^e genre :

$$\sigma_{sp_2} = \sigma_1 - \bar{\sigma}_{\text{rad}} = 2,26 - \frac{783,8}{511,22} \cdot 10^{-1} = \underline{2,11 \text{ kg/cm}^2}$$

le rapport des contraintes du 2^e genre par rapport à celles du 1^{er} genre $\frac{\sigma_{sp2}}{\sigma_{sp1}}$ est égal à 1,65 supérieur à 1,5 qui est le rapport des contraintes admissibles.

le cas le plus défavorable est par conséquent fourni par les sollicitations du 2^e genre.

Soit alors : $q = 21 \text{ t/m}^2$

cette charge nous servira à ferrailer le radier en utilisant la méthode du CCBA 68 (Annexe A) à savoir le calcul des hourdis rectangulaires uniformément chargés continus ou semi-encastés. Donc le radier sera calculé comme un plancher renversé

les panneaux sont désignés par des lettres.

le panneau A sera calculé avec détail, les autres panneaux seront récapitulés.

- Ferraillage du radier :

Nous utiliserons la méthode P. CHARON pour déterminer les armatures nécessaires pour reprendre les moments calculés avec la méthode citée ci-dessus.

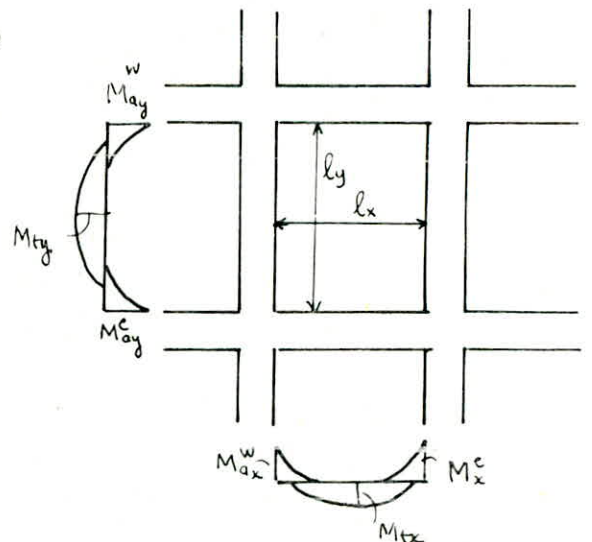
* Panneau A :

$$\left. \begin{array}{l} l_x = 5,2 \text{ m} \\ l_y = 6,1 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5,2}{6,1} = 0,825 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0588 \\ \mu_y = 0,7205 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0588 \cdot 21,1 \cdot 5,2^2 = 33,39 \text{ tm} \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,7205 \cdot 33,39 = 24 \text{ tm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \cdot 33,39 = 28,38 \text{ tm} \\ M_{ax}^e = 0,5 M_{0x} = 0,5 \cdot 33,39 = 16,69 \text{ tm} \\ M_{ax}^w = 0,3 M_{0x} = 0,3 \cdot 33,39 = 10 \text{ tm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \cdot 24 = 20,45 \text{ tm} \\ M_{ay}^e = 0,5 M_{0y} = 0,5 \cdot 24 = 12 \text{ tm} \\ M_{ay}^w = 0,3 M_{0y} = 0,3 \cdot 24 = 7,22 \text{ tm} \end{cases}$$

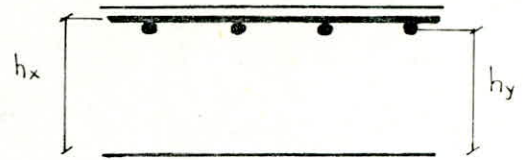


En choisissant un enrobage $e = 4 \text{ cm}$

et en utilisant au maximum des T14

$$h_x = h_t - e - \frac{\phi}{2} = \underline{55,3 \text{ cm}}$$

$$h_y = h_t - e - 3 \frac{\phi}{2} = \underline{53,9 \text{ cm}}$$



- Calcul des moments résistants du béton :

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 137}{15 \cdot 137 + 2800} = 0,423 \quad \Rightarrow \quad \bar{\gamma} = 0,859$$

$$\bar{K} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b' \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\gamma} = 37,33 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_{rbx} = \bar{K} b h_x^2 = 110 \text{ tm} \\ M_{rby} = \bar{K} b h_y^2 = 104,5 \text{ tm} \end{cases}$$

On remarque que tous les moments trouvés sont inférieurs aux moments résistants du béton, ce qui veut dire que les armatures de compression sont inutiles.

Remarque : En calculant les contraintes de non fissuration pour les aciers utilisés

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 2,4 \quad \frac{K n \bar{\sigma}_b}{\phi} \cdot 1,5 = 3620 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 < \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_a = 3620 \text{ kg/cm}^2$$

a) Sens x :

$$\text{* travée :} \quad \mu = \frac{15 M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_x^2} = \frac{15 \cdot 28,38 \cdot 10^5}{3620 \cdot 10^2 \cdot 55,3^2} = 0,0384 \quad \Rightarrow \quad \varepsilon = 0,916$$

$$A = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h_x} = \frac{28,38 \cdot 10^5}{3620 \cdot 0,916 \cdot 55,3} = 15,47 \text{ cm}^2$$

On utilisera 10 T14 = 15,39 cm² espacés de $t = 10 \text{ cm}$.

$$\text{* appui e :} \quad \mu = \frac{15 \cdot M_{ax}^e}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_x^2} = 0,0235 \quad \Rightarrow \quad \varepsilon = 0,9331$$

$$A = \frac{M_{ax}^e}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h_x} = \frac{16,69 \cdot 10^5}{3620 \cdot 0,9331 \cdot 55,3} = 9,10 \text{ cm}^2$$

Soit alors 6 T14 = 9,23 cm² espacés de $t = 16 \text{ cm}$

$$\text{* appui w :} \quad \mu = \frac{15 M_{ax}^w}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_x^2} = \frac{15 \cdot 10 \cdot 10^5}{3620 \cdot 10^2 \cdot 55,3^2} = 0,0141 \quad \Rightarrow \quad \varepsilon = 0,947$$

$$A = \frac{M_{ax}}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h_x} = \frac{10^6}{3620 \cdot 0,9472 \cdot 55,3} = 5,37 \text{ cm}^2$$

On utilisera 4 T14 = 6,16 cm²/ml avec t = 25 cm.

- Condition de non fragilité :

$$A \geq \max [A_0, \min (1,2 A_0; A_2)] \quad \text{avec} \quad A_0 = 5,37 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,69 b h_x \cdot \frac{1,5 \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot \frac{2-\rho}{2} = 0,69 \cdot 10^2 \cdot 55,3 \cdot \frac{1,5 \cdot 5,9}{4200} \cdot \frac{2-0,825}{2} = 4,64 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \max [5,37; \min (1,2 \cdot 5,37; 4,64)] = A_0 = 5,37 \text{ cm}^2$$

b) Sens y :

$$\text{* travée : } \mu = \frac{15 M_{ty}}{\bar{\sigma}_a b h_y^2} = \frac{15 \cdot 20,45}{3620 \cdot 10^2 \cdot 53,9^2} = 0,0303 \quad \Rightarrow \varepsilon = 0,9248$$

$$A = \frac{M_{ty}}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h_y} = \frac{20,45 \cdot 10^5}{3620 \cdot 0,9248 \cdot 53,9} = 11,55 \text{ cm}^2$$

On utilisera alors 8 T14 = 12,31 cm²/ml espacés de t = 12 cm.

$$\text{* Appui e : } \mu = \frac{15 \cdot M_{ay}^e}{\bar{\sigma}_a \cdot b h_y^2} = \frac{15 \cdot 12 \cdot 10^5}{3620 \cdot 10^2 \cdot 53,9^2} = 0,0178 \quad \Rightarrow \varepsilon = 0,9412$$

$$A = \frac{M_{ay}^e}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h_y} = \frac{12 \cdot 10^5}{3620 \cdot 0,9412 \cdot 55,3} = 6,66 \text{ cm}^2$$

Soit donc A = 5 T14 = 7,70 cm²/ml espacés de t = 20 cm

$$\text{* Appui w : } \mu = \frac{15 \cdot M_{ay}^w}{\bar{\sigma}_a b h_y^2} = \frac{15 \cdot 7,22 \cdot 10^5}{3620 \cdot 10^2 \cdot 53,9^2} = 0,0103 \quad \Rightarrow \varepsilon = 0,9545$$

$$A = \frac{M_{ay}^w}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h_y} = \frac{7,22 \cdot 10^5}{3620 \cdot 0,9545 \cdot 53,9} = 3,88 \text{ cm}^2$$

On utilisera donc 4 T12 = 4,52 cm²/ml espacés de t = 25 cm

- Condition de non fragilité : A₀ = A_{min} = 3,88 cm²

$$A_2 = 0,69 b h_y \cdot \frac{1,5 \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot \frac{1+\rho}{4} = 3,51 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \max [A_0, \min (1,2 A_0; A_2)] = A_0 = 3,88 \text{ cm}^2$$

2. Condition de non fissuration :

$$a) \text{ Sens } x : \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{16,93}{2.100 \cdot 4,7} = 0,018$$

$$\sigma_1 = \frac{K n}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \cdot 1,5 = 3925 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_2$$

les contraintes de vérification seront donc comparées à σ_1 .

$$b) \text{ Sens } y : \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{11,55}{2.6,1 \cdot 100} = 0,0095$$

$$\sigma_1 = \frac{K n}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \cdot 1,5 = 2223 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_1$$

3. Vérification des Contraintes :

$$a) \text{ Sens } x : \quad \bar{\omega} = \frac{100 A}{b h_x} = \frac{100 \cdot 16,93}{10^2 \cdot 55,3} = 0,306 \quad \Rightarrow \varepsilon = 0,9132$$

$$\sigma_a = \frac{M_{tx}}{A \varepsilon h_x} = \frac{28,38 \cdot 10^5}{16,93 \cdot 0,9132 \cdot 55,3} = 3319 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_1$$

$$b) \text{ Sens } y : \quad \bar{\omega} = \frac{100 A}{b h_y} = \frac{100 \cdot 12,31}{10^2 \cdot 53,9} = 0,228 \quad \Rightarrow \varepsilon = 0,9237$$

$$\sigma_a = \frac{M_{ty}}{A \varepsilon h_y} = \frac{20,45 \cdot 10^5}{12,31 \cdot 0,9237 \cdot 53,9} = 3337 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_2 = 3620 \text{ kg/cm}^2$$

4. Vérification au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b z} \quad \text{avec} \quad T_{max} = 29,4 \text{ t/m}$$

$$\tau_b = \frac{29,1 \cdot 10^3}{100 \cdot 7/8 \cdot 55,3} = 6,08 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \cdot 1,15 \bar{\tau}_b = 10,2 \text{ kg/cm}^2$$

les autres panneaux seront calculés de la même façon, sauf le panneau G en console qui sera calculé suivant la méthode de BARES.

tous les résultats seront récapitulés dans un tableau.

Ferrailage du radier

P ORDRE	l_x (m)	l_y (m)	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	S E N S X												S E N S Y											
				travée				Appui e				Appui W				travée				Appui e				Appui W			
				M (tm)	Acalcul (cm ²)	Aadopt (cm ²)	t (cm)	M (tm)	Acalcul (cm ²)	Aadopt (cm ²)	t (cm)	M (tm)	Acalcul (cm ²)	Aadopt (cm ²)	t (cm)	M (tm)	Acalcul (cm ²)	Aadopt (cm ²)	t (cm)	M (tm)	Acalcul (cm ²)	Aadopt (cm ²)	t (cm)	M (tm)	Acalcul (cm ²)	Aadopt (cm ²)	t (cm)
B	3,6	5,2	0,7	18,93	7,43	7,70 5T14	20	11,13	4,31	4,52 4T12	25	6,68	2,48	3,39 3T12	33	10,41	4,11	4,52 4T12	25	6,12	2,39	3,39 3T12	33	6,12	2,39	3,39 3T12	33
C	2,5	10,6	0,236	13,83	5,39	6,16 4T14	25	9,22	3,56	4,62 3T14	33	9,22	3,56	4,62 3T14	33	—	—	2,01 4T8	25	—	—	1,5 3T8	33	—	—	1,5 3T8	33
D	2,65	5,2	0,5	13,71	5,34	6,16 4T14	25	8,06	3,11	4,52 4T12	25	8,06	3,11	4,52 4T12	25	4,50	1,75	2,01 4T8	25	2,64	1,00	1,5 3T8	33	2,64	1,00	1,5 3T8	33
E	1,8	3,6	0,5	5,58	2,14	2,51 5T8	20	3,72	1,42	2,01 4T8	25	3,72	1,42	2,01 4T8	25	1,83	0,71	1,50 3T8	33	1,22	0,47	1,50 3T8	33	1,22	0,47	1,50 3T8	33
F	1,5	5,5	0,27	4,98	1,90	2,01 4T8	25	3,32	1,26	2,01 4T8	25	3,32	1,26	2,01 4T8	25	—	—	3T8	33	—	—	3T8	33	—	—	3T8	33
G	1,9	2,65	0,7	3,6	1,37	2,01 4T8	25	9,42	3,64	4,62 3T14	33	—	—	—	—	6,36	2,44	3,39 3T12	33	13,87	5,40	5,65 5T12	20	13,87	5,40	5,65 5T12	20

98

BIBLIOGRAPHIE

- R.P.A 81
- Regles C.C.B.A 68
- Regles neige et vent 65
- Tables pour le calcul des dalles et des parois (R. BARES)
- Calcul et verification des ouvrages en Beton armé (P. CHARON)
- Calcul pratique des tours en B.A (M. DIVER)
- Cours de Beton armé tome 2 (BELLAZOUGUI)
- Contreventement dynamique des structures (M. LAREDO)
- Dynamique des structures et sismologie de l'ingenieur (DOBRESCU)

