

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

BATIMENT A USAGE
D'HABITATION « R + 8 »

COFFRAGE PAR TABLE ET BANCHE.

Proposé par :

SORECAL.

Etudié par :

- MASUD J.
- SAQQA H.

Dirigé par :

- Mlle. BEN AMER
- TALEB SALIM

PROMOTION :

JUIN - 1985

REMERCIEMENTS

Nous presentons nos vifs remerciements à notre promotrice M^{lle}. BEN AMER et tous les Professeurs de L'E.N.P qui ont participé à notre formation.

Nous exprimons encore notre profonde reconnaissance à notre promoteur M. TALEB SALIM ainsi que le directeur de SORECAL pour toute l'aide compétante et efficace qu'ils nous ont apporté, ainsi que les ingenieurs de L'atelier.

Nous n'oubliions pas de remercier le peuple et l'état Algerien pour nous avoir assuré Les conditions necessaires à notre formation.

Hussein & Jalal.

TABLE DES MATIERES

Presentation de L'ouvrage :

- Géométrie des éléments constructifs - - - - - 12
- Matériaux de construction - - - - - 3
- Charges et surcharges - - - - - 5

Calcul de L'excentricité :

- Généralité - - - - - 6
- Calcul de centre de torsion - - - - - 6
- Calcul de centre de masse - - - - - 10
- Inertie équivalente - - - - - 12

Etude au Vent : - - - - - 14

Analyse dynamique : - - - - - 21

Etude sismique : - - - - - 25

Calcul des déformations: - - - - - 29

Calcul des réfends : - - - - - 31

Ferraillage des voiles et des Linteaux : - - - - - 53

Calcul des éléments :

- Les escaliers - - - - - 67
- Les Planchers - - - - - 72
- L'acrotère - - - - - 82

Calcul des fondations : - - - - - 83

Coffrage table et banche : - - - - - 94

Présentation de l'ouvrage

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation.

Le bâtiment sera implanté aux environs de Bouira de moyenne sismicité, il est composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée et de huit étages (R+8). Ce bâtiment présente une dissymétrie dans les deux sens.

I - Géométrie des éléments constructifs :

I-1 : Ossature : Ce bâtiment est contreventé par des voiles (refends) en Béton armé qui constituent toute la structure de l'ouvrage.

Les dimensions en plan sont :

- Sens Longitudinal $L = 20,47 \text{ m}$.

- Sens Transversal $L = 18,945 \text{ m}$.

La hauteur totale de l'ouvrage y compris l'acrotère est $H = 25,75 \text{ m}$ et la hauteur entre deux planchers consécutifs $h = 2,80 \text{ m}$. La hauteur de sous-sol est de $2,8 \text{ m}$ aussi.

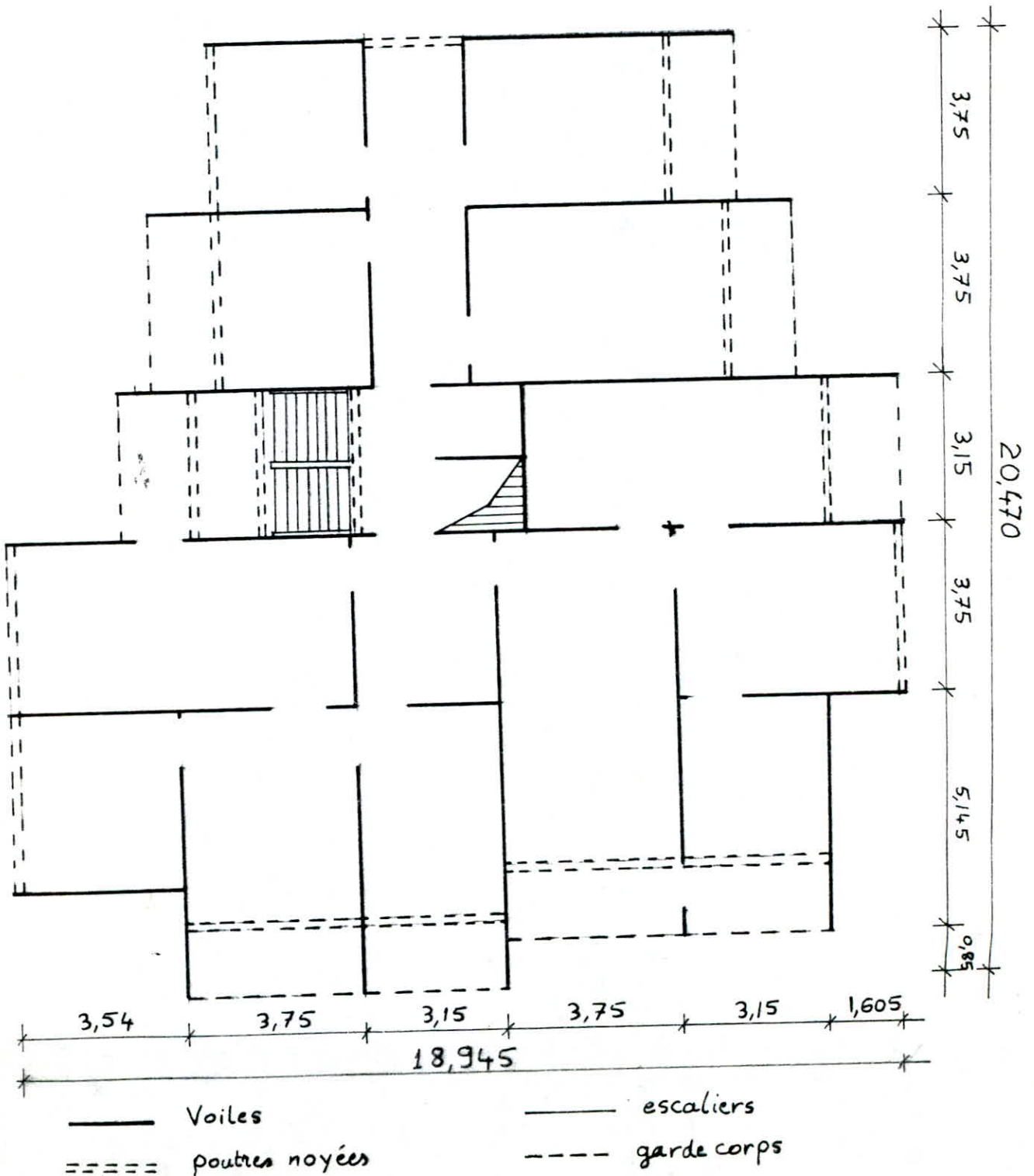
I-2 : Planchers : Les Planchers d'étage courant et de terrasse sont tous constitués d'une dalle pleine de 15 cm d'épaisseur.

I-3 : Escaliers : L'escalier est de type droit qui sera constitué de deux volées adjacentes appuyées sur les deux paliers.

(2)

I-4: Assenseur: Réalisée par des voiles d'épaisseur 15 et 20 cm.

"Vue en Plan d'un étage Courant"



II - Matériaux de Construction :

Nous confèrerons aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en Béton Armé (C.C.B.A.68) et à tout les règlements en vigueur applicables en Algèrie.

- La composition de 1 m^3 de béton sera :

800 Litres de gravillons $D_g = 2,5 \text{ cm}$.

400 Litres de sable.

350 Kg de ciment du type C.P.A. 325

175 litres d'eau.

- Le béton sera préparé mécaniquement et l'armature utilisé (doux ou haute adhérence) sera propre et débarrassé de toute trace de rouille non adhérente.

Contraintes Admissibles :

a - Béton : Notre édifice étant considéré à usage d'habi-

-tation, béton est avec contrôle atténué. Pour les sollicitation de 1^{er} genre, les contraintes admissibles sont définies aux articles 9, 10, 11, 12 des règles CCBA 68. La base technique des justifications de sécurité est les contraintes nominales :

à la compression : $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 270 \text{ bars} \approx 275 \text{ Kg/cm}^2$.

à la traction : $\sigma_n = 7 + 0,06 \sigma'_n = 23,7 \text{ Kg/cm}^2$.

a-1 : Contrainte admissible en compression simple :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28} = 68,5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sous SP1)}.$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \times 68,5 = 102,75 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sous SP2)}.$$

(4)

a-2: Contraintes admissibles en flexion simple ou en flexion composée avec traction en section rectangulaire :

$$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sous SP1).}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 137 = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sous SP2).}$$

a-3: Contrainte de traction de référence :

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{28} = 5,9 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sous SP1).}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \times 5,9 = 8,85 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sous SP2).}$$

b- Aciers : On a deux catégories d'aciers :

b-1 : Aciers doux (Ronds Lisse)

$$\text{Nuance FeE24 : } \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sous SP1).}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sous SP2).}$$

b-2 : Aciers de haute adhérence (H.A).

$$\text{Nuance FeE40 : } \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (} \phi \leq 20 \text{ mm).}$$

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

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sous SP1 ; } \phi \leq 20 \text{ mm).}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sous SP2 ; } \phi \leq 20 \text{ mm).}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2667 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sous SP1 ; } \phi > 20 \text{ mm).}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sous SP2 ; } \phi > 20 \text{ mm).}$$

III - Charges et Surcharges :

1- Plancher terrasse :

1-a : Charge permanente

Protection gravier (5cm) :	0,09 t/m ²
Étanchéité :	0,35 t/m ²
Liège :	0,01 t/m ²
Forme de Pente :	0,135 t/m ²
Chape :	0,08 t/m ²
Dalle pleine :	0,375 t/m ²
Enduit et plâtre :	0,014 t/m ²
	<u>G = 0,739 t/m²</u>

1-b: Surcharges d'exploitation:

.Terrasse (non accessible): 0,1 t/m²

.Terrasse accessible: 0,15 t/m²

Charge soumise à l'action

Sismique :

$$W = G + \frac{P}{5}$$

2- Plancher Courant :

2-a : charge permanente

Carrelage (2cm) :	0,04 t/m ²
Mortier de pose (2cm) :	0,04 t/m ²
Sable (3cm) :	0,054 t/m ²
Dalle pleine (15cm) :	0,375 t/m ²
Enduit et plâtre (1,5cm) :	0,021 t/m ²
cloisons :	0,075 t/m ²
	<u>G = 0,605 t/m²</u>

2-b: Surcharges d'exploitation:

.Bâtiment à usage d'habitat :

$$P = 0,15 \text{ t/m}^2$$

. Surcharge du (R.D.C) usage

commercial :

$$P = 0,40 \text{ t/m}^2$$

3- Voiles :

L'épaisseur 20 cm : $0,2 \times 2,8 \times 2,5 = 1,4 \text{ t/m.l.}$

L'épaisseur 15 cm : $0,15 \times 2,8 \times 2,5 = 1,05 \text{ t/m.l.}$

4- Façades :

Briques creuses (15cm) : $0,15 \times 1,4 = 0,21 \text{ t/m}^2$.

Briques creuses (7cm) : $0,07 \times 1,4 = 0,098 \text{ t/m}^2$.

Enduits extérieur et intérieur (2+1)cm : $0,03 \times 2 = 0,06 \text{ t/m}^2$

$$G = 0,368 \text{ t/m}^2$$

Calcul de l'excentricité

CALCUL DE L'EXCENTRICITE

Generalite:

Il est convenable d'avoir les elements de contreventement disposé symetriquement par rapport le centre de masse en chaque niveau. Cela evite d'avoir des efforts grands dûs à la torsion.

A la sollicitation sismique, la force sismique est developé dans chaque niveau au centre de masse, mais la resistance à la rotation est developé au centre de torsion des elements de contreventement en chaque niveau. C'est pour cela un couple de torsion se crée si le centre de torsion ne coincide pas avec le centre de masse, la distance entre ces deux derniers s'appelle l'excentricite.

$$e_T = X_T - X_G \quad ; \quad e_L = Y_T - Y_G$$

avec (X_G, Y_G) coordonnées du Centre de masse.

(X_T, Y_T) coordonnées du centre de torsion.

Le R.P.A exige que pour les structures des planchers horizontaux supposés rigides dans leur plan qu'à chaque niveau et dans chaque direction, La resultante des forces horizontales a une excentricite par rapport au centre de torsion égale a la plus grande des valeurs :

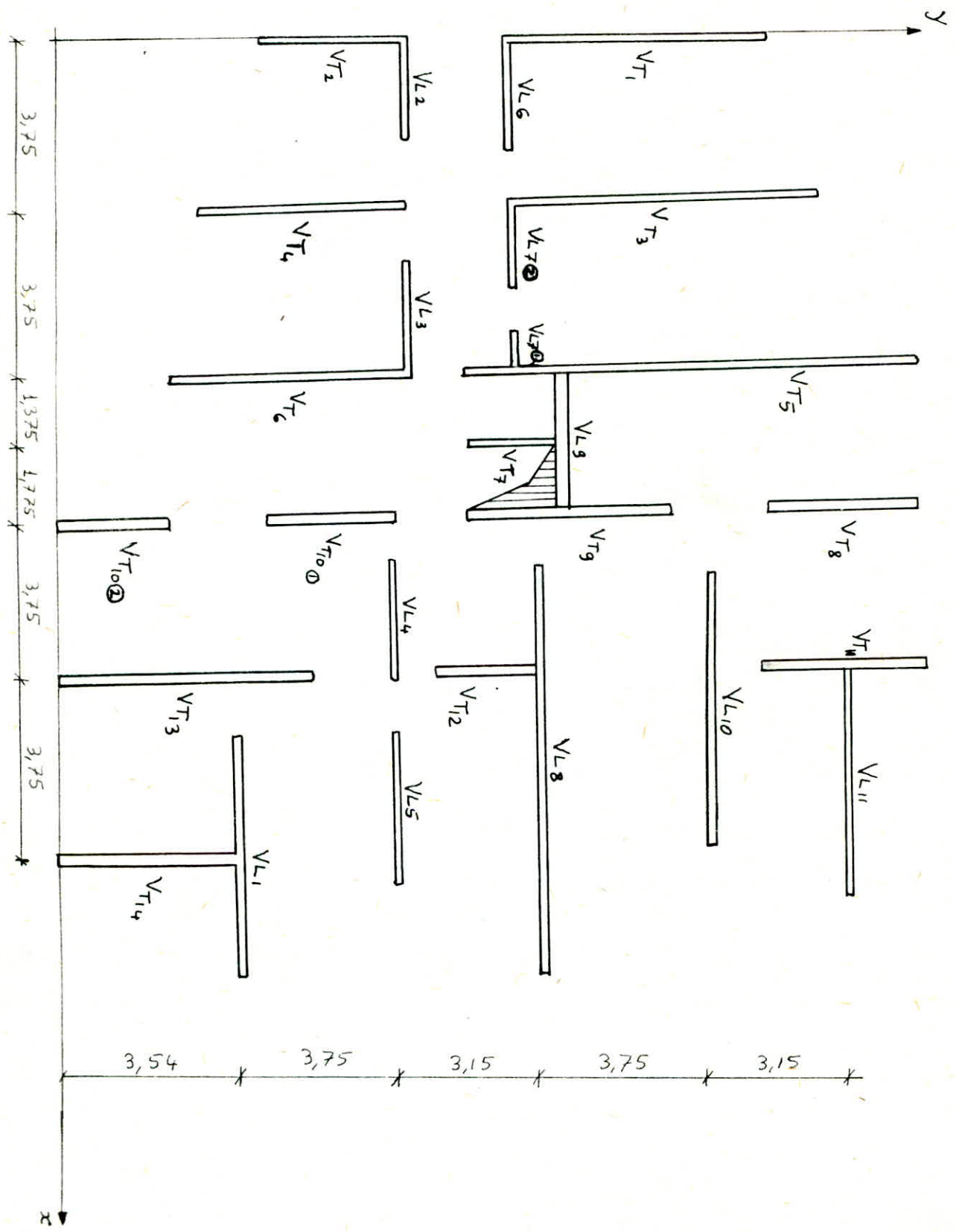
- 5% de la plus grand dimension du bâtiment à ce niveau.
- Excentricite théorique calculé par les formules précédentes.
- Tout en ayant une excentricité théorique inférieur à 20% .

Les coordonnées du centre de torsion sont donnés par :

$$X_T = \frac{\sum I_{iT} \cdot X_i}{\sum I_{iT}} \quad ; \quad Y_T = \frac{\sum I_{iL} \cdot Y_i}{\sum I_{iL}} \quad ;$$

Les valeurs de X_T ; Y_T figurent dans les tableaux suivants :

Plan de Contreventement :



(8)

Voiles transversals :

Voiles	ρ [m]	e [m]	I_{x_i} [m ⁴]	X_i [m]	$I_{x_i} \cdot X_i$
V_T^1	5,590	0,15	2,183	0	0
V_T^2	3,485	0,15	0,529	0	0
V_T^3	6,990	0,15	4,269	3,75	16,009
V_T^4	4,960	0,15	1,525	3,75	5,719
V_T^5	10,155	0,15	13,090	7,5	98,175
V_T^6	5,670	0,15	2,279	7,5	17,093
V_T^7	2,200	0,15	0,133	8,875	1,180
V_T^8	3,650	0,20	0,810	10,650	8,627
V_T^9	4,305	0,20	1,330	10,650	14,165
V_T^{10}	7,29+0,8	0,20	7,107	10,650	75,690
V_T^{11}	3,650	0,20	0,810	14,400	11,664
V_T^{12}	2,195	0,20	0,176	14,400	2,534
V_T^{13}	5,515	0,20	2,796	14,400	40,262
V_T^{14}	3,540	0,20	0,739	18,150	13,413

$$\sum I_i = 37,776 \text{ m}^4$$

$$\sum I_i \cdot x_i = 304,531 \text{ m}^5$$

$$X_c = \frac{\sum I_i \cdot x_i}{\sum I_i}$$

$$= 8,061 \text{ m}$$

(9)

Voiles Longitudinals:

Voiles	l [m]	e [m]	I_{y_i} [m ⁴]	y_i [m]	$I_{y_i} \cdot y_i$
V_L^1	4,87	0,15	1,444	3,54	5,112
V_L^2	2,70	0,15	0,246	7,715	1,898
V_L^3	2,7	0,15	0,246	7,715	1,898
V_L^4	2,65	0,15	0,233	7,290	1,698
V_L^5	3,320	0,15	0,457	7,290	3,332
V_L^6	2,55	0,15	0,207	9,635	1,994
V_L^7	2,11+0,9	0,15	0,652	9,635	6,282
V_L^8	8,57	0,15	7,868	10,44	82,142
V_L^9	3,30	0,20	0,599	11,09	6,643
V_L^{10}	6,22	0,15	3,008	14,19	42,683
V_L^{11}	5,22	0,15	1,778	17,34	30,830

$$\sum I_{y_i} = 16,738 \text{ m}^4$$

$$; \quad \sum I_{y_i} \cdot y_i = 184,512 \text{ m}^5$$

$$y_E = \frac{\sum I_{y_i} \cdot y_i}{\sum I_{y_i}} = 11,024 \text{ m}$$

Calcul du centre de masse :

Pour pouvoir calculer le centre de masse d'un niveau donné on répartit ces éléments en plusieurs catégories tel que les éléments verticaux (Façades ; Voiles ; Acrotères) et les éléments horizontaux tel que (dalles ; balcons ; escaliers) .

Pour les niveaux courants le centre de masse est le même ; il change au niveau terrasse ; C'est pour cela on calculera pour ces deux niveaux . Les résultats finals de calcul sont les suivants .

Plancher courant

Elements	M_i [t]	X_{G_i} [m]	Y_{G_i} [m]	$M_i X_{G_i}$	$M_i Y_{G_i}$
Dalles	145,922	10,566	9,636	1541,838	1406,049
Façades	31,27	11,079	8,721	346,440	272,706
Voiles trans.	87,925	8,825	9,159	775,938	805,305
Escaliers	10,602	9,075	6,329	96,213	67,096
Voiles Long.	51,023	12,717	10,247	648,859	522,833
Garde corps des balcons	0,135	12,015	10,889	1,622	1,47
Balcons	28,576	11,920	10,815	340,626	309,049
Σ	355,453	/	/	3751,536	3384,508

Plancher terrasse

Elements	$M_i [t]$	$X_{G_i} [m]$	$Y_{G_i} [m]$	$M_i X_{G_i}$	$M_i Y_{G_i}$
Dalle et Local machine	246,110	10,582	9,664	2604,266	2378,374
Demi-Façade	15,635	11,079	8,825	173,22	136,353
Demi Voiles trans. inf.	43,963	8,825	9,159	387,973	402,657
Demi Voiles Long. inf.	25,512	12,717	10,247	324,436	261,421
Acroteres	10,823	10,635	9,508	115,103	102,635
Σ	342,043			3604,998	3281,440

Excentricité du Plancher courant :

$$X_G = \frac{\Sigma M_i X_{G_i}}{\Sigma M_i} = 10,554 \text{ m} \quad ; \quad X_t = 8,061 \text{ m}.$$

$$\Rightarrow e_x = |X_G - X_t| = 2,493 \text{ m}.$$

$$Y_G = \frac{\Sigma M_i Y_{G_i}}{\Sigma M_i} = 9,522 \text{ m} \quad ; \quad Y_t = 11,024 \text{ m}.$$

$$\rightarrow e_y = |Y_G - Y_t| = 1,502 \text{ m}.$$

Excentricité du Plancher terrasse :

$$X_G = 10,540 \text{ m} \quad ; \quad X_t = 8,061 \text{ m} \quad \Rightarrow e_x = 2,479 \text{ m}.$$

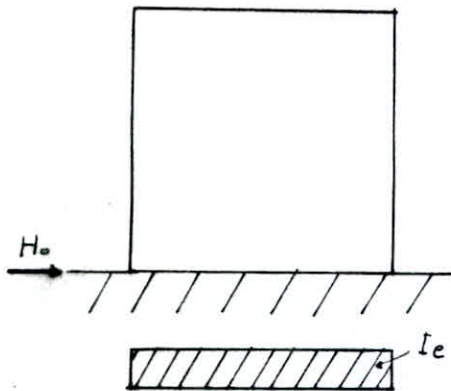
$$Y_G = 9,594 \text{ m} \quad ; \quad Y_t = 11,024 \text{ m} \quad \Rightarrow e_y = 1,430 \text{ m}.$$

• On adopte une excentricité commune :

$$e_x = 2,50 \text{ m} \quad ; \quad e_y = 1,55 \text{ m}.$$

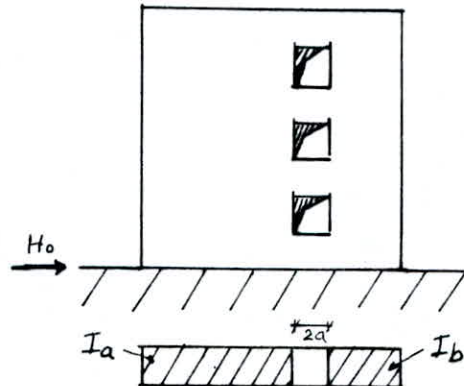
Inertie équivalente d'un refend :

Par définition nous appelons "inertie équivalente" I_e du refend, l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui soumis au même effort horizontal triangulaire "Séisme" présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures.



Refend fictif plein

$$I = I_a + I_b + 2mc$$



Refend à une file d'ouverture

H_0 : l'effort tranchant à la base du refend.

On ne considère que le cas d'un chargement sismique assimilé à un chargement triangulaire.

Selon le R.P.A : [conception et calcul des structures soumis aux séisme ; Page(29)].

$$I_e = \frac{11 a_n I}{\frac{120 mc \psi_0}{(I_1 + I_2) \alpha^2} + 11}$$

avec : I : Inertie totale du refend.

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

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

Etapes de calcul :

1. On évalue la valeur de α ; en calculant ω^2

$$\omega^2 = \frac{3E'I}{E(I_1+I_2)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{C}{a^3\ell} \Rightarrow \alpha = \omega Z$$

i : l'inertie de l'inteau. ; ℓ : distance entre 2 planchers consécutifs

Z : hauteur totale du Bâtiment.

$E = E'$ (Reprend en Béton Armé).

2. On calcul ξ : $\xi = \frac{\xi}{Z}$ et on tire ψ_0 à la côte "0"

de l'ouvrage de (M. DIVER Page 104). puis on calculera

I_e d'après le tableau suivant :

Voile	V_L^7	V_T^{10}
$\Omega_1 [m^2]$	0,1335	0,876
$\Omega_2 [m^2]$	0,3165	0,490
$I_1 [m^4]$	0,0088	1,4005
$I_2 [m^4]$	0,1174	0,2451
ω^2	1,036	0,3560
ψ_0	0,66	0,66
α	25,65	15,04
$i^0 [m^4]$	$3,13 \cdot 10^{-3}$	$4,17 \cdot 10^{-3}$
$a [m]$	0,45	0,45
$C [m]$	1,2	2,16
$m [m^3]$	0,2253	1,3575
$I [m^4]$	0,6669	7,5100
$I_e [m^4]$	0,652	7,107

Etude au Vent

ETUDE AU VENT

Introduction :

Selon les caractéristiques aérodynamiques et mécanique d'un construction et surtout sa période de mode fondamentale d'oscillation dans la direction étudiée ; le vent peut engendré des effets dynamique . Sous l'actions des rafales des oscillations parallèles à la direction du vent se produisent . Il existe une interaction dynamique entre les forces engendrées par les accélérations et décelarations irrégulières, répétées et variables en durée . Il en deroule une aggravation des défor-
-mations à cause des oscillations . Les actions du vent sur les différents parois d'un bâtiment admettent une resulta
géométrique \vec{R} dont on peut le décomposé en 3 forces :

- La Première selon la direction du vent dans un plan horizontal c'est la Trainee "T" .
- La deuxième est perpendiculaire à la première toujours dans le même plan ; c'est la Derive "L" .
- La dernière suivant une direction verticale ascendante ; c'est la Portance "U" .

I- L'Effort de Trainee : "T"

La force de Trainee est dominante et c'est elle qui conditionne le dimensionnement de l'ouvrage au contreventement.

Notre ouvrage a les caractéristiques géométriques suivantes

- Grand côté à la base : $a = 20,47 \text{ m}$.

- Petit côté à la base : $b = 18,945 \text{ m}$.

(15)

- Hauteur soumise au vent : $H = 25,75 \text{ m}$.

$$T = C_e \cdot \beta \cdot q \cdot d \cdot S \quad (\text{N-V-65 ; page 288}).$$

La valeur de traînée est en fonction de la hauteur H d'un niveau considéré. On tracera une courbe représentative de l'effort de traînée en fonction de H avec valeurs de H à choisir :

$$H = 0 \text{ m} ; 5 \text{ m} ; 10 \text{ m} ; 15 \text{ m} ; 20 \text{ m} ; 25 \text{ m} ; 25,75 \text{ m}.$$

* Coefficient de traînée C_e :

Il est lié aux effets aérodynamique provoquée par la forme de la section et dépend de l'élanement de l'ouvrage.

$C_e = 1,3 \gamma_0$ (NV65 III 2.161-1 - Commentaires) où γ_0 est un coefficient qui dépend des rapports des dimensions et dont les valeurs sont données par le diagramme (R.III-5 NV65)

Vent perpendiculaire à la face a :

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{25,75}{20,47} = 1,258 \quad ; \quad \frac{b}{a} = \frac{18,945}{20,47} = 0,926$$

donc $\gamma_0 = 1$ et $C_e = 1,3$.

Vent perpendiculaire à la face b :

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{25,75}{18,945} = 1,359 \quad ; \quad \frac{b}{a} = 0,926 \quad \text{donc } \gamma_0 = 1 \text{ et } C_e = 1,3.$$

* Coefficient de majoration dynamique " β "

Il est lié aux effets de résonance provoquée par les oscillations de l'ouvrage ; il dépend de la période propre de vibration de bâtiment à un niveau considéré ; $\beta = \Theta (1 + \xi \tau)$ [NV65 - R.III.1.51]

- avec Θ : coefficient global dépendant du type de la construction ; pour un bâtiment d'habitation Θ dépend de cote du sommet " H_s "

$$H_s = 25,75 \text{ m} \leq 30 \text{ m} \quad \text{donc } \Theta = 0,7.$$

[NV65. Page 83].

- σ : Coefficient de pulsation qui est déterminé à chaque niveau il est donné par l'échelle fonctionnelle de la figure R.III.4 NV65
- ξ : Coefficient de réponse donné en fonction de la période propre T par le diagramme de la figure R.III.3 NV65.

- La période propre T du mode fondamental peut être exprimé dans le cas d'un bâtiment contreventé par voiles par la formule forfaitaire :

$$T = \frac{0,08h}{\sqrt{L_x}} \cdot \sqrt{\frac{h}{I_x+h}} \quad [4.532 - NV65].$$

. Vent agissant sur a $\Rightarrow L_x = 20,47 \text{ m} \Rightarrow T_L = 0,340 \text{ sec.}$

. Vent agissant sur b $\Rightarrow L_x = 18,945 \Rightarrow T_b = 0,359 \text{ sec.}$

donc on a $\xi_L = 0,24$ et $\xi_b = 0,26$.

* Coefficient de réduction des pressions dynamiques : " δ "

Ce coefficient prend en considération les dimensions de l'ouvrage. il est donné en fonction de la hauteur H dans la figure R.III.2 NV65. Pour $H = 25,75 \text{ m} \leq 30 \text{ m}$ on a $\delta = 0,775$.

* Pression du vent : " q "

Cette pression normale du vent dépend de la région où implante l'ouvrage, elle dépend aussi du site et de la hauteur au dessus du sol du niveau considéré : $q = K_s \cdot K_m \cdot Q_H$.

- Effet de site : " K_s "

La région où implanté notre bâtiment (Bouira) est classée en Région II ; et le bâtiment sera édifié dans un site exposé donc $K_s = 1,3$ [R. NV65].

- Effet de masque : " K_m "

Le bâtiment en construction n'est pas masqué par aucune construction et par conséquent $K_m = 1$

- Pression dynamique: " Q_H ".

On tire sa valeur du tableau C III.4 NV65 et on remarque qu'on ne doit pas avoir un produit " $q \cdot s$ " hors de l'intervalle "30,170".

* Largeur du maître couple: " d "

Par définition le maître-couple est la projection orthogonale de la surface d'ombre portée sur un plan perpendiculaire à la direction des rayons lumineux supposé dans la direction d'action du vent.

. Pour un vent agissant dans le sens longitudinal $d=b=18,945\text{ m}$.

. Pour un vent agissant dans le sens transversal $d=b=20,47\text{ m}$.

Les valeurs de l'effort de traînée sont dans les deux sens donnés par les tableaux suivants :

Vent agissant transversalement.

H[m]	0	5	10	15	20	25	25,75
C_t	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
θ	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
ξ_t	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
ζ	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
β	0,764	0,764	0,764	0,764	0,764	0,764	0,764
δ	0,775	0,775	0,775	0,775	0,775	0,775	0,775
Q_H [kg/m ²]	52,6	61,5	70	77,5	83	88,5	89
q [kg/m ²]	68,3	80,0	91,0	100,8	107,9	115,1	115,7
d [m]	20,47	20,47	20,47	20,47	20,47	20,47	20,47
T [kg/ml]	1074	1258	1432	1583	1693	1801	1811

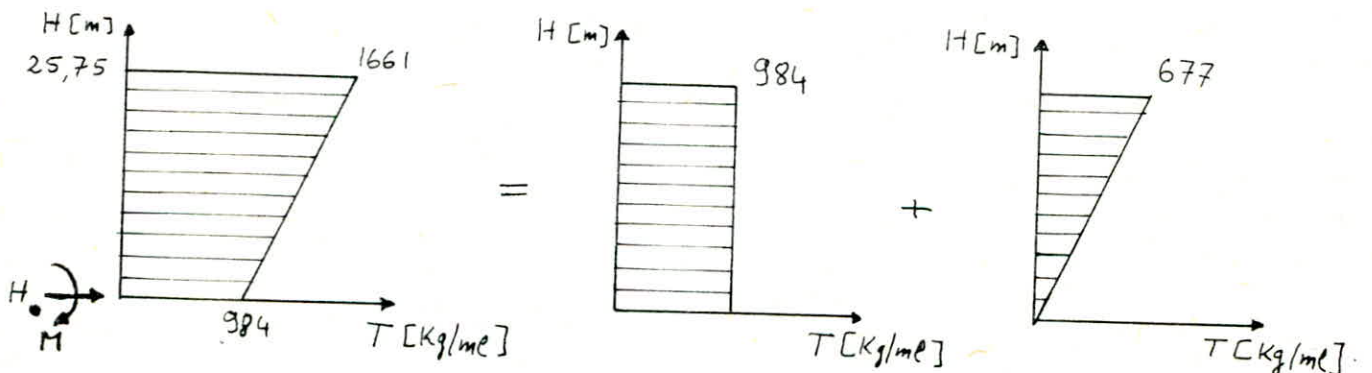
(18)

Vent agissant Longitudinalement.

H[m]	0	5	10	15	20	25	25,75
C _e	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
θ	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
ξ _L	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
ζ	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
β	0,755	0,755	0,755	0,755	0,755	0,755	0,755
δ	0,775	0,775	0,775	0,775	0,775	0,775	0,775
Q _H [Kg/m ²]	52,5	61,5	70	77,5	83	88,5	89
q [Kg/m ²]	68,3	80,0	91,0	100,8	107,9	115,1	115,7
d [cm]	18,945	18,945	18,945	18,945	18,945	18,945	18,945
T [Kg/ml]	984	1152	1311	1450	1551	1651	1661

- Vent normal Longitudinal :

On trace $T = f(H)$ et on aura le diagramme sensiblement trapezoidal :



. Effort resultants à la base :

$$H_0 = 34,05 \text{ t} \quad ; \quad M = 475,86 \text{ t.m}$$

Passage du vent normal au vent extrême :

$$V_e = 1,75 V_n \Rightarrow \begin{cases} H_e = 1,75 H_0 = 59,59 \text{ t} \\ M_e = 1,75 M = 832,76 \text{ t.m} \end{cases}$$

- Vent normal transversal :

Par la même méthode déjà utilisée on trouve les efforts à la base: $H_0 = 37,14t$ et $M = 518,96 t.m.$

et en passant au vent extrême on a :

$$V_e = 65 t. \quad ; \quad M_e = 908,17 t.m.$$

II - Etude de l'effort derive :

Cette force tient compte de l'action des tourbillons de Benard KARMAN qui provoquent des vibrations dans la direction perpendiculaire au vent ; La période " T_K " est appelée la période des tourbillons .

Il y a la resonance si $T_K = T$ dans la direction étudiée ; Doit une vitesse du vent dite critique V_{cr} :

$$V_{cr} = \frac{d}{S.T}$$

avec : d : Longueur du maître-couple .

S : nombre de Strouhal fonction de vitesse du fluide et forme et de rugosité de la surface .

S est entre 0,25 et 0,30 ; On prend $S = 0,25$.

- Sens longitudinal :

$$V_{cr} = \frac{20,47}{0,25 \cdot 0,340} = 240,82 \text{ m/sec.} > 25 \text{ m/sec.}$$

- Sens transversal :

$$V_{cr} = \frac{18,945}{0,25 \cdot 0,359} = 211,09 \text{ m/sec} > 25 \text{ m/sec.}$$

. L'augmentation de la vitesse du vent diminue la possibilité

de mise en resonance. On a admis qu'à partir d'une vite de 25 m/sec ; il etait inutile de faire le calcul à la resonance et à la derive [NV65. Annexe 8].

III - Etude de La Portance : "U"

$$U = C_u \cdot \delta \cdot q \cdot S_u \quad \text{avec : } S_u : \text{Surface de terrasse.}$$

- C_u : Coefficient de portance tel que $C_u = C_i - C_e$

C_i : Coefficient de surpression interieure sur la terrasse.

C_e : Coefficient de depression exterieure sur la terrasse.

$$C_i = 0,6 (1,8 - 1,3 \gamma_0) \Rightarrow C_i = 0,3 \text{ car } \gamma_0 = 1.$$

$$C_e = 0,5 \text{ car } \alpha = 0 \text{ et } \gamma_0 = 1.$$

$$\Rightarrow C_u = 0,8.$$

- Coefficient de dimension : " δ "

$$\delta = 0,775$$

$$- q = K_m K_s Q_H$$

$$Q_H = 89,0 \text{ Kg/m}^2 \text{ (Pour } H = 25,75 \text{ m)} ; K_s = 1,3 ; K_m = 1$$

$$\Rightarrow U = 0,8 \times 0,775 \times 1 \times 1,3 \times 89 \times 307,5 = 22,58 \text{ t}$$

$$U = 22,58 \text{ t.}$$

$$\bullet U_e = 1,75 U = 39,52 \text{ t.}$$

* Si on designe par P le poids propre total à vide du bâtiment ; Il faut verifier que $P > U_e$.

Analyse dynamique

ANALYSE DYNAMIQUE

Introduction :

Cette étude est très nécessaire pour un ouvrage lancé a pour but de se rapprocher aussi que possible du comportement réel de la structure. L'essentiel pour cette étude est de choisir un modèle mathématique convenable.

Modèle mathématique :

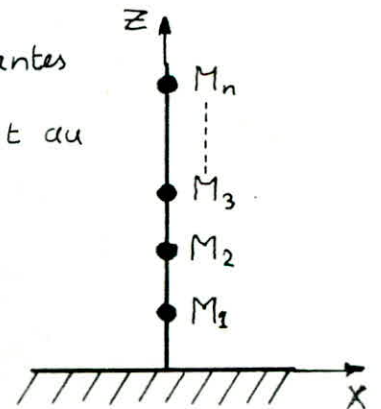
Dans le cas d'un ouvrage dont les dimensions en plan dépassent 40m le modèle mathématique à retenir est un portique symétrique à deux travées.

Pour notre ouvrage ; tenant compte de l'existence d'un sous-sol ancré à 2,80m dans le sol ; ainsi que l'existence d'un système de contreventement par voiles rigides et périphériques rendant très difficile le déplacement et la rotation du fondation. On adopte un modèle de console encastrée à la base ; Ce système présente autant de degré de liberté qu'il y a des masses concentrées.

• Les méthodes approchées les plus courantes pour calculer la période propre sont au nombre de trois :-

- Méthode de Rayleigh.
- Méthode de V. Stodola.
- Méthode de Molzer.

• On a adopté la première méthode convenable pour notre ouvrage.



Méthode de Rayleigh :

Dans tout ce qui suit on admet que le seul degré de liberté de chaque masse est une translation dans la direction de vibration. C'est à dire ; nous ne tiendrons compte que de déformation de flexion plane. Nous acceptons qu'il n'y a pas de rotation autour de l'axe vertical du système, donc pas d'oscillations couplées.

La méthode de Rayleigh est basée sur la conservation de l'énergie. Elle n'est pas applicable qu'aux systèmes conservatifs seulement tout en admettant que le frottements sont négligeables et l'influence de l'amortissement sur les valeurs des formes propre est aussi négligeable.

La loi de conservation de l'énergie s'écrit : $E_T = E_p + E_c = \text{const}$

E_T : l'énergie totale ; E_p : l'énergie potentielle ; E_c : l'énergie cinétique

Quand E_p est maximum on a : $E_c = 0$

L'énergie cinétique maximale s'écrit : $E_c = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum P_i x_i^2$

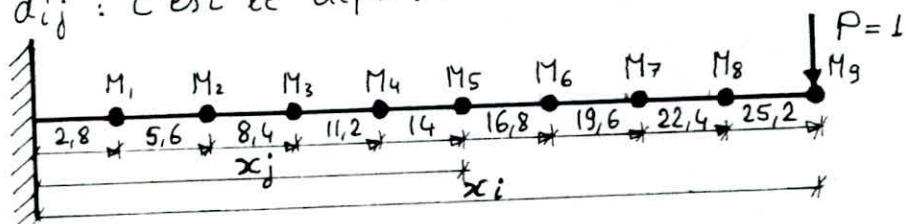
où ω : pulsation propre du système ; x_i : l'amplitude.

$P_i = M_i g$: masse concentrée à la côte i .

d'où on tire l'expression de la pulsation :

$$\omega^2 = \frac{g \sum_{i=1}^n P_i x_i}{\sum_{i=1}^n P_i x_i^2} \quad \text{et} \quad T = \frac{2\pi}{\omega} \quad \text{où} : x_i = \sum_{j=1}^n P_j \cdot d_{ij}$$

* Détermination des déplacements unitaires d_{ij} :
 d_{ij} : c'est le déplacement en j dû à une force unitaire en



(23)

Pour $i \geq j$ l'intégral du Rayleigh:

$$d_{ij} = \int_0^{x_j} \frac{(x_i - x)(x_j - x)}{EI} dx = \frac{1}{EI} \left[\frac{x_j^2}{2} \left(x_i - \frac{x_j}{3} \right) \right]$$

$$E = E_c = 21000 \sqrt{\sigma_{28}'} = 21000 \sqrt{270} = 0,345 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow E = 3,45 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 ; I_L = 37,776 \text{ m}^4 ; I_T = 16,738 \text{ m}^4$$

• $M_1 = 345,723 \text{ t}$ poids propre du plancher de R.D.C. avec un demi étage de chaque côté.

• $M_2, M_3, \dots, M_8 = 355,453 \text{ t}$ poids de l'étage courant.

• $M_9 = 342,043 \text{ t}$ poids propre du plancher terrasse compris le demi étage inférieure.

Les valeurs numériques de d_{ij} et par conséquence x_i sont figurées dans les deux sens ci-dessous : * Sens Longitudinale : $d_{ij} \cdot 10^6$

$i \backslash j$	1	2	3	4	5	6	7	8	9
9	1,650	6,341	13,683	23,313	34,844	47,896	62,090	77,040	92,371
8	1,460	5,571	11,971	20,272	30,094	41,055	52,776	64,878	77,039
7	1,270	4,811	10,261	17,232	25,343	34,214	43,455	52,776	62,087
6	1,070	4,050	8,551	14,192	20,592	27,373	34,214	41,055	47,896
5	0,880	3,300	6,841	11,151	15,842	20,592	25,343	30,094	34,844
4	0,690	2,530	5,131	8,101	11,151	14,192	17,232	20,272	23,313
3	0,500	1,770	3,420	5,131	6,841	8,551	10,261	11,971	13,682
2	0,310	1,014	1,770	2,530	3,300	4,050	4,811	5,571	6,341
1	0,127	0,310	0,500	0,690	0,880	1,070	1,270	1,460	1,650

x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6	x_7	x_8	x_9
0,0028	0,0105	0,0219	0,0362	0,0524	0,0701	0,0885	0,1074	0,1264

(24)

* Sens transversal: $d_{ij} \cdot 10^6$

$i \backslash j$	1	2	3	4	5	6	7	8	9
9	0,730	2,810	6,068	10,329	15,439	21,224	27,511	34,136	40,934
8	0,648	2,473	5,302	8,983	13,331	18,195	23,387	28,743	34,136
7	0,566	2,135	4,544	7,619	11,233	15,156	19,263	23,387	27,511
6	0,474	1,798	3,787	6,287	9,125	12,072	15,156	18,195	21,224
5	0,392	1,460	3,029	4,937	7,017	9,125	11,233	13,331	15,439
4	0,310	1,122	2,272	3,595	4,937	6,287	7,619	8,983	10,329
3	0,228	0,785	1,515	2,272	3,029	3,787	4,544	5,302	6,068
2	0,137	0,456	0,785	0,122	0,460	1,798	2,135	2,473	2,810
1	0,055	0,137	0,228	0,310	0,392	0,474	0,566	0,648	0,730

x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6	x_7	x_8	x_9
0,0012	0,0046	0,0097	0,0161	0,0232	0,0310	0,0392	0,0476	0,0560

* Calcul de ω_L et " T_L " : Sens Longitudinal.

$$\sum P_i x_i = 345,723 \cdot x_1 + 355,453 (x_2 + \dots + x_8) + 342,043 x_9 = 181,763$$

$$\sum P_i x_i^2 = 15,750 \quad \Rightarrow \quad \omega_L = \sqrt{\frac{g \sum P_i x_i}{\sum P_i x_i^2}} = 10,64 \text{ rad/sec.}$$

$$\text{avec } g = 9,81 \text{ m/s}^2. \quad \Rightarrow \quad T_L = \frac{2\pi}{\omega_L} = 0,59 \text{ sec.}$$

* Calcul de ω_t et " T_t " : Sens transversal.

$$\sum P_i x_i = 80,494 \quad ; \quad \sum P_i x_i^2 = 3,091$$

$$\Rightarrow \omega_t = \sqrt{\frac{g \sum P_i x_i}{\sum P_i x_i^2}} = 15,984 \text{ rad/sec}$$

$$\Rightarrow T_t = \frac{2\pi}{\omega_t} = 0,393 \text{ sec.}$$

Etude Sismique

EVALUATION DES EFFORTS SISMIQUE

I Generalité :-

Le tremblement de terre correspond à une vibration du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau. La vibration du sol développe dans les constructions une force ce qu'on appelle la "force sismique".

Le but des R.P.A. est de prévoir les mesures nécessaires à la conception et à l'exécution des constructions pour qu'elles peuvent résister (d'une manière acceptable) aux dommages provoqués par les secousses terrestres. Les R.P.A. sont applicables à toutes les catégories des constructions courantes de configuration simple et régulière.

Le R.P.A. concerne différents systèmes de contreventement dont les murs en Béton armé sont compris. La distribution de rigidité sur la hauteur du bâtiment ne présente pas de variation. En particulier les changements de systèmes de contreventement d'un niveau à un autre sont déconseillés.

II Principe de calcul :-

A la base de la conception de R.P.A. on remplace les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système des forces statiques fictives ; dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique ; dans le plan horizontal le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque.

III Action Sismique :-

- Force sismique minimum (formule de base)

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes latéraux de la structure conformément à la formule :

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

avec :- V : force latérale totale ; A : coefficient d'accélération de la zone qui dépend de la nature de structure et la zone sismique. sa valeur prise de tableau 1 - du R.P.A. ; Zone II ; groupe d'usage 2 $\Rightarrow A = 0,15$.

B : facteur de comportement de la structure dépend de son type et la nature de ses contreventement. les valeurs de B sont donnés dans le tableau 2 .R.P.A. Pour notre structure qui est en voiles porteurs (Catégorie 5) on a $B = \frac{1}{3}$.

Q : facteur de qualité ; il est en fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système ; de ses symétries en plan ; de régularité en élévation et de la qualité de contrôle pendant l'exécution :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q \quad \text{avec } P_q : \text{la pénalité ;}$$

qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q .

- Régularité en élévation : critère observé ; $P_q = 0$

- Contrôle de la qualité du matériaux : critère non observé ; $P_q = 0$

- Contrôle de la qualité de la construction : critère non observé ; $P_q = 0,1$

- Surabondance en plan : critère non observé ; $P_q = 0,1$.

$$\Rightarrow Q = 1 + 0,3 = 1,3.$$

(27)
D: facteur d'amplification dynamique moyen ; la valeur de D est fonction du type du sol et de la période T du bâtiment. (Figure 4 R.P.A.)

W: Charges permanentes plus des fractions de surcharge à appliquer.

$$\text{On adopte } W = G + \frac{P}{5}.$$

$$W = W_{R.D.C} + 7 \cdot W_c + W_t = 3175,937 \text{ t.}$$

* Le sol étant meuble, les périodes $T_L = 0,59 \text{ sec}$; $T_E = 0,393 \text{ sec}$

$$D_t = 2 \quad ; \quad D_L = 1,841$$

$$\Rightarrow V_T = A \cdot B \cdot D_E \cdot Q \cdot W = 412,872 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow V_L = A \cdot B \cdot D_L \cdot Q \cdot W = 380,049 \text{ t.}$$

IV Distribution des forces latérales :-

La force latérale totale 'V' doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:

$$V = F_E + \sum_{i=1}^n F_i \quad \text{où } F_E = 0,07 T \cdot V.$$

La force F_E concentrée au sommet de la structure est nulle si $T < 0,7 \text{ sec}$; donc pour notre cas $F_E = 0$.

La partie restante de la force totale doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule:

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

F_k : effort tranchant horizontal au niveau K.

$W_i; W_k$: Partie de W qui se trouve au niveau i ; K. [t].

$h_i; h_k$: hauteurs à partir de la base au niveau i ; K [m].

$i = 1$: le premier niveau et $i = n$: le dernier niveau

• Les valeurs des forces de niveau sont tabléées dans les 2 sens ci-après.

(28)

Forces de niveau dans les deux sens.

Niveau	$h_i \equiv h_k$	$W_i h_i$	$F_K \text{ Long. [t]}$	$F_K \text{ Trans. [t]}$
9	25,2	8619,484	73,743	80,112
8	22,4	7962,147	68,120	74,003
7	19,6	6966,879	59,605	64,752
6	16,8	5971,610	51,090	55,502
5	14,0	4976,342	42,575	46,252
4	11,2	3981,074	34,060	37,001
3	8,4	2985,805	25,545	27,751
2	5,6	1990,537	17,030	18,500
1	2,8	968,024	8,282	8,997
Σ		44421,902		

CALCUL DES DÉFORMATIONS

Calculer dans un triangle les déformations
 dues à des forces appliquées aux sommets
 et à des forces appliquées aux milieux
 des côtés de la section triangulaire.

Soit un triangle ABC de hauteur h et de base b.
 Soit des forces P₁, P₂, P₃ appliquées aux sommets A, B, C.
 Soit des forces Q₁, Q₂, Q₃ appliquées aux milieux des côtés BC, CA, AB.

On cherche à calculer les déformations u, v, w en fonction des forces et des dimensions du triangle.

Calcul des déformations



CALCUL DES DEFORMATIONS

- On va calculer dans ce chapitre les déformations de la structure étudiée sous l'action horizontale du séisme qui est plus défavorable de la sollicitation climatique du vent.

Les déformations de la structure si elles dépassent l'admissible risquent de déstabiliser l'ouvrage, et peuvent causer plusieurs incidences, (cassure des matériaux fragiles : carrelage ; vitrages ; ...)

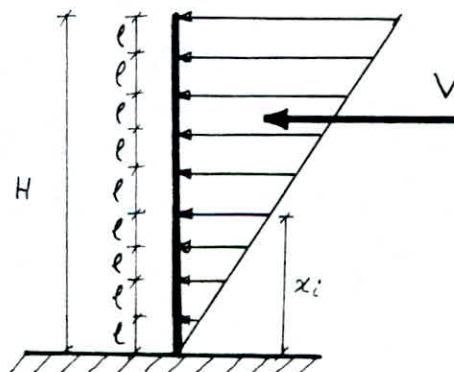
- Déplacement relatif :- (Art. 3.3.7.1 R.P.A) :

Les déplacements calculés à partir des forces latérales spécifiques doivent être multipliés par $(\frac{1,0}{2B})$ pour obtenir le déplacement relatif. Le rapport ne doit pas être plus petit que 1,0.

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\bar{f} = 0,0075l = 0,0075 \times 2,8 = 21 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

On considère le bâtiment comme étant une console encastrée soumise à une charge triangulaire.



(30)

Le déplacement absolu est donné par la formule :

$$f_i = \frac{V x_i^2}{60 E_i \cdot I H^2} \cdot (20 H^3 - 10 H^2 x_i + x_i^3)$$

$$f_i \text{ relatif} = (f_i - f_{i-1}) \times \frac{1}{2B} \quad ; B = \frac{1}{3}$$

$$V_T = 412,872 \text{ t} \quad ; \quad V_L = 380,049 \text{ t}$$

$$E_i = 3,45 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \quad ; \quad H = 25,2 \text{ m}$$

$$I_L = 37,776 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_T = 16,738 \text{ m}^4$$

Les valeurs des déformations absolues et relatives sont données ci-après

Sens	Longitudinales		Transversales	
	$f_i \cdot 10^3 \text{ [m]}$	$f_i \text{ relatif} \cdot 10^3 \text{ [m]}$	$f_i \cdot 10^3 \text{ [m]}$	$f_i \text{ relatif} \cdot 10^3 \text{ [m]}$
9	19,31	4,38	9,29	2,10
8	16,39	4,37	7,89	2,10
7	13,48	4,28	6,48	2,05
6	10,63	4,07	5,12	1,95
5	7,92	3,74	3,82	1,81
4	5,43	3,18	2,61	1,57
3	3,31	2,66	1,57	1,23
2	1,54	1,70	0,74	0,82
1	0,41	0,62	0,20	0,30
0	0	0	0	0

$$\text{Max } f_i \text{ relatif} = 4,38 \text{ mm} < \bar{f} = 21 \text{ mm}$$

Calcul des réfernds

LES EFFORTS SISMIQUE DANS LES REFENDS

Le système de contreventement assurant la stabilité de cette structure est composé de deux types de refends : Pleins et à file d'ouvertures.

Si le refend plein est suffisamment élancé il peut être assimilé à une console soumise aux effets horizontaux. On en déduit le moment fléchissant et l'effort tranchant dans chaque section horizontale de refend.

On ajoute en suite les efforts de compression dus aux charges verticales et la stabilité de l'ensemble est assurée si la contrainte la plus élevée n'excède pas la valeur admissible.

Pour un refend à file d'ouvertures le fait que les ouvertures soient superposées provoque un affaiblissement dans le plan vertical qui modifie la répartition des efforts dans la totalité du refend. Donc on doit considérer que l'ensemble est constitué par deux demi-refend reliés par des éléments horizontaux "Linteaux" bi-encastres entre les deux demi-refends.

On introduira la notion d'énergie équivalente avec laquelle on calcule les efforts dans les trumeaux et les linteaux.

On a utilisé la méthode de M. DIVER exposée dans son livre.

* Distribution des efforts horizontaux d'ensemble dans les refends :

Plusieurs méthodes existent pour distribuer les efforts horizontaux dans les refends ; Parmi ces méthodes on cite deux :

- La méthode de centre de torsion et celle de la rigidité.

Il est convenable d'appliquer la méthode de centre de torsion dans le cas d'un groupe de refends disposés pratiquement tous dans le même sens. Quant à la méthode de rigidité elle est plus souple pour le cas d'un groupe de refends disposés sans ordre. Dans notre cas on applique la méthode de centre de torsion.

* l'exposé de la méthode se trouve dans le livre "Conception et Calcul des structures soumises aux séismes" de M. DAOUÏ, A-SALH Page : (31)

* Puisque tous les refends ont le même module d'élasticité E et la même hauteur d'étage h et présentent les mêmes conditions aux appuis ; Alors il est possible de simplifier les calculs en remplaçant par tout la rigidité $K = \frac{12EI}{h^3}$; par le moment d'inertie I ; Les étapes de calcul sont :

- On considère que le centre de torsion de l'ensemble est confondu avec le centre de gravité des moments d'inertie des refends.

- Pour chacun des refends on détermine le déplacement de son centre de gravité par rapport un axe parallèle mais passe par le centre de torsion de l'ensemble. (dx_i ; dy_i)

- On détermine l'inertie de torsion (Polaire):

$$J_0 = \sum (I_{x_i} \cdot (d_{y_i})^2) + \sum (I_{y_i} \cdot (d_{x_i})^2)$$

- On détermine les efforts tranchants repris par chaque refend

Soient v_{jx} : effort tranchant agissant à l'étage "j" dans le sens x.

v_{jy} : effort tranchant agissant à l'étage "j" dans le sens y.

* Donc on aura au niveau "j" dans les refends longitudinaux l'effort

$$\text{tranchant } V_{jx} = \frac{v_{jx} \cdot I_{x_i}}{\sum I_{x_i}} + \frac{v_{jx} \cdot e_y \cdot I_{x_i}}{J_0}$$

avec : e_y : l'excentricité dans le sens y $\Rightarrow e_y = 1,55 \text{ m}$

* L'effort tranchant au niveau "j" dans les refends transversaux

$$V_{jy} = \frac{v_{jy} \cdot I_{y_i}}{\sum I_{y_i}} + \frac{v_{jy} \cdot e_x \cdot I_{y_i}}{J_0} \quad ; \text{ avec } e_x = 2,50 \text{ m}$$

• ces deux termes sont les forces de translation et de rotation provoqué par la force du niveau à chaque refend.

[Réf: conception et calcul des structures soumises aux seisme, P.31]

- Le R.P.A exige que les efforts tranchants négatifs dus à la torsion doivent être négligés (Art.3.3.5).

- Les tableaux suivants montrent les résultats obtenus.

Voiles Longitudinals

Voiles	V_L^1	V_L^2	V_L^3	V_L^4	V_L^5	V_L^6	V_L^7	V_L^8	V_L^9	V_L^{10}	V_L^{11}
I_x	1,444	0,246	0,246	0,233	0,457	0,207	0,652	7,868	0,599	3,008	1,778
$\frac{I_x}{\sum I_x}$	0,0863	0,0147	0,0147	0,0139	0,0273	0,0124	0,0390	0,4701	0,0358	0,1797	0,1062
$d y_i$	-7,484	-3,309	-3,309	-3,734	-3,734	-1,389	-1,389	-0,584	0,066	3,166	6,316
$I_x \cdot d y_i^2$	80,879	3,430	3,430	3,249	6,372	0,399	1,258	2,683	0,003	30,151	70,928
$e y \cdot d y_i$	-11,600	-5,129	-5,129	-5,788	-5,788	-2,153	-2,153	-0,905	0,102	4,907	9,790
$\frac{I_x \cdot e y \cdot d y_i}{J_\theta}$	-0,0215	-0,0016	-0,0016	-0,0017	-0,0034	-0,0006	-0,0018	-0,0031	0,0001	0,0189	0,0223

(34)

* I_x : l'inertie d'un refend dans le sens x .

$$J_\theta = 780,786 \text{ m}^6$$

$$\sum I_{Lx} = 16,738 \text{ m}^4.$$

Voiles transversals

Voiles	V_T^1	V_T^2	V_T^3	V_T^4	V_T^5	V_T^6	V_T^7	V_T^8	V_T^9	V_T^{10}	V_T^{11}	V_T^{12}	V_T^{13}	V_T^{14}
I_y	2,183	0,529	4,269	1,525	13,090	2,279	0,133	0,810	1,330	7,107	0,810	0,176	2,796	0,739
$\frac{I_y}{\sum I_y}$	0,0578	0,0140	0,1130	0,0404	0,3465	0,0603	0,0035	0,0214	0,0352	0,1881	0,0214	0,0047	0,0740	0,0196
$d x_i$	-8,061	-8,061	-4,311	-4,311	-0,561	-0,561	0,814	2,589	2,589	2,589	6,339	6,339	6,339	10,089
$I_y \cdot d x_i^2$	141,851	34,374	79,338	28,342	4,120	0,717	0,088	5,429	8,915	47,638	32,548	7,072	112,351	75,221
$e_x \cdot d x_i$	-20,153	-20,153	-10,778	-10,778	-1,403	-1,403	2,035	6,473	6,473	6,473	15,848	15,848	15,848	25,223
$\frac{I_y \cdot e_x \cdot d x_i}{J_0}$	-0,0563	-0,0137	-0,0589	-0,0211	-0,0235	-0,0041	0,0003	0,0070	0,0110	0,0589	0,0164	0,0036	0,0568	0,0239

(35)

$$\sum I_{Ty} = 37,776 \text{ m}^4.$$

$$e_y = 2,50 \text{ m}.$$

Distribution des efforts dans les refends (Sens Longitudinal)

V_{jx} en tonnes

Niveau Voiles	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
V_L^1	6,364	5,879	5,144	4,409	3,674	2,939	2,205	1,470	0,715	0
V_L^2	1,084	1,001	0,876	0,751	0,626	0,501	0,376	0,250	0,122	0
V_L^3	1,084	1,001	0,876	0,751	0,626	0,501	0,376	0,250	0,122	0
V_L^4	1,025	0,947	0,829	0,710	0,592	0,473	0,355	0,237	0,115	0
V_L^5	2,013	1,860	1,627	1,395	1,162	0,930	0,697	0,465	0,226	0
V_L^6	0,914	0,845	0,739	0,634	0,528	0,422	0,317	0,211	0,103	0
V_L^7	2,876	2,657	2,325	1,993	1,660	1,328	0,996	0,664	0,323	0
V_L^8	34,667	32,023	28,020	24,017	20,015	16,012	12,090	8,006	3,893	0
V_L^9	2,647	2,446	2,140	1,834	1,528	1,223	0,917	0,611	0,297	0
V_L^{10}	14,645	13,529	11,838	10,146	8,455	6,764	5,073	3,382	1,645	0
V_L^{11}	9,476	8,753	7,659	6,565	5,471	4,377	3,283	2,188	1,064	0

(Sens transversal)

V_{jy} en tonnes.

Niveau Voiles	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
V _T ¹	4,630	4,277	3,743	3,208	2,673	2,139	1,604	1,069	0,520	0
V _T ²	1,122	1,036	0,907	0,777	0,648	0,518	0,389	0,259	0,126	0
V _T ³	9,053	8,362	7,317	6,272	5,226	4,181	3,136	2,091	1,017	0
V _T ⁴	3,237	2,990	2,616	2,242	1,869	1,495	1,121	0,747	0,363	0
V _T ⁵	27,759	25,642	22,437	19,231	16,026	12,821	9,616	6,410	3,117	0
V _T ⁶	4,831	4,462	3,905	3,347	2,789	2,231	1,673	1,116	0,543	0
V _T ⁷	0,304	0,281	0,246	0,211	0,176	0,141	0,105	0,070	0,034	0
V _T ⁸	2,275	2,102	1,839	1,576	1,314	1,051	0,788	0,525	0,256	0
V _T ⁹	3,701	3,419	2,992	2,564	2,137	1,709	1,282	0,855	0,416	0
V _T ¹⁰	19,788	18,279	15,994	13,709	11,424	9,139	6,854	4,570	2,222	0
V _T ¹¹	3,028	2,797	2,448	2,098	1,748	1,399	1,049	0,699	0,340	0
V _T ¹²	0,665	0,614	0,537	0,461	0,384	0,307	0,230	0,154	0,075	0
V _T ¹³	10,479	9,680	8,470	7,260	6,050	4,840	3,630	2,420	1,177	0
V _T ¹⁴	3,485	3,219	2,817	2,414	2,012	1,610	1,207	0,805	0,391	0

(37)

Moments et efforts tranchant dans les refends (Sens Longitudinal).

Voiles		V_L^1	V_L^2	V_L^3	V_L^4	V_L^5	V_L^6	V_L^7	V_L^8	V_L^9	V_L^{10}	V_L^{11}
Niveau	effort											
9	T	6,364	1,084	1,084	1,025	2,013	0,914	2,876	34,667	2,647	14,645	9,476
	M	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	T	12,243	2,085	2,085	1,972	3,873	1,759	5,533	66,690	5,093	28,174	18,229
	M	17,819	3,025	3,025	2,870	5,636	2,559	8,053	97,068	7,412	41,006	26,533
7	T	17,387	2,961	2,961	2,801	5,500	2,498	7,858	94,710	7,233	40,012	25,888
	M	52,100	8,873	8,873	8,392	16,480	7,484	23,545	283,800	21,672	119,893	77,574
6	T	21,796	3,712	3,712	3,511	6,895	3,132	9,851	118,727	9,067	50,158	32,453
	M	100,783	17,164	17,164	16,235	31,880	14,478	45,547	548,988	41,924	231,927	150,066
5	T	25,470	4,338	4,338	4,103	8,057	3,660	11,511	138,742	10,595	58,613	37,924
	M	161,812	27,558	27,558	26,066	51,186	23,248	73,130	881,424	67,312	372,369	240,929

(Suite) : Sens Longitudinal.

Voiles		V_L^1	V_L^2	V_L^3	V_L^4	V_L^5	V_L^6	V_L^7	V_L^8	V_L^9	V_L^{10}	V_L^{11}
Niveau	effort											
4	T	28,409	4,839	4,839	4,576	8,987	4,082	12,839	154,754	11,818	65,377	42,301
	M	233,128	39,704	39,704	37,554	73,746	33,496	105,361	1269,962	96,978	536,486	347,116
3	T	30,614	5,215	5,215	4,931	9,684	4,399	13,835	166,763	12,735	70,450	45,584
	M	312,673	53,253	53,253	50,367	98,910	44,926	141,310	1703,213	130,068	719,541	465,559
2	T	32,084	5,465	5,465	5,168	10,149	4,610	14,499	174,769	13,346	73,832	47,772
	M	398,392	67,855	67,855	64,174	126,025	57,273	180,048	2170,149	165,726	916,801	593,194
1	T	32,799	5,587	5,587	5,283	10,375	4,713	14,822	178,662	13,643	75,477	48,836
	M	488,228	83,157	83,157	78,644	154,442	70,181	220,645	2659,502	203,035	1123,531	726,956
0	T	32,799	5,587	5,587	5,283	10,375	4,713	14,822	178,662	13,643	75,477	48,836
	M	580,065	98,801	98,801	93,436	183,492	83,377	262,147	3159,756	241,296	1334,866	863,696

Sens transversal.

Voiles		V_T^1	V_T^2	V_T^3	V_T^4	V_T^5	V_T^6	V_T^7	V_T^8	V_T^9	V_T^{10}	V_T^{11}	V_T^{12}	V_T^{13}	V_T^{14}
Niveau	effort														
9	T	4,630	1,122	9,053	3,237	27,759	4,831	0,304	2,275	3,701	19,788	3,028	0,665	10,479	3,485
	M	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	T	8,907	2,158	17,415	6,227	53,401	9,293	0,585	4,377	7,120	38,067	5,825	1,279	20,159	6,704
	M	12,964	3,142	25,348	9,064	77,725	13,527	0,851	6,370	10,363	55,406	8,478	1,862	29,341	9,758
7	T	12,650	3,065	24,732	8,843	75,838	13,198	0,831	6,212	10,112	54,061	8,273	1,816	28,629	9,521
	M	37,904	9,184	74,110	26,500	227,248	39,547	2,489	18,626	30,299	161,994	24,788	5,443	85,786	28,529
6	T	15,858	3,842	31,004	11,085	95,069	16,545	1,042	7,792	12,676	67,770	10,371	2,277	35,889	11,935
	M	73,324	17,766	143,360	51,260	439,594	76,501	4,816	36,031	58,613	313,365	47,952	10,528	165,947	55,188
5	T	18,531	4,490	36,230	12,954	111,095	19,334	1,218	9,106	14,813	79,194	12,119	2,661	41,939	13,947
	M	117,726	28,524	230,171	82,300	705,787	122,827	7,734	57,849	94,106	503,121	76,991	16,904	266,436	88,606

(Suite) : Sens Transversal.

Voiles		V_T^1	V_T^2	V_T^3	V_T^4	V_T^5	V_T^6	V_T^7	V_T^8	V_T^9	V_T^{10}	V_T^{11}	V_T^{12}	V_T^{13}	V_T^{14}
Niveau	effort														
4	T	20,670	5,008	40,411	14,449	123,916	21,565	1,359	10,157	16,522	88,333	13,518	2,968	46,779	15,557
	M	169,613	41,096	331,615	118,571	1016,853	176,962	11,144	83,346	135,582	724,864	110,924	24,355	383,865	127,658
3	T	22,274	5,397	43,547	15,570	133,532	23,238	1,464	10,945	17,804	95,187	14,567	3,198	50,409	16,764
	M	227,489	55,118	444,767	159,028	1363,818	237,344	14,949	111,786	181,844	972,196	148,774	32,665	514,846	171,218
2	T	23,343	5,656	45,638	16,317	139,942	24,354	1,534	11,470	18,659	99,757	15,266	3,352	52,829	17,569
	M	289,856	70,230	566,697	202,624	1737,708	302,410	19,048	142,432	231,695	1238,720	189,562	41,619	655,991	218,157
1	T	23,863	5,782	46,655	16,680	143,059	24,897	1,568	11,726	19,075	101,979	15,606	3,427	54,006	17,960
	M	355,216	86,067	694,483	248,312	2159,546	370,601	23,343	174,548	283,940	1518,040	232,307	51,005	803,912	267,350
0	T	23,863	5,782	46,655	16,680	143,059	24,897	1,568	11,726	19,075	101,979	15,606	3,427	54,006	17,960
	M	422,032	102,257	825,117	295,016	2560,111	440,313	27,733	207,381	337,350	1803,581	276,004	60,601	955,129	317,638

(41)

Les efforts dans les Linteaux

$$\tau_i = \frac{V \cdot m \cdot l \cdot \Phi}{I} \quad ; \text{ effort tranchant dans les Linteaux.}$$

$$M_i = \frac{I_i}{I} V \cdot z \left[\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} - \frac{2 \cdot m \cdot c \cdot \Psi}{I} \right] \quad ; \text{ formule corrigée de DIVER}$$

$$V = \sum \tau_i \quad \text{Linteau " } V_L^7 \text{ "}$$

Niveau	$\xi = \frac{z}{Z}$	$\Phi \equiv \mathcal{X}$	$\Psi \equiv \Lambda$	$\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} - \frac{2 \cdot m \cdot c \cdot \Psi}{I}$	τ [t]	M_1 [t.m]	M_2 [t.m]	N [t]
9	1	0	0	0	0	0	0	0
8	0,889	0,210	0,013	0,0013	2,944	0,035	0,451	2,944
7	0,778	0,390	0,055	0,0011	5,467	0,029	0,382	8,411
6	0,667	0,555	0,10	0,0176	7,780	0,470	6,104	16,191
5	0,556	0,684	0,190	0,0141	9,589	0,376	4,890	25,780
4	0,444	0,801	0,270	0,0333	11,229	0,888	11,550	37,009
3	0,333	0,888	0,350	0,0626	12,448	0,699	21,712	49,457
2	0,222	0,950	0,440	0,0921	13,318	2,457	31,943	62,775
1	0,111	0,986	0,560	0,1027	13,822	2,740	35,620	76,597
0	0,0	1	0,660	0,1316	14,018	3,511	45,643	90,615

$$M_{ext} = 262,147 \text{ t.m} \quad ; \quad M_1 + M_2 + 2M.C = 266,63 \text{ t.m} \quad \text{à la base.}$$

l'erreur 1,7% " admise "

(4.2)

Linéaire " V_T^{10} "

Niveau	$\xi = \frac{z}{L}$	$\Phi = \chi(\alpha, \xi)$	$\Psi = \Lambda(\alpha, \xi)$	$\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} - \frac{2 \cdot m \cdot c \cdot \Psi}{I}$	$\pi [t]$	$M_1 [t \cdot m]$	$M_2 [t \cdot m]$	$N [t]$
9	1	0	0	0	0	0	0	0
8	0,889	0,210	0,013	0,0017	10,839	3,718	0,907	10,839
7	0,778	0,390	0,055	0,0027	20,130	5,905	1,440	30,969
6	0,667	0,555	0,100	0,0205	28,646	44,836	10,935	59,615
5	0,556	0,684	0,190	0,0196	35,304	42,867	10,455	94,919
4	0,444	0,801	0,270	0,0410	41,343	89,671	21,869	136,262
3	0,333	0,888	0,350	0,0727	45,833	159,003	38,778	182,095
2	0,222	0,950	0,440	0,1047	49,033	228,990	55,846	231,128
1	0,111	0,986	0,560	0,1188	50,892	259,828	63,367	282,020
0	0	1	0,66	0,1513	51,614	330,909	80,702	333,634

(43)

A la base : $M_1 + M_2 + 2 \cdot N \cdot C = 1823,822 \text{ t.m} > M_{ex} = 1803,581 \text{ à } 1,12\%$

Descente de charge : Charge permanente "G" [k] - (Sens transversal).

Voiles Trans.		9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1
V_T^1		7,141	19,738	32,335	44,932	57,529	70,126	82,723	95,320	107,917	120,514	133,111
V_T^2		4,053	12,190	20,327	28,464	36,601	44,738	52,875	61,012	69,149	77,286	85,423
V_T^3		14,775	36,618	58,461	80,304	102,147	123,990	145,833	167,676	189,519	211,362	233,205
V_T^4		9,175	24,340	39,505	54,670	69,835	85,000	100,165	115,330	130,495	145,660	160,825
V_T^5		23,723	53,387	83,051	112,715	142,379	172,043	201,707	231,371	261,035	290,699	320,363
V_T^6		13,911	28,652	46,702	64,752	82,802	100,852	118,902	136,952	155,002	173,052	191,102
V_T^7		5,420	8,570	11,720	14,870	18,020	21,170	24,320	27,470	30,620	33,770	36,920
V_T^8		10,715	26,941	43,167	59,393	75,619	91,845	108,071	124,297	140,523	156,749	172,975
V_T^9		9,950	23,646	37,342	51,038	64,734	78,430	92,126	105,822	119,518	133,214	146,910
V_T^{10}	T_r^{D}	11,859	23,943	39,363	54,783	70,203	85,623	101,043	116,463	131,883	147,303	162,723
	T_r^{E}	5,427	14,545	23,663	32,781	41,899	51,017	60,135	69,253	78,371	87,489	96,607
V_T^{11}		7,090	19,389	31,688	43,987	56,286	68,585	80,884	93,183	105,482	117,781	130,080
V_T^{12}		3,326	9,293	15,260	21,227	27,194	33,161	39,128	45,095	51,062	57,029	62,996
V_T^{13}		14,082	36,576	59,070	81,564	104,058	126,552	149,046	171,540	194,034	216,528	239,022
V_T^{14}		4,100	13,571	23,042	32,513	41,984	51,455	60,926	70,397	79,868	89,339	98,810

(77)

Charge permanente "G" [ct] - (Sens Longitudinal).

Niveau Voiles Longit.	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	
V_L^1	9,487	23,433	37,379	51,325	56,271	79,217	93,163	107,109	121,055	135,001	148,947	
V_L^2	5,055	12,233	19,423	26,608	33,792	40,976	48,160	55,344	62,529	69,713	76,897	
V_L^3	4,715	11,621	18,527	25,433	32,339	39,245	46,150	53,056	59,962	66,868	73,774	
V_L^4	4,601	11,257	17,912	24,568	31,224	37,880	44,535	51,191	57,847	64,503	71,158	
V_L^5	12,882	28,870	44,858	60,846	76,834	92,822	108,810	124,798	140,786	156,774	172,762	
V_L^6	5,055	12,096	19,083	26,098	33,112	40,126	47,140	54,154	61,169	68,183	75,197	
V_L^7	$T_r^{\text{①}}$	1,035	2,841	4,647	6,452	8,258	10,064	11,870	13,676	15,481	17,287	19,093
	$T_r^{\text{②}}$	3,580	8,891	14,201	19,512	24,823	30,134	35,444	40,755	46,066	51,376	56,687
V_L^8	19,094	45,995	72,897	99,798	126,699	153,601	180,502	207,403	234,305	261,206	288,108	
V_L^9	6,650	13,115	19,580	26,045	32,510	38,975	45,440	51,905	58,370	64,835	71,300	
V_L^{10}	18,172	41,599	65,025	88,452	111,878	135,305	158,731	182,158	205,584	229,011	252,437	
V_L^{11}	5,793	16,482	27,171	37,860	48,549	59,238	69,927	80,616	91,305	101,994	112,683	

(45)

Surcharge d'exploitation "P" [kt] - (Sens transversal).

Niveau Voies trans.	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	
V_T^1	0,831	2,077	3,323	4,569	5,815	7,061	8,307	9,553	10,799	14,122	17,445	
V_T^2	0,452	1,130	1,807	2,485	3,163	3,841	4,518	5,196	5,874	7,681	9,488	
V_T^3	1,913	4,783	7,653	10,523	13,393	16,264	19,134	22,004	24,874	32,527	40,181	
V_T^4	1,156	2,889	4,623	6,356	8,090	9,823	11,556	13,290	15,023	19,646	24,268	
V_T^5	2,627	7,286	11,944	16,603	21,261	25,920	30,579	35,237	39,896	50,405	59,767	
V_T^6	1,460	2,889	6,348	9,807	13,266	16,725	20,184	23,643	27,102	32,943	38,784	
V_T^7	0,110	0,275	0,440	0,605	0,769	0,934	1,099	1,264	1,429	1,868	2,308	
V_T^8	1,386	3,465	5,544	7,623	9,702	11,781	13,860	15,939	18,018	23,562	29,106	
V_T^9	0,887	2,218	3,549	4,880	6,211	7,542	8,873	10,204	11,535	15,084	18,633	
V_T^{10}	T_r^{D}	1,193	2,220	5,278	8,335	11,393	14,450	17,508	20,566	23,623	28,394	33,164
	T_r^{D}	0,684	1,711	2,737	3,764	4,790	5,817	6,843	7,869	8,896	11,633	14,370
V_T^{11}	0,898	2,245	3,539	4,940	6,287	7,635	8,982	10,329	11,676	15,269	18,862	
V_T^{12}	0,450	1,125	1,800	2,475	3,150	3,825	4,500	5,175	5,850	7,650	9,450	
V_T^{13}	1,905	4,762	7,619	10,476	13,333	16,190	19,046	21,903	24,760	32,379	39,997	
V_T^{14}	0,485	1,145	1,831	2,518	3,204	3,891	4,577	5,264	5,950	7,781	9,612	

Surcharge d'exploitation "P" [t] - (Sens Longitudinal)

Niveau Voiles Longit.	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	
V_L^1	1,214	3,035	4,856	6,677	8,499	10,320	12,141	13,962	15,738	20,640	25,496	
V_L^2	0,684	1,710	2,736	3,762	4,788	5,814	6,840	7,866	8,892	11,628	14,364	
V_L^3	0,638	1,595	2,552	3,509	4,466	5,423	6,380	7,337	8,294	10,846	13,398	
V_L^4	0,623	1,557	2,491	3,425	4,359	5,293	6,226	7,160	8,094	10,585	13,075	
V_L^5	1,679	4,198	6,716	9,235	11,754	14,272	16,791	19,310	21,828	28,545	35,261	
V_L^6	0,684	1,710	2,736	3,762	4,788	5,814	6,840	7,866	8,892	11,628	14,364	
V_L^7	T_r^0	0,140	0,350	0,560	0,770	0,980	1,190	1,400	1,610	1,820	2,380	2,940
	T_r^2	0,484	1,211	1,937	2,664	3,390	4,117	4,844	5,570	6,297	8,234	10,172
V_L^8	2,504	6,260	10,016	13,772	17,529	21,285	25,041	28,797	32,553	42,570	52,586	
V_L^9	0,263	0,657	1,051	1,444	1,838	2,232	2,626	3,019	3,413	4,463	5,513	
V_L^{10}	2,395	5,988	9,580	13,173	16,765	20,358	23,950	27,543	31,135	40,715	50,295	
V_L^{11}	0,659	1,648	2,637	3,626	4,615	5,604	6,593	7,582	8,571	11,268	13,845	

(47)

(48)

Combinaison des efforts - (Sens transversal).

Voile	Zône	$N_1 = 0,8G \pm E$	$N_2 = G + Q + E$	$N_3 = G + 1,2Q$	T [t]	M [t.m]
V_T^1 $h_t = 5,590$ m	A	25,868	35,685	36,323	12,650	37,904
	B	56,101	77,187	78,599	20,670	169,613
	C	86,334	118,716	120,876	23,863	355,216
	D	96,411	134,636	137,460	23,863	422,032
V_T^2 $h_t = 3,485$ m	A	16,262	22,134	22,495	3,065	9,184
	B	35,790	48,579	49,347	5,008	41,096
	C	55,319	75,023	76,198	5,982	86,676
	D	61,829	84,967	86,503	5,782	102,257
V_T^3 $h_t = 6,990$ m	A	46,769	66,114	67,645	24,732	74,110
	B	99,192	140,254	143,507	40,411	331,615
	C	151,615	214,393	219,368	46,655	694,483
	D	169,090	243,889	250,394	46,655	825,117
V_T^4 $h_t = 4,96$ m	A	31,604	44,128	45,053	8,843	26,500
	B	68,000	94,823	96,788	14,449	118,571
	C	104,396	145,518	148,523	16,680	248,312
	D	116,528	165,306	169,235	16,680	295,016
V_T^5 $h_t = 10,155$ m	A	66,441	94,995	97,384	75,838	227,248
	B	137,634	197,963	203,147	123,916	1016,853
	C	208,828	300,931	308,910	143,059	2159,546
	D	232,559	341,104	351,185	143,059	2560,111
V_T^6 $h_t = 5,670$ m	A	37,362	53,050	54,320	13,198	39,547
	B	80,682	117,577	120,922	21,565	176,962
	C	124,002	182,104	187,524	24,897	370,601
	D	138,442	205,995	212,584	24,897	440,313

(49)

suite - (Sens transversal).

Voile	Zône	$N_1 = 0,8G \pm E$	$N_2 = G + Q + E$	$N_3 = G + 1,2Q$	T	M
V_T^7 $h_E = 2,200m$	A	9,376	12,160	12,248	0,831	2,489
	B	16,936	22,104	22,291	1,359	11,144
	C	24,496	32,049	32,335	1,568	23,343
	D	27,016	35,638	36,012	1,568	27,733
V_T^8 $h_E = 3,650m$	A	34,534	48,711	49,820	6,212	18,626
	B	73,476	103,226	105,982	10,157	83,346
	C	112,418	158,541	162,145	11,726	174,548
	D	125,399	180,311	185,023	11,726	207,381
V_T^9 $h_E = 4,305m$	A	29,874	40,891	41,601	10,112	30,299
	B	62,744	85,972	87,480	16,522	135,582
	C	95,614	131,053	133,360	19,075	283,940
	D	106,571	148,298	151,315	19,075	337,350
V_T^{10} Trumeau ① $h_E = 4,380m$	A	0,521 62,459	75,610	45,697	46,014	5,905
	B	-67,764 204,760	236,335	102,963	75,185	89,671
	C	-176,514 387,526	437,526	160,231	86,780	259,828
	D	-215,750 451,518	509,331	181,376	86,780	330,909
V_T^{10} Trumeau ② $h_E = 2,450m$	A	-12,039 49,899	57,369	26,947	8,047	1,440
	B	-95,448 177,076	193,096	57,997	13,148	21,869
	C	-219,323 344,717	369,287	89,046	15,199	63,367
	D	-263,643 403,625	432,756	101,445	15,199	80,702

(50)

Suite - (Sens Transversal).

Voiles	$z_{\hat{one}}$	$N_1 = 0,8G \pm E$	$N_2 = G + Q + E$	$N_3 = G + 1,2Q$	T	M
V_T^{11} $h_t = 3,650m$	A	25,350	35,281	36,000	8,273	24,788
	B	54,868	76,220	77,747	13,518	110,924
	C	84,386	117,158	119,493	15,606	232,307
	D	94,225	133,050	136,104	15,606	276,004
V_T^{12} $h_t = 2,195m$	A	12,208	17,060	17,420	1,816	5,443
	B	26,529	36,986	37,751	2,968	24,355
	C	40,850	56,912	58,082	3,427	51,005
	D	45,623	64,679	66,209	3,427	60,601
V_T^{13} $h_t = 5,515m$	A	47,256	66,689	68,213	28,629	85,786
	B	101,242	142,742	145,980	46,779	383,865
	C	155,227	218,794	223,746	54,006	803,912
	D	173,222	248,907	255,383	54,006	955,129
V_T^{14} $h_t = 3,450m$	A	18,434	24,873	25,239	9,521	28,529
	B	41,164	55,346	56,124	15,557	127,658
	C	63,894	85,818	87,008	17,960	267,350
	D	71,471	97,120	98,676	17,960	317,638

Combinaison des efforts - (Sens Longitudinal).

Voiles	$z_{\hat{one}}$	$N_1 = 0,8G \pm E$	$N_2 = G + Q + E$	$N_3 = G + 1,2Q$	T	M
V_L^1 $h_t = 4,870m$	A	29,903	42,235	43,206	17,387	52,100
	B	63,374	89,537	91,601	28,409	233,128
	C	96,844	136,838	139,995	32,799	488,228
	D	108,001	155,641	159,769	32,799	580,065

Suite - (Sens Longitudinal)

Voiles	Zone	$N_1 = 0,8G \pm E$	$N_2 = G + Q + E$	$N_3 = G + 1,2Q$	T	M
V_L^2 $h_t = 2,700m$	A	15,538	22,159	22,706	2,961	8,873
	B	32,781	46,790	47,953	4,839	39,704
	C	50,023	71,421	73,199	5,587	83,157
	D	55,770	81,341	83,667	5,587	98,801
V_L^3 $h_t = 2,700m$	A	14,822	21,079	21,589	2,961	8,873
	B	31,396	44,668	45,753	4,839	39,704
	C	47,970	68,256	69,915	5,587	83,157
	D	53,494	77,714	79,883	5,587	98,801
V_L^4 $h_t = 2,650m$	A	14,330	20,403	20,901	2,801	8,392
	B	30,304	43,409	44,515	4,576	37,554
	C	46,278	65,941	67,560	5,283	78,644
	D	51,602	75,088	77,205	5,283	93,436
V_L^5 $h_t = 3,320m$	A	35,886	51,574	52,917	5,500	16,480
	B	74,258	107,094	109,948	8,987	73,746
	C	112,629	162,614	166,980	10,375	154,442
	D	125,419	185,319	191,028	10,375	183,492
V_L^6 $h_t = 2,550m$	A	15,266	21,819	22,366	2,498	7,484
	B	32,101	45,940	47,103	4,082	33,496
	C	48,935	70,061	71,839	4,713	70,181
	D	54,546	79,811	82,137	4,713	83,377
V_L^7 Trumeau ⊙ $h_t = 0,85m$	A	-4,693 12,129	13,618	5,319	0,561	0,029
	B	-28,958 45,060	48,263	11,492	0,917	0,888
	C	-64,212 88,982	93,898	17,665	1,059	2,740
	D	-76,785 104,445	110,282	20,143	1,059	3,511

Suite - (Sens Longitudinal)

Voiles	\hat{z}_{one}	$N_1 = 0,8G \pm E$	$N_2 = G + Q + E$	$N_3 = G + 1,2Q$	T	M
V_L^7 Trumeau② $h_t = 2,110m$	A	2,950 19,772	24,549	16,525	7,297	0,382
	B	-12,902 61,116	71,260	35,074	11,922	11,550
	C	-39,744 113,450	128,960	53,622	13,763	35,620
	D	-49,514 131,716	150,225	61,257	13,763	45,643
V_L^8 $h_t = 8,570m$	A	58,318	82,913	84,916	94,710	283,800
	B	122,881	174,886	179,143	154,754	1269,902
	C	187,444	266,858	273,369	178,662	2659,502
	D	208,965	303,776	312,290	178,662	3159,756
V_L^9 $h_t = 3,300m$	A	15,664	20,631	20,841	7,233	21,672
	B	31,180	41,207	41,653	11,818	96,978
	C	46,696	61,783	62,466	13,643	203,095
	D	51,868	69,298	70,191	13,643	241,296
V_L^{10} $h_t = 6,220m$	A	52,020	74,605	76,521	40,012	119,893
	B	108,244	155,663	159,735	65,377	536,486
	C	164,467	236,719	242,946	75,477	1123,531
	D	183,209	269,726	277,869	75,477	1334,866
V_L^{11} $h_t = 5,220m$	A	21,737	29,808	30,335	25,888	77,574
	B	47,390	64,842	65,963	42,301	347,116
	C	73,044	99,876	101,590	48,836	726,956
	D	81,595	113,203	115,444	48,836	863,696

Ferraillage des voiles et des
Linteaux

FERRAILLAGE DES VOILES

. Les voiles assurant le contreventement de la structure sont d'épaisseurs de 15 cm et 20 cm. Ils seront calculés en flexion composée en utilisant la méthode de P. CHARON exposé dans ses livres.

. Toutes les recommandations techniques de R.P.A sont strictement respectées

. Sous l'action de M et $N_{min} = 0,8G + Q$ on va calculer les sections d'aciers qui seront vérifiées sous l'action de M et N_{max} .

. Puisque le seisme peut agir dans les deux sens on adopte un ferraillement symétrique $A = A'$.

. D'après les combinaisons des efforts on va ferriller en "4" zones

- Exemple de calcul :-

Soit le voile V_T^I : $h_t = 553 \text{ cm}$; $e = 15 \text{ cm}$

$$d = \frac{h_t}{10} \approx 56 \text{ cm} ; \quad h = h_t - d = 503 \text{ cm}.$$

$$e_1 \approx \frac{h_t}{6} = 93 \text{ cm}.$$

Dans la zone A (A partir de 7^{ème} étage).

$$N_{min} = 0,8G + E = 25,868 \text{ t} \quad ; \quad M = 37,904 \text{ t.m}$$

$$T = 12,650 \text{ t}.$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 146,5 \text{ cm} > e_1 \Rightarrow \text{Voile de section partiellement comprimé}$$

$$M_f = N \cdot f = N \cdot \left(\frac{h_t}{2} + e_0 - d \right) = 95,712 \text{ t.m}.$$

$$\mu = \frac{15 M_f}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 95,712 \cdot 10^5}{4200 \cdot 15 \cdot (503)^2} = 0,009 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} K = 102 \\ \alpha = 0,1282 \\ \varepsilon = 0,9573 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 4,73 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{4200}{102} = 41 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 205 \text{ t}$$

$$A = A_1 - \frac{N_{min}}{\sigma_a} = 4,73 - \frac{25,868 \cdot 10^3}{4200} = -1,43 \text{ cm}^2 < 0$$

→ Le R.P.A impose un ferraillement minimal de 0,5% de la zone tendue

- Calcul de A_{min} :

Soit Y_2 la hauteur de béton tendu

$$Y_2 = ht - \alpha h = 559 - 0,1282 \cdot 503 = 494,5 \text{ cm.}$$

$$A_{min} = Y_2 \cdot b \cdot \frac{0,5}{100} = 494,5 \cdot 15 \cdot \frac{0,5}{100} = 37,09 \text{ cm}^2.$$

La même méthode est suivie pour les zones B, C, et D.

• Pour les aciers horizontaux, selon (R.P.A Art. 4.3.3.1) on calcul ω_t

$$\omega_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \times 100 \quad \text{avec} \quad \tau = 1,4 \frac{T}{b \cdot z} \quad \text{et on tire} \quad A_h = \frac{\omega_t}{100} \times b \cdot h$$

Cette valeur de ω_t doit être au moins égale à : ($h=100\text{cm}$)

- * 0,15% si $\tau_b \leq 0,025 \sigma'_{28} = 6,75 \text{ Kg/cm}^2$
 - * 0,25% si $0,025 \sigma'_{28} \leq \tau_b \leq 0,12 \sigma'_{28} \Rightarrow 6,75 \leq \tau_b \leq 32,4 \text{ Kg/cm}^2$
- } en doubl.
} nappe

Donc pour les zones où $\tau_b \leq 6,75 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A_{h_{min}} = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Soit $A_{h_{min}} = 6 \text{ T } 8/\text{ml}$ avec écartement $e = 20 \text{ cm}$.

Pour les zones où $6,75 \leq \tau_b \leq 32,4 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A_{h_{min}} = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Soit $A_{h_{min}} = 8 \text{ T } 8/\text{ml}$ avec écartement $e = 14 \text{ cm}$.

Pour la voile considéré V_T^1 :

$$\tau = 1,4 \cdot \frac{12,650 \cdot 10^3}{15 \cdot \frac{7}{8} \cdot 503} = 2,68 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\omega_t = \frac{2,68 - 8}{4200} \times 100 < 0 \quad \text{donc} \quad \omega_t = \omega_{t_{min}} = 0,15\%$$

$$A_h = \frac{0,15}{100} \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

• Les aciers horizontaux seront munis de crochets à 135° ayant une longueur égale à $10 \phi = 8 \text{ cm}$.

• Les aciers de reprise de coulage $A_{V_j} = \frac{1,1 \cdot \bar{T}}{\sigma_{en}}$; ($\bar{T} = 1,4T$)

$$A_{V_j} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 12,650 \cdot 10^3}{4200} = 4,64 \text{ cm}^2.$$

• Les aciers verticaux dans les zones extrêmes de chaque voile seront ligaturés par des cadres de diamètre $\phi 6$ et on prévoit de plus des épingles $\phi 6$ 4 épingles/ml.

• Les calculs complets de tous les voiles sont figurés ci-après:

Sens transversal

d : [cm] Voile h : [cm]	Zône	$A_{V \text{ calculé}}$ [cm ²]	Y_2 [cm]	σ'_b Kg/cm ²	$A_{V \text{ min}}$ (cm ²)	ζ_b Kg/cm ²	ω_t %	A_h cm ² /ml	A_j^V (cm ²)
56 V_T^1 503	A	-	494,5	41,2	37,09	2,68	0,15	2,25	4,64
	B	1,69	450	77,4	33,75	4,38	0,15	2,25	7,58
	C	8,12	415,5	111,7	31,17	5,06	0,15	2,25	8,75
	D	10,63	405,9	122,45	30,45	5,06	0,15	2,25	8,75
35 V_T^2 313,5	A	-	-	-	3,41	1,04	0,15	2,25	1,12
	B	-	287,4	67,7	21,56	1,70	0,15	2,25	1,84
	C	0,4	269,0	95	20,18	1,97	0,15	2,25	2,12
	D	1,01	263,64	104	19,77	1,97	0,15	2,25	2,12
70 V_T^3 629	A	-	605,6	48,8	45,42	4,19	0,15	2,25	9,07
	B	1,48	544,6	90,7	40,84	6,85	0,25	3,75	14,82
	C	11,29	497,62	131,9	37,32	7,91	0,25	3,75	17,11
	D	15,16	484,6	144,80	36,34	7,91	0,25	3,75	17,11
50 V_T^4 446	A	-	434	45,2	32,55	2,11	0,15	2,25	3,24
	B	-	395,4	81,55	29,65	3,46	0,15	2,25	5,30
	C	2,06	365,5	115,7	27,42	3,99	0,15	2,25	6,12
	D	3,57	357,2	126,5	26,79	3,99	0,15	2,25	6,12
100 V_T^5 915,5	A	-	870,2	52,83	65,27	8,84	0,25	3,75	27,81
	B	12,30	769,9	102,7	57,74	14,44	0,25	3,75	47,27
	C	39,05	691,6	153	51,87	16,67	0,25	3,75	52,45
	D	48,98	670,5	169,0	50,28	16,67	0,25	3,75	52,45
57 V_T^6 510	A	-	494	47	37,04	2,76	0,15	2,25	4,84
	B	-	448	85,4	33,59	4,51	0,15	2,25	7,91
	C	4,31	412,2	122,0	30,91	5,21	0,15	2,25	9,13
	D	6,49	402	133,8	30,16	5,21	0,15	2,25	9,13

Suite : Sens transversal.

d : cm Voile h : cm	Zône	A_v calculé cm ²	γ_2 cm	σ_b Kg/cm ²	A_{vmin} cm ²	τ_b Kg/cm ²	WE%	A_h cm ² /ml	A_j^y cm ² J
22 V_T^7 198	A	-	/	/	1,87	0,45	0,15	2,25	0,31
	B	-	187	56	14,03	0,73	0,15	2,25	0,50
	C	-	178	76	13,32	0,85	0,15	2,25	0,57
	D	0,27	174,7	83	13,10	0,85	0,15	2,25	0,57
36 V_T^8 229	A	-	/	/	7,49	2,17	0,15	3,00	2,28
	B	4,69	293	129	29,28	3,55	0,15	3,00	3,72
	C	13,93	273	187	27,34	4,10	0,15	3,00	4,30
	D	17,48	268	205	26,81	4,10	0,15	3,00	4,30
43 V_T^9 387,5	A	-	379	43	37,91	2,10	0,15	3,00	3,71
	B	1,22	345	79	34,50	3,41	0,15	3,00	6,06
	C	7,74	318	114	31,83	3,94	0,15	3,00	6,99
	D	10,30	311	125	31,10	3,94	0,15	3,00	6,99
44 V_T^{10} (Tr I) 394	A	0,30	422	12	42,22	9,34	0,25	5,00	16,87
	B	14,17	438	19	43,80	15,27	0,25	5,00	27,57
	C	38,69	438	53	43,80	17,62	0,25	5,00	31,82
	D	48,20	438	67	43,80	17,62	0,25	5,00	31,82
25 V_T^{10} (Tr II) 220	A	1,61	245	/	24,50	2,93	0,15	3,00	2,95
	B	14,03	245	/	24,50	4,78	0,15	3,00	4,82
	C	33,85	245	/	24,50	5,53	0,15	3,00	5,57
	D	41,24	245	/	24,50	5,53	0,15	3,00	5,57
36 V_T^{11} 329	A	-	320	44	32,40	2,01	0,15	3,00	3,03
	B	1,93	290	84	28,95	3,29	0,15	3,00	4,96
	C	8,55	267	121	26,57	3,79	0,15	3,00	5,72
	D	11,13	259	133	25,91	3,79	0,15	3,00	5,72

Suite : Sens transversal.

$d : \text{cm}$ Voile $d : \text{cm}$	Zône	$A_v \text{ calculé}$ cm^2	γ_2 cm	σ_b Kg/cm^2	$A_v \text{ min}$ cm^2	γ_b Kg/cm^2	$\omega \%$	A_h cm^2/ml	A_j^v cm^2
22 V_T^{12} 197,5	A	-	197	37	19,65	0,74	0,15	3,00	0,67
	B	-	181	67	18,13	1,20	0,15	3,00	1,09
	C	1,71	169	95,5	16,93	1,39	0,15	3,00	1,26
	D	2,48	166	104,5	16,58	1,39	0,15	3,00	1,26
55 V_T^{13} 496,5	A	-	474	52	47,39	4,61	0,15	3,00	10,50
	B	7,85	419,5	101	41,95	7,54	0,25	5,00	17,15
	C	25,28	378	151	37,78	8,70	0,25	5,00	19,80
	D	32,00	366	166	36,64	8,70	0,25	5,00	19,80
35 V_T^{14} 310	A	-	304	42	30,44	2,46	0,15	3,00	3,49
	B	5,57	271	88	27,12	4,01	0,15	3,00	5,70
	C	15,29	247	130	24,67	4,63	0,15	3,00	6,58
	D	19,00	240	144	23,98	4,63	0,15	3,00	6,58

Sens Longitudinal.

48 V_L^1 439	A	-	418	52	31,38	4,22	0,15	2,25	6,38
	B	6,16	370	101	27,77	6,90	0,25	3,75	10,42
	C	18,56	333	151	24,97	7,97	0,25	3,75	12,03
	D	23,31	323	167	24,22	7,97	0,25	3,75	12,03
27 V_L^2 243	A	-	237	44	17,76	1,30	0,15	2,25	1,09
	B	0,15	215	82	16,14	2,12	0,15	2,25	1,77
	C	2,99	199	117	14,89	2,45	0,15	2,25	2,05
	D	4,12	194	128	14,53	2,45	0,15	2,25	2,05

Suite : Sens Longitudinal.

d: cm Voile h: cm	Zône	A _{calculé} cm ²	Y _z cm	σ _b kg/cm ²	A _{v min} cm ²	Σb kg/cm ²	wE%	A _h cm ² /ml	A _j ^v cm ²
27 V _L ³ 243	A	-	237	44	17,80	1,30	0,15	2,25	1,09
	B	0,32	216	81	16,17	2,12	0,15	2,25	1,77
	C	3,23	199	115	14,93	2,45	0,15	2,25	2,05
	D	4,38	194	127	14,58	2,45	0,15	2,25	2,05
27 V _L ⁴ 238	A	-	233	43	17,48	1,26	0,15	2,25	1,03
	B	0,30	212	80	15,91	2,05	0,15	2,25	1,68
	C	3,10	196	115	14,69	2,37	0,15	2,25	1,94
	D	4,21	191	125	14,35	2,37	0,15	2,25	1,94
33 V _L ⁵ 299	A	-	/	10,14	7,93	1,96	0,15	2,25	2,02
	B	-	251	104	18,82	3,21	0,15	2,25	3,30
	C	0,57	229	148	17,14	3,70	0,15	2,25	3,80
	D	1,92	222	162	16,67	3,70	0,15	2,25	3,80
26 V _L ⁶ 229	A	-	224	44	16,77	1,16	0,15	2,25	0,92
	B	-	204	81	15,28	1,90	0,15	2,25	1,50
	C	2,15	180	115	14,11	2,96	0,15	2,25	1,73
	D	3,11	184	127	13,70	-	0,15	2,25	1,73
9 V _L ⁷ (Tr I) 76	A	-	/	/	3,77	0,73	0,15	2,25	0,21
	B	1,85	85	/	6,38	1,29	0,15	2,25	0,34
	C	5,71	85	/	6,38	1,49	0,15	2,25	0,39
	D	7,14	85	/	6,38	1,49	0,15	2,25	0,39
21 V _L ⁷ (Tr II) 190	A	0,612	211	/	15,83	4,10	0,15	2,25	2,68
	B	5,07	211	/	15,83	6,69	0,15	2,25	4,37
	C	12,66	211	/	15,83	7,73	0,25	3,75	5,05
	D	15,57	211	/	15,83	7,73	0,25	3,75	5,05

Suite : Sens Longitudinal.

d:cm Voile h:cm	Zone	A_v calculé cm ²	Y_2 cm	σ'_b Kg/cm ²	A_{vmin} cm ²	Z_b Kg/cm ²	ω %	A_h cm ² /ml	A_j^y cm ²
86 V_L^8 771	A	2,02	716	63	53,70	13,10	0,25	3,75	34,73
	B	29,21	610	132	45,71	21,41	0,319	4,79	56,74
	C	74,01	532	204	39,88	24,72	0,398	5,97	65,51
	D	90,95	511	228	38,34	24,72	0,398	5,97	65,51
33 V_L^9 297	A	-	293	40	29,29	1,95	0,15	3,00	2,65
	B	4,52	265	78	26,54	3,18	0,15	3,00	4,33
	C	12,38	244	115	24,38	3,67	0,15	3,00	5,00
	D	15,35	238	126	23,78	3,67	0,15	3,00	5,00
62 V_L^{10} 560	A	-	520	62	39,01	7,62	0,25	3,75	14,67
	B	12,41	450	124	33,74	12,45	0,25	3,75	23,97
	C	36,08	397	188	29,80	14,38	0,25	3,75	27,67
	D	45,15	383	208	28,72	14,38	0,25	3,75	27,67
52 V_L^{11} 771	A	1,39	450	51	33,73	5,88	0,15	2,25	9,49
	B	13,62	392	107	29,39	9,60	0,25	3,75	15,51
	C	33,42	348	164	26,14	11,08	0,25	3,75	17,91
	D	40,89	337	182	25,26	11,08	0,25	3,75	17,91

- Remarques :
- * Dans le calcul précédent et dans le cas où on avait une section entièrement comprimée on a pris $A_{vmin} = \frac{15,8 N_{max}}{1000 \cdot \sigma'_b}$ (P.C.H.A.)
 - * $\sigma'_b = 1,5 \sigma'_b = 20 \text{ Kg/cm}^2$.
 - * $\sigma'_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ y/cm}^2$.
 - * Dans le cas où σ'_b dépasse σ'_b on a besoin d'aciers comprimés et cela assuré par le ferrailage symétrique.

* Choix d'aciers :

Le dessin sera fait (en planche) pour deux voiles dans les deux sens ; l'un avec une file d'ouverture " V_T^{10} " et l'autre coupé " $V_L^2 ; V_L^3$ "

- La voile V_T^{10} sera ferraillee identiquement dans toutes les zones comme la suite : Trumeau I

$A_V = 12T20 + 16T8 \approx 45,68 \text{ cm}^2$ avec un écartement de 10cm aux extrimites et 20 cm ailleurs

$A_h = 7T10/m \approx 5,46 \text{ cm}^2$ avec $e = 14 \text{ cm}$.

Trumeau II : $A_V = 6T20 + 7T10$ avec ($e = 10 \text{ cm}$ l'extrimite ; $e = 20 \text{ cm}$ ailleurs).

$A_h = 7T8/m$ avec $e = 14 \text{ cm}$

- Voiles Longitudinals $V_L^2 ; V_L^3$: les sections d'aciers sont proches dans les différents zones ; on adopte le même ferrailage.

$A_V = 8T16 + 9T6 \approx 18,60 \text{ cm}^2/\text{nappe}$ avec écartement $e = 10$ à l'extrimite ; $e = 20 \text{ cm}$ ailleurs.

$A_h = 5T8/m \approx 2,50 \text{ cm}^2$; $e = 20 \text{ cm}$.

* Les voiles peripheriques :

Entre le radier et le plancher haut de sous-sol il ya des voiles peripheriques qui assurent une bonne stabilité de l'ensemble et limite les déplacements différentiels horizontaux.

L'épaisseur de ces voiles est de 20 cm et leurs hauteur est de 2,80 m, ils seront ferraillee forfaitairement selon l'article

3.3.8.5 de R.P.A.

- Une armature longitudinal filante supérieur et inférieur

$A \geq 0,20\% S$ (S : section transversale de beton). avec un recouvrement de 50ϕ en équerre et avec renforcement dans les angles. $\Rightarrow A \geq 0,002 \cdot 20 \cdot 280 = 11,20 \text{ cm}^2$ on adoptera $2 \times 4T14 \approx 12,30 \text{ cm}^2$.

- Armature Longitudinal de peau $A > 2 \text{ cm}^2$ par face et par mètre linéaire de hauteur. soit $4T10/m \approx 3,12 \text{ cm}^2/m$.

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

Les linteaux seront calculés de façon d'être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment flechissant venant des charges verticales et l'effet sismique. On majore l'effort tranchant (T) le plus défavorable de 40%. Nous avons coupés tous les voiles à l'exception des voiles V_T^{10} et V_L^7 dans les quels les linteaux seront sollicités par les efforts sismique prévus.

Le calcul des linteaux conformément aux règles R.P.A. nous conduit aux contraintes admissibles suivantes :

$$\bar{\sigma}_b = 0,75 \sigma'_{28} = \begin{cases} 0,75 \cdot 270 = 206 \text{ Kg/cm}^2 & \dots \text{ (béton dosé } 350 \text{ Kg/m}^3\text{)}. \\ 0,75 \cdot 300 = 225 \text{ Kg/cm}^2 & \dots \text{ (béton dosé } 400 \text{ Kg/m}^3\text{)}. \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,12 \sigma'_{28} = \begin{cases} 33 \text{ Kg/cm}^2 & \dots \text{ (dosage } 350 \text{ Kg/m}^3\text{)}. \\ 36,6 \text{ Kg/cm}^2 & \dots \text{ (dosage } 400 \text{ Kg/m}^3\text{)}. \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} \text{ (Sous SP2)} ; \quad \bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sous SP1)}$$

• Lorsque τ_ℓ (contrainte de cisaillement dans les linteaux) $\geq 0,06 \sigma'_{28}$ on prévoit des armatures supplémentaires que l'on dispose suivant les diagonales.

$$\bar{\tau}_\ell = 0,06 \sigma'_{28} = \begin{cases} 0,06 \cdot 270 = 16,5 \text{ Kg/cm}^2. \\ 0,06 \cdot 300 = 18 \text{ Kg/cm}^2. \end{cases}$$

• Pour les linteaux dûs au seisme, ils seront considérés comme des poutres encastrées aux extrémités ; mais pour les linteaux dûs aux charges verticales le schéma statique sera une poutre appuyée aux extrémités.

On s'intéresse au rez-de-chaussée les cas les plus sollicités et le même ferrailage sera généralisé pour tous les niveaux.

* Linteaux dûs au seisme :-

- Linteau de voile " V_T^{10} " :

$$b = 20 \text{ cm} \quad ; \quad h_t = 73 \text{ cm} \quad ; \quad \ell = 80 \text{ cm}.$$

$$\text{Longueur de dalle qui revient au linteau} = \frac{3,60 + 3,00}{2} + 0,20 = 3,50 \text{ m}$$

$$\text{poids de la retombée du linteau} = 2,5 \times 0,20 \times 0,58 = 0,29 \text{ t/ml}$$

Charge permanente $G = 0,29 + 3,5 \times 0,605 = 2,41 \text{ t/ml}$.

Surcharge $P = 0,15 \times 3,5 = 0,525 \text{ t/ml}$.

$$T_s = 1,4 \pi = 1,4 \times 51,614 = 72,3 \text{ t.}$$

• Effort tranchant et moment flech. sous (SP2):

$$T_G = \frac{G \cdot l}{2} = \frac{2,41 \cdot 0,80}{2} = 0,96 \text{ t.}$$

$$T_P = \frac{P \cdot l}{2} = \frac{0,525 \cdot 0,80}{2} = 0,21 \text{ t.}$$

$$T_t = T_s + T_G + T_P = 73,47 \text{ t.}$$

$$M_G = \frac{G \cdot l^2}{12} = 0,128 \text{ t.m} \quad ; \quad M_P = \frac{P l^2}{12} = 0,028 \text{ t.m} \quad ; \quad M_s = \frac{T_s l}{2} = 28,9 \text{ t.m}$$

$$M_t = M_G + M_P + M_s = 29,056 \text{ t.m.}$$

• Ferrailage: (Flexion simple).

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 29,056 \cdot 10^5}{4200 \cdot 20 \cdot (68)^2} = 0,1122 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \varepsilon = 0,8682 \\ \kappa = 22,95 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{4200}{22,95} = 183 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés.}$$

Néanmoins on prend :

$$A_i = A_s = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 11,72 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 6 \text{ T16} \equiv 12,06 \text{ cm}^2$$

* Vérification à la fissuration: sous (SP1).

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2db} = \frac{12,06}{2 \cdot 5 \cdot 20} = 0,0603$$

$$\sigma_1 = \frac{\kappa \eta}{\Phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{16} \cdot \frac{0,0603}{1 + 0,603} = 5642 \text{ Kg/cm}^2 \quad \begin{cases} \text{Fissure peu-nuis} \\ \text{Acier H.A.} \end{cases}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot \kappa \bar{\sigma}'_b}{\Phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{16}} = 2258 \text{ Kg/cm}^2,$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

* Armature transversale :

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{73,47 \cdot 10^3}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 68} = 61,70 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\tau}_b = 36,6 \text{ Kg/cm}^2.$$

→ On admet la fissuration de béton (en cas du séisme) et l'effort tranchant sera repris par l'armature seule.

Soit S = l'écartement des armatures transversales est de 10 cm.

$$A_t = \frac{S \cdot \bar{T}}{2 \bar{\sigma}_{ac}} = \frac{10 \cdot 73,47 \cdot 10^3}{\frac{7}{8} \cdot 68 \cdot 4200} = 2,94 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,0025 \cdot b \cdot s = 0,0025 \cdot 20 \cdot 10 = 0,5 \text{ cm}^2$$

On adopte 1 cadre et 1 étrier T10 $\equiv 4T10 \equiv 3,14 \text{ cm}^2$.

* Armature d'angle: " A_x "

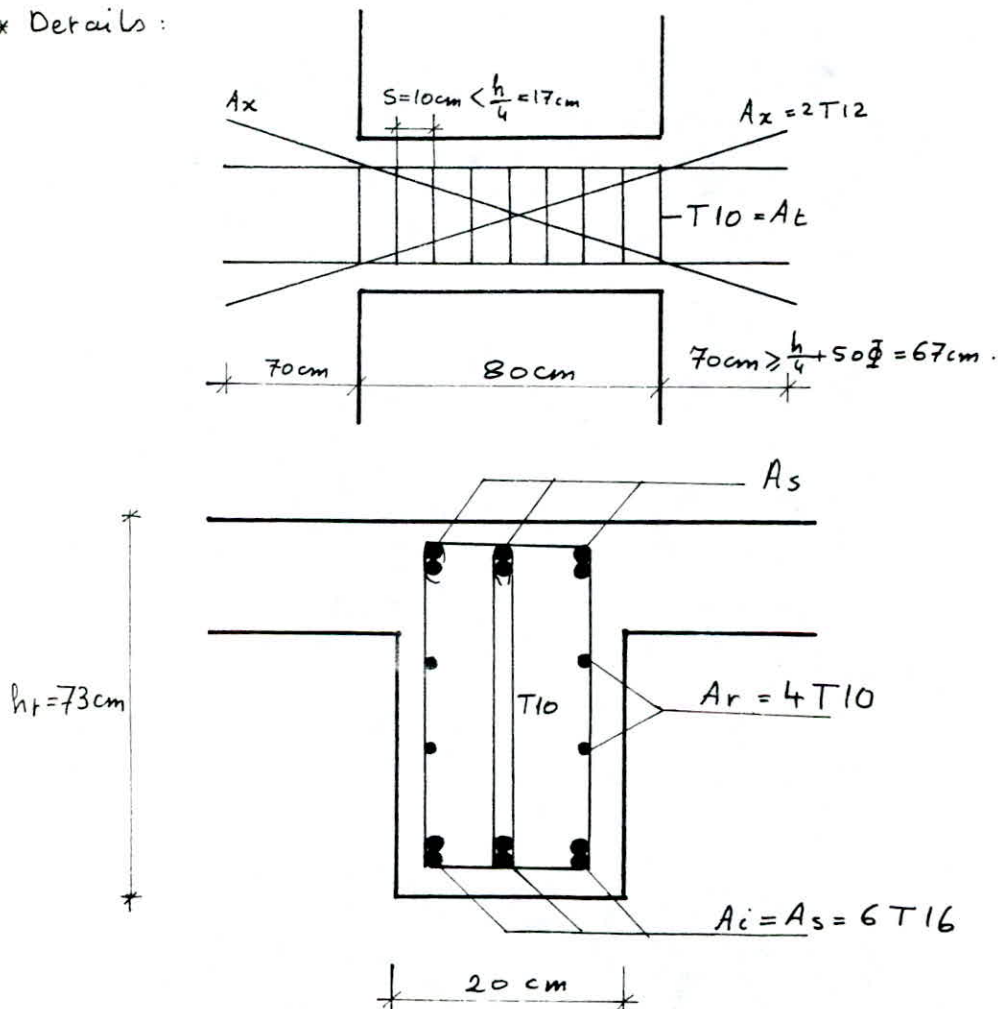
$$\bar{\sigma}_e = \frac{1,4 T}{b z} = \frac{73,47 \cdot 10^3}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 68} = 61,7 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_e = 18 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{donc on prévoit des armatures d'angle.}$$

$$A_x \geq 0,0015 b h_t = 2,19 \text{ cm}^2 ; \text{ doit } 2T12 \equiv 2,26 \text{ cm}^2.$$

* Armature de repartition: " A_r "

$$A_r \geq 0,002 b h_t = 2,93 \text{ cm}^2 ; \text{ doit } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2.$$

* Détails:



- Linteau de voile: V_L^*

$b = 15 \text{ cm}$; $h_f = 63 \text{ cm}$; $l = 90 \text{ cm}$
 Longueur de dalle qui revient au linteau = $\frac{h_f}{2} + l + 915 = 2,04 \text{ m}$
 poids propre de la dalle = $2,04 \times 0,605 = 1,23 \text{ t/m}$
 poids de la retombée = $0,48 \times 2,5 \times 0,15 = 0,18 \text{ t/m}$
 charge permanente $G = 1,41 \text{ t/m}$
 surcharge d'exploitation $P = 2,04 \times 0,15 = 0,306 \text{ t/m}$
 effort tranchant dû au système $T_s = 1,4 \times 7 = 1,4 \times 14,018 = 19,625 \text{ t}$

$$T_G = \frac{G \cdot l}{2} = \frac{1,41 \cdot 0,90}{2} = 0,635 \text{ t} ; T_P = \frac{P \cdot l}{2} = \frac{0,306 \cdot 0,90}{2} = 0,137 \text{ t}$$

$$T_t = T_s + T_G + T_P = 20,397 \text{ t}$$

$$M_G = G \cdot \frac{l^2}{12} = 0,095 \text{ t} \cdot \text{m} ; M_P = \frac{P \cdot l^2}{12} = 0,021 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_s = \frac{T_s \cdot l}{2} = 8,833 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_t = M_G + M_P + M_s = 8,949 \text{ t} \cdot \text{m}$$

* Ferrillage :

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 8,949 \cdot 10^5}{4200 \cdot 15 \cdot (60)^2} = 0,0592 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,8990 \\ k = 34,5 \end{array} \right.$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{4200}{34,5} = 122 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 228 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a} = \frac{8,949 \cdot 10^5}{4200} = 3,95 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A = 3 T 14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,0015 b \cdot h \cdot t = 1,418 \text{ cm}^2 < 4,62 \text{ cm}^2$$

* Verification à la flexion :

$$\sigma_1 = 5812 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_2 = 2414 \text{ kg/cm}^2$$

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

* Armature transversale :

$$Z_b = \frac{b z}{T} = \frac{20,397 \cdot 10^3}{15 \cdot \frac{7}{8} \cdot 60} = 19,43 \text{ kg/cm}^2 < \bar{Z}_b = 33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{écartement } s \leq \frac{h_f}{8} = 15,73 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } s = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\sigma_{at} \cdot Z_b}{s \cdot T} = \frac{4200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 60}{15 \cdot 20,397 \cdot 10^3} = 1,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,0025 b \cdot d = 0,56 \text{ cm}^2 < 1,39 \rightarrow \text{on prend } 1 \text{ cadu et } 1 \text{ épingle } T 8$$

* Armature d'angle: "A_x"

$\tau_l = \frac{1,4T}{b \cdot \bar{\sigma}} = \frac{20,397 \cdot 10^3}{15 \cdot \frac{7}{8} \cdot 60} = 25,9 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\tau}_l = 16,5 \text{ Kg/cm}^2$, on prévoit des armature d'angle :

$$A_x = 0,002 \cdot b \cdot h_t = 1,89 \text{ cm}^2. \quad \text{soit } 4T8 \equiv 2,01 \text{ cm}^2.$$

* Linéaux soumis aux charges verticales:

Sous l'effet des charges verticales le linéau le plus sollicité est celui de voite "V_L¹⁰" ; On le calcul en généralisant son ferrailage pour les autres linéaux dans les deux sens.

Longueur de la dalle qui revient au linéau =

$$= 1,20 + 1,20 + 0,15 = 2,55 \text{ m.}$$

Poids propre de la retombee = $2,5 \times 0,15 \times 0,48 = 0,18 \text{ t/ml}$.

Charge Permanente G = $0,18 + 2,55 \times 0,605 = 1,723 \text{ t/ml}$.

Surcharge P = $0,15 \times 2,55 = 0,383 \text{ t/ml}$.

$$q = G + 1,2 P = 1,723 + 1,2 \times 0,383 = 2,183 \text{ t/ml}$$

$$T = \frac{q l}{2} = \frac{2,183 \cdot 1,20}{2} = 1,306 \quad (l: \text{longueur du linéau} = 1,20 \text{ m}).$$

$$M_t = \frac{q l^2}{8} = 0,393 \text{ t} \cdot \text{m}.$$

* Ferrailage : (Flexion simple).

$$\mu = 0,0039 \rightarrow (\varepsilon = 0,9714 ; K = 160).$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{160} = 17,5 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,0015 b h_t = 0,0015 \cdot 15 \cdot 63 = 1,417 \text{ cm}^2 ; \text{Doit } 3T8 \equiv 1,50 \text{ cm}^2.$$

$$A_i = A_s = 1,50 \text{ cm}^2.$$

* Armature Transversale :

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot T}{b \cdot \bar{\sigma}} = \frac{1,4 \cdot 1,3 \cdot 10^3}{15 \cdot \frac{7}{8} \cdot 60} = 2,31 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 33 \text{ Kg/cm}^2.$$

l'écartement adopté $s = 15 \text{ cm}$.

$$A_t = \frac{s \cdot T}{\bar{\sigma}_{at} \cdot \bar{\sigma}} = \frac{15 \cdot 1,3 \cdot 10^3}{2800 \cdot \frac{7}{8} \cdot 60} = 0,133 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t \min} = 0,0025 \cdot b \cdot s = 0,0025 \cdot 15 \cdot 15 = 0,56 \text{ cm}^2.$$

On prend 1 cadre T8 et étrier T8 $\equiv 4T8 = 2 \text{ cm}^2$

* Armature d'angle: "A_x"

$$\sigma_{\ell} = \frac{1,4T}{b \cdot \xi} = 2,31 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{\ell} = 16,5 \text{ Kg/cm}^2$$

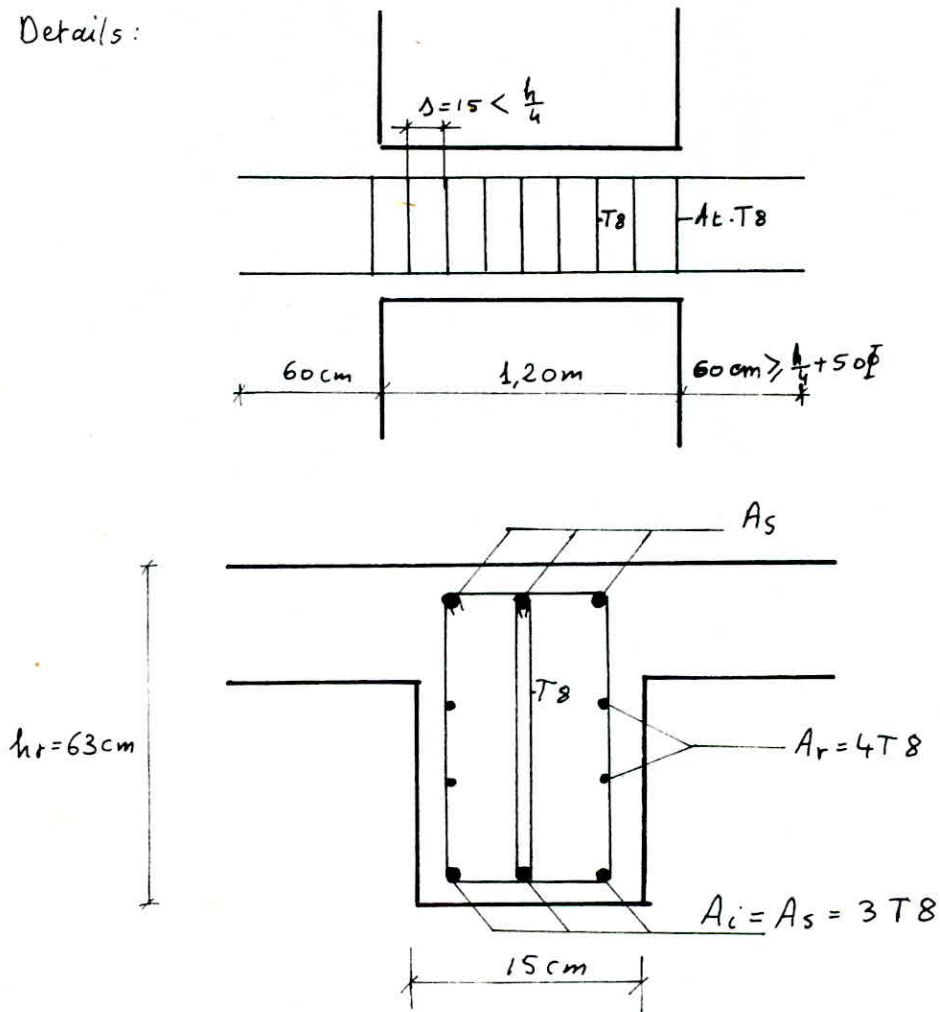
→ Les armatures d'angle ne sont pas nécessaires.

* Armature de repartition: "A_r"

$$A_r \geq 0,002 b \cdot h_t = 1,89 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 4T8 \equiv 2,01 \text{ cm}^2$$

* Details:



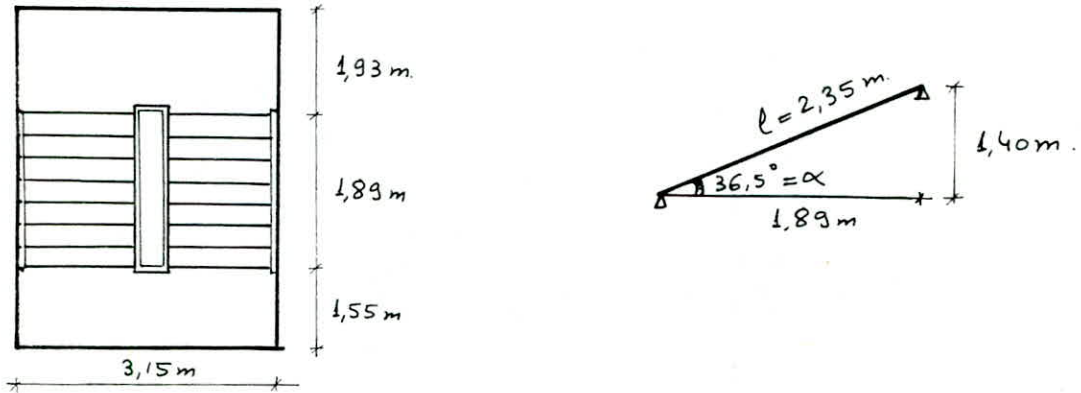
Calcul des éléments :

- Les escaliers .
- Les Planchers .
- L'acrotère .

LES ESCALIERS

On a un escalier à paillasse préfabriquée pleine et simplement appuyée sur les paliers par l'intermédiaire des bequets sur toute la largeur d'escalier. Les paliers sont coulés sur place ils sont assimilés à des dalles pleines semi-encastées sur deux côtés et simplement appuyés sur les autres côtés.

* Les dimensions de la paillasse et des marches :-



Relation du Bondel : $59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$

tel que : g : largeur d'une marche ; h : hauteur de la marche.

$$g + 2h = 27 + 2 \cdot 17,5 = 62 \text{ cm} \quad \text{donc cette relation est respectée}$$

L'épaisseur de paillasse "e" sera : $\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20}$

$$7,8 \text{ cm} \leq e \leq 11,76 \rightarrow \text{on prend } e = 10 \text{ cm.}$$

* Évaluation des charges et surcharges :-

• Charge Permanente :

$$\text{Poids de la paillasse} \quad \frac{2,5e}{\cos \alpha} = \frac{2,5 \times 0,1}{\cos 36,5} = 0,311 \text{ t/m}^2$$

$$\text{poids des marches} : \frac{2,2 \times 0,175}{2} = 0,193 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{poids des revêtements} : 0,02 \times 2 + 0,02 \times 2 = 0,08 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{poids de garde-corps} : 0,1 \text{ t/ml} \rightarrow g_{g.c.} = \frac{0,1}{\cos \alpha} = 0,124 \text{ t/ml}.$$

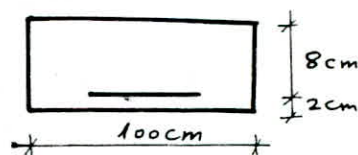
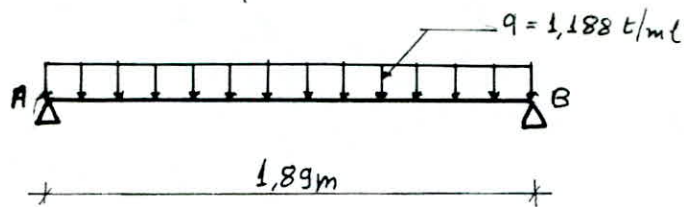
$$\Rightarrow G = \sum g_i = 0,708 \text{ t/ml. (on a pris 1 mètre de largeur de paillasse)}$$

• Surcharge d'exploitation : $P = 400 \text{ Kg/m}^2$

$$q = G + 1,2 P = 1,188 \text{ t/ml.}$$

* Determination des efforts:

• Schema statique:-



$$T = R_A = R_B = \frac{q l}{2} = 1,123 \text{ t}$$

$$M = \frac{q l^2}{8} = 0,53 \text{ t.m}$$

Il s'agit d'une section rectangulaire en flexion simple.

On trouve d'après la méthode P. CHARON :

$$A = 2,60 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{on adopte } 6T8 \equiv 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Armature de repartition : "Ar"

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,01}{4} = 0,75 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{on prend } 3T6 \equiv 0,85 \text{ cm}^2$$

• La vérification au cisaillement et à la fissuration nous donne les résultats suivants :-

$$\bar{\sigma}_b = 1,60 \text{ Kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_b \quad ; \quad \text{vérifié.}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{cu} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) \quad ; \quad \text{pas de fissuration systématique.}$$

- Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée (Hypothèse de calcul).

$$\text{on a : } f = \frac{5 q l^4}{384 E I} \quad (\text{Aide mémoire R.D.M.})$$

$$\text{avec } E = 7000 \sqrt{\sigma_j} = 115021,74 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad I = \frac{b h^3}{12} = 4267 \text{ cm}^4.$$

$$\Rightarrow f = 0,402 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{300} = \frac{189}{300} = 0,63 \text{ cm} \quad ; \quad \text{vérifié.}$$

En tenant compte d'un transport éventuel à l'envers de la volée on met des armatures supérieures.

• même calcul nous amène à : $q = 0,311 + 0,193 = 0,504 \text{ t/ml}$.

$$\Rightarrow A = 1,1 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{soit } 4T6 \equiv 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Les armatures sont reliées par des caches $\phi 5$ espacés de 20 cm.

(69)

* Calcul des bequets :-

• En respectant les recommandations techniques de C.T.C l'épaisseur des bequets "e" ne doit pas être inférieure à 7cm et leur largeur est de 10cm, on prend : $a = 12 \text{ cm}$; $l = 14 \text{ cm}$; $e_r = 7 \text{ cm}$.

Les bequets sont calculés à une charge linéaire "q"

$$q = \gamma_q (G + 1,2S)$$

avec : $G =$ charge permanente $= 0,708 \text{ t/m}^2$

$\gamma_q =$ Coefficient de comportement expérimental ($\gamma_q = 1,4$)

$S =$ Une surcharge d'exploitation ; ($S = 0,25 \text{ t/m}^2$).

$$q = 1,4 (0,708 + 1,2 \cdot 0,25) = 1,41 \text{ t/ml}$$

$$Q = q \cdot L = 1,41 \times 1,89 = 2,66 \text{ t}$$

• Ferrailage : Les armature en boucle des bequets sont calculés en flexion simple :

$$M = Q \cdot l = 2,66 \times 0,14 = 0,372 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$T = Q = 2,66 \text{ t}$$

On trouve que $A = 6T8 \equiv 3,01 \text{ cm}^2$.

avec une écartement $e = 2 \cdot e_r = 14 \text{ cm}$.

• Armature de repartition "A_{er}" : Il répond à la relation :

$$\frac{A}{4} \leq A_{er} \leq \frac{A}{2} \quad ; \quad \text{soit } 3T8 \equiv 1,5 \text{ cm}^2.$$

• Vérification au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2,66 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 5} = 6,1 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{F}_b = 6,8 \text{ Kg/cm}^2.$$

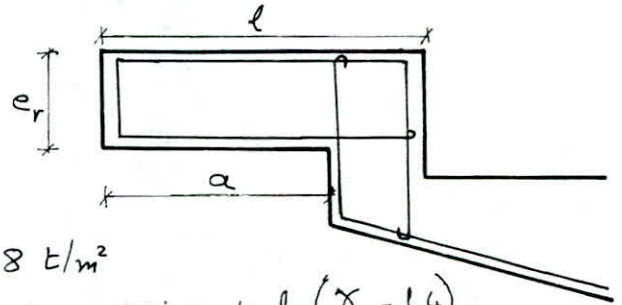
• donc on a pas besoin des aciers transversales.

* Calcul des poutres paliers :-

Ce sont des poutres noyées dans les paliers et ce calcul à une charge égale 0,7q

$$q' = 0,7(G + 1,2S) = 0,706 \text{ t/ml}$$

$$q_l = q' \cdot \frac{L}{2} \cdot 2 = \frac{0,706 \times 1,89 \times 2}{2} = 1,33 \text{ t/ml}$$

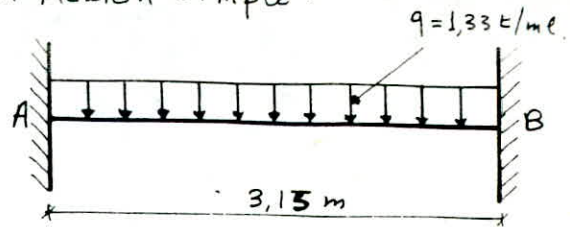
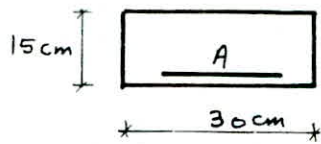


(70)

La poutre palière sera ferrillée en flexion simple :

$$M_A = M_B = -\frac{q l^2}{12}$$
$$= 1,10 \text{ t.m.}$$

$$M_t = \frac{q l^2}{24} = 0,55 \text{ t.m.}$$



Selon la méthode de P. CHARON on trouve $A_t = 1,50 \text{ cm}^2$ soit 4T8=20

$A_a = 3,04 \text{ cm}^2$; on prend 4T10 = 3,12 cm^2 .

• Pour le ferrailage transversale on prend 6T8 = 3,01 cm^2 Chaque 14 cm.

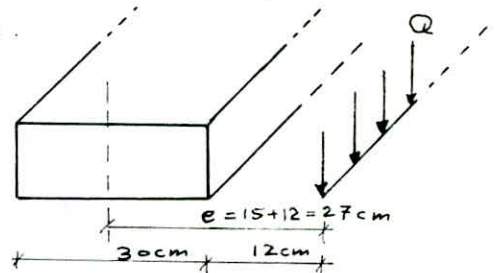
* Les aciers perpendiculaire à la poutre :

Puisque la résistance de la poutre palière à la torsion est faible alors le couple provoqué par Q doit être repris par des armatures supérieures perpendiculaire à sa portée.

$$Q = q_l \cdot l = 1,33 \times 3,15 = 4,19 \text{ t}$$

$$M = Q \cdot e = 4,19 \times 0,27 = 1,13 \text{ t.m.}$$

On trouve $A = 5 \text{ T}10 = 3,92 \text{ cm}^2$.



* Calcul des Palières :-

Chaque palière est considéré comme une dalle semi-encastree sur deux côtés et appuyées simplement sur les deux autres.

Le palière est soumis aux charges suivants :

- poids de la volée (uniformement répartie).
- poids propre du palière
- surcharge majorée

$$q = q_{\text{volée}} + q_{\text{palière}} = 0,708 + 0,46 + 1,2 \cdot 0,4 = 1,65 \text{ t/m}^2.$$

On va évaluer les efforts sollicitants les palières en utilisant les tableaux de l'aide mémoire R.D.M.

• Palier (1) :

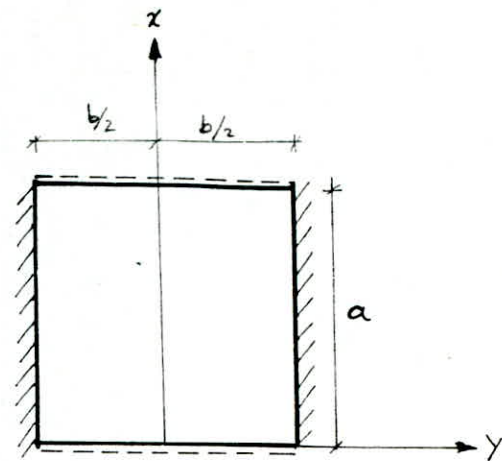
$$\frac{b}{a} = \frac{3,15}{1,93} = 1,63$$

de tableaux :

$$M_x = \beta_1 \cdot q \cdot a^2 = 0,08 \cdot q \cdot a^2 = 0,492 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{ml}$$

$$M_y = \beta_2 \cdot q \cdot b^2 = 0,059 \cdot q \cdot b^2 = 0,966 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{ml}$$

$$M_a = \beta_3 \cdot q \cdot b^2 = 0,029 \cdot q \cdot b^2 = 0,475 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{ml}$$



• Palier (2) :

$$\frac{b}{a} = \frac{3,15}{1,55} = 2,03$$

de tableaux :

$$\beta_1 = 0,0518 \quad ; \quad \beta_2 = 0,032 \quad ; \quad \beta_3 = 0,045$$

$$M_x = 0,205 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{ml}.$$

$$M_y = 0,524 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{ml}.$$

$$M_a = 0,737 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{ml}.$$

En utilisant l'aide memoire B.A. (tableau 4.14) on établit le tableau de section d'aciers suivant :

choix d'aciers	Palier (1)	Palier (2)
A_x	4T8 $\equiv 2,01 \text{ cm}^2$	4T8 $\equiv 2,01 \text{ cm}^2$
A_y	4T10 $\equiv 3,14 \text{ cm}^2$	5T8 $\equiv 2,51 \text{ cm}^2$
A_a	4T8 $\equiv 2,01 \text{ cm}^2$	5T10 $\equiv 3,92 \text{ cm}^2$

CALCUL DES PLANCHERS

Les Planchers adoptés sont à dalles pleines. On a deux types de plancher qui diffèrent par les charges qui les sollicitent ; Plancher courant et plancher terrasse ; Le plancher haut du sous-sol sera exécuté avec un système des predalle jointives et cela à fin d'éviter le problème des coffres perdu.

1) Charges et surcharges :-

* Plancher terrasse $q_1 = 0,739 + 1,2 \cdot 0,1 = 0,859 \text{ t/m}^2$.

* Plancher courant $q_2 = 0,605 + 1,2 \cdot 0,15 = 0,785 \text{ t/m}^2$.

2) Présentation des dalles :-

Du point de vu calcul on a 2 types de panneaux (l'un encastrée sur 3 côtés l'autre encastrée sur 4 côtés. Pour les dimensions nous avons 15 types de panneau.

Dalle	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
$l_x \equiv a$ [m]	3,465	3,55	2,975	3,6	3,0	3,0	3,6	3,0	3,55	2,975	3,60	3,60	4,77	3,60	3,44
$l_y \equiv b$ [m]	3,55	4,215	4,84	5,92	5,92	3,55	8,82	5,07	4,68	4,68	6,915	5,515	7,50	4,81	3,60

3) Evaluation des efforts :-

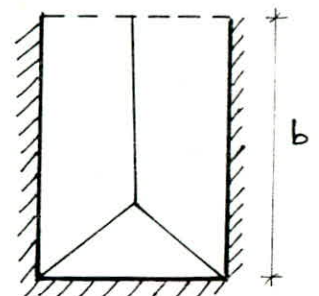
• Pour les panneaux qui sont encastrés sur 3 côtés nous utilisons l'aide mémoire (R.D.M).

Pour $\alpha = \frac{a}{b} < 1,5$

$$M = M' = \frac{q a^2}{192} (\sqrt{\alpha^2 + 12} - \alpha)^2$$

On adopte $q = \max(q_1, q_2) = 0,859 \text{ t/m}^2$.

généralisée pour tous les niveaux.



On aura par la suite les valeurs des moments M (positive) ; et M' (négative) par unité de longueur pour divers cas de contours nous supposons que les sections d'armatures sont telles : $M = M'$ (à l'appui et en travée).

Dalles	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
α	0,98	0,49	0,61	0,61	0,51	0,85	0,41	0,59	0,76	0,64	0,52	0,65	0,24	0,75	0,95
$M = M'$ (E.m/ml)	0,387	0,510	0,353	0,490	0,360	0,433	0,549	0,344	0,438	0,329	0,516	0,479	0,146	0,453	0,405

• 4) Condition de non fragilité :-

• Calcul de pourcentage minimale des armatures.

Selon les règles (C.C.B.A. 68 - Art 52. P. 95) on a :

$$\forall \alpha : \frac{A_x}{bh_x} \geq \frac{\Psi_4}{2} (2 - \alpha) \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \cdot \left(\frac{h_0}{h_x}\right)^2$$

$$\text{Pour } \alpha \leq 0,4 : \frac{A_y}{bh_y} \geq 0,35 \Psi_4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \cdot \left(\frac{h_0}{h_y}\right)^2$$

$$\text{Pour } 0,4 \leq \alpha \leq 1 : \frac{A_y}{bh_y} \geq \frac{\Psi_4}{4} (1 + \alpha) \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \cdot \left(\frac{h_0}{h_y}\right)^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \Psi_4 = 0,36 \text{ acier brut de laminage.} \\ \Psi_4 = 0,54 \text{ acier ecrouis.} \end{array} \right\} \begin{array}{l} h_x = 13 \text{ cm} \\ h_y = 12,4 \text{ cm} \end{array} \phi = 6 \text{ mm}$$

Dalles	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
A_x [cm ²]	1,00	1,49	1,37	1,37	1,47	1,13	1,57	1,39	1,22	1,34	1,46	1,33	1,73	1,23	1,03
A_y [cm ²]	0,68	0,51	0,55	0,55	0,52	0,64	0,49	0,55	0,61	0,56	0,52	0,57	0,48	0,60	0,67

• 5) Ferrailage des dalles :- (Selon P. CHARON).

$$M_{\max} \equiv M_{D7} = 0,549 \text{ E.m/ml.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{bh_x^2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 0,549 \cdot 10^5}{100 \cdot 13^2 \cdot 2800} = 0,0174 \longrightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9419 \\ \kappa = 71 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{71} = 39,44 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,549 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9419 \cdot 13} = 1,60 \text{ cm}^2$$

on prend 6T6/ml $\equiv 1,70 \text{ cm}^2$. et on adopte le même ferrailage pour toutes les dalles.

-6) Verification de la flèche :-

D'après (C.C.B.A. 68-Art 61.P.119) si les 2 conditions suivantes sont vérifiées c'est inutile de faire la vérification de flèche :

$$i) \frac{h_0}{a} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} \quad ; \quad ii) \bar{\omega}_0 = \frac{A}{b \cdot h} < \frac{20}{\sigma_{cn}} \quad (\bar{\omega}_0 \equiv \text{pourcentage maximal})$$

$$M_t = 0,75 M_x$$

$$\cdot i) \frac{15}{360} = 0,0416 \quad ; \quad \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_x} = \frac{0,75}{20} = 0,0375 \Rightarrow \text{la condition i est vérifiée}$$

$$\cdot ii) \bar{\omega}_0 = \frac{17}{100 \cdot 13} = 1,3 \cdot 10^{-3} \quad ; \quad \frac{20}{\sigma_{cn}} = \frac{20}{4200} = 4,7 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \text{la condition ii est vérifiée}$$

•7) Verification des contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{1,7 \cdot 100}{100 \cdot 13} = 0,1307 \longrightarrow \begin{cases} E = 0,9402 \\ K = 68,6 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{68,6} = 41 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{E \cdot h \cdot A} = \frac{0,549 \cdot 10^5}{0,9402 \cdot 13 \cdot 1,7} = 2647 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

-8) Condition de non fissuration :-

$$\sigma_1 = 1630 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma_2 = 3687 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{cn} < \max(\sigma_1, \sigma_2) \quad ; \quad \text{vérifiée}$$

•9) Effort tranchant :-

$$T_{x \max} = \frac{q \cdot a}{2} = \frac{0,859 \cdot 3,60}{2} = 1,55 \text{ t/m} \quad ; \quad \tau_b = \frac{T_x}{b \cdot z} = 1,36 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T_{y \max} = \frac{q \cdot a}{2} = \frac{0,859 \cdot 3,60}{2} = 1,55 \text{ t/m} \quad ; \quad \tau_{b_y} = \frac{T_y}{b \cdot z} = 1,36 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,8 \text{ Kg/cm}^2$$

la résistance au cisaillement est vérifiée.

* Dalle où se repose la machine Local :-

$$\text{poids propre de dalle} = 2,5 \times 0,15 = 0,375 \text{ t/m}^2$$

$$\text{poids des machines} = \frac{18}{3 \times 4,03} \cong 1,5 \text{ t/m}^2$$

$$q = G + 1,2 P = 0,375 + 1,2 \times 1,5 = 2,175 \text{ t/m}^2$$

ici il s'agit d'une dalle qui repose sur 3 côtés : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,74 < 1,5$

$$M = M' = \frac{q a^2}{192} (\sqrt{\alpha^2 + 12} - \alpha)^2 = \frac{2,175 \cdot 9}{192} (\sqrt{(0,74)^2 + 12} - 0,74)^2 = 0,80 \text{ t.m}$$

* Condition de non fragilité :

Pourcentage minimale d'aciers :

$$A_x \geq 1,24 \text{ cm}^2$$

(toujours en référant à C.C.B.A. 68-Art. 52).

$$A_y \geq 0,60 \text{ cm}^2$$

* Ferrailage :

$$M = 0,80 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0254 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9308 \\ \kappa = 57,3 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 49 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A_x = A_y = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 2,36 \text{ cm}^2 ; \text{ on prend } 5T8 \equiv 2,51 \text{ cm}^2 \text{ /ml}$$

dans les deux sens avec écartement = 20cm < (30cm, 3h)

* Verification de la flèche :

Les deux condition (de l'art. 61. CC.BA) sont vérifiées.

$$i) 0,05 \geq 0,0375 ; \quad ii) 4,7 \cdot 10^{-3} > 1,93 \cdot 10^{-3}$$

Donc c'est inutile de faire la vérification de la flèche.

* Verification des contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = 0,193 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9289 \\ \kappa = 55,2 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{\varepsilon h A} = 2639 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{55,2} = 51 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

* Condition de non fissuration :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = \max(1771, 3193) = 3193 \text{ Kg/cm}^2$$

qui est vérifié.

* Effort tranchant

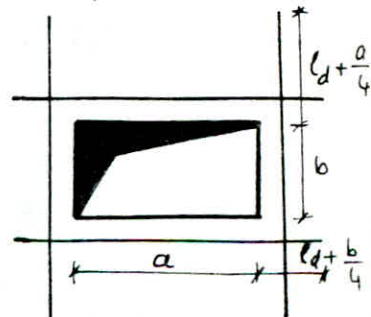
$$T_{x \max} = \frac{q \cdot a}{2} = \frac{2,175 \cdot 3,0}{2} = 3,26 \text{ t/ml} = T_{y \max}$$

$$\tau_{bx} = \frac{T}{b z} = 2,87 \text{ Kg/cm}^2 = \tau_{by} < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ Kg/cm}^2$$

* Armatures de renforcement des ouvertures :-

Pour le passage des gaines et des conduits d'eau et d'aération, les planchers comportent des ouvertures qui doivent être renforcées par l'acier. Ces aciers se calculent forfaitairement.

- Dans le cas de plusieurs ouvertures (gaines) on prend comme armatures de renfort 1T12 de chaque côté
- Dans le cas d'une seule ouverture on prend 2T12
- L'ancrage nécessaire pour l'acier de renfort se fait avec $l_d = 40\phi$, comme indique la figure à côté.



* Les Poutres noyées :-

Nous avons deux types de poutres noyées ; l'un se trouve entre V_T^1 ; V_T^2 et l'autre est sous mur extérieur. néanmoins nous allons étudier la poutre la plus éancée (sous mur extérieur).

poide propre de poutre = $2,5 \times 0,35 \times 0,15 = 0,131 \text{ t/ml}$

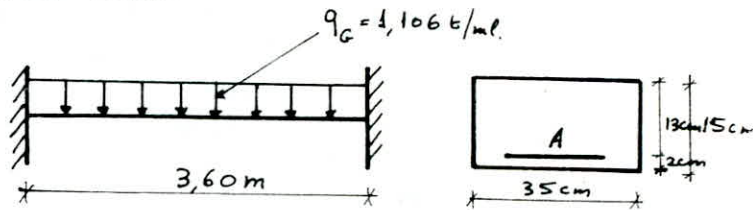
poide propre du mur = $0,365 \times 2,65 = 0,975 \text{ t/ml}$

$q_G = 0,131 + 0,975 = 1,106 \text{ t/ml}$

* Evaluation des efforts :

toutes les poutres sont supposées semi-encastées aux extrémité :

$M_E = \frac{q l^2}{10}$; $M_A = -\frac{q l^2}{20}$



$M_E = \frac{1,106 \cdot (3,6)^2}{10} = 1,433 \text{ t.m}$

$M_A = -\frac{1,106 \cdot (3,6)^2}{20} = -0,717 \text{ t.m}$; $T = \frac{q l}{2} = 1,99 \text{ t}$

* Ferrailage :

1) En travée : $\mu = \frac{15 M_E}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1,433 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot (13)^2} = 0,1298 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8603 \\ K = 29,8 \\ \alpha = 0,419 \end{cases}$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{29,8} = 134,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M_E}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = 4,58 \text{ cm}^2$; On prend $(3T12 + 2T10) \approx 4,96 \text{ cm}^2$

2) A l'appui : $\mu = \frac{15 M_A}{\sigma_a b h^2} = 0,0648 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8950 \\ K = 32,6 \\ \alpha = 0,3151 \end{cases}$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 86 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M_A}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,717 \cdot 10^5}{0,8950 \cdot 13 \cdot 2800} = 2,20 \text{ cm}^2$; On adopte $A = 5T8 \approx 2,51 \text{ cm}^2$

* Condition de non Fragilité :

D'après le (C.C.B.A 68 Art. 19) la section d'acier minimale doit être :

$A_{\min} \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 35 \cdot 13 \cdot \frac{59}{4200} = 0,44 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}}$ donc pas

de rupture fragile.

* Verification au cisaillement :

$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{1,99 \cdot 10^3}{35 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 5,00 \text{ Kg/cm}^2$

(77)

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_b}\right) \cdot \bar{\sigma}_b \quad ; \quad \text{car } (\sigma_b' = 86 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b = 68,5 \text{ Kg/cm}^2).$$

$$\bar{\tau}_b = 19,14 \text{ Kg/cm}^2 \quad \rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b \rightarrow \text{cisaillement n'est pas à craindre.}$$

* Armature Transversale:

Pour ces Armatures ils seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

$$\rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5,00}{9 \cdot 5,9} = 0,9 \quad (\text{Pas de reprise du bétonnage})$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en} = 0,9 \cdot 4200 = 3780 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_t = (1 \text{ cadre } T_6 + 3 \text{ epingles}) = 5T6 \equiv 1,4 \text{ cm}^2.$$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,4 \cdot 7/8 \cdot 13 \cdot 3780}{1,99 \cdot 10^3} = 30,25 \text{ cm.}$$

$$\text{L'écartement max. doit être: } t_{\max} = \max \begin{cases} h \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 9,69 \text{ cm.} \\ 0,2 h = 2,6 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\text{On adopte un espacement } t = 9 \text{ cm.}$$

$$t < t_{\max}.$$

* Verification à l'appui:

$$c \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_b'} = \frac{2 \cdot 1,99 \cdot 10^3}{35 \cdot 68,5} = 1,66 \text{ cm.} < 15 \text{ cm.} \quad (\text{épaisseur minimal de voile})$$

* Verification d'about:

$$T + \frac{M}{z} = 1,99 \cdot 10^3 - \frac{0,717 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 13} \leq 0 \rightarrow \text{On a pas besoin d'acier filé}$$

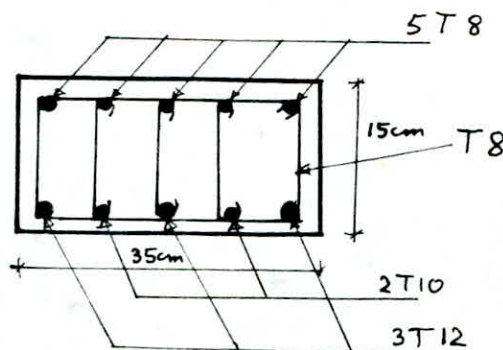
dans l'appui.

* Verification au fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{4,96}{2 \cdot 35 \cdot 2} = 0,0354$$

$$\sigma_1 = 5232 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma_2 = 2607 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad (\phi = 12 \text{ mm}).$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) \rightarrow \text{Donc on a pas de risque de fissuration.}$$



* Calcul des Predalles :-

.1) Introduction :

Comme on a déjà signalé le coffrage utilisé pour ce bâtiment est un coffrage en "table et banche".

Il est impossible d'utiliser les tables pour les planchers haut de sous-sol alors il nous reste à choisir un système de predalles jointives.

Ce système est plus rapide dans l'exécution que les planchers à corps creux et moins lourd que les dalles préfabriquées. Le système est admis pour un plancher à condition de prévoir une table de compression coulée sur place d'épaisseur minimale de 6 cm. Le plancher doit contenir des armatures continues en une ou deux nappes sous forme de quadrillage avec un minimum de 0,25% dans les deux directions. Le sous parament des predalles est lisse mais l'autre doit être rugueuse et contient un acier d'attente de petits diamètres pour assurer le monolithisme avec le béton coulé sur place.

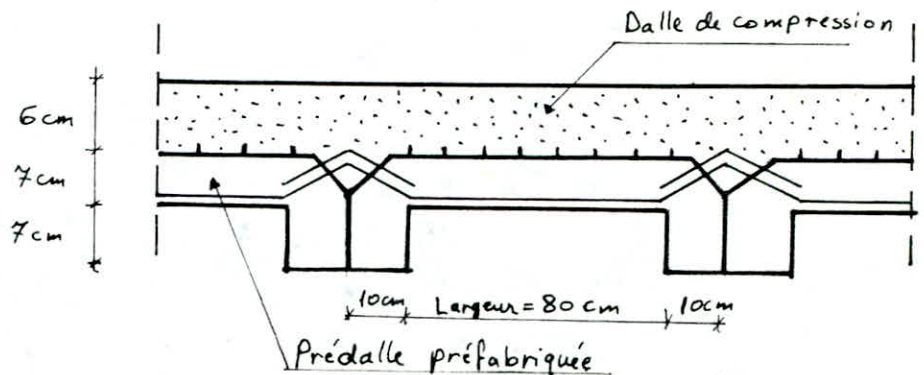
Les predalles viennent directement prendre appui sur les voiles de sous-sol, elles contiennent des aciers en travée et équipées par des organes de levage.

.2) Methode de Calcul :

Le calcul se fait en deux phases suivant aux règles (C.C.B.A.68 Art. 22-2).

On va employer la méthode de P. CHIRON exposé dans son livre : (calcul des ouvrages en Béton armé).

La longueur d'une predalle est prise égale à la petite portée du panneau en ajoutant 6 cm servant pour l'appui. La largeur est prise en tenant compte de la grande portée du panneau.

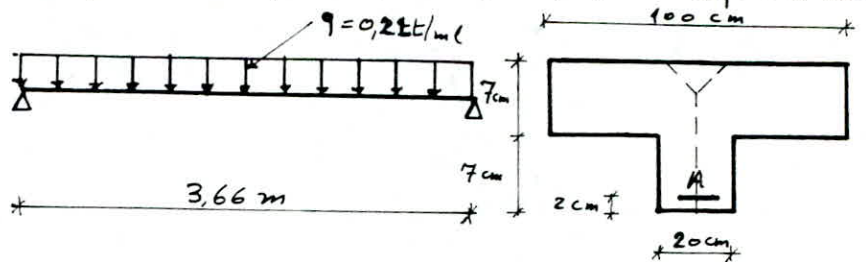


* Calcul des poutres porteuses :

On a 7 varités de petite portée des panneaux et on va exposer le calcul de la poutre porteuse la plus élancée, on a 2 phases de calcul :

1^{ère} phase :

On considère 1 mètre de longueur de la poutre (en "Tc") et qu'elle reprend seulement son poids propre.



$$q = 0,2 \times 0,07 \times 1 \times 2,5 + 1 \times 0,07 \times 1 \times 2,5 = 0,21 \text{ t/ml}$$

$$M = \frac{q l^2}{8} = 0,352 \text{ t.m}$$

$$\text{* Ferrailage : } \mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 0,352 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (12)^2} = 0,0131 \rightarrow \begin{cases} K = 83 \\ \alpha = 0,1531 \\ \Sigma = 0,9490 \end{cases}$$

$\gamma = \alpha h = 1,8 \text{ cm} < 7 \text{ cm} \Rightarrow$ la section est considérée rectangulaire.

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 15,0 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 1,10 \text{ cm}^2.$$

2^{ème} phase : (poutre chargée) :

- poids propre de la dalle de compression = $0,06 \times 1 \times 2,5 = 0,15 \text{ t/ml}$.
- poids propre de la dalle - - - = $0,21 \text{ t/ml}$.
- Carrelage + mortier + revêtement + sable - - - = $0,1 \text{ t/ml}$.
- cloison - - - = $0,075 \text{ t/ml}$.

$$G = 0,535 \text{ t/ml}.$$

$$q = G + 1,2 P = 0,535 + 1,2 \times 0,4 = 1,015 \text{ t/ml}.$$

$$M = \frac{q l^2}{8} = 1,70 \text{ t.m}.$$

* Ferrailage :

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1,7 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (18)^2} = 0,0281 \rightarrow \begin{cases} K = 54 \\ \alpha = 0,2174 \\ \Sigma = 0,9275 \end{cases}$$

$\gamma = \alpha h = 3,9 \text{ cm} < h_0 = 13 \text{ cm} \Rightarrow$ Section supposée rectangulaire.

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 52 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \rightarrow A' = 0.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 3,64 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit } 4T12 \approx 4,52 \text{ cm}^2.$$

* Verification de la flèche:

Selon (C.C.B.A.68 - Art 61-21):

$$f = \frac{M \ell^2}{10 E_s I_{fe}} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{\ell}{500}$$

avec $I_{fe} = \frac{I_t}{1 + \lambda \mu}$; où I_t : Le moment d'inertie de la section totale rendue homogène

$$\lambda = \lambda_y = \frac{\bar{\sigma}_b}{180(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \cdot \bar{\omega}_0} \quad ; \quad \bar{\omega}_0 = \frac{A}{b h_0} \quad ; \quad \mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{\omega}_0 \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_b}$$

$$I_t = \frac{b h^3}{12} = 66666,67 \text{ cm}^4 \quad ; \quad \bar{\omega}_0 = \frac{4,52}{100 \times 20} = 0,0126 \quad ; \quad \lambda = 1,001$$

$$\mu = 0,814 \quad ; \quad I_{fe} = 36735 \text{ cm}^4 \quad ; \quad E_s = 70000 \sqrt{\sigma_j \times 1,2} = 127161 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow f = 0,49 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{366}{500} = 0,73 \text{ cm} \rightarrow (\text{flèche admise}).$$

* Verification des contraintes:

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = 0,251 \rightarrow \begin{cases} K = 47,8 \\ \varepsilon = 0,9204 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 59 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{\varepsilon \cdot h \cdot A} = 2270 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

* Condition de non fragilité:

$$A = 4,52 \text{ cm}^2 > 0,69 b h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} = 1,74 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{pas de rupture fragile.}$$

* Condition de non fissuration:

$$\sigma_1 = 4814 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma_2 = 2129 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{cn} < \max(\sigma_1, \sigma_2) \rightarrow \text{vérifié.}$$

* Armature transversale:

$$T = \frac{q \cdot \ell}{2} = \frac{1,015 \cdot 3,66}{2} = 1,857 \text{ t} \quad ; \quad \tau_b = \frac{T}{b_0 z} = 5,9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,6$$

donc si on prend 2 cadre T8 $\rightarrow A_t = 4 T 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

$$\rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 0,89 \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{cn} = 3733 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{l'écartement } t = \frac{A_t z \bar{\sigma}_{at}}{T} = 63,6 \text{ cm}$$

$$\text{en outre } \bar{E} = \max(t_1, t_2) \text{ avec: } t_1 = h(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) = 12,6 \text{ cm.}$$

$$t_2 = 0,2 h = 3,6 \text{ cm.}$$

Donc on adopte un écartement $t = 11 \text{ cm}$.

* Calcul du hourdis :

1^{ère} phase : (effet de poids propre)

On considère une bande de 1m de largeur. $q = 0,07 \times 1 \times 2,5 = 0,175 \text{ t/ml}$.

$$M_{t1} = \frac{q l^2}{10} = \frac{175 \cdot (0,8)^2}{10} = 11,2 \text{ Kg} \cdot \text{m}.$$

$$M_{a1} = -\frac{q l^2}{20} = -5,6 \text{ Kg} \cdot \text{m}.$$

2^{ème} phase : (hourdis chargé)

- poids propre : $0,13 \times 1 \times 2,5 = 0,325 \text{ t/ml}$.
 - mortier + carrelage + sable = $0,3 \text{ t/ml}$.
 - cloison - - - = $0,075 \text{ t/ml}$.
- } $G = 0,50 \text{ t/ml}$.

$$q = G + 1,2 \cdot P = 0,5 + 1,2 \times 0,4 = 0,98 \text{ t/ml} = 980 \text{ Kg/ml}.$$

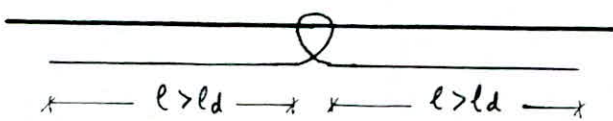
$$M_{t2} = \frac{q l^2}{10} = 62,72 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad ; \quad M_{a2} = -\frac{q l^2}{20} = 31,36 \text{ Kg} \cdot \text{m}.$$

• Puisque les moments sont très faibles on trouve des petites sections d'aciers donc on passe au ferrailage minimal.

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 11 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,07 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6/ml dans les deux directions en travée et à l'appui avec un écartement $e = 20 \text{ cm}$. ($3 h_t, 33 \text{ cm}$).

• Pour les crochets de levage on prend un crochet de T8 disposé dans la nervure latérale et façonné comme suit:



$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} \quad \text{avec } \bar{\tau}_d : \text{contrainte d'adhérence.}$$

$$\bar{\tau}_d = 2,8 \bar{\sigma}_b \text{ (H.A.)} = 16,52 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$l_d = \frac{0,8}{4} \cdot \frac{2800}{16,52} = 33,9 \text{ cm} \quad \text{donc on prend } l = 50 \text{ cm}$$

($l > l_d$).

CALCUL DE L'ACROTERE

L'acrotère est assimilable à une console encastrée dans le plancher terrasse. Le calcul se fait en flexion composée en prenant une bande de 1 m de largeur. charge permanente $G = 0,1 \times 0,55 \times 1 \times 2,5 = 0,138 \text{ t/ml}$.

surcharge (main courante) $P = 0,1 \text{ t/ml}$.

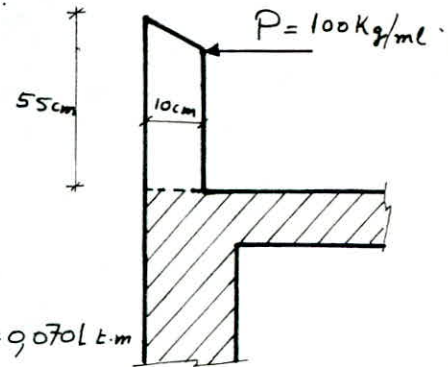
$$M = 1,2 \times 0,1 \times 0,55 = 0,066 \text{ t.m.}$$

$$N = G = 0,138 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 47,8 \text{ cm} > e_1 = \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ cm.}$$

→ la section est partiellement comprimée.

$$M_f = N \cdot f = N \left(e_0 + \frac{h}{2} - d \right) = 0,138 (0,478 + 0,05 - 0,02) = 0,0701 \text{ t.m}$$



* Ferrailage :

$$\mu = \frac{15 M_f}{\sigma_a b h^2} = 0,0059 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9650 \\ K = 128 \end{cases} \Rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 22 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A'_1$$

$$A_0 = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} \text{ avec } A_1 = \frac{M_f}{\xi h \sigma_a} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_0 = 0,28 \text{ cm}^2.$$

* Condition de non fragilité :

$$A_2 \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} = 0,78 \text{ cm}^2 \quad (h = 8 \text{ cm}). \rightarrow \text{On adopte } \max \{ A_2, A_0 \} = 0,78 \text{ cm}^2$$

soit $5 \text{ T6}/\text{ml} \equiv 1,40 \text{ cm}^2$ avec un écartement $t = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$.

On prévoit des armatures perpendiculaires aux armatures principales dite de peau 3T5 avec écartement $t = 15 \text{ cm}$.

* Condition de non fissuration :

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2db} = \frac{1,40}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 3,5 \cdot 10^{-3} < 0,01 \rightarrow \text{pas de fissuration systématique.}$$

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = 902 \text{ Kg/cm}^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} K = 1 \cdot 10^6 \\ \text{(fissuration préjudiciable)} \end{array} \right.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} K \bar{\sigma}_b} = 3010 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{cn} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3010 \text{ Kg/cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

Calcul des fondations

CALCUL DES FONDATIONS

* Introduction :

Le calcul préliminaire montre que l'adoption des Semelles filantes comme type de fondation conduit à l'occupation d'une surface de même ordre de la surface totale du bâtiment ; Vu l'importance de la charge totale transmise au sol par les différents voiles dissymétriquement disposés et la faible portance du sol ($\bar{\sigma}_s = 1,7 b$) ainsi pour éviter les tassements différentiels qui peuvent causer des désordres à la structure ; On doit adopter une radier général comme type de fondation.

Le radier sera constitué d'une dalle d'épaisseur constante assimilable du point de vue calcul d'un plancher renversé soumis aux forces de réaction du sol agissant de bas vers le haut d'une manière uniforme et sera considéré comme infiniment rigide. Le radier reposera sur une couche de béton de propreté d'épaisseur 5 cm et du 150 Kg ciment/m³.

* Calcul de radier :

$$G = 3690,120 \text{ t} \quad ; \quad P = 616,744 \text{ t}$$

$$N = G + 1,2 P = 4430,210 \text{ t}$$

- Dimensionnement du radier :

La surface nécessaire de radier "S_{néc}" :

$$\sigma_s = \frac{N}{S_{nec}} \leq \bar{\sigma}_s = 1,7 b \cong 17 \text{ t/m}^2$$

$$S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{4430,21}{17} = 260,60 \text{ m}^2$$

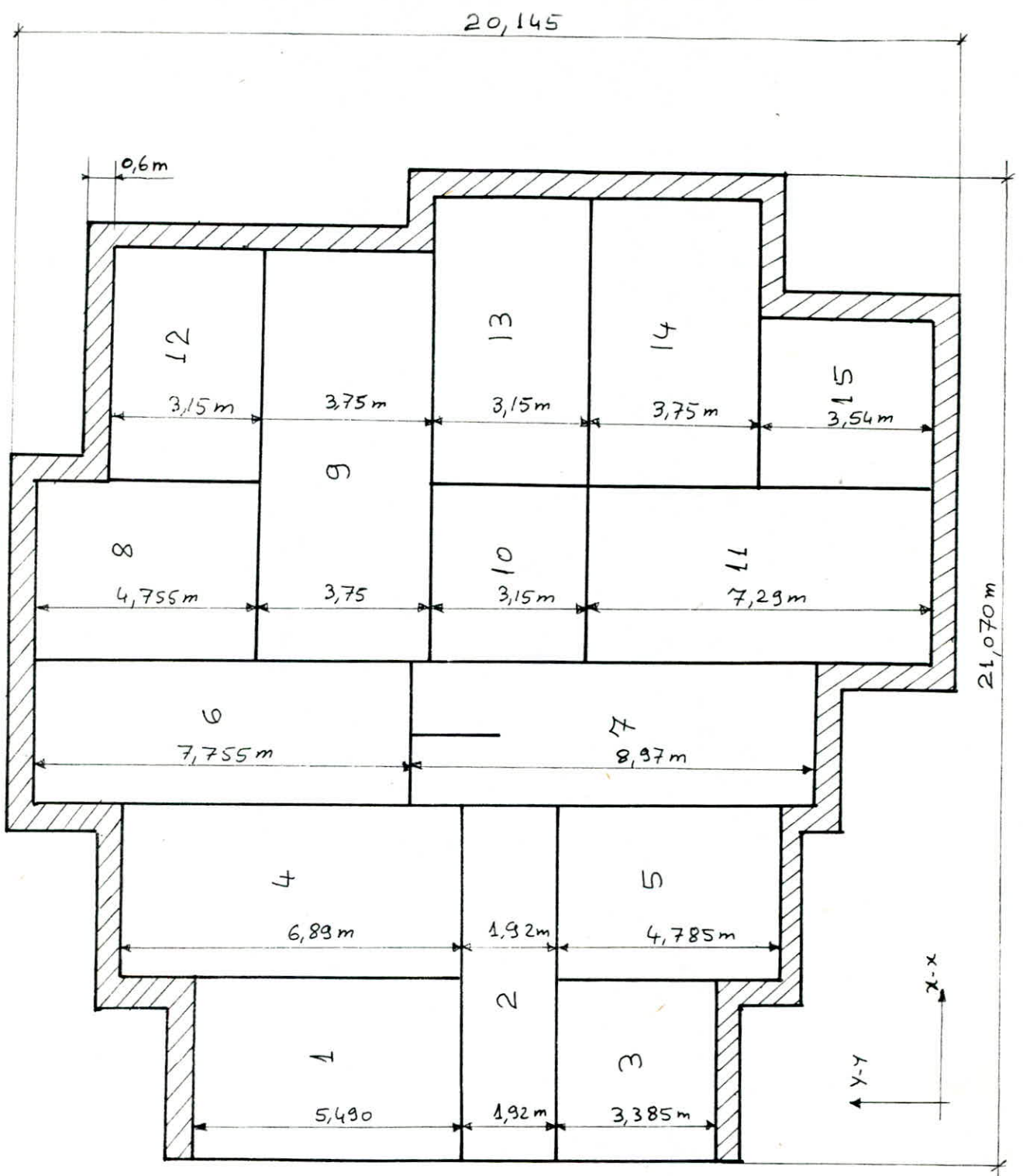
$$S_0 \text{ du bâtiment (sans débord)} \quad ; \quad S_0 = 309,85 \text{ m}^2$$

étant donné que les débords doit être $\geq 30 \text{ cm}$ on adopte un débord de 60 cm.

$$S_{rad} = S_0 + S_{deb} = 309,85 + 36,65 = 346,50 \text{ m}^2$$

(84)

"Vue en plan de radier general"



- Pression sous le radier sans tenir compte de son poids propre

$$P_{\text{rad}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} = \frac{4430,21}{346,50} = 12,79 \text{ t/m}^2.$$

- Epaisseur de radier :

Cette épaisseur ne doit pas être inférieure à 25cm elle est déterminée en fonction de :-

• Condition de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{bZ} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,785 \text{ Kg/cm}^2 = 67,85 \text{ t/m}^2.$$

$$T = \frac{q l_{\text{max}}}{2} = \frac{12,79 \times 3,75}{2} = 23,98 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow Z \geq \frac{T}{b \bar{\tau}_b} = \frac{23,98}{1 \cdot 67,85} = 0,353 \text{ m}.$$

$$Z = \frac{7}{8} h \Rightarrow h = 0,404 \text{ m}$$

Donc on prend $h_t = 50 \text{ cm}$.

• La condition forfaitaire exige que pour le radier puisse jouer son rôle comme repartiteur de charge il faut que :

$$h_t \geq \frac{l_{\text{max}}}{10} = \frac{3,75}{10} = 0,375 \text{ m} < 50 \text{ cm}.$$

* Vérification au poinçonnement :-

Conformément au C.C.B.A Art. 39-54, on vérifie le poinçonnement de voile le plus chargé (V_T^5):

$$\tau_{\text{max}} = \frac{1,5 N'}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b = 7 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$N = 392,8 \text{ t} \quad ; \quad l = 10,155 \text{ m} \quad ; \quad N' = \frac{N}{l} = 38,61 \text{ t/ml}$$

$$P_c = 2(u' + v') \quad ; \quad u' = u + h_t = 100 + 50 = 150 \text{ cm}.$$

$$v' = v + h_t = 15 + 50 = 65 \text{ cm} \Rightarrow P_c = 430 \text{ cm}.$$

$$\tau_{\text{max}} = \frac{1,5 \cdot 38,61 \cdot 10^3}{430 \cdot 50} = 2,69 \text{ Kg/cm}^2 < 7 \text{ Kg/cm}^2.$$

* Stabilité de radier :-

1) Sollicitation (SP1) :

$$\text{Poids de radier} = S_{\text{rad}} \times h_t \times 2,5 = 433,125 \text{ t}.$$

$$N = G + 1,2 P = (3630,12 + 433,125) + 1,2 \cdot 616,744 = 4863,34 \text{ t}$$

$$\sigma_s = \frac{N}{S_{\text{rad}}} = \frac{4863,34}{346,50} = 14,04 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 17 \text{ t/m}^2.$$

2) Sollicitation (SP2) :

Le radier est sollicité par un moment de renversement M , et un effort normal qui agissent au niveau de sa base, un décollement excessif de ses extrémités doit être évité, les zones tendus sous le radier sont à éviter.

sous (SP₂) on considère la combinaison : $G + Q + E$

$$G = 4123,25 \text{ t} \quad ; \quad P = Q = 616,74 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad N = G + Q = 4739,99 \text{ t} .$$

$$S_{\text{rad}} = 346,50 \text{ m}^2 \quad ; \quad I_{xx} = 8987,61 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_{yy} = 10986,16 \text{ m}^4 .$$

$$X_G = 10,90 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = 10,17 \text{ m} .$$

$$M = \frac{2}{3} H V \quad (\text{charge sismique triangulaire}) .$$

$$M_T = \frac{2}{3} \cdot 25,75 \cdot 412,872 = 7087,64 \text{ t.m} \quad ; \quad M_L = \frac{2}{3} \cdot 25,75 \cdot 380,49 = 6524,17 \text{ t.m}$$

- Rotation autour de l'axe X-X :

$$Y_1 = 10,17 \text{ m} \quad ; \quad Y_2 = 9,975 \text{ m} .$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_T}{I_{xx}} \cdot Y_1 = 21,70 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 25,5 \text{ t/m}^2 .$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M_T}{I_{xx}} \cdot Y_2 = 5,8 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 25,5 \text{ t/m}^2 .$$

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = 9,775 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 22,61 \text{ t/m}^2 .$$

- Les mêmes vérifications sont justifiées dans l'autre sens (Y-Y).

* Calcul des contraintes sollicitants les différents Panneaux :-

1) Sollicitation (SP1) :

Tous les panneaux sont sollicités sous : $G + 1,2 P$.

$$q = \frac{G + 1,2 P}{S_{\text{rad}}} = 14,04 \text{ t/m}^2 .$$

2) Sollicitation (SP2) :

• Les panneaux seront calculés sous les sollicitations du 2^{ème} genre avec les contraintes moyennes figurant dans le tableau ci-après.
• Les débords seront calculés comme des consoles.

Panneau	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
q [t/m ²]	19,04	17,93	19,04	16,81	17,03	18,02	15,94	19,20	16,17	14,64	18,35

Panneau	12	13	14	15
q [t/m ²]	18,57	17,52	17,52	19,83

* Determination des efforts dans les Panneaux :-

Le radier sera calculé sous l'effet des charges précédentes uniformément réparties en utilisant l'Abaque de PIGEAUD.

- Pour un panneau de $l_x \times l_y$ avec $l_x \leq l_y$ on tire :

$$M_1 = f(p) \quad \text{et} \quad M_2 = f(1/p) \quad \text{avec} \quad p = l_x/l_y$$

$$\text{Les moments isostatique} \quad M_{0x} = (M_1 + \nu M_2) \cdot Q$$

$$M_{0y} = (M_2 + \nu M_1) \cdot Q$$

$$\text{où } \nu = 0,15 \text{ (béton armé)} ; \quad Q = l_x \times l_y \times q$$

M_0 : Moment isostatique au milieu d'une bande de 1m de largeur.

• On suppose que tous les panneaux sont semi-encastés sur 4 côtés et on a :

$$M_a = 0,4 M_0 \quad ; \quad \text{pour un panneau de rive.}$$

$$M_a = 0,5 M_0 \quad ; \quad \text{pour un panneau intermédiaire.}$$

$$M_t = 0,85 M_0 \quad ; \quad \text{Panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75 M_0 \quad ; \quad \text{Panneau intermédiaire.}$$

Les valeurs de M_1 et M_2 sont données dans le tableau suivant ainsi que les moments entravés et à l'appui sous SP_1 et SP_2 .

Panneau	l_x [m]	l_y [m]	$\beta = \frac{l_x}{l_y}$	$\frac{1}{\beta}$	Q [t]	M_1	M_2	M_{Max}^I [t.m]	M_{May}^I [t.m]	M_{tx}^I [t.m]	M_{ty}^I [t.m]	M_{Max}^{II} [t.m]	M_{May}^{II} [t.m]	M_{tx}^{II} [t.m]	M_{ty}^{II} [t.m]
1	3,550	5,315	0,67	1,50	359,250	0,048	0,019	5,39	2,78	11,45	5,90	7,31	3,76	15,53	8,00
2	1,770	7,300	0,24	4,12	231,67	0,029	0,002	2,66	0,46	3,99	0,98	3,39	0,59	5,09	1,25
3	3,210	3,550	0,90	1,11	216,97	0,041	0,032	2,93	2,44	6,23	5,19	3,97	3,31	8,45	7,04
4	3,600	6,715	0,54	1,87	406,36	0,046	0,012	8,11	2,57	12,17	5,45	9,71	3,07	14,57	6,53
5	3,600	4,610	0,78	1,28	282,63	0,045	0,025	5,68	2,96	8,52	6,29	6,89	3,59	10,33	7,63
6	2,975	7,555	0,39	2,54	405,02	0,043	0,004	6,88	1,32	10,32	2,80	8,83	1,69	13,25	3,59
7	2,975	8,670	0,34	2,91	411,14	0,040	0,003	7,32	1,30	10,99	2,77	8,32	1,48	12,48	3,14
8	3,550	4,480	0,79	1,26	305,36	0,044	0,026	5,35	2,91	8,02	6,19	7,32	3,98	10,97	8,46
9	3,600	8,595	0,42	2,39	509,33	0,045	0,006	9,95	2,13	14,93	4,52	11,46	2,45	17,20	5,21
10	3,000	3,550	0,85	1,18	155,92	0,043	0,028	3,53	2,58	5,29	3,86	3,68	2,69	5,52	4,02
11	3,550	7,015	0,51	1,98	456,97	0,048	0,010	8,65	2,41	12,98	5,11	11,31	3,15	16,96	6,68
12	3,000	4,845	0,62	1,62	269,91	0,049	0,016	4,20	1,91	8,92	4,05	5,56	2,53	11,80	5,36
13	3,000	5,690	0,53	1,90	299,07	0,048	0,011	5,95	1,74	8,92	3,71	7,42	2,17	11,13	4,63
14	3,600	5,690	0,63	1,58	358,88	0,049	0,016	7,40	2,71	11,09	5,76	9,23	3,38	13,84	7,19
15	3,265	3,550	0,92	1,09	229,84	0,040	0,033	2,92	2,51	6,21	5,33	4,12	3,55	8,77	7,53

* Ferraillage des Panneaux :-

Les contraintes admissibles sont :

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_a &= \min \left(\frac{2}{3} \sigma_{cn} ; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right) \\ \bar{\sigma}'_b &= 137 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \text{ sous (SP1) .}$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_a &= \sigma_{cn} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b &= 1,5 \bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 137 = 205 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \text{ sous (SP2) .}$$

$$A_x = \frac{M_x}{Z \bar{\sigma}_a} \quad ; \quad A_y = \frac{M_y}{Z \bar{\sigma}_a} \quad \text{avec } Z = \frac{7}{8} h$$

$$\text{avec } h_x = h_t - d = 50 - 5 = 45 \text{ cm} \quad ; \quad h_y = h_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 45 - 2 = 43 \text{ cm}$$

• Tout en respectant que $A_y \geq \frac{A_x}{4}$ et que l'écartement maximum soit de 33 cm dans le sens l_x et de 45 cm dans le sens l_y .

• On remarque que $\frac{q}{\bar{\sigma}_a}$ pour le SP1 est supérieure à celui de SP2 pour tous les panneaux donc le ferraillage adopté sera pour la sollicitation de 1^{ère} genre qui est plus grande.

* Condition de non fragilité :-

Le règle C.C.B.A exige que : $A \geq \max(A_0 ; \min(A_1, A_2))$.

avec A_0 : section d'acier du calcul

$$A_1 = 1,2 A_0$$

$$A_2 = \begin{cases} 0,69 \frac{2-\rho}{2} \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} \cdot b h_x & \text{dans le sens } l_x \\ 0,69 \frac{1+\rho}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} \cdot b h_y & \text{dans le sens } l_y \end{cases}$$

Tout en respectant :

$$A \geq \frac{1,2 B}{\sigma_{cn} - 2200} \quad ; \quad B = h_t \times b = 50 \times 100 = 5000 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A \geq 6 \cdot 10^{-4} \cdot B = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• Les sections d'aciers sont dans le tableau suivant :

(90)

Panneau	Solicitation de 1 ^{ère} genre				A_a [cm ² /m ²]		A_{tx} [cm ² /m ²]		A_{ty} [cm ² /m ²]	
	A_{ax} [cm ² /m ²]	A_{ay} [cm ² /m ²]	A_{tx} [cm ² /m ²]	A_{ty} [cm ² /m ²]	$n\Phi$ [mm]	e [cm]	$n\Phi$ [mm]	e [cm]	$n\Phi$ [mm]	e [cm]
1	4,89	2,64	10,39	5,60	5,65		10,77		5,65	
					5T12	20	7T14	14	5T12	20
2	2,89	0,72	3,84	1,12	3,14		3,92		3,14	
					4T10	25	5T10	20	4T10	25
3	2,66	2,32	5,65	4,93	3,14		5,65		5,65	
					4T10	25	5T12	20	5T12	20
4	7,36	2,44	11,04	5,17	7,70		12,06		5,65	
					5T14	20	6T16	16	5T12	20
5	5,15	2,81	7,73	5,97	5,65		7,70		6,16	
					5T12	20	5T14	20	4T14	25
6	6,24	1,56	9,36	2,66	6,78		10,05		3,14	
					6T12	16	5T16	20	4T10	25
7	6,64	1,66	9,97	2,63	6,78		10,05		3,14	
					6T12	16	5T16	20	4T10	25
8	4,85	2,76	7,27	5,88	5,65		7,70		6,16	
					5T12	20	5T14	20	4T14	25
9	9,02	2,26	13,54	4,29	9,23		14,07		4,52	
					6T14	16	7T16	14	4T12	25
10	3,20	2,45	4,80	3,66	3,92		5,65		3,92	
					5T10	20	5T12	20	5T10	20
11	7,85	2,29	11,77	4,85	8,04		12,06		5,65	
					4T16	25	6T16	16	5T12	20
12	3,81	1,81	8,09	3,84	3,92		8,04		3,92	
					5T10	20	4T16	25	5T10	20
13	5,40	1,65	8,09	3,52	5,65		8,04		3,92	
					5T12	20	4T16	25	5T10	20
14	6,71	2,57	10,06	5,47	6,78		10,05		5,65	
					6T12	16	5T16	20	5T12	20
15	2,65	2,38	5,63	5,06	3,14		5,65		5,65	
					4T10	25	5T12	20	5T12	20

* Verification au cisaillement :-

Il faut verifier que $\tau = \frac{T}{b\delta} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ Kg/cm}^2$.

avec : $T_x = \frac{Q}{l_x + 2l_y} = \frac{q l_x}{f + 2}$; $T_y = \frac{Q}{3l_y} = \frac{1}{3} q l_x$ (P.CHARON - P.133)

• Dans le sens Y ; T_y ne depend que l_x donc $T_{y \max} = \frac{1}{3} q l_{x \max}$

$$T_{y \max} = \frac{1}{3} \cdot 14,04 \cdot 3,60 = 16,85 \text{ t/ml}$$

$$\tau_b^y = \frac{T_y}{b\delta} = \frac{16,85 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 45} = 4,28 \text{ Kg/cm}^2 < 6,8 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (verifié)}$$

• Dans le sens X ; T_x depend de l_x et f ; donc on va calculer T_x pour 7 variétés de l_x correspondants au f le plus petit.

Variétés	1	2	3	4	5	6	7
f	0,51	0,24	0,90	0,42	0,34	0,53	0,92
l_x [m]	3,55	1,77	3,21	3,60	2,975	3,00	3,265
T_x t/ml	19,86	11,09	15,54	20,89	17,85	16,65	15,70
τ_b^x Kg/cm ²	5,04	2,82	3,95	5,31	4,53	4,22	3,99

$\tau_b^x \max = 5,31 < 6,8 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow$ la resistance au cisaillement est verifiée $\rightarrow At=0$

* Calcul de la console de 0,60 m.

• Sous (SP₁) : $q = 14,04 \text{ t/m}^2$; • Sous (SP₂) : $q = 21,46 \text{ t/m}^2$

Puisque $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a z}$; $M = \frac{q l^2}{2} \Rightarrow$ on ferraille sous la sollicitation dont le rapport $\frac{q}{\bar{\sigma}_a}$ est plus grand.

$$\left(\frac{q}{\bar{\sigma}_a} \right)_{II} > \left(\frac{q}{\bar{\sigma}_a} \right)_{I} \Rightarrow \text{On ferraille sous (SP}_2\text{)}$$

$$M_{II} = \frac{q l^2}{2} = \frac{21,46 \cdot (0,6)^2}{2} = 3,86 \text{ t.m/ml}$$

$$A = \frac{M}{z \bar{\sigma}_a} = \frac{3,86 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 45 \cdot 4200} = 2,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• On adopte 4 T10 $\equiv 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ d'ecartement $e = 25 \text{ cm}$.

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = 0,070 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9550 \\ k = 96 \end{array} \right\} \rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{96} = 29 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_a = \frac{M}{\epsilon \cdot h \cdot A} = 1875 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

* Etude du tassement :-

α) Rapport du sol :

Il est montré que le coupe géologique de la site de construction est peut être assimilé à 2 couches d'argile carbonatée l'une brun jaunâtre et l'autre blanchâtre ; ces deux couches repose sur un substratum. Les deux couches n'ont pas une épaisseur constante néanmoins elles sont considérés mécaniquement équivalente, l'épaisseur totale du deux couches est de 6,70 m.

En utilisant un penetromètre statique, le mécanicien du sol a trouvé que la résistance à la rupture ($R_p = 54,2 \text{ dN/cm}^2$).

β) calcul de la contrainte admissible du sol :

Le calcul de la capacité portante du sol se fait par deux façon

• L'une est à partir de l'essai in situ :

$$q_{ad} = \frac{R_p}{\alpha} = \frac{54,2}{30} = 1,8 \text{ Kg/cm}^2 ; \alpha: \text{coefficient de reduction } 20 \leq \alpha \leq 30$$

• A partir de l'essai de Laboratoire :

L'essai de Laboratoire donne les caractéristiques mécanique suivante

$$\gamma_h = 2 \text{ t/m}^3 ; C_u = 0,61 \text{ bar} ; \varphi_u = 0$$

On utilise la formule de TERZAGHI (Applicable pour toutes les fondations superficielles) :

$$q_{ad} = \gamma_h \cdot D + \frac{C_u N_c}{3} ; (N_c = 5,14)$$

$$q_{ad} = 2 \cdot 3,30 + \frac{6,1 \cdot 5,14}{3} = 17 \text{ t/m}^2$$

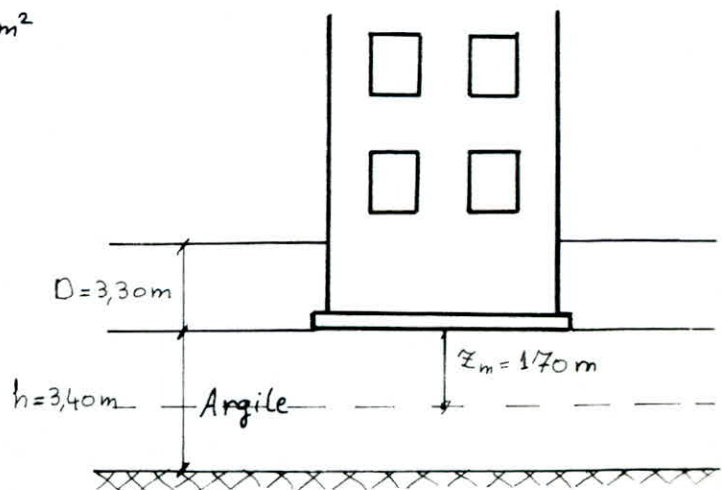
γ) Calcul du Tassement :

L'essai œdométrique sur un échantillon de l'argile en question a donné une module œdométrique

$$E' = - \frac{\Delta \sigma}{\Delta h/h} \cong 204 \text{ dN/cm}^2$$

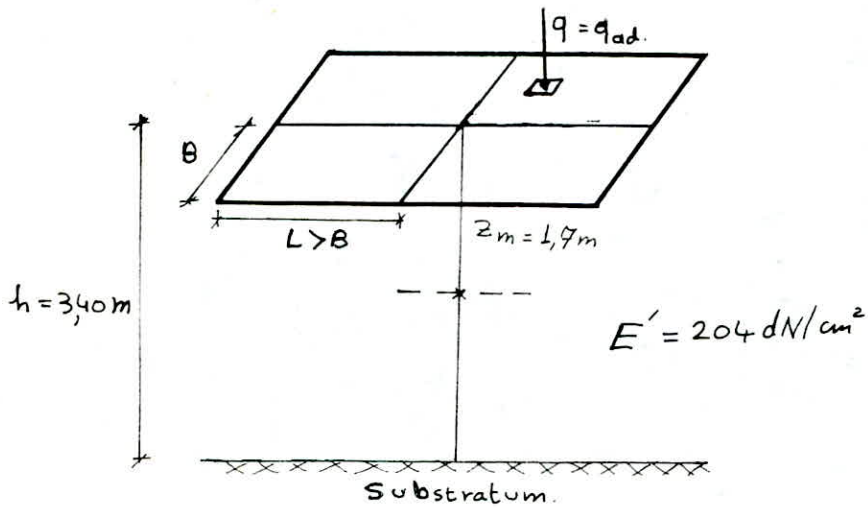
• Pour des raisons simplificatrices

on va considéré le radier comme rectangle de $(21,07 \text{ m} \times 20,175 \text{ m})$.



(93)

Le radier (rectangle) sera considéré soumis à la capacité portante admissible du sol. $q = 17 \text{ t/m}^2 = 1,7 \text{ kg/cm}^2$.



Le tassement "S" sera :

$$S = \frac{\Delta \sigma \cdot h}{E'}$$

avec : $\Delta \sigma = f\left(\frac{z}{B}, \frac{L}{B}\right) \cdot q$

$\Delta \sigma$: La contrainte transmise au sol au côté z_m par la structure

(Réf : problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondations ; G. Sanglerat)

$$L = 10,540 \text{ m} \quad ; \quad B = 10,070 \text{ m}.$$

$$\frac{L}{B} = 1,05 \quad ; \quad \frac{z}{B} = 0,17 \quad ; \quad f\left(\frac{z}{B}, \frac{L}{B}\right) = 0,250$$

$$S_0 = \frac{0,250 \cdot 1,7 \cdot 340}{204} = 0,708 \text{ cm}.$$

$$S = 4 \cdot S_0 = 4 \cdot 0,708 = 2,83 \text{ cm} < 5 \text{ cm}.$$

tassement admis

COFFRAGE TABLE ET BANCHE



Coffrage table et banche

COFFRAGE TABLE ET BANCHE

* Introduction :-

Il est possible de parler de "fonction" coffrage dans le processus de mise en place du béton.

L'étude de cette fonction se traduit par la recherche d'un certain nombre de caractéristiques bien précises et plus ou moins bien satisfaites.

Le béton est un matériau de consistance plus ou moins pâteuse que l'on déverse dans un moule où il va faire sa prise ; une fois le moule retiré, le béton conserve définitivement la forme qui lui a été donnée par celui-ci. C'est ce moule qu'on appelle un coffrage ; on l'appelle aussi parfois "moule" en usage, réservant l'appellation de "coffrage" pour le chantier.

Les caractéristiques du coffrage sont donc celles d'un moule utilisé dans des conditions particulières du chantier avec toutes les contraintes d'activité bâties.

On peut distinguer deux types de caractéristiques du coffrage :

- Caractéristiques techniques qui sont celles qui permettent la fabrication d'un béton de bon qualité (La qualité désirée).
- Caractéristiques fonctionnelles qui sont celles qui permettent la mise en œuvre du coffrage dans de bonnes conditions de facilité, de rapidité et de sécurité pour une main-d'œuvre peu qualifiée.

Le coffrage a une grande importance technique ; sans un bon coffrage bien mis en œuvre on ne peut obtenir d'ouvrage en béton de bon qualité.

Par ailleurs, le coût du coffrage et de la main-d'œuvre nécessaire pour le mettre en œuvre représente une proportion importante du coût du gros œuvre.

La moitié des manutentions, plus de soixante pour cent des heures de travail sont consacrées au travail du coffrage - décoffrage, et sa qualité influence directement sur le coût de finition.

Il est extrêmement intéressant de constater que les plus grandes réalisations architecturales se caractérisent par une harmonie remarquable entre le projet et les techniques de mise en œuvre des matériaux qui les composent.

Le coffrage est l'outil essentiel de la mise en œuvre du béton. Il doit avoir dans les projets de qualité "en béton armé" une harmonie étroite entre ceux-ci et l'outil qui permettent leur réalisation.

Le concepteur qui, dans l'élaboration de son projet tient compte des moyens de mise en œuvre pour son exécution, réalisera des économies pouvant atteindre jusqu'à 20% du prix prévu.

Ce pendant ce souci d'économie ne signifie pas forcément l'uniformité, la monotonie ou la laideur qui caractérisent une architecture médiocre.

* Origine de la banche de hauteur d'étage :-

Dès que les moyens de manutention du type grues se sont répandus sur les chantiers et ont permis la manutention de panneaux de plus grande dimension, l'intérêt de ceux-ci a favorisé leur développement rapide car lorsque le nombre de tiges et de raccords est plus faible on peut avoir un parament de meilleure qualité et aussi par les grandes panneaux on diminue le nombre de manœuvres le temps d'exécution donc le prix de mise en œuvre ; Une autre avantage pour les banches que ces panneaux peuvent être unis des accessoires nécessaires pour assurer la sécurité des ouvriers.

* La structure d'une banche :-

Une banche est constituée d'une peau-coffrante verticale soumise à la poussée du béton et d'une structure qui reporte tous les efforts sur les tiges d'entretoise. Du point de vue matériaux de construction il y a 3 types de banches :

banche en bois ; banche mixte ; banche métallique.

• La banche à employer dans notre ouvrage est métallique.

* La banche métallique :-

Elle peut être à deux ou à 3 lits de raidisseurs et poutres ; Dans notre cas il s'agit d'une banche à 3 lits de raidisseurs, le premier lit est constitué d'omégas " Ω " à ailes larges verticaux, le deuxième de profilés horizontaux en tôle pliée et le 3^{ème} de poutre en treillis tubulaires.

Les profilés employés pour les raidisseurs peuvent être des cornières, des Ω ou des omégas (notre cas).

- Il y a toujours intérêt à employer des raidisseurs ou des poutres offrant la plus grande rigidité possible.
- La poutre en tôle pliée est plus économique et moins lourde que le profil laminé du commerce. La peau en tôle est en générale soudée donc il s'agit d'une banche dite monolithique qui possèdent une meilleure résistance générale qui est plus facile à fabriquer.
- Comme épaisseur minimale de la peau coffrante on a 3 mm pour éviter la corrosion rapide et pour pouvoir répondre aux chocs éventuels, Pourtant une épaisseur plus que 6 mm entraîne des investissements élevés et exige l'utilisation des grues puissantes.

* Les équipements des banquettes :-

La facilité d'emploi, donc les rendements main-d'œuvre et la sécurité des ouvriers sont conditionnées directement par les équipements.

• Les équipements sont les suivants:

a) Équipement du couplage des banquettes bout à bout:

Un bon couplage doit:

- Éviter la désolidarisation des banquettes lors du coulage ou sous l'action de la vibration.
- Assurer un alignement parfait de deux banquettes.
- Assurer une étanchéité aussi parfaite que possible au joint.
(éviter la fuite de la laitance et formation des balèzes).
- Armurer éventuellement (la possibilité de maintenir simultanément les 2 banquettes).
- Rendre capable d'effectuer les manœuvres avec le coût minimum (temps plus court possible et utilisant minimum d'outils).

• Le problème est pratiquement résolu par:

- Boulonnage seul qui satisfait la solidarisation et la possibilité de manutention des deux banquettes au même temps.
- Clavetage qui solidarise les deux banquettes avec minimum du coût mais ne satisfait pas l'étanchéité et l'alignement parfait.
- Verrouillage: même satisfaction que le clavetage.
L'étanchéité réalisée grâce à un bon ajustage et améliorée nettement par les rainures d'alignement.

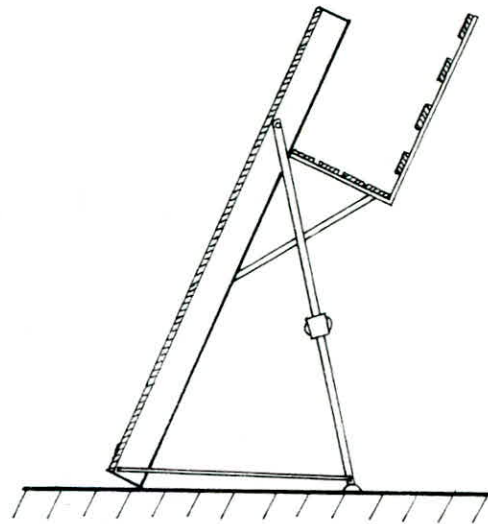
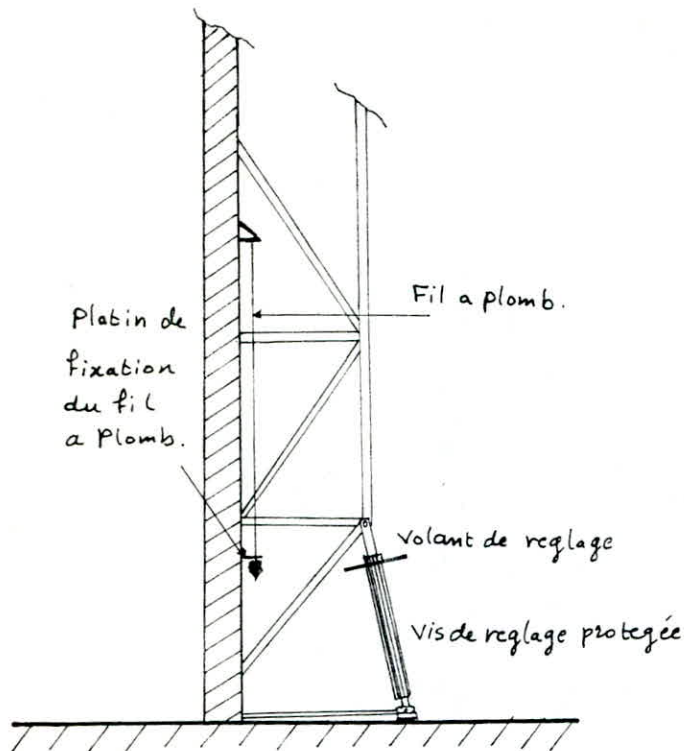
b) Équipement du réglage de la verticalité:

Le système de réglage doit être suffisamment solide pour pouvoir soutenir la banquette même si celle-ci est inclinée, il doit être rapide et précis et se faire dans une position non fatigante pour l'ouvrier. En général on utilise un fil à plomb ou bien un niveau à bulle fixé à la banquette et bien fixé.

c) Dispositif d'accès et de sécurité pour les ouvriers:

L'ouvrier doit pouvoir travailler en paix au niveau du sommet (réglage tige d'entretoises hautes, coulage, vibrage); pour cela il faut faire une passerelle continue, non encombrée et munie d'une garde-corps qui empêche sa chute ou la chute des outils, tout en ne gênant pas le positionnement de la benne au coulage.

Pratiquement on utilise une passerelle d'un côté de la banche, soit 0,50 à 0,70 m plus basse que le sommet de la banche et que l'autre, de l'autre côté soit au niveau de ce sommet. L'accès des passerelle se fait par des échelles inamovibles pour ne pas prendre le temps.



Banche en position de stockage :
(dispositif d'accès et de sécurité).

Dispositif bien conçu pour le réglage de la verticalité de la banche.

* Les compléments des banches :-

i) Un complément pour le coffrage des angles de voiles :

Lorsque on veut couler plusieurs voiles perpendiculaire en même temps soit que le délai le rend indispensable soit que la densité du ferraille limite les possibilité du fonctionnement, dans ce cas il faut utiliser des pièces d'angle pour raccorder les panneaux. Un des avantages de l'emploi d'angle est d'éliminer toute nécessité de ragréage au raccord entre deux voiles.

ii) Les entretoises et les tiges d'entretoises de l'raison de banches :

Les entretoises sont constituées de tubes en plastique rigide ; ils sont noyés dans le béton et pour assurer l'étranchéité à leur extrémité ils sont muni par des extrémités conique récupérables.

* Les tables Pour le coffrage des Planchers :-

1) Description:

une table de coffrage, est un plateau coffrant solidarisé avec un étaieement en un ensemble monolithique qui le rend indépendant de tout support extérieur.

La table de coffrage est munie de différents équipements destinés à faciliter son emploi.

2) Structure :

Les tables sont constituées d'un plateau coffrant et d'un étaieement contreventé.

a) Plateau :

Le plateau coffrant est parfois utilisé seul, il comprend :

- une peau coffrante, le plus souvent en contreplaqué, parfois en tôle.
- un lit de raidisseurs, le plus souvent en tôle pliée et parfois en bois.
- des poutres horizontales assurant la liaison entre raidisseurs et le report des charges sur les pieds.

b) Etaisement :

L'étaisement est formé de pieds (4 à 8) contreventés pour assurer la stabilité de l'ensemble et la solidité lors des manutentions.

Dans certains cas, les pieds sont pratiquement inexistantes, hauteur de la poutre correspondant pratiquement à la hauteur totale de la table.

Les pieds sont munis des équipements nécessaires pour :

- rouler la table sur le sol.
- régler la hauteur, avec éventuellement une course importante mais ; toujours avec une bonne précision en final.
- s'escamoter éventuellement pour réduire l'encombrement de la table en hauteur, pour pouvoir retirer la table quand il y a une allège ou une retombée en façade ; Dans ce cas, la seule solution valable est le repli autour d'un axe avec cliquet de sécurité automatique, ou à la rigueur un brochage.

3) Equipements :

a) Les vérins de réglage de la hauteur et de l'horizontalité :

Les pieds doivent permettre le réglage de la table. Le plus souvent, il est prévu un vérin à vis.

b) Les roues :

• Le plus souvent, la table doit pouvoir être déplacée horizontalement, elle doit être pour cela munie de roues.

Ces roues doivent être solides (elles encaissent parfois des efforts imprévus)

• Elles doivent être d'un assez grand diamètre (plus le diamètre est grand plus l'effort à exercer pour passer un obstacle donné est faible). elles doivent être légères.

• Elles doivent être orientables, mais il est souhaitable que l'on puisse les bloquer dans une direction donnée.

• Leur niveau doit être réglable pour :

- éviter les hauteurs de décintrement systématiquement importantes pour les mettre en appui.

- Permettre la mise en place précise de la table après réglage de la hauteur définitive.

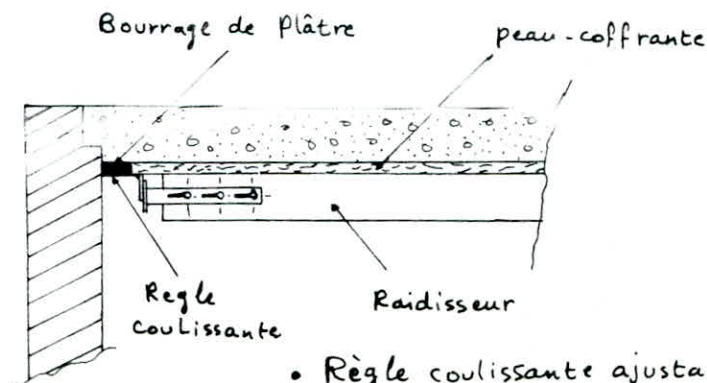
c) Les rablètes réglables, et la suppression des fuites de laitance :

• Il faut d'abord éviter les fuites de laitance ou les décalages à jonction des plaques de contreplaqué, soit par rainurage et fausse languette, soit en réalisant les jonctions uniquement sur les raidisseurs.

• Entre les tables et le voile (cueillies), on peut procéder de diverses façons

- régler correctement la hauteur du voile et poser des plaques d'éternit qui resteront dans le béton. Cette solution rapide présente des risques de fissures et, éventuellement, de décollement des plaques.

- Utiliser une rablette ajustable par coulissement et jointoyer la jonction au plâtre, ce qui oblige par la suite à gratter et à ragréer la cueillie



• Règle coulissante ajustable permettant d'éviter les fuites de laitance et de faciliter la finition des cueillies

Dans ce cas, il faut que :

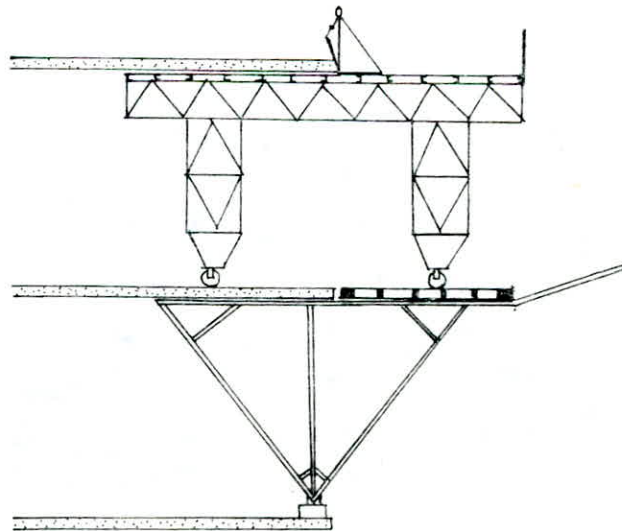
- la rablette (ou règle de rive) puisse se manoeuvrer facilement ; en particulier on doit prévoir la possibilité de prendre appui avec un levier pour la décoller avant le décoffrage.
- la rablette doit pouvoir se bloquer en position, sans outil, par clavets par exemple.
- Entre les tables ; il faut également supprimer les fuites de laitance et utiliser pour cela un système de recouvrement et de maintien par cavaliers, tirants ou verrous (analogues à ceux des banquettes) qui éviteront les fuites et le défaut d'alignement en hauteur, notamment quand les tables sont décalées horizontalement.

4) La manutention des tables :-

La difficulté de la manutention des tables est liée à la nécessité d'aller chercher sous le plancher déjà coulé, il existe différents procédés parmi eux on distingue :

- La passerelle de service : elle permet de sortir partiellement la table avant de l'accrocher. Elle peut alors être reprise, soit avec des élingues classiques mais sur des points d'accrochage resserrés, soit avec une élingue unique et un triangle boulonné améliorant la stabilité. Ici, on supprime du poids mort, mais il faut manutentionner la passerelle.

.Ce système est intéressant lorsque les tables sont très importantes ou la puissance de la grue limitée.



- Manutention d'une table grâce à la passerelle de décoffrage permettant l'accrochage de la table en un point central avec un triangle métallique.

BIBLIOGRAPHIE

- Règles parasismiques ALgeriennes (R.P.A. 81 -version 83).
 - Règles technique C.C.B.A. 68
 - Règles Neige et Vent N.V. 65
 - Calcul des ouvrages en Béton Armé P. CHARON.
 - Calcul pratique des tours en beton armé M. DIVER.
 - Calcul pratique des ossatures de bâtiment en B.A. FUENTE
 - Aide memoire : R.D.M ; B.A.
 - Cours et problemes pratique de M.D.S. SANGLERAT.
 - Les coffrages pour le B.A. F. PIERRE.
 - Coffrage metallique RICOUARDS.
 - Cours de Béton : I ; II ; III .
 - Calcul dynamique des Structures en zone sismique. CAPRA
-

