

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT Genie.Civil



PROJET DE FIN D'ETUDES

2ex.

SUJET

RESTAURANT PANORAMIQUE
A NOYAUX

Proposé par :
ENET

Etudié par :
A.Chennoufi
O.Tabti

Dirigé par :
Zeghlache

PROMOTION : Janvier 86

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à MM:

Zeghlache, notre promoteur.

YAVARI (expert au C.T.C), BELAZOUGHI, HAFIDI, CHENNAF-MENAD,
FARSI, IRKI, pour leur disponibilité et leurs conseils.

Tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nos chers parents et tous ceux qui ont contribué à
l'élaboration de ce projet.

DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

- A:
- Mes tres chers parents
 - Mes freres et soeurs
 - Toute ma famille
 - Tous mes amis

Otmane.

- A:
- La memoire de mon pere et de ma grande mere.
 - Toute ma famille, freres, soeurs, mere, oncles, Tantes, cousins et cousines.
 - Tous mes amis.
 - Tous ceux qui me sont chers.

Abdelghani

SOMMAIRE

Introduction.

Descente de charges - Evaluation des masses.

CALCUL DES Elements: - Escaliers

CALCUL des Inerties - Dalles

ETUDE AU SEISME: - Periode propre d'oscillation

- Forces sismiques.

- Deformations horizontales

- Renversement.

ETUDE AU VENT.

Distribution des sollicitations horizontales.

Superposition des sollicitations.

Ferraillage des voiles - Calcul des linteaux.

CALCUL DES Poutres.

CALCUL DU Joint de Rupture.

Etude des fondations



PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude et le calcul des éléments résistants d'une tour destinée à être un restaurant panoramique.

Il sera implanté à ALGER, zone de moyenne sismicité.

Le contreventement est assuré par quatre noyaux de dimensions $3,40\text{ m} \times 3,40\text{ m}$ chacun.

La structure est divisée en 2 blocs distincts par un joint de rupture.

Le 1^{er} bloc comporte le restaurant, constitué de 03 niveaux et d'une terrasse accessible, tous les planchers sont à dalles pleines de 20 cm d'épaisseur. Le 2^e bloc est constitué des escaliers type préfabriqués.

Dimensions en plan : Dans les 02 sens = $20,00\text{ m}$.

Notre structure est parfaitement symétrique.

Les Dalles de chaque niveau reposent sur les poutres et les voiles.

Il est à noter que le 1^{er} niveau commence à 8 m au-dessus du sol.

hauteur d'étage = $4,00\text{ m}$.

hauteur totale = $22,50\text{ m}$.

La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}'_s = 1,5\text{ bar}$.

PREDIMENSIONNEMENT

1) DALLES

L'épaisseur de la dalle a été imposé par la condition de limitation des flèches, sur tout pour la dalle reposant sur 03 appuis, le déplacement du bord libre exige une épaisseur de 20 cm que l'on a adopté.

condition de résistance à la flexion : $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \Leftrightarrow 13,2 \leq e \leq 16,5$

donc $e = 20 \text{ cm}$

2) POUTRES

a) consoles : sont à inertie variable

à l'encastrement $h_t = 70 \text{ cm}$; à l'extrémité libre $h_t = 30 \text{ cm}$.

$b = 25 \text{ cm}$ pour faciliter l'exécution des coffrages.

Les conditions du R.P.A 91 art. 4.2.1.2 sont satisfaites.

b) Poutres centrales : $h_t = 60 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$

3) VOILES

$e > 15 \text{ cm}$ en zone II

$e > \frac{h_t}{25} = 2,6 \text{ cm}$

Nous avons pris $e = 25 \text{ cm}$ pour éviter l'encombrement des armatures (la structure est uniquement contreventé par les rayaux : pas de poteaux) et assurer un bon ancrage aux poutres.

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

BETON

Sous Sp1 $\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28}$ $\sigma'_{28} = 270 \text{ b}$

- α : depend de la classe du ciment $\alpha = 1 < \text{PA325}$.
 β : " du contrôle du béton $\beta = 5/6$: contrôle attentif.
 γ : " des dimensions de la section et du plus gros granulats $\frac{h_m}{4c_g}$ d'où $\gamma = 1$.
 δ : " de la nature de la sollicitation.

- i) compression simple $\delta = 0,3$.
 ii) Flexion simple, ou composée avec traction $\delta = 0,6$.
 iii) Flexion composée avec compression

$$\delta = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{2e_1} \right) \\ 0,6 \end{array} \right. \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M}{N} \\ e_1 = h/6 \end{array} \right.$$

ϵ : depend de la forme de la section et de la sollicitation

- i) compression simple : $\epsilon = 1$ pour toute forme de section.
 ii) Flexion simple ou composée avec traction et pour 1 section rectangulaire : $\epsilon = 1$.
 iii) Autres cas : ϵ découle de $F'/b' \leq \bar{\sigma}'_b$ et $0,5 \leq \epsilon \leq 1$.

✓ Pour le cas de section rectangulaire :

i) $\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 270 = 121,5 \text{ b}$

ii) Flexion simple ou composée avec traction :

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

* Contrainte de traction de référence

$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28}$

$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,025$ d'où $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,025 \cdot 270 = 5,8 \text{ b}$

Sous Sp2

Le règlement impose des contraintes admissibles majorées

au plus de 50% par rapport aux contraintes du 1^{er} genre, d'où :

$\bar{\sigma}'_{b02} = 1,5 \cdot 121,5 = 182,25 \text{ b}$; $\bar{\sigma}'_{b1} = 1,5 \cdot 135 = 202,5 \text{ b}$; $\bar{\sigma}'_{b2} = 1,5 \cdot 5,8 = 8,7 \text{ b}$

ACIERS

a) Barres à haute adhérence Fe 40

i) sollicitations du 1^{er} genre : $\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{cn} = \begin{cases} 2800 \text{ Kg/cm}^2 & (\phi \leq 20 \text{ mm}) \\ 2667 \text{ Kg/cm}^2 & (\phi > 20) \end{cases}$

ii) sollicitations du 2^e genre : $\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = \begin{cases} 4200 \text{ Kg/cm}^2 & (\phi \leq 20) \\ 4000 \text{ Kg/cm}^2 & (\phi > 20) \end{cases}$

b) Acier rond lisse

i) sollicitations du 1^{er} genre : $\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

ii) sollicitations du 2^e genre : $\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

EVALUATION DES MASSES

Surcharges permanentes

- Surface utile des planchers : $S = 331,98 \text{ m}^2$.
- poids propre de la dalle : $0,20 \cdot 25 \cdot 331,98 = 165,99 \text{ t}$.
- Revêtement et plafond : $164 \text{ kg/m}^2 \rightarrow P_r = 0,164 \cdot 331,98 = 54,44 \text{ t}$.
- Cloisons : $75 \text{ kg/m}^2 \rightarrow P_c = 0,075 \cdot 331,98 = 24,9 \text{ t}$.
- consoles = $9,9 \text{ t}$
- Poutres I et II = $19,8 \text{ t}$
- Poids des machines : 10 t pour chaque cage.
- garde corps : métal léger : 2 t
- elevation de 20 cm pour permettre l'ancrage du garde corps : $e_p = 20 \text{ cm} \rightarrow P = 7,23 \text{ t}$.

Surcharges d'exploitation : 500 kg/m^2 .

D'après l'Art 3.3.1.5 du R.P.A81, il faut prendre en considération 50% des surcharges d'exploitation pour les établissements publics..

$$P_s = 0,5 \cdot 500 \cdot 331,98 = 82,995 \text{ t}$$

Niveau I

$$\text{poids M.C revenant au plancher I} = 53,5 \text{ t} \times 2 = 107 \text{ t}$$

$$\text{poids ASC} \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots = 53,125 \text{ t} \times 2 = 106,25 \text{ t}$$

$$\Rightarrow m_I = 558,825 \text{ t}$$

Niveaux II et III

$$\text{Poids M.C revenant aux planchers II et III} = 2 \times 29,755 = 59,51 \text{ t}$$

$$\text{poids ASC} \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots = 2 \times 29,2 = 58,4 \text{ t}$$

$$\Rightarrow m_{II} = m_{III} = 475,935 \text{ t}$$

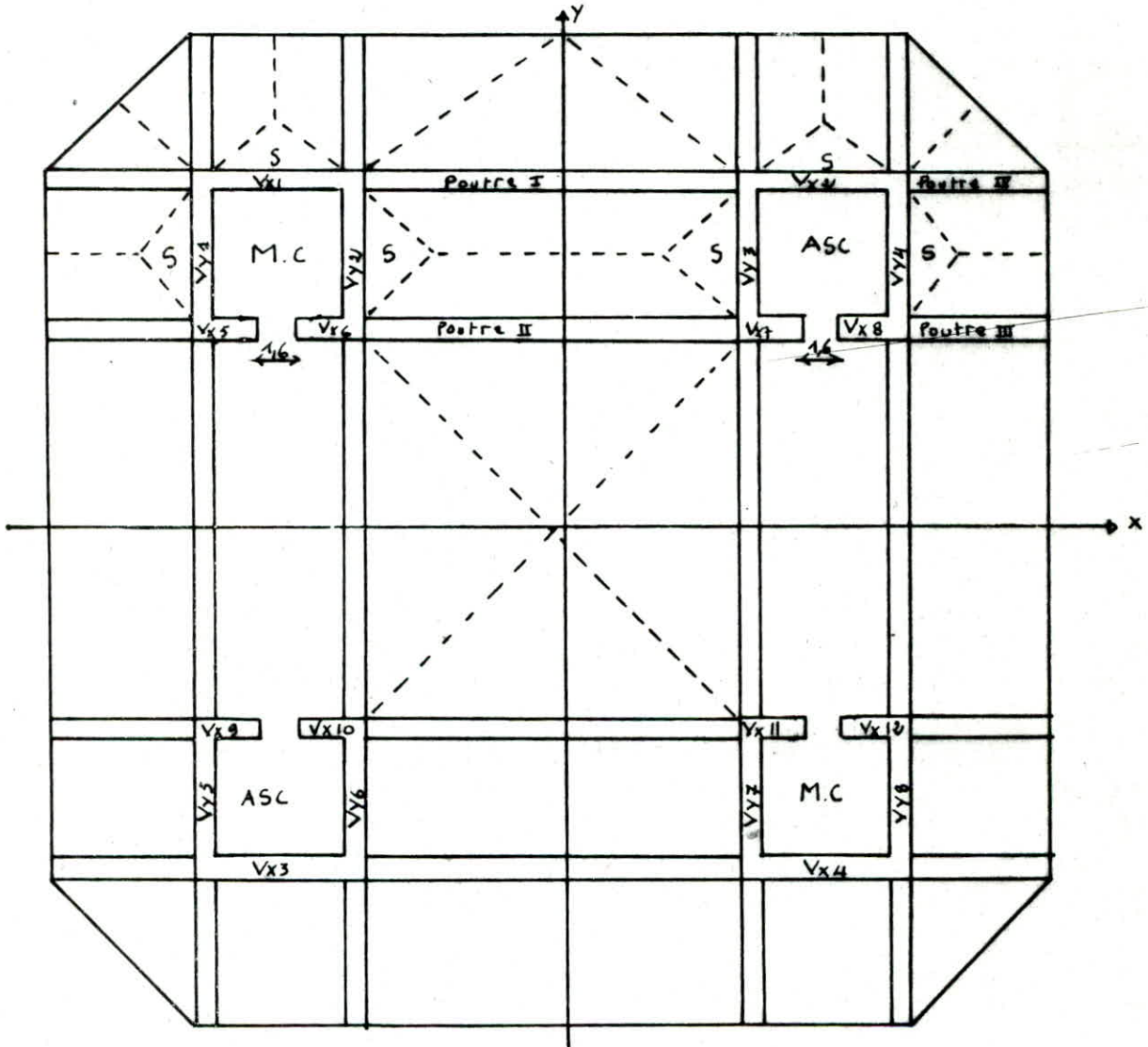
Niveau IV

Poids M.C revenant au plancher IV = $2 \times 24,46 = 48,92 \text{ t}$

Poids ASC revenant au plancher IV = $2 \times 24,04 = 48,08 \text{ t}$

$\Rightarrow m_{IV} = 491,805 \text{ t}$

DESCENTE DE CHARGES



Niveau I, II et III

- Pour les rebinds: $V_{x1}, V_{x2}, V_{x3}, V_{x4}, V_{y1}, V_{y4}, V_{y5}, V_{y8}$ ils représentent:

effort tranchants des poutres III et IV \oplus surface $S = 2,1025 \text{ m}^2$.

III \rightarrow $\begin{cases} T_G = 8,261 \\ T_Q = 4,583 \end{cases}$

IV \rightarrow $\begin{cases} T_G = 6,413 \\ T_Q = 2,685 \end{cases}$

S \rightarrow $\begin{cases} G = 1,55 \\ Q = 1,05 \end{cases}$

\Rightarrow $\begin{cases} N_G = 16,325 \text{ t} \\ N_Q = 8,318 \text{ t} \end{cases}$

- Refends $V_{y2}, V_{y3}, V_{y6}, V_{y7}$: reprennent efforts tranchants des poutres I et II

⊕ surface S

$$I \text{ et II} \rightarrow \begin{cases} T_G = 7,88 \\ T_Q = 4,917 \end{cases}$$

$$S \rightarrow \begin{cases} G = 1,55 \\ Q = 1,05 \end{cases} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} N_G = 17,31 \text{ t} \\ N_Q = 10,884 \text{ t} \end{cases}$$

- Refends $V_{x5}, V_{x6}, V_{x11}, V_{x12}$: reprennent efforts tranchants des poutres I et II

⊕ 1 partie de S

$$I \rightarrow \begin{cases} 7,88 = T_G \\ T_Q = 4,917 \end{cases}$$

$$S \rightarrow \begin{cases} G = 0,48 \\ Q = 0,32 \end{cases} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} N_G = 8,36 \text{ t} \\ N_Q = 5,24 \text{ t} \end{cases}$$

- Refend $V_{x7}, V_{x8}, V_{x9}, V_{x10}$: reprennent effort tranchant des poutres I ou II

⊕ 1 partie de S.

$$I \rightarrow \begin{cases} T_G = 7,88 \\ T_Q = 4,917 \end{cases}$$

$$S \rightarrow \begin{cases} G = 0,41 \\ Q = 0,28 \end{cases} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} N_G = 8,29 \text{ t} \\ N_Q = 5,20 \text{ t} \end{cases}$$

Niveau terrasse

même chose que pour I, II et III sauf qu'on ajoute : poids des machines, garde corps, béton pour ancrer le garde corps, dalle de 10 cm sur chaque cage pour protéger l'emplacement des machines, moins surcharges des divisions.

- $V_{x1}, V_{x2}, V_{x3}, V_{x4}, V_{y1}, V_{y4}, V_{y5}, V_{y8}$.

$$\begin{cases} N_G = 16,07 \text{ t} \\ N_Q = 8,32 \text{ t} \end{cases}$$

- $V_{y2}, V_{y3}, V_{y6}, V_{y7}$

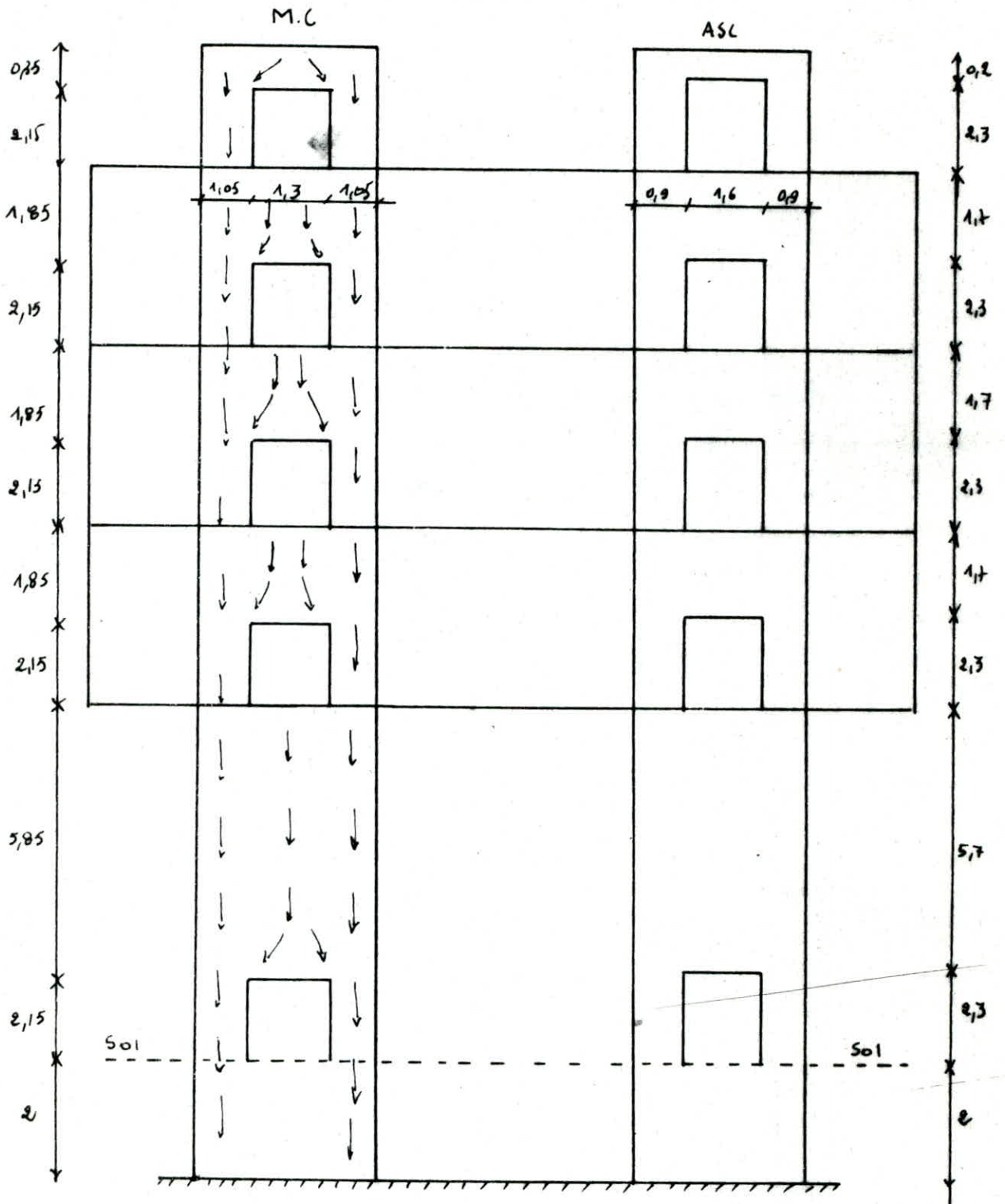
$$\begin{cases} N_G = 17,16 \text{ t} \\ N_Q = 10,88 \text{ t} \end{cases}$$

- $V_{x5}, V_{x6}, V_{x11}, V_{x12}$

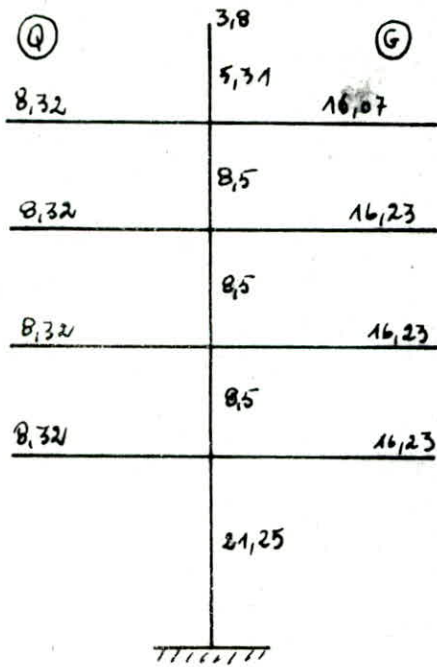
$$\begin{cases} N_G = 8,31 \text{ t} \\ N_Q = 5,24 \text{ t} \end{cases}$$

- $V_{x7}, V_{x8}, V_{x9}, V_{x10}$

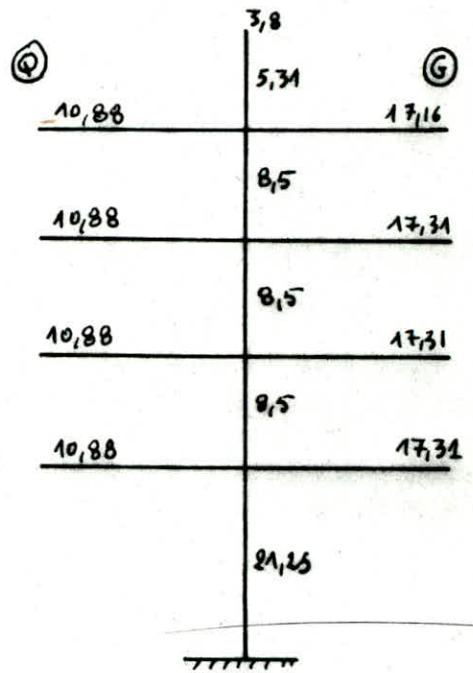
$$\begin{cases} N_G = 8,25 \text{ t} \\ N_Q = 5,20 \text{ t} \end{cases}$$



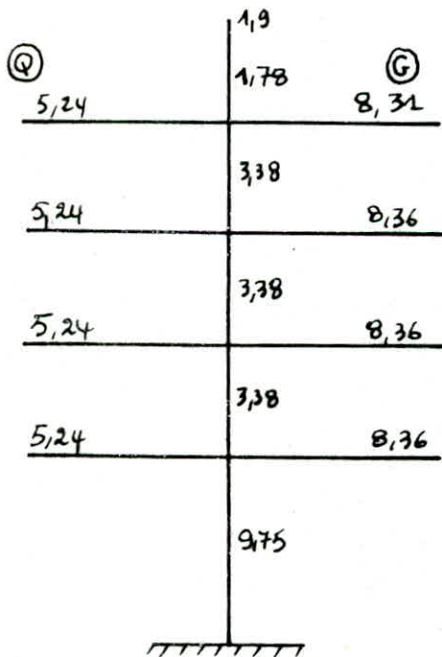
* $V_{x1}, V_{x2}, V_{x3}, V_{x4}, V_{y1}, V_{y4}, V_{y5}, V_{y8}$



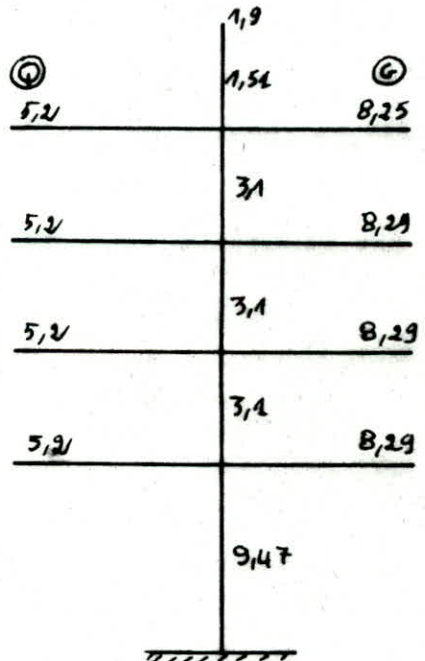
* $V_{y2}, V_{y3}, V_{y6}, V_{y7}$



* $V_{x5}, V_{x6}, V_{x11}, V_{x12}$



* $V_{x7}, V_{x8}, V_{x9}, V_{x10}$

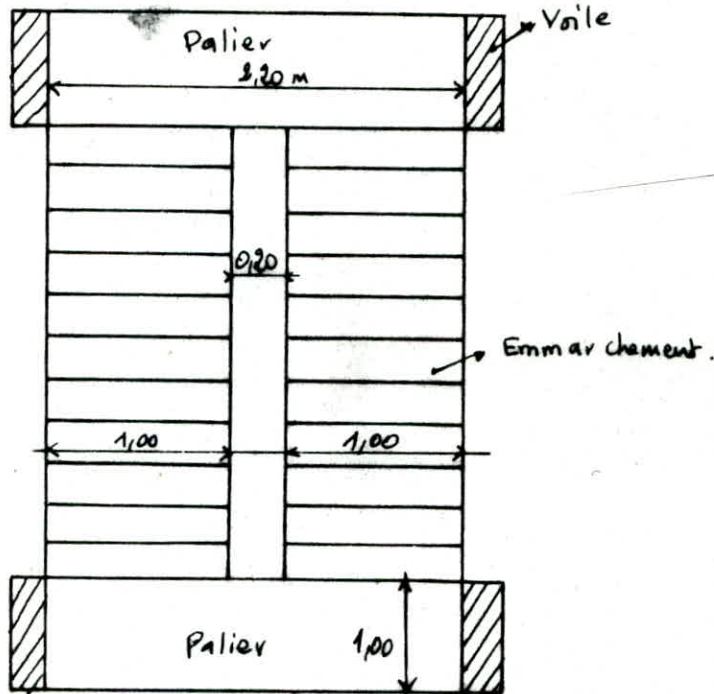


CALCUL
DES
ELEMENTS

- Dalles

- Escaliers

CALCUL DES ESCALIERS



Les escaliers de notre ouvrage sont constitués de paillasse prefabriquées et de paliers intermédiaires. La jonction paillasse-palier est assurée par des becquets qui par scellement s'oppose à l'effort transmis par la paillasse au palier. La hauteur à monter est de 2m.

Dimensionnement :

Soit $H = 2\text{ m}$ la hauteur à monter, on choisira en 1^{er} temp $h = 17\text{ cm}$

$$\Rightarrow n = \frac{H}{h} = 11,72 \approx 12 \text{ marches} \Rightarrow h = \frac{H}{n} = 16,67 \text{ cm.}$$

Pour assurer une montée confortable, on doit vérifier la relation de Blondel:

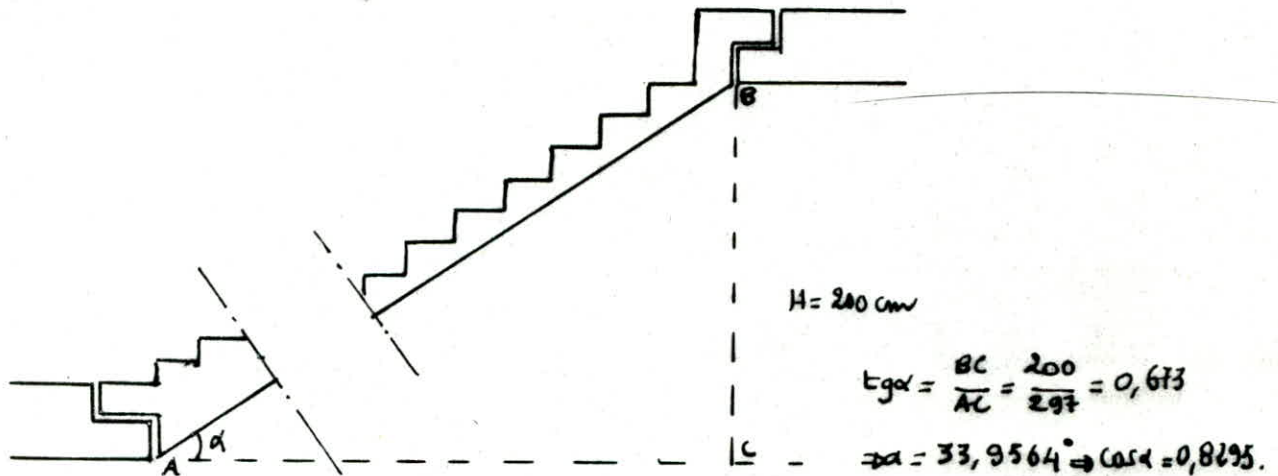
$$59 \leq g + 2h \leq 66 \quad \text{on choisira } g = 27\text{ cm}$$

$$\Rightarrow g + 2h = 60,34 \text{ donc la relation est bien vérifiée.}$$

$$\text{La longueur de la ligne de force } L = g(n-1) = 297 \text{ cm.}$$

Calcul de la paille

La paille sera calculée comme étant simplement appuyée.



$$\Rightarrow AB = \frac{AC}{\cos \alpha} = 358,0628 \text{ cm.}$$

$$\frac{AB}{30} \leq e \leq \frac{AB}{20} \Rightarrow 11,94 \leq e \leq 17,9 \Rightarrow \boxed{e = 14 \text{ cm.}}$$

Charges et surcharges:

On procède par ml de projection et par ml d'emmarchement

- poids propre = $2,5 \cdot \frac{e}{\cos \alpha} = 0,423 \text{ t/ml.}$

- poids propre des marches = $2,2 \cdot \frac{h}{2} = 0,183 \text{ t/ml.}$

- revêtement: carrelage 2cm, mortier 2cm $\Rightarrow 84 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 0,084 \text{ t/ml.}$

- garde corps: métal léger $\rightarrow 0,02 \text{ t/ml.}$

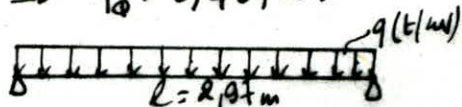
$$\Rightarrow q_G = 0,423 + 0,183 + 0,084 + 0,02 = 0,71 \text{ t/ml.}$$

surcharges d'exploitation = $400 \text{ kg/m}^2 \rightarrow q_Q = 0,4 \text{ t/ml.}$

$$q = q_G + 1,2 q_Q = 1,19 \text{ t/ml.}$$

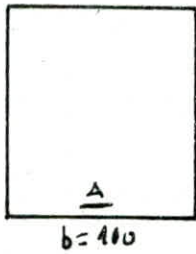
$$M_t = \frac{q l^2}{8} = 1,31 \text{ t.m}$$

$$T = q \frac{l}{2} = 1,77 \text{ t}$$



à l'appui nous prendrons $M_a = 0,3 M_0 = 0,262 \text{ t.m.}$

Ferrailage: On utilisera la méthode de P. CHARON.



diamètre des barres $\phi \leq \frac{e}{10} = 14 \text{ mm}$.

$d = 3 \text{ cm} \Rightarrow h = 11 \text{ cm}$.

① En travée

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = 0,0579 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9 \\ k = 35 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 80 < 135 \Rightarrow A' = 0.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = 4,72 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 7 \phi 10 = 5,49 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Armatures de répartition $A_r = \frac{A}{4} = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 3 \phi 8 / \text{ml}$.

② aux appuis: $M_a = 0,2110 = 0,262 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0116 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9519 \\ k = 89 \end{cases}$$

$$A = 0,89 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{bn}} = 1,05 \text{ on prendra donc } A_{\min} \rightarrow 3 \phi 8 / \text{ml}.$$

Vérification de la fissuration

On doit vérifier que: $\sigma_a \leq \min \begin{cases} 2/3 \sigma_{en} = 2800 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$

En travée: $w_f = 100 \frac{A}{b h} = 0,499 \rightarrow \epsilon = 0,8936 \Rightarrow \sigma_a = 2427,5215 / \text{cm}^2$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \bar{\sigma}_a}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2311,99 ; \bar{\omega} = \frac{A}{2 b d} = 0,00915 \Rightarrow \sigma_1 = \frac{k \bar{\sigma}_a}{\phi} \frac{\bar{\omega}}{1 + 40 \bar{\omega}} = 1341,27$$

$\sigma_a > \sigma_2 \Rightarrow$ la fissuration n'est pas vérifiée, on prendra $\bar{\sigma}_a = \sigma_2$ et on réouvrillera

on prendra $\phi = 8 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_2 = 2584,88 \text{ Kg/cm}^2$

$$\mu = 0,0628 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8965 \\ k = 33,3 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A = 5,139 \Rightarrow 11 \phi 8 / \text{ml} = 5,52 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2584,88}{33,3} = 77,62 < \bar{\sigma}'_b.$$

Vérification de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI}$$

$$I = \frac{100 \cdot 14^3}{12} = 22866,67 ; E = 7000 \sqrt{\sigma_1} = 115022 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow f = 0,458 \text{ cm avec } \bar{f} = \frac{R}{300} = 0,99 \Rightarrow f < \bar{f}.$$

- aux appuis: $w_f = 100 \frac{A}{bh} = 0,136 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9390 \\ \kappa = 0,7 \end{cases}$

$\Rightarrow \sigma_a = 1691,03 \text{ kg/cm}^2$ et $\sigma_b' = 41,79 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$.

$\sigma_2 = 2311,99 \Rightarrow \sigma_a < \sigma_2$ donc la fissuration est vérifiée!

Vérification à l'effort tranchant : $T = 1,77 \text{ t}$.

$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z}$ avec $z = \frac{7}{8} h \Rightarrow \tau_b = 1,84 < \bar{\tau}_b \leq 1,15 \bar{\sigma}_b$.

\Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification à l'adhérence:

$\bar{\tau}_d = 2 \Psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,8 = 17,4 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_d = \frac{T}{n p_3} = \frac{1,77 \cdot 10^3}{11 \cdot 0,8 \cdot 3,14 \cdot \frac{7}{8}} = 6,65 < \bar{\tau}_d$.

L'espace admissible $\bar{E} \leq (3h_e, 33) = 33 \text{ cm}$.

Calcul des becquets

Chaque becquet de la paillasse doit être calculé pour une charge linéaire

$q = \gamma_q \cdot L \cdot (\sigma + 1,25)$

γ_q : coef de comportement expérimental donné par les recommandations du C.T.C

$q = \gamma_q \cdot q_v \cdot \frac{L}{2}$

L : longueur horizontale de la paillasse = 2,97 m

q_v : charge de calcul de la paillasse = 1,19 t/ml.

$\gamma_q = 1,4$, sans armatures de suspension et pose de la volée à bain de mortier

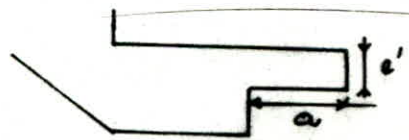
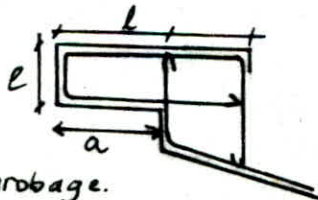
$\gamma_q = 1$ pour le calcul au cisaillement.

Dimensions

$e > 7 \text{ cm}$

$e' > 7 \text{ cm}$

$a > 10 \text{ cm}$; $l = a + \text{enrobage}$.



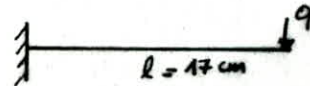
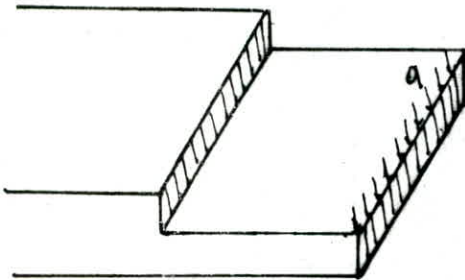
On prendra l'épaisseur du bequet = 8 cm

$$e' = e = 8 \text{ cm} \Rightarrow e' + e = 16 \text{ cm} \Rightarrow e_p \text{ du palier} = 18 \text{ cm}$$

$$e' + e = 16 < e_p \text{ du palier} = 18 \text{ cm.}$$

$$a = 15 \text{ cm} \Rightarrow l = 15 + 2 = 17 \text{ cm.}$$

$$q = \delta q \cdot q_v \cdot \frac{l}{2} = 1,4 \cdot 1,19 \cdot \frac{2,97}{2} = 2,47 \text{ t/ml.}$$



à l'encastrement on a $M = q.l$.

$$M = 0,42 \text{ t.m/ml.}$$

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 8 \text{ mm.}$$

Armatures principales $\rightarrow h = e - 2 = 6 \text{ cm.}$

$$\mu = 0,0625 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8967 \\ k = 33,4 \end{cases} \Rightarrow A = 2,79 \text{ /ml.} \Rightarrow 10 \phi 6 \text{ /ml.}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 83,83 < \bar{\sigma}'_b.$$

l'espacement ne doit pas dépasser $2e = 16 \text{ cm} \rightarrow$ on prendra $b = 10 \text{ cm.}$

Armatures de répartition $A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow 3 \phi 6$

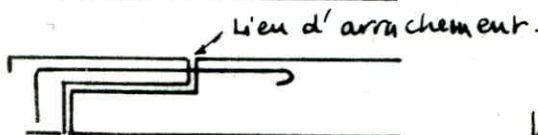
Vérification au cisaillement :

$$\delta q = 1 \Rightarrow q = 1,77 \text{ t/ml} \Rightarrow T = q.l = 1,77 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1,77 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{6}} = 3,37$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}'_b = 6,6 \text{ t} \Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b \rightarrow \text{les armatures trans ne sont pas nécessaires.}$$

Liaison palier paillasse



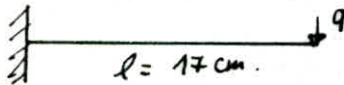
Une liaison par armatures

longitudinales doit être établie entre

la paillasse et les 2 paliers. Le chaînage est prévu pour reprendre les efforts d'arrachements de la paillasse sur les paliers et également

pour éviter l'effondrement en cas de séisme. A cet effet une bande de palier de 40 cm de largeur et de 7 cm de hauteur ne sera coulé qu'après pose de la paillasse avec les aciers de liaisons. On prévoit avant pose de la paillasse au niveau des becquets un bonnage en mortier de renne ou béton.

Calcul des armatures de liaison



Les aciers et la section de béton seront calculés pour reprendre la charge $q = 2,47 \text{ t/ml}$ due à la volée au niveau du becquet.

$$M = ql = 0,17 \cdot 2,47 = 0,42 \text{ t.m}$$

$$h = h_t - d = 18 - 3 = 15 \text{ cm}$$

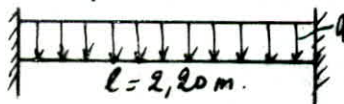
$$\left. \begin{array}{l} M = 0,42 \text{ t.m} \\ h = 15 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \mu = 0,01 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9552 \\ \kappa = 96,5 \end{cases}$$

$$A = 1,05 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A = 3\phi 8/\text{ml}$$

Calcul du palier

Le palier est calculé comme étant encasté à ses 2 extrémités (dans les voiles)

l'ep du palier $e = 18 \text{ cm}$.



$$q = q_{1/2} + q_2$$

$q_{1/2}$: charge revenant de la volée

q_2 : charge et surcharge du palier.

$$q_1 = 1,19 \text{ t/ml}$$

$$q_2 = q_{2c} + 1,2 q_{2s}$$

$$q_{2c} = 0,18 \cdot 2,5 \cdot 1 + 0,084 = 0,534 \text{ t/ml}$$

$$q_{2s} = 0,4 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow q = \frac{1,19}{2} + 1,014 = 1,61 \text{ t/ml}$$

$$M_a = -\frac{ql^2}{12} ; M_t = \frac{ql^2}{24}$$

Ferraillage.

1°/ Entravée : $M_E = \frac{q l^2}{24} = 0,72 \text{ t.m}$

$\mu = 0,0067 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,963 \\ k = 120 \end{cases}$

$A = 0,74 \text{ cm}^2$

$A_{min} = 0,60 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 1,52 \Rightarrow \text{on prendra } A = A_{min} = 6 \phi 6 / \text{ml.}$

2°/ A l'appui : $M_a = -\frac{q l^2}{12} = -0,65 \text{ t.m.}$

$\mu = 0,0136 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9482 \\ k = 81,5 \end{cases}$

$A = 1,53 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \phi 6 > A_{min}.$

dans l'autre sens on prendra des armatures de repartition = $\frac{A}{4}$

Verification à la fissuration

$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k R \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2984,76 > \bar{\sigma}_a = 2800 \rightarrow \text{c'est vérifié}$

Verification à l'adhérence

$\bar{\tau}_d = 2,5 \gamma_d \bar{\sigma}_b = 21,75 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_d = \frac{T}{npz}$ avec $T = q \frac{l}{2} = 1,62 \cdot \frac{2,2}{2} = 1,771 \text{ t.}$

$\tau_d = \frac{1,771 \cdot 10^3}{6 \cdot 0,16 \cdot 3,14 \cdot \frac{7}{8} \cdot 16} = 11,19 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d.$

Verification au cisaillement

$\tau_b = \frac{T}{b^2} = \frac{1,771 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 16} = 1,26 < \bar{\tau}_b$

verification des contraintes

Entravée: $\bar{\omega} = 100 \frac{A}{bh} = 0,106 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,945 + \\ k = 77 \end{cases}$

$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{EAh} = 1244,02 < \bar{\sigma}_a.$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 16,15 < \bar{\sigma}'_b.$

A l'appui: $\bar{\omega} = 0,106 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,945 + \\ k = 77 \end{cases}$

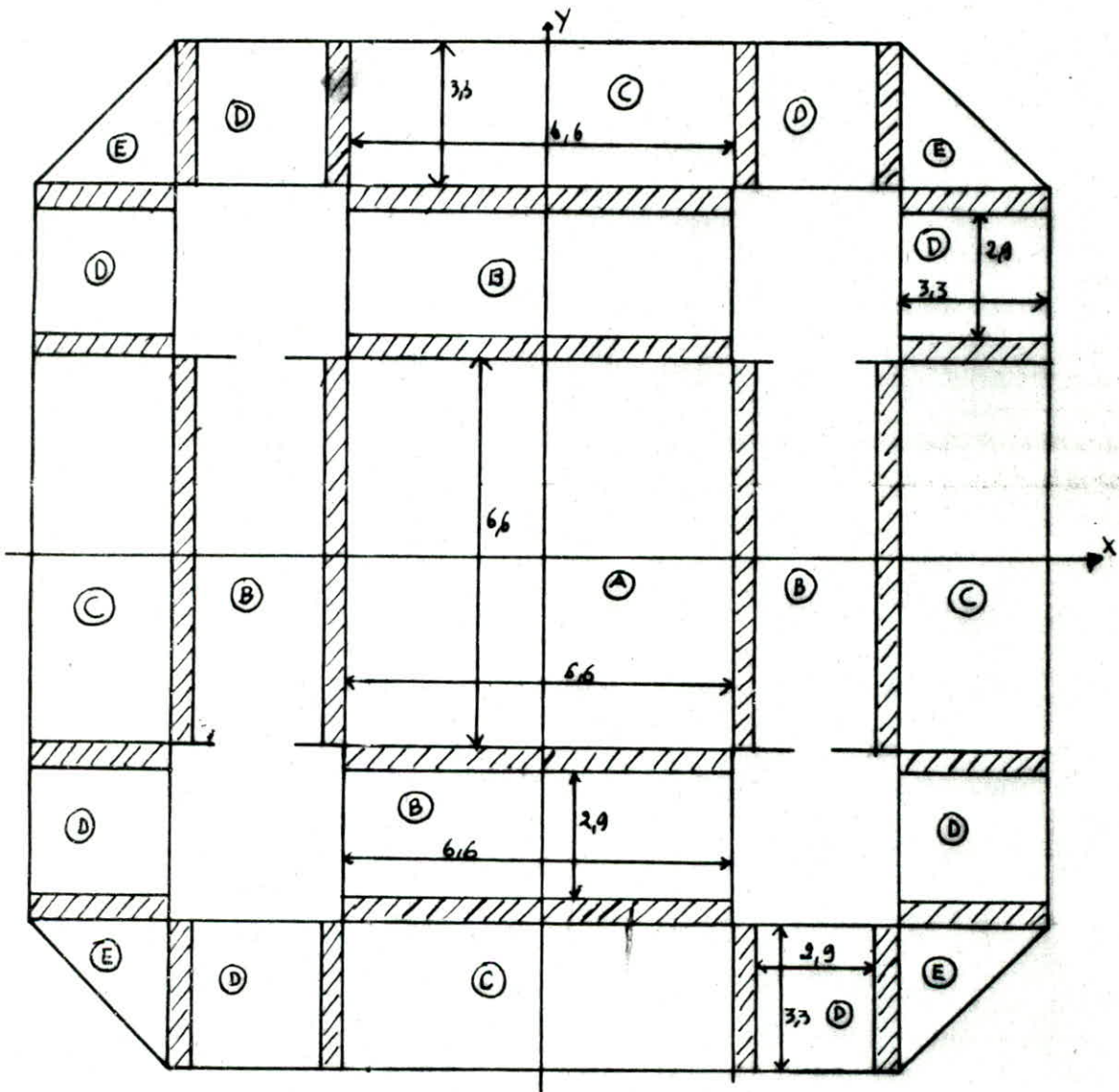
$\bar{\sigma}_a = 2526,91 < \bar{\sigma}_a$; $\sigma'_b = 32,82 < \bar{\sigma}'_b.$

Verification de la flèche

$$E = 115021,74 \text{ kg/cm}^2 ; I = \frac{100 \cdot 18^3}{12} = 48600 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow f = \frac{914}{384EI} = 0,017 \text{ cm} < \bar{f}$$

Identification et dimensions des dalles



Les dalles sont des pièces minces et planes dont la largeur est nettement supérieure à la hauteur. On distingue 3 types de dalles pour le calcul des efforts :

- Dalles appuyées sur 04 côtés
- Dalles appuyées sur 03 côtés.
- Dalles appuyées sur 02 côtés.

Calcul des dalles : Nous supposerons que les dalles sont simplement appuyées sur leurs côtés, en réalité elles sont partiellement encastrées, donc nous calculerons les moments isostatiques en premier temps puis on fera

puis on fera une répartition des moments en travée et sur appuis conformément aux règles C.C.B.A 68 Art 55.

Méthode de calcul : On utilisera les tables de R. Bares pour le calcul des efforts et les flèches sur les dalles :

Les étapes de calcul se feront comme suit :

- On détermine le rapport des dimensions $\gamma = \frac{a}{b}$
- On tire du tableau correspondant au type de charge et d'appuis les valeurs des coefficients suivants : (pour le béton-armé $\mu = 0,15$).

w_s : coef de flèche au milieu de la dalle

w_{bs} : coef de flèche au bord de la dalle appuyée sur 03 côtés.

α_{xs} : coef du moment au milieu de la dalle dans le sens x.

α_{ys} : " " " " " " " sens y.

α_{yas} : " " du bord libre de la dalle sur 03 côtés.

les efforts et les flèches seront :

$$f_s = w_s \cdot \frac{qa^4}{Eh^3} \quad ; \quad \text{flèche au milieu.}$$

$$f_{bs} = w_{bs} \cdot \frac{qa^4}{Eh^3} \quad ; \quad \text{flèche au bord.}$$

$$M_{xs} = \alpha_{xs} \cdot qa^2 \quad ; \quad M_{ys} = \alpha_{ys} \cdot qa^2$$

$$M_{yas} = \alpha_{yas} \cdot qb^2$$

charge de calcul : $q = G + 1,2Q = 1,339 \text{ t/m}^2$ pour le calcul des efforts.

$q = G + Q = 1,239 \text{ t/m}^2$ pour le calcul des flèches d'après Art 8.4 CCBA 68.

Pour les dalles triangulaires sur 02 côtés, elles seront calculées par la méthode des ruptures.

Panneaux appuyés sur 04 côtés

Panneau	γ	w_s	f_s (cm)	α_{xs}	M_{xs} (t.m)	α_{ys}	M_{ys} (t.m)
A	1	0,0476	0,69	0,0423	2,46	0,0423	2,46

Panneau B: sera calculé par la méthode de Pigeaud

$$\gamma = 0,44 \Rightarrow \mu_x = 0,11 ; \mu_y = 0,277$$

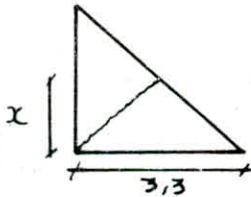
$$M_x = \mu_x q a^2 ; M_y = \mu_y M_x$$

$$M_x = 1,24 \text{ t.m} ; M_y = 0,34 \text{ t.m.}$$

Panneaux appuyés sur 03 côtés.

Panneau	γ	w_{bs}	f_{bs} (cm)	α_{xs}	M_{xs} (t.m)	α_{ys}	M_{ys} (t.m)	α_{yax}	M_{yax} (t.m)
C	0,5	1,1539	1,06	0,0832	1,21	0,0341	1,99	0,0575	3,35
D	1,137	0,091	0,083	0,024	0,28	0,0845	0,95	0,1171	1,3

Panneau triangulaire appuyé sur 02 côtés (E):



On calcule le moment global de basculement suivant

la ligne de rupture à 45° .

$$M = P \cdot \frac{x}{3} ; P = \frac{1}{2} \cdot 1,65 \cdot 3,3 \cdot 1,339 = 3,645 \text{ t}$$

$$M = 3,645 \cdot \frac{1,65}{3} = 2 \text{ t.m.}$$

$$M_x = M_y = M \cos 45^\circ = 1,42 \text{ t.m.}$$

Donc les moments isostatiques suivant x et y sont

Dalles	A	B	C	D	E
M_{ox} (t.m)	2,46	1,24	1,21	0,28	1,42
M_{oy} (t.m)	2,46	0,34	3,35	1,3	1,42

Les flèches admissibles \bar{f} sont données dans l'art 61.22 CCBA 68 $\rightarrow \bar{f} = 1,16 \text{ cm.}$

En tenant compte de la continuité, nous aurons :

Dalles	M_{Ex} (t.m)	M_{Ey} (t.m)
A	2,1	2,1
B	0,75	0,28
C	1,1	3,35
D	0,28	1,3
E	1,42	1,42

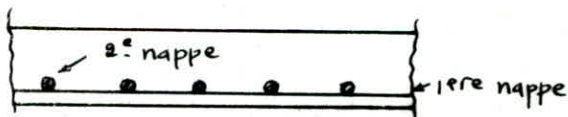
Appuis	M_a (t.m)
(A-B)	- 1,23
(B-C)	- 0,62
(C-D)	- 1,675
(D-E)	- 0,74

Ferrailage

Pour toutes les dalles, on choisira un diamètre $\phi = 8\text{mm}$.

hauteur utile : suivant X $\rightarrow h_x = 17,6\text{cm}$.

suivant Y $\rightarrow h_y = 16,8\text{cm}$.



Suivant x

Dalles	M (t.m)	h (cm)	μ	E	A calculée cm^2	A choisie cm^2	t (cm)
A	2,1	17,6	0,0363	0,9186	4,64	11 $\phi 8$	9
B	0,75	17,6	0,0129	0,9493	1,6	4 $\phi 8$	25
C	1,1	17,6	0,0190	0,9394	2,37	6 $\phi 8$	16
D	0,28	17,6	0,0048	0,9686	0,586	4 $\phi 8$	25
E	1,42	17,6	0,0245	0,9318	3,09	7 $\phi 8$	14

Suivant y

Dalles	M (t.m)	h (cm)	ν	E	A calculée cm ²	A choisie cm ²	t (cm)
A	2,1	16,8	0,0398	0,9152	4,88	10 $\phi 8$	10
B	0,28	16,8	0,0053	0,9669	0,61	4 $\phi 8$	25
C	3,35	16,8	0,0635	0,8959	7,45	18 $\phi 8$	5
D	1,3	16,8	0,0246	0,9317	2,96	7 $\phi 8$	14
E	1,42	16,8	0,0269	0,9289	3,25	8 $\phi 8$	12,5

A l'appui

Appuis	M (t.m)	h (cm)	ν	E	A calculée cm ²	A choisie cm ²	t (cm)
(A-B)	-1,23	17,6	0,0212	0,9361	2,66	6 $\phi 8$	16
(B-C)	-0,62	17,6	0,0107	0,9454	1,33	4 $\phi 8$	25
(C-D)	-1,675	17,6	0,0289	0,9153	3,71	8 $\phi 8$	12,5
(D-E)	-0,71	17,6	0,0122	0,9507	1,52	4 $\phi 8$	25

Verification à la fissuration :

On doit veiller à ce que $\sigma_a \leq \min \begin{cases} 2/3 \sigma_{en} = \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$

$$\sigma_1 = \frac{Kl}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd}$$

$$K = 10^6 ; l = 1,6 ; \phi = 8 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{Kl \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$\Rightarrow \sigma_2 = 2585 \text{ kg}$$

Si $\bar{\sigma}_a > \max(\sigma_1, \sigma_2)$, on rebaraille avec $\max(\sigma_1, \sigma_2)$

pour éviter la fissuration.

Condition de non fragilité

Suivant la plus grande portée

$$A_{min} = 0,69bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(\frac{1+\rho}{4} \right) \quad \text{avec } \rho = \frac{lx}{2l}$$

Suivant la plus petite portée

$$A_{min} = 0,69bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(1 - \frac{\rho}{2} \right)$$

$$\rho = 0,44 \Rightarrow \begin{cases} A_{min} = 0,6 \text{ cm}^2 & \text{suivant la plus gde portée.} \\ A_{min} = 1,31 \text{ cm}^2 & \text{suivant la plus petite portée.} \end{cases}$$

$$\rho = 1,137 \Rightarrow \begin{cases} A_{min} = 0,89 \text{ cm}^2 & \text{suivant la plus gde portée.} \\ A_{min} = 0,72 \text{ cm}^2 & \text{suivant la plus petite portée.} \end{cases}$$

on doit toujours avoir A calculée $>$ A_{min} .

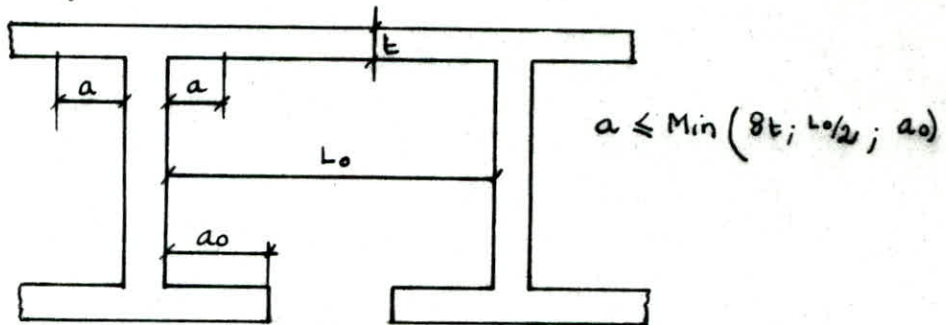
Verification au cisaillement.

$$T_{max} = q \frac{l_{max}}{2} = 1,339 \cdot \frac{6,6}{2} = 4,42 \text{ t}$$

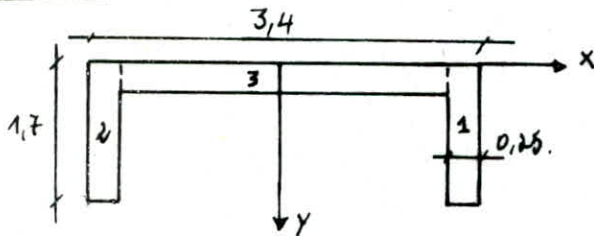
$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{4,42 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 17,6} = 2,87 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,67 \text{ kg/cm}^2.$$

CALCUL
DES
INERTIES

Comme nous l'avons déjà cité, notre ouvrage est contreventé par quatre noyaux. Afin d'augmenter l'inertie, nous avons fait travailler les voiles perpendiculaires comme l'autorise le R.P.A 81 dans l'article 4.3.2.3:
 Il est admis de considérer l'influence des murs perpendiculaires. La longueur du mur pris en compte de chaque côté devrait être la plus petite des valeurs indiquées sur la figure.



Suivant x nous aurons:



On calcule le C.D.G du Profilé puis on évalue son inertie / C.D.G

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

Refends	A_i (m ²)	x_i (m)	y_i (m)	$A_i x_i$	$A_i y_i$
①	0,425	1,575	0,85	0,669	0,36125
②	0,425	-1,575	0,85	-0,669	0,36125
③	0,725	0	0,125	0	0,0906

$$x_G = 0$$

$$y_G = 0,516 \text{ m}$$

I_x est calculée par rapport à l'axe Y-Y $\rightarrow I_x = I_{x1} + I_{x2} + I_{x3} = 2,62 \text{ m}^4$

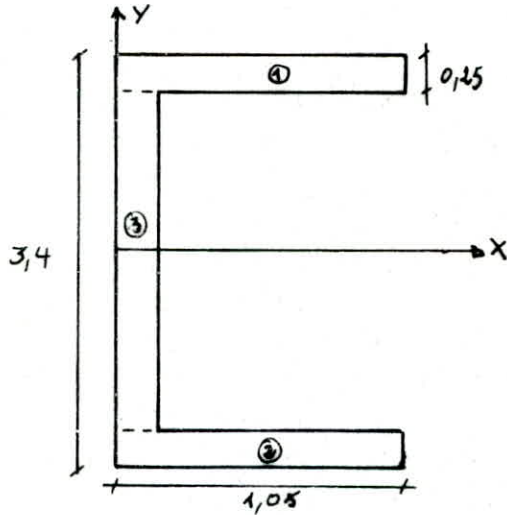
Comme nous avons 04 noyaux $\rightarrow I_x = 4 \cdot 2,62 = 10,48 \text{ m}^4$

$$I_x = 10,48 \text{ m}^4$$

Suivant Y

On évalue le C.D.G du profilé puis on calcule le moment d'inertie / C.D.G.

- Pour le Monte charge (M.c)



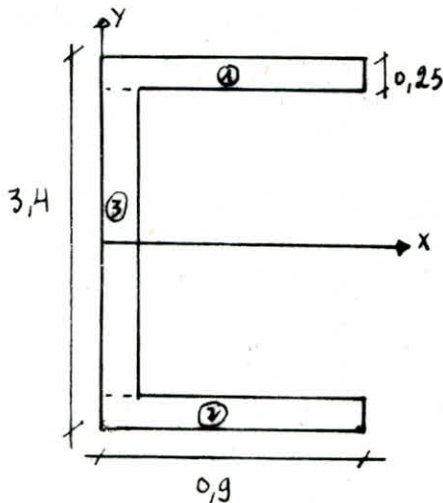
Re fends	$A_i (m^2)$	$x_i (m)$	$y_i (m)$	$A_i x_i (m^3)$	$A_i y_i (m^3)$
①	0,2625	0,525	1,575	0,1378	0,4134
②	0,2625	0,525	-1,575	0,1378	-0,4134
③	0,725	0,125	0	0,09	0

$x_G = 0,2925m$

$y_G = 0$

$I_y = I_{y1} + I_{y2} + I_{y3} = 1,81 m^4 \Rightarrow I_{y(\text{total})} = 7,25 m^4$

- Pour l'ascenseur (ASC).



Refends	A_i (m ²)	x_i (m)	y_i (m)	$A_i x_i$ (m ³)	$A_i y_i$ (m ³)
①	0,225	0,45	1,575	0,10125	0,3543
②	0,225	0,45	-1,575	0,10125	-0,3543
③	0,725	0,125	0	0,09	0

$$X_G = 0,2489 \text{ m}^4$$

$$Y_G = 0$$

$$I_{yy} = 1,626 \text{ m}^4 \Rightarrow I_x (\text{total}) = 4 \times 1,626 = 6,5 \text{ m}^4 \Rightarrow I_y = 7,25 + 6,5 = 13,75 \text{ m}^4$$

donc : suivant x \Rightarrow

$I_x = 10,49 \text{ m}^4$
$I_y = 13,75 \text{ m}^4$

Dans notre hypothèse, les linteaux ne travaillent au tirant.

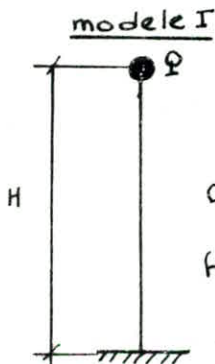
ETUDE
AU
SEISME

EVALUATION DE LA PERIODE PROPRE D'OSCILLATION

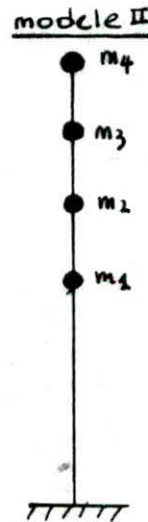
Effet du seisme: d'excitation sismique provoque une accélération dynamique au niveau du sol (variable avec le temps), ce qui provoque une accélération qui affecte notre structure liée au sol

Modélisation: A titre comparatif, nous étudierons deux modèles, le 1^{er} consiste à concentrer les masses au niveau du centre de masse des 04 niveaux (vu que le 1^{er} niveau commence à 8 m, ressemblance avec un château d'eau), cette masse étant portée par une console verticale flexible encastrée à la base au niveau des fondations.

le 2^e modèle consiste à concentrer les masses au niveau de chaque plancher, qui seront par une console verticale flexible encastrée au niveau des fondations.

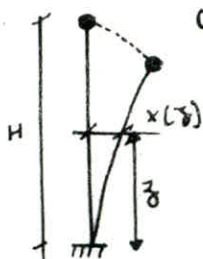


On supposera que notre
fondation est ancrée
à 2 m de profondeur.



Etude du modèle I: Elle se base sur le principe de la conservation de l'énergie totale

$$E_T = E_p + E_c \quad \text{où } E_p: \text{énergie potentielle ; } E_c: \text{Énergie cinétique}$$



On observe que pendant l'oscillation, le système passe par 02 positions extrêmes, et une position d'équilibre

position d'équilibre statique $x=0 \Rightarrow E_c$ est max.

position extrême $x = \text{amplitude max} \Rightarrow E_p$ est max.

En vertu du principe de conservation de l'énergie $\Leftrightarrow 0 + E_p^{\max} = E_c^{\max} + 0$

$$\Rightarrow E_p^{\max} = E_c^{\max}, \text{ On a : } W_p = \frac{1}{2} \int_0^H q(z) x(z) dz + \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n P_j x_j$$

$$W_c = \frac{1}{2} \omega^2 \frac{1}{g} \left[\int_0^H q(z) x^2(z) dz + \sum_{j=1}^n P_j x_j^2 \right]$$

avec $q(z)$: charge répartie suivant la hauteur, nous la supposons constante.

P : poids total ; $x(z)$: déplacement horizontal ; x_j : déplacement horizontal du centre de masse. Nous avons 1 charge concentrée P au sommet, et une charge uniformément répartie $q(H) = \text{cte}$ sur toute la hauteur $\Rightarrow x(z) = x_p(z) + x_q(z)$.
 $x_p(z)$ et $x_q(z)$ sont les équations des déformées respectivement sous l'effet de p et q . Pour x_j on posera $z = H$ et ainsi on aura x_j .

- console encastree soumise à 1 charge concentrée au sommet

$$x_p(z) = \frac{P}{6EI} [-z^3 + 3z^2H]$$

- console encastree soumise à 1 charge répartie

$$x_q(z) = \frac{q}{24EI} [z^4 - 4z^3H + 6z^2H^2]$$

$$\Rightarrow x(z) = x_p(z) + x_q(z) = \frac{P}{6EI} [-z^3 + 3z^2H] + \frac{q}{24EI} [z^4 - 4z^3H + 6z^2H^2]$$

en injectant cette expression dans l'expression de W_p et après intégration on aura:

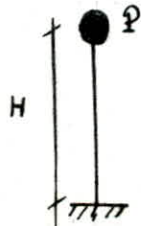
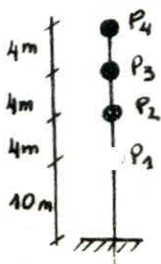
$$W_p = \frac{1}{2} \left[\frac{P^2 H^3}{24EI} \right] [1,2A^2 + 6A + 8] \text{ avec } A = \frac{qH}{P}$$

La même chose est effectuée pour W_c ; après intégration on aura:

$$W_c = \frac{1}{2} \cdot \frac{\omega^2}{g} \cdot \frac{P^3 H^6}{(24EI)^2} [2,31A^3 + 20,8A^2 + 63,09A + 64] \text{ avec } A = \frac{qH}{P}$$

en égalisant les 2 expressions de W_p et W_c on obtient la formule donnant la pulsation du 1^{er} mode de vibration.

$$\omega^2 = g \cdot \frac{24EI}{PH^3} \left[\frac{1,2A^2 + 6A + 8}{2,31A^3 + 20,8A^2 + 63,09A + 64} \right]$$



$$H = \frac{P_1 h_1 + P_2 h_2 + P_3 h_3 + P_4 h_4}{P_1 + P_2 + P_3 + P_4} = 15,79 \text{ m}$$

$$P = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 2009,55 \text{ t}$$

$$P_1 = 558,825 \text{ t}, P_2 = 475,935 \text{ t}, P_3 = 475,935 \text{ t}, P_4 = 499,805 \text{ t}$$

On supposera $q(z) = cte = (3,4^2 - 2,9^2) \cdot 2,5 = 7,875 \text{ t/ml}$.

$$A = \frac{qH}{P} = \frac{7,875 \cdot 15,79}{2000,85} = 0,062 \Rightarrow \omega^2 = 13,92 \text{ I}$$

Suivant x : $I = 10,49 \text{ m}^4 \Rightarrow \omega = 12,08 \text{ Rd/s} \Rightarrow \boxed{T = 0,52 \text{ sec}}$

Suivant y : $I = 13,75 \text{ m}^4 \Rightarrow \omega = 13,83 \text{ Rd/s} \Rightarrow \boxed{T = 0,45 \text{ sec}}$

Etude du modèle II : Pour ce modèle là, il existe 2 méthodes de calcul :

- la méthode mathématique exacte, qui nécessite un outil de calcul sophistiqué.
- les méthodes approchées : - méthode de Lord Rayleigh, de Holzer, et de Vianello-Stodolla. Dans notre cas, on utilisera la méthode proposée par Vianello-Stodolla qui est une méthode itérative donnant les périodes propres et les formes propres de tous les modes.

Méthode de Vianello-Stodolla sous forme matricielle.

La méthode de Stodola consiste à faire une hypothèse initiale sur l'allure du mode, cette hypothèse est ensuite améliorée par itérations successives jusqu'à ce qu'une approximation satisfaisante du mode soit obtenue, la fréquence de vibration correspondante est alors déterminée à l'aide de l'équation du mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement

est donnée par $m \ddot{v} + K v = 0$

m : matrice de masse

K : matrice de rigidité

v : vecteur déplacement ; $v(t) = \hat{v} \sin(\omega t + \theta)$ où \hat{v} : représente les modes

de déformation possibles du système, nous aurons après dérivation de v :

$$[K - \omega^2 m] \hat{v} = 0, \text{ en multipliant par } \left(\frac{1}{\omega^2}\right) \hat{f} \text{ où } \hat{f} \text{ est la matrice de souplesse.}$$

$$\Rightarrow \left[\frac{1}{\omega^2} \cdot I - \hat{f} \cdot m\right] \hat{v} = 0 \text{ rappelons que } [K] = \frac{I}{[\hat{f}]} = [\hat{f}]^{-1}$$

I : matrice identité, cette équation n'admet de solutions que si :

$$\left[\frac{1}{\omega^2} I - \hat{f} \cdot m\right] = 0 \quad (1)$$

Determination du mode fondamental : D'après (1) $\Rightarrow \frac{1}{\omega_1^2} \cdot \hat{v} = \hat{f} \cdot m \hat{v}$

on pose le produit $\hat{f} \cdot m = D$, où D est appelée matrice dynamique, caractérise les propriétés dynamiques de la structure $\Rightarrow \frac{1}{\omega_1^2} \cdot \hat{v} = D \hat{v}$. (2)

On commence par un vecteur initial $v_1^{(0)}$, l'indice inférieur (1) caractérise le 1^{er} mode et l'indice supérieur (0) indique qu'il s'agit de l'hypothèse initiale.

Introduisons ce vecteur dans la relation (2) $\Rightarrow \frac{1}{\omega_1^2} v_1^{(1)} = D v_1^{(0)}$; posons maintenant

$$\bar{v}_1^{(1)} = D v_1^{(0)}, \quad \bar{v}_1^{(1)} \text{ est proportionnel à la déformée } v_1^{(0)} \Rightarrow \frac{1}{\omega_1^2} v_1^{(1)} = \bar{v}_1^{(1)} \quad (3)$$

Si on suppose que l'amplitude calculée est égale à l'amplitude initiale, une équation équivalente à (3) nous permet de calculer la pulsation ω_1 en considérant la coordonnée de déplacement d'un point arbitraire k on a : $\bar{v}_{k1}^{(1)} = \frac{1}{\omega_1^2} v_{k1}^{(0)}$

$\Rightarrow \omega_1^2 = \frac{v_{k1}^{(0)}}{\bar{v}_{k1}^{(1)}}$ si on préfère le processus "s" fois jusqu'à avoir la précision désirée \Rightarrow

$$\omega_1^2 = \frac{v_{k1}^{(s-1)}}{\bar{v}_{k1}^{(s)}}$$

Determination du second mode : De la même manière que pour le mode fondamental

On détermine la matrice dynamique du 2^{es} mode qu'on notera $D_2 \equiv D \cdot S_1$.

D : matrice dynamique du 1^{er} mode

S_1 : matrice de balayage permettant d'éliminer l'influence du 1^{er} mode

$$S_1 = \begin{bmatrix} -(\Phi_1^T \cdot m_s)^{-1} \cdot (\Phi_1^T \cdot m_r) \\ I \end{bmatrix}$$

Φ_1 : vecteur propre du 1^{er} mode

m_s : 1^{er} vecteur colonne de la matrice de masse

m_r : les colonnes restantes de la matrice de masse

Une fois la matrice dynamique D_2 déterminée, on procédera de la même manière

que pour le 1^{er} mode. \Rightarrow

$$\omega_2^2 = \frac{v_{k2}^{(s-1)}}{\bar{v}_{k2}^{(s)}}$$

Calcul des coefficients de la matrice de souplesse \hat{F} : Ces coefficients sont évalués par application d'une charge unitaire P_j au niveau "j", les autres forces étant nulles aux niveaux 1, 2, 3, ... n sauf j. On calcule après les déplacements aux niveaux 1, 2, ... n provoqués par cette force unitaire.



$$M = P_j x_j$$

$$M(x) = -P_j x_j + P_j x \rightarrow M(x) = x - x_j$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M(x)}{EI} = \frac{x_j - x}{EI} \quad \text{d'où} \quad \frac{dy}{dx} = \frac{1}{EI} \left[x_j x - \frac{x^2}{2} \right] + C_0 ; \text{ pour } x=0 \rightarrow y'(0)=0 \rightarrow C_0=0$$

$$y(x) = \frac{1}{EI} \left[x_j \frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{6} \right] + C_1 ; \text{ pour } x=0 \rightarrow y(0)=0 \rightarrow C_1=0$$

$$\text{d'où} \quad x_i = \delta_{ij} = \frac{1}{EI} \left[\frac{x_j^2}{2} \left(x_j - \frac{x_i}{3} \right) \right] \quad \text{avec } j \geq i$$

D'après le Théorème de Maxwell-Betti on a $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

δ_{ij} : déplacement en i dû à une charge unitaire appliquée en j.

valeurs de $EI \delta_{ij}$

i \ j	1	2	3	4
1	$10^3/3$	533,33	733,33	933,33
2	533,33	$14^3/3$	1306,67	1698,67
3	733,33	1306,67	$18^3/3$	2592
4	933,33	1698,67	2592	$22^3/3$

$$\Rightarrow EI \hat{F} = \begin{bmatrix} \frac{22^3}{3} & 2592 & 1698,67 & 933,33 \\ 2592 & \frac{18^3}{3} & 1306,67 & 733,33 \\ 1698,67 & 1306,67 & \frac{14^3}{3} & 533,33 \\ 933,33 & 733,33 & 533,33 & \frac{10^3}{3} \end{bmatrix}$$

Calcul du mode fondamental

$$m = \frac{1}{g} \begin{bmatrix} 491,805 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 475,935 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 475,935 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 558,825 \end{bmatrix}$$

On calcule $D = \hat{F} \cdot m$

$$D = \frac{1}{EIg} \begin{bmatrix} 1739721,846 & 1229346,72 & 805653,701 & 520028,1428 \\ 1270481,76 & 922010,04 & 649733,981 & 408593,1428 \\ 832611,5939 & 649733,981 & 433814,261 & 297158,1428 \\ 457476,3662 & 347807,4191 & 252950,4191 & 185723,1428 \end{bmatrix}$$

Pour commencer on choisira $v_1^{(0)} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0,8 \\ 0,6 \\ 0,4 \end{bmatrix}$

$$\bar{v}_1^{(s)} = D v_1^{(s-1)}$$

$\bar{v}_1^{(1)}$	$v_1^{(1)}$	$\bar{v}_1^{(2)}$	$v_1^{(2)}$	$\bar{v}_1^{(3)}$	$v_1^{(3)}$	$\bar{v}_1^{(4)}$
3414602,7	1	3204864,561	1	3199764,973	1	3199764,973
2543367,438	0,7449	2382316,691	0,7433	2378414,349	0,7433	2378414,349
1707550,592	0,5001	1594911,397	0,4977	1592196,205	0,4976	1592196,205
961781,8101	0,2817	895376,8266	0,2794	893786,0905	0,2793	893786,0905

$$\Phi_1 = \begin{bmatrix} 1 \\ 0,7433 \\ 0,4976 \\ 0,2793 \end{bmatrix}$$

$$\omega_1^2 = \frac{v_{11}^{(3)}}{v_{11}^{(4)}} = \frac{EIg}{3199764,973}$$

Suivant x :

$$I = 10,49 \text{ m}^4$$

$$\omega_1^2 = \frac{3,78 \cdot 10^6 \cdot 9,81 \cdot 10,49}{3199764,973} = 1,2157 \cdot 10^2 \rightarrow \omega_1 = 11,026 \text{ Rd/s} \rightarrow \boxed{T = 0,57 \text{ s}}$$

Suivant y :

$$I = 13,75 \text{ m}^4$$

$$\omega_1^2 = \frac{3,78 \cdot 10^6 \cdot 9,81 \cdot 13,75}{3199764,973} = 1,593 \cdot 10^2 \rightarrow \omega_1 = 12,623 \text{ Rd/s} \rightarrow \boxed{T = 0,50 \text{ s}}$$

Ces 2 valeurs de la période sont proches de celles trouvées pour le modèle I, donc on se limitera par la suite à l'étude du modèle II.

Calcul du 2^e mode : $D_2 = D S_2$ avec $S_2 = \begin{bmatrix} -(\Phi_1^T m_s)^{-1} \times (\Phi_1^T m_n) \\ I \end{bmatrix}$

$$\Phi_1^T = \begin{bmatrix} 1 & 0,7433 & 0,4976 & 0,2793 \end{bmatrix}$$

$$m_s = \frac{1}{g} \begin{bmatrix} 491,805 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\Rightarrow \Phi_1^T \cdot m_s = \frac{491,805}{g} \Rightarrow (\Phi_1^T \cdot m_s)^{-1} = \frac{g}{491,805}$$

$$m_r = \frac{1}{g} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 475,935 & 0 & 0 \\ 0 & 475,935 & 0 \\ 0 & 0 & 558,825 \end{bmatrix}$$

$$\Rightarrow (\Phi_1^T \cdot m_r) = \frac{1}{g} \begin{bmatrix} 352,536 & 236,0042 & 155,6190 \end{bmatrix}$$

$$\Rightarrow (\Phi_1^T \cdot m_s)^{-1} \times (\Phi_1^T \cdot m_r) =$$

$$= \begin{bmatrix} 0,7192 & 0,4815 & 0,3175 \end{bmatrix}$$

$$S_1 = \begin{bmatrix} -0,7192 & -0,4815 & -0,3175 \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \Rightarrow D_2 = \frac{1}{EIg}$$

$$\begin{bmatrix} -21861,2316 & -32022,3678 & -32333,5433 \\ 8279,5582 & 7997,0136 & 5215,1840 \\ 20919,7227 & 32911,7785 & 32803,9617 \\ 18790,4165 & 32675,5488 & 40474,3965 \end{bmatrix}$$

le déplacement v_{12} n'a pas à être calculé avant que la solution ne converge, car il est régi par la condition d'orthogonalité.

$$v_2^{(0)} = \begin{bmatrix} 1 \\ -0,4 \\ -0,8 \\ -1 \\ \sqrt{2} \end{bmatrix}$$

$$\begin{matrix} \bar{v}_2^{(1)} & v_2^{(1)} & \bar{v}_2^{(2)} & v_2^{(2)} & \bar{v}_2^{(3)} & v_2^{(3)} & \bar{v}_2^{(4)} & v_2^{(4)} & \bar{v}_2^{(5)} \end{matrix}$$

$$\begin{bmatrix} - & - & - & - & - & - & - & - & 14023,3335 \\ -14924,6182 & 0,2013 & 14163,9736 & 0,1914 & 14037,9884 & 0,1906 & 14024,9672 & 0,1905 & 14023,3335 \\ -67501,2736 & 0,9106 & 66984,5674 & 0,9051 & 66596,4473 & 0,9043 & 66553,3821 & 0,9042 & 66547,9990 \\ -74131,0021 & 1 & 74011,2621 & 1 & 73645,5214 & 1 & 73604,3487 & 1 & 73599,2021 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \bar{v}_2^{(5)} & \bar{v}_2^{(6)} \\ -0,8893 & -65452,7329 \\ 0,1905 & 14023,3335 \\ 0,9042 & 66547,9990 \\ 1 & 73599,2021 \end{bmatrix}$$

$$\Rightarrow \Phi_2 = \begin{bmatrix} 1 \\ -0,2142 \\ -1,0168 \\ -1,1245 \end{bmatrix}$$

$$\rightarrow \omega_2^2 = \frac{v_{24}^{(5)}}{v_{24}^{(6)}} = \frac{EIg}{73599,2021}$$

Suivant x: $I = 10,49 \text{ m}^4$

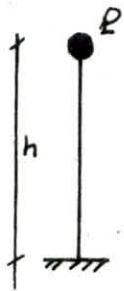
$$\omega_2^2 = \frac{3,78 \cdot 10^6 \cdot 10,49 \cdot 9,81}{73599,2021} = 5,285 \cdot 10^3 \rightarrow \omega_2 = 72,70 \text{ Rd/s} \rightarrow \boxed{T = 0,086 \text{ s}}$$

Suivant Y: $I = 13,75 \text{ m}^4$

$$\omega_2^2 = \frac{3,78 \cdot 10^6 \cdot 13,75 \cdot 9,81}{73599,2021} = 6,927 \cdot 10^3 \rightarrow \omega_2 = 83,23 \text{ Rd/s} \rightarrow \boxed{T = 0,075 \text{ s}}$$

Calcul de la periode au niveau de la terrasse.

Les cages montent jusqu'à 2,5m au dessus du niveau de la terrasse, nous supposons donc une masse concentrée au sommet, et la console encastree au niveau de la terrasse.



la periode d'oscillation est donnee par la formule suivante:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P h^3}{3gEI}}$$

$$P = 47,3725 \text{ t} ; h = 2,5 \text{ m}$$

Suivant x: $I = 10,49 \text{ m}^4$

$$T = \sqrt{\frac{47,3725 \cdot 2,5^3}{3 \cdot 9,81 \cdot 3,78 \cdot 10^6 \cdot 10,49}} = 0,158 \text{ s} ; \boxed{T = 0,158 \text{ s}}$$

Suivant Y: $I = 13,75 \text{ m}^4$

$$T = \sqrt{\frac{47,3725 \cdot 2,5^3}{3 \cdot 9,81 \cdot 3,78 \cdot 10^6 \cdot 13,75}} = 0,138 \text{ s} ; \boxed{T = 0,138 \text{ s}}$$

Etude au Seisme vertical - Cas des Consoles -

Les Consoles sont conçus pour reprendre et transmettre les charges verticales, et surtout pour resister à l'effet du seisme vertical.

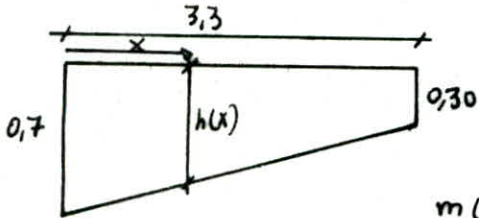
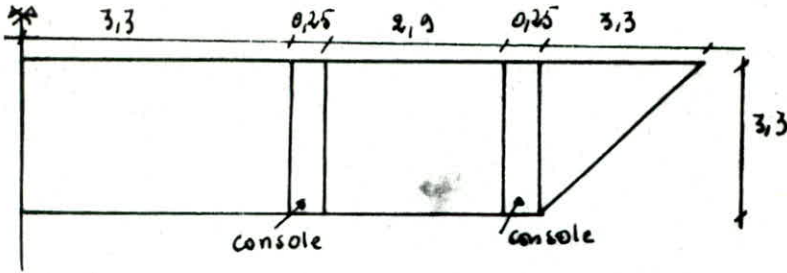
Selon les recommandations des regles parasismiques P.S69, ces elements (c-a-d consoles) doivent faire l'objet d'un calcul au seisme vertical.

La periode propre d'une console d'inertie variable $I(x)$ et comportant une masse uniformément répartie $m(x)$ est liée au déplacement vertical et à la courbure.

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad \text{avec} \quad \omega^2 = \frac{\int_0^L EI(x) \cdot \left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)^2 dx}{\int_0^L m(x) \cdot y^2 dx}$$

$I(x)$: Inertie des consoles

$m(x)$: charges et surcharges qui reviennent aux consoles par unité de longueur.



$$h(x) = 0,7 - \frac{0,4}{3,3}x = 0,7 - 0,12x \Rightarrow I(x) = \frac{0,25(0,7-0,12x)^3}{12}$$

comme on a 2 consoles $\Rightarrow I(x) = \frac{0,25(0,7-0,12x)^3}{6} \text{ m}^4$.

$$m(x) = \frac{1}{9}(0,265x - 0,038x^2 + 7,761) \text{ t/ml.}$$

On suppose que la déformée se fait suivant une cubique $y(x) = ax^3 + bx^2 + cx + d$.

$$x=0 \rightarrow y(0) = 0 \rightarrow d=0$$

$$x=0 \rightarrow y'(0) = 0 \rightarrow c=0$$

$$x=l \rightarrow y''(l) = 0 \rightarrow y'''(l) = 0 \Leftrightarrow 6ax + 2b = 0 \Rightarrow y(x) = ax^2(x-3l)$$

$$l = 3,3 \Rightarrow y(x) = ax^2(x-9,9) \Rightarrow y''(x) = 6a(x-3,3)$$

$$\omega^2 = \frac{\int_0^{3,3} E \cdot \frac{0,25(0,7-0,12x)^3}{6} [6a(x-3,3)]^2 dx}{\int_0^{3,3} \frac{1}{9} [0,265x - 0,038x^2 + 7,761] [ax^2(x-9,9)]^2 dx}$$

on pose $A = (0,7-0,12x)^3(x-3,3)^2 \Rightarrow \int_0^{3,3} A = 10,754$.

$$B = (0,265x - 0,038x^2 + 7,761)(x-9,9)^2 x^4 \Rightarrow \int_0^{3,3} B = 32882,976$$

$$\Rightarrow \omega^2 = \frac{6 \cdot 3,78 \cdot 10^6 \cdot 0,25 \cdot 10,754 \cdot 9,81}{32882,976} = 1,82 \cdot 10^4 \rightarrow \omega = 134,87 \text{ Rds}$$

$$\Rightarrow \boxed{T = 0,046 \text{ s}}$$

EVALUATION DES FORCES SISMQUES

En raison de la brusque variation de la rigidité (le 1^{er} niveau commence à 8 m au dessus du sol) ce qui ne vérifie pas les conditions d'application de la méthode de statique équivalente, nous avons été amené à utiliser une méthode dynamique approchée qui se prête mieux à notre structure. Cette méthode approximative prend en compte la réponse de la structure suivant les modes supérieurs, elle consiste en une superposition de réponses des modes aux spectres sismiques.

Procédure de calcul : - Détermination des caractéristiques dynamiques de la structure (T, Φ)

- facteur de contribution de chaque mode. Γ_i .
- Facteur du facteur d'amplification dynamique moyen D pour chaque mode.
- Évaluation des forces sismiques pour chaque mode.
- Évaluation de la résultante.

Les forces sismiques F_{ki} sont données par la formule $F_{ki} = \Gamma_i w_k (A D_i B Q) \Phi_{ki}$

k : indice de l'étage; i : indice du mode.

A : coef d'accélération des zones = 0,15.

D : facteur d'amplification dynamique moyen \rightarrow pour 1 sol fixe et 1 amortissement de 10%

$$D = 2 \sqrt{\frac{0,3}{T}}$$

Suivant X :

	1 ^{er} mode	2 ^e mode
T_i	0,57	0,086
D_i	1,451	2

Suivant Y :

	1 ^{er} mode	2 ^e mode
T_i	0,50	0,075
D_i	1,549	2

B : facteur de comportement de la structure = $\frac{1}{3}$.

Q : Facteur de qualité ; $Q_x = 1,4$ et $Q_y = 1,3$

$$\Gamma_i = \frac{\sum_{k=1}^n w_k \cdot \Phi_{ki}}{\sum_{k=1}^n w_k \cdot \Phi_{ki}^2}$$

, w_k : masse au niveau de chaque plancher.

La résultante $F_k = \sqrt{\sum_i F_{ki}^2}$

Calcul des coefficients de contribution

Niveau	$w_k(t)$	1 ^{er} mode				2 ^e mode			
		Φ_{k1}	Φ_{k1}^2	$w_k \Phi_{k1}$	$w_k \Phi_{k1}^2$	Φ_{k2}	Φ_{k2}^2	$w_k \Phi_{k2}$	$w_k \Phi_{k2}^2$
1	558,825	0,2793	0,0780	156,0798	43,5931	-1,1245	1,2645	-628,3987	706,6342
2	475,935	0,4976	0,2476	236,8253	117,8442	-1,0168	1,0339	-483,9307	492,0607
3	475,935	0,7433	0,5525	353,7625	262,9517	-0,2142	0,0459	-101,9453	21,8367
4	491,805	1	1	491,805	491,805	1	1	491,805	491,805

⇒ $\Gamma_1 = 1,3518$ et $\Gamma_2 = -0,4219$

Calcul de forces sismiques: $F_k = \sqrt{F_{k1}^2 + F_{k2}^2}$

Suivant x.

Niveau	$w_k(t)$	1 ^{er} mode			2 ^e mode			$F_k(t-f)$
		Φ_{k1}	$AD_1 B Q_x \Gamma_1$	$F_{k1}(t-f)$	Φ_{k2}	$AD_2 B Q_x \Gamma_2$	$F_{k2}(t-f)$	
1	558,825	0,2793	0,1373	21,43	-1,1245	-0,0591	37,14	42,88
2	475,935	0,4976	"	32,52	-1,0168	"	28,60	43,31
3	475,935	0,7433	"	48,57	-0,2142	"	6,02	48,94
4	491,805	1	"	67,52	1	"	-29,07	73,51

Suivant y.

Niveau	$w_k(t)$	1 ^{er} mode			2 ^e mode			$F_k(t-f)$
		Φ_{k1}	$AD_1 B Q_y \Gamma_1$	$F_{k1}(t-f)$	Φ_{k2}	$AD_2 B Q_y \Gamma_2$	$F_{k2}(t-f)$	
1	558,825	0,2793	0,1361	21,24	-1,1245	-0,0548	34,44	40,46
2	475,935	0,4976	"	32,23	-1,0168	"	26,52	41,74
3	475,935	0,7433	"	48,15	-0,2142	"	5,59	48,47
4	491,805	1	"	66,93	1	"	-26,95	72,15

DEFORMATIONS HORIZONTALES

Les déplacements relatifs horizontaux dus aux forces latérales (sismiques) de deux étages successifs ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur d'étage. Les déplacements relatifs obtenus sont multipliés par un coef. $\frac{1}{28} > 1$. On a :

$$x_1 = F_1 \delta_{11} + F_2 \delta_{12} + F_3 \delta_{13} + F_4 \delta_{14}$$

$$x_2 = F_1 \delta_{21} + F_2 \delta_{22} + F_3 \delta_{23} + F_4 \delta_{24}$$

$$x_3 = F_1 \delta_{31} + F_2 \delta_{32} + F_3 \delta_{33} + F_4 \delta_{34}$$

$$x_4 = F_1 \delta_{41} + F_2 \delta_{42} + F_3 \delta_{43} + F_4 \delta_{44}$$

SUIVANT X

Niveau	$x_k (m) \cdot 10^2$	$\Delta x_k (m) \cdot 10^2$	$\frac{1}{28} \Delta x_k (m) \cdot 10^2$	$\Delta \bar{x}_k (m)$
4	0,36	0,36	0,126	0,48
3	0,63	0,94	0,34	0,47
2	0,36	0,27	0,10	0,03
1	0,36	0,54	0,19	0,075

SUIVANT Y

Niveau	$x_k (m) \cdot 10^2$	$\Delta x_k (m) \cdot 10^2$	$\frac{1}{28} \Delta x_k (m) \cdot 10^2$	$\Delta \bar{x}_k (m)$
4	0,90	0,24	0,08	0,36
3	0,70	0,93	0,33	0,35
2	0,47	0,80	0,28	0,03
1	0,27	0,47	0,17	0,075

VERIFICATION AU RENVERSEMENT

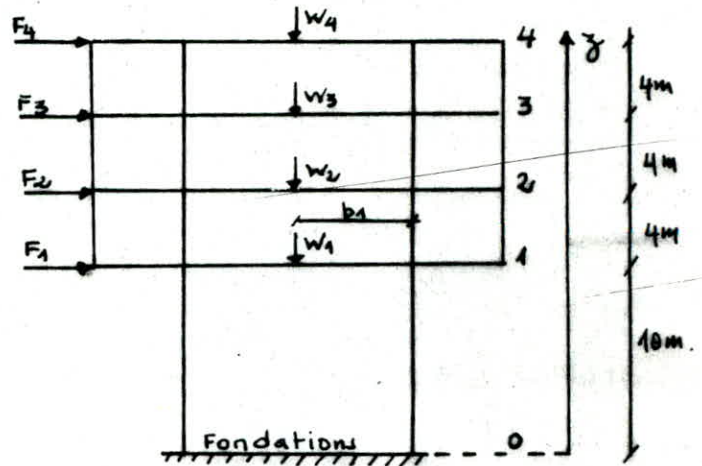
On vérifie notre structure au renversement, qui peut être causé par les efforts sismiques.

- Moment de renversement

$$M_{renv} = \sum_{i=1}^4 F_i z_i$$

- Moment résistant

$$M_{res} = \sum_{i=1}^4 W_i b_i$$



En raison de la parfaite symétrie en plan

tous les b_i sont égaux à 10 m.

On doit vérifier que : $\frac{\text{Moment Résistant}}{\text{Moment de renversement}} \gg 1,5$.

Suivant x :

$$M_{renv} = 73,51 \cdot 22 + 48,94 \cdot 18 + 43,31 \cdot 14 + 42,88 \cdot 10 = 3533,28 \text{ t.m.}$$

$$M_{res} = (491,805 + 475,935 + 475,935 + 558,825) \cdot 10 = 20025 \text{ t.m.}$$

$$\frac{M_{res}}{M_{renv}} = 5,67 > 1,5 \quad \text{c'est bien vérifié.}$$

Suivant y :

$$M_{renv} = 72,15 \cdot 22 + 48,47 \cdot 18 + 41,74 \cdot 14 + 40,46 \cdot 10 = 3448,72 \text{ t.m.}$$

$$M_{res} = 20025 \text{ t.m.}$$

$$\frac{M_{res}}{M_{renv}} = 5,81 > 1,5 \quad \text{vérifié.}$$

Donc notre construction est stable vis-à-vis du renversement

ETUDE
AU
VENT

ACTIONS DYNAMIQUES

L'action dynamique du vent induit 3 types d'efforts:

- Une action parallèle à l'action du vent: Force de traînée T .
- Une action perpendiculaire à l'action du vent: Force de dérive L .
- Une action verticale ascendante de soulèvement: La Portance U .

Determination de T

L'effort de traînée est donnée par la formule suivante:

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

$C_t = C_{t0} \cdot \gamma_0$: coef de traînée, depend de l'élanement, et de la forme de la section transversale de l'ouvrage.

δ : coef de dimensions.

$\beta = \theta (1 + f \tau)$ pour les surcharges normales, pour les surcharges extrêmes on multiplie par une expression $= [0,5 + \frac{\theta}{2}] \beta \geq 1$.

θ : coef de majoration ; f : coef de reprise de l'ouvrage en $f(T)$.

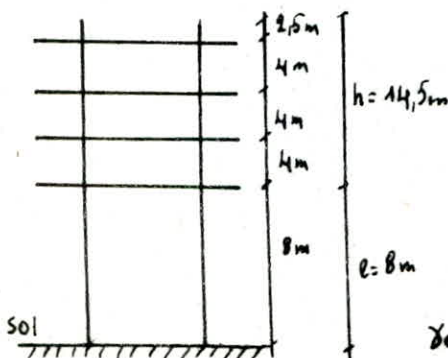
τ : coef de pulsation, calculé à chaque niveau en fonction de H au dessus du sol.

θ : coef dependant du type de construction.

D_e : largeur du maître-comble; $q = K_s K_m q_H$: pression dynamique

K_s : coef de site ; K_m : coef de masquage.

Notre construction est prismatique à 3 côtés, éloigné du sol avec $e = 8m$.



la largeur du maître comble est variable donc $\lambda = \frac{hL}{S^2}$

voir (N.V Art 3.03)

$$S = 6,8 \cdot 8 + 20 \cdot 12 + 6,8 \cdot 3,5 = 311,4 \text{ m}^2$$

$$\lambda = \frac{hL}{S^2} = \frac{14,5}{311,4} = 0,0466 < 1$$

$$\gamma_e = \gamma_0 - \frac{\theta}{h} (\gamma_0 - \gamma_h) \text{ avec } \begin{cases} \gamma_0 = 0,9 \\ \gamma_h = 0,9 \end{cases} \Rightarrow \gamma_e = \gamma_0 = 0,9$$

$C_{e0} = 0,95$ (prisme à 8 côtes) $\Rightarrow C_t = 0,9 \cdot 0,95 = 0,855$.

- δ est variable en fonction de la largeur du mur de coupe (Fig R III.2).

de 0 à 8 m $\rightarrow D_e = 6,8$ m $\rightarrow \delta = 0,86$

de 8 à 20 m $\rightarrow D_e = 20$ m $\rightarrow \delta = 0,785$

de 20 à 22,5 $\rightarrow D_e = 6,8$ $\rightarrow \delta = 0,86$.

- $q = K_m \cdot K_s \cdot q_H$ avec $q_H = q_{10} \cdot 2,5 \cdot \frac{H+18}{H+60}$; $q_{10} = 70$ kg/m² en région II
 $q_{10}^e = 122,5$ kg/m² ; site exposé $\rightarrow K_s = 1,3$; $K_m = 1$ par effet de maigre.

H (m)	q_H (kg/m ²)	q^N (kg/m ²)	q^e (kg/m ²)
0	52,5	68,25	119,44
8	66,91	86,98	152,22
12	72,92	94,79	165,88
16	78,29	101,78	178,11
20	83,125	108,06	189,11
22,5	85,91	111,68	195,44

- $\theta = 1$ pour constructions polygonales

suivant x $T = 0,57$ $\rightarrow \xi = 0,38$
 suivant y $T = 0,50$ $\rightarrow \xi = 0,35$ } Fig R-III.3.

H	0	8	12	16	20	22,5
ξ	0,36	0,36	0,357	0,35	0,345	0,341

(Fig R III-4)

Pour les surcharges normales $\beta = \theta (1 + \xi \tau)$

suivant x $\Rightarrow \beta = (1 + 0,38 \tau)$

suivant y $\Rightarrow \beta = (1 + 0,35 \tau)$

Pour les surcharges extrêmes $[0,5 + \frac{\theta}{2}] \beta = (0,5 + 0,5) \beta = \beta$.

Force de trainee à differents niveaux

a/ Surcharges normales

Suivant x.

H (m)	q^N (kg/m ²)	δ	D_e (m)	C_e	β	T_N (kg/m)
0	68,25	0,86	6,8	0,855	1,137	387,936
8	86,98	0,785	20	"	1,137	1327,534
12	94,79	"	"	"	1,136	1445,029
16	101,78	"	"	"	1,133	1547,954
20	108,06	"	"	"	1,131	1640,740
22,5	111,68	0,86	6,8	"	1,130	630,763

Suivant y.

H (m)	q^N (kg/m ²)	δ	D_e (m)	C_e	β	T_N (kg/m)
0	68,25	0,86	6,8	0,855	1,126	384,251
8	86,98	0,785	20	"	1,126	1314,69
12	94,79	"	"	"	1,125	1431,40
16	101,78	"	"	"	1,123	1533,61
20	108,06	"	"	"	1,121	1625,697
22,5	111,68	0,86	6,8	"	1,119	625,05

b/ Surcharges extrêmes.Suivant x

H (m)	q_e (kg/m ²)	δ	D_e (m)	C_e	β	T_e (kg/m)
0	119,44	0,86	6,8	0,855	1,137	679,022
8	152,22	0,785	20	"	1,137	2323,26
12	165,88	"	"	"	1,136	2528,52
16	178,11	"	"	"	1,133	2708,84
20	189,11	"	"	"	1,131	2871,06
22,5	195,44	0,86	6,8	"	1,130	1104,24

Suivant y.

H (m)	q_e (kg/m ²)	δ	D_e (m)	C_e	β	T_e (kg/m)
0	119,44	0,86	6,8	0,855	1,126	672,45
8	152,22	0,785	20	"	1,126	2300,78
12	165,88	"	"	"	1,125	2505,03
16	178,11	"	"	"	1,123	2684,93
20	189,11	"	"	"	1,121	2845,68
22,5	195,44	0,86	6,8	"	1,119	1093,50

DETERMINATION DE T

$$L = \delta C_L \beta' q_{cr} d \frac{H}{h}$$

C_L : coef de derive ; δ : coef tenant compte des dimensions.

β' : coef de majoration dynamique tenant compte de l'amortissement.

q_{cr} : pression dynamique critique correspondant à la vitesse critique (de résonance)

d : largeur du maître couple ; h : hauteur de la construction.

H : la cote du niveau considéré compte à partir du sol.

Détermination de la vitesse critique

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

$$\text{par } T_k = \frac{d}{S \cdot v}$$

v : vitesse du vent ; d : largeur du maître-couple.

S : nbre de Strouhal. (0,25 ÷ 0,30)

Il y a résonance lorsque $T = T_k$; T : période propre d'oscillation de l'ouvrage.

$$T = T_k \Leftrightarrow v_{cr} = \frac{d}{S \cdot T}$$

On prendra $d = 6,8 \text{ m}$, cas le plus défavorable

$$\text{Suivant } x: v_{cr} = \frac{6,8}{0,3 \cdot 0,57} = 39,77 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s.}$$

$$\text{Suivant } y: v_{cr} = \frac{6,8}{0,3 \cdot 0,50} = 45,33 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s.}$$

On admet qu'à partir d'une certaine vitesse $v = 25 \text{ m/s}$, les tourbillons ne se forment pas, donc il est inutile de faire un calcul à la résonance et on néglige l'effort de dérive. L'augmentation de la vitesse du vent diminue la possibilité de mise en résonance.

DETERMINATION DE U

$$U = C_u \cdot S \cdot q \cdot S_u$$

C_u : coef de portance ; $C_u = C_i - C_e$

C_i : coef de surpression intérieure.

C_e : coef de dépression extérieure.

S_u : Aire de la projection horizontale de la construction

$$C_e = -0,9 \quad \text{car } \alpha = 0 \text{ et } \gamma_0 = 0,9. \quad (\text{fig R-III-11})$$

$$C_i = 0,6(1,5 - C_e) \quad \text{polygone à 8 côtés} \Rightarrow C_i = 0,6(1,5 - 0,855) = 0,387$$

$$C_u = C_i - C_e = 1,287.$$

au niveau de la terrasse : $q_n = 108,06 \text{ kg/m}^2$; $q_e = 189,11 \text{ kg/m}^2$; $\delta = 0,785$.

$$S_u = 331,98 \text{ m}^2.$$

$$U_n = 1,287 \cdot 0,785 \cdot 108,06 \cdot 331,98 = 36243,08 \text{ Kg}.$$

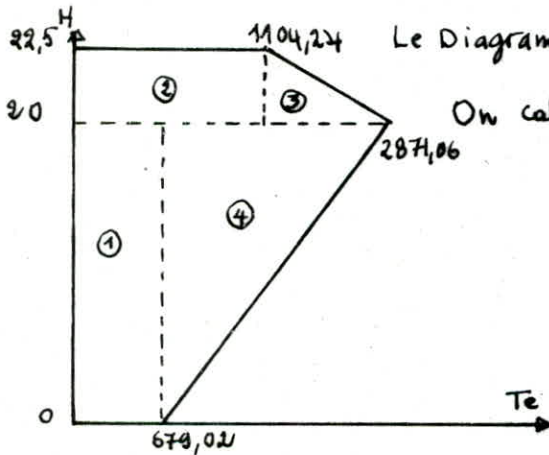
$$U_e = 1,287 \cdot 0,785 \cdot 189,11 \cdot 331,98 = 63427,06 \text{ Kg}.$$

$$U_e = 63,427 \text{ t} \ll W : \text{pds total de l'ouvrage}.$$

donc il n'y a aucun risque de soulèvement.

Diagrammes de Te

Suivant X



Le Diagramme global = Superposition des diagrammes 1, 2, 3 et 4.

On calcule l'effort tranchant et le moment à la base.

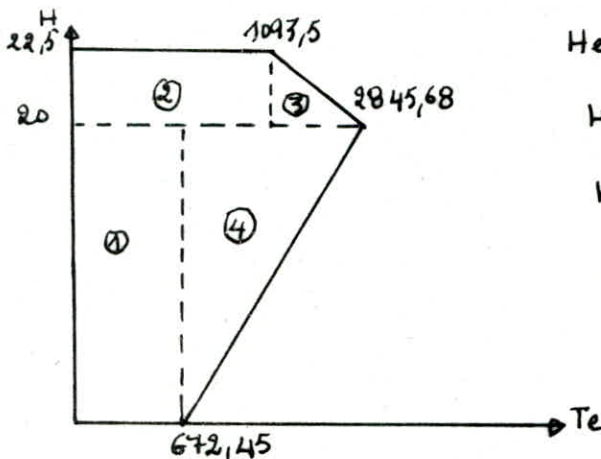
$$He_1 = 679,02 \cdot 20 = 13,58 \text{ t} \rightarrow Me_1 = He_1 \cdot \frac{20}{2} = 135,8 \text{ t.m.}$$

$$He_2 = 2,5 \cdot 1104,24 = 2,76 \text{ t} \rightarrow Me_2 = He_2 \left(\frac{2,5}{2} + 20 \right) = 58,66 \text{ t.m.}$$

$$He_3 = \frac{1}{2} (2,5) (2871,06 - 1104,24) = 2,21 \text{ t} \rightarrow Me_3 = 46,01 \text{ t.m.}$$

$$He_4 = \frac{1}{2} \cdot 20 (2871,06 - 679,02) = 21,92 \text{ t} \rightarrow Me_4 = 292,27 \text{ t.m.}$$

Suivant Y.



$$He_1 = 13,45 \text{ t} \rightarrow Me_1 = 134,5 \text{ t.m.}$$

$$He_2 = 2,73 \text{ t} \rightarrow Me_2 = 58,09 \text{ t.m.}$$

$$He_3 = 2,19 \text{ t} \rightarrow Me_3 = 45,63 \text{ t.m.}$$

$$He_4 = 21,73 \text{ t} \rightarrow Me_4 = 289,76 \text{ t.m.}$$

$$Hex = \sum He_i = 40,47 \text{ t} ; Mex = \sum Mei = 532,74 \text{ t.m.}$$

$$Hey = \sum He_i = 40,1 \text{ t} ; Mey = 527,98 \text{ t.m.}$$

En comparant les efforts dus au vent et ceux dus au séisme, on conclut que le séisme est plus prépondérant.

DISTRIBUTION DES SOLLICITATIONS HORIZONTALES

Notre système de contreventement est constitué de 04 noyaux soumis aux forces horizontales, il s'agit de répartir ces forces à chaque niveau entre les différents éléments de contreventement. On a utilisé la méthode du centre de torsion.

Le centre de torsion est caractérisé par les propriétés suivantes :

- Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends, la direction de la translation est // à direction de la force.
- Un moment dont l'axe (vertical) passe le centre de torsion engendre uniquement une rotation des refends. Le sens de la rotation est le même que le sens du moment.

Soit H_k l'effort tranchant global au niveau de chaque plancher, appliqué au centre de masse, cette force se réduit à un effort H_k et un moment $M = H_k \cdot e$ avec e : excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion, dans notre cas "e" est accidentelle.

- Les forces provenant des translations (suivant x et y) deviennent :

$$H'_x = \frac{I_x}{\sum I_x} \cdot H_{kx} \quad ; \quad H'_y = \frac{I_y}{\sum I_y} \cdot H_{ky}$$

- Les forces provenant de la rotation (dû à $M = H_k \cdot e$) deviennent :

$$H''_x = \frac{H_k \cdot e \cdot y \cdot I_x}{J} \quad ; \quad H''_y = \frac{H_k \cdot e \cdot x \cdot I_y}{J} \quad \text{avec } J = \sum I_x \cdot y^2 + \sum I_y \cdot x^2$$

x et y distances des axes principaux de chaque refend au centre de torsion.

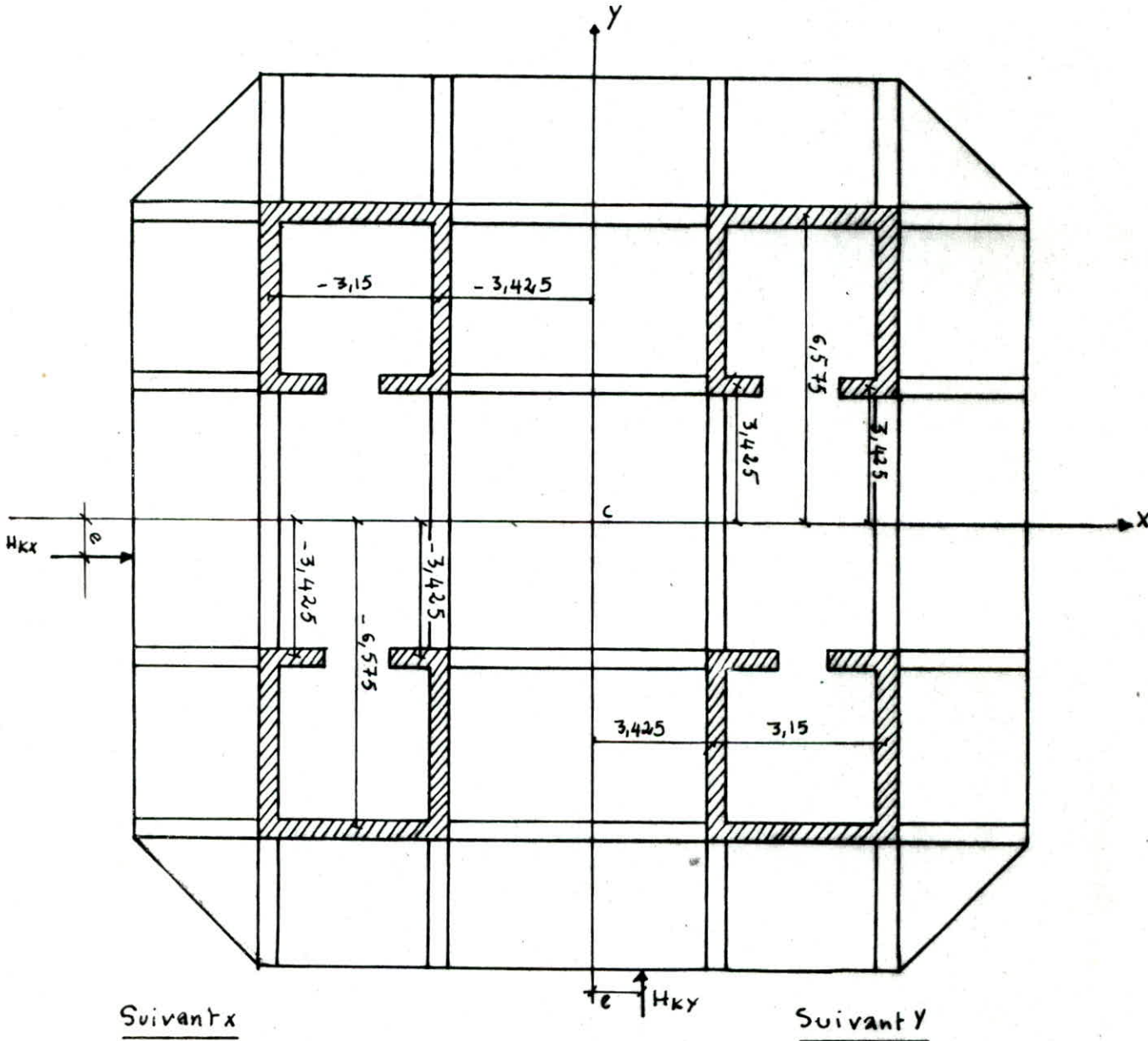
Remarque: D'après le R.P.A 81, les efforts tranchants négatifs ($H' < 0$) seront négligés [Art 3.35]

Pour les refends de forme profilée (dans notre cas []) sont pris en considération selon deux procédés :

- 1/ On considère le refend constitué par plusieurs refends indépendants, les fissures peuvent apparaître au niveau des lignes de jonction.
- 2/ On considère le refend dans son ensemble.

On utilisera le premier procédé, en concentrant les armatures au niveau des potelets pour éviter les fissures.

Les forces finales dans les renforts seront : $H_x^o = H_x' + H_x''$ et $H_y = H_y' + H_y''$.



Niveau	F_k	H_k
4	73,51	73,51
3	48,94	122,45
2	43,31	165,76
1	42,88	208,64

Niveau	F_k	H_k
4	72,15	72,15
3	48,47	120,62
2	44,74	162,36
1	40,46	202,82

Vous ferons le calcul pour $H_{ix} = 1t$, ensuite par une règle de 3, on déterminera les efforts réels.

Suivant x:

Refend	e (cm)	I_x (m ⁴)	y (m)	y^2 (m ²)	$I_x \cdot y^2$ (m ⁶)	$I_x \cdot y$ (m ⁵)	H'_x (t.f)	H''_x (t.f)	$H_x = H'_x + H''_x$ (t.f)
V_{x1} V_{x2}	1	0,8188	6,575	43,2306	35,3972	5,3836	0,2386	0,0166	0,2552
V_{x3} V_{x4}	1	0,8188	-6,575	43,2306	35,3972	-5,3836	0,2386	-0,0166	0,2386
V_{x5} V_{x6}	1	0,0241	3,425	11,7306	0,2827	0,0825	0,007	0,0003	0,0073
V_{x11} V_{x12}	1	0,0241	-3,425	11,7306	0,2827	-0,0825	0,007	-0,0003	0,007
V_{x7} V_{x8}	1	0,0152	3,425	11,7306	0,1783	0,0521	0,0044	0,0002	0,0046
V_{x9} V_{x10}	1	0,0152	-3,425	11,7306	0,1783	-0,0521	0,0044	-0,0002	0,0044

Suivant y:

Refend	e (cm)	I_y (m ⁴)	x (m)	x^2 (m ²)	$I_y \cdot x^2$ (m ⁶)	$I_y \cdot x$ (m ⁵)	H'_y (t.f)	H''_y (t.f)	$H_y = H'_y + H''_y$ (t.f)
V_{y1} V_{y3}	1	0,8188	-6,575	43,2306	35,3972	-5,3836	0,1250	-0,0166	0,1250
V_{y4} V_{y8}	1	"	6,575	43,2306	35,3972	5,3836	0,1250	0,0166	0,1416
V_{y2} V_{y6}	1	"	-3,425	11,7306	9,6050	-2,8440	"	-0,0088	0,125
V_{y3} V_{y7}	1	"	3,425	11,7306	9,6050	2,8440	"	0,0088	0,1338

$J = 323,4416$

L'excentricité accidentelle peut se produire de part et d'autre du centre de masse

nous aurons donc, comme efforts réels après une règle de 3:

Suivant y:

		Niveau				
Refend		4	3	2	1	0
$V_{y1}; V_{y3}$	H_y	10,22	17,08	22,94	38,72	28,72
$V_{y4}; V_{y8}$	M	0	40,88	109,20	201,16	488,36
$V_{y2}; V_{y3}$	H_y	9,65	16,14	21,72	27,14	27,14
$V_{y6}; V_{y7}$	M	0	38,6	103,16	190,04	461,44

Suivant x

Niveau Refend		4	3	2	1	0
		V_{x1}, V_{x2}	H_x	18,76	31,25	42,30
V_{x3}, V_{x4}	M	0	75,05	200,04	369,24	904,64
V_{x5}, V_{x6}	H_x	0,54	0,89	1,21	1,52	1,52
V_{x11}, V_{x12}	M	0	2,16	5,72	10,56	25,76
V_{x7}, V_{x8}	H_x	0,34	0,56	0,76	0,96	0,96
V_{x9}, V_{x10}	M	0	1,36	3,6	6,64	16,24

calcul de la force sismique au niveau de la terrasse

Suivant x

$$V = ADBQW$$

$$A = 0,15$$

$$D = 2 \quad (T = 0,158)$$

$$B = \frac{1}{3}$$

$$Q = 1,4 \quad , \quad W = 47,3725 \text{ t}$$

$$\Rightarrow V = 6,63 \text{ t.f}$$

Suivant Y

$$A = 0,15$$

$$D = 2 \quad (T = 0,138)$$

$$B = \frac{1}{3}$$

$$Q = 1,3 \quad , \quad W = 47,3725 \text{ t}$$

$$\Rightarrow V = 6,16 \text{ t.f}$$

Nous voyons bien que ces efforts sont négligeables devant ceux calculés précédemment.

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges verticales et des charges sismiques ; données sur la base du règlement parasismique algérien RPAB1.

La combinaison des charges et surcharges pour les voiles à chaque niveau

doit se faire en respectant les 2 formules :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Niveau Combinaisons		3	2	1	0
Vx1 ; Vx2	G (t)	33,675	58,5	83,225	120,71
	Q (t)	8,32	16,64	24,96	33,28
Vx3 ; Vx4	G+Q+E (t)	42,4	75,05	108,1	153,9
	0,8G±E (t)	26,94	46,8	66,58	96,57
	M (t.m)	75,05	200,04	368,24	901,64
Vx5 ; Vx6	G (t)	15,375	27,11	38,85	56,96
	Q (t)	5,24	10,48	15,72	20,96
Vx11 ; Vx12	G+Q+E (t)	20,61	37,59	54,57	77,92
	0,8G±E (t)	12,30	21,69	31,08	45,57
	M (t.m)	2,16	5,72	10,56	25,76
Vx7 ; Vx8	G (t)	14,76	26,15	37,54	55,3
	Q (t)	5,2	10,4	15,6	20,8
Vx9 ; Vx10	G+Q+E (t)	19,96	36,55	53,14	76,10
	0,8G±E (t)	11,81	20,92	30,03	44,24
	M (t.m)	1,36	3,16	6,64	16,24
Yy1 ; Yy5	G (t)	33,676	58,5	83,225	120,71
	Q (t)	8,32	16,64	24,96	33,28
Yy4 ; Yy8	G+Q+E (t)	42	75,05	108,1	153,9
	0,8G±E (t)	26,94	46,8	66,58	96,57
	M (t.m)	40,88	109,20	201,16	488,36
Yy2 ; Yy3	G (t)	34,91	60,725	86,537	125,1
	Q (t)	10,88	21,76	32,64	43,52
Yy6 ; Yy7	G+Q+E (t)	45,8	82,49	119,18	168,62
	0,8G±E (t)	27,93	48,58	69,23	100,08
	M (t.m)	38,6	103,16	190,04	461,44

FERRAILLAGE DES VOILES

des voiles sont ferrailés en flexion composée, car ils sont sollicités par un moment fléchissant dû au sisme et un effort normal dû aux charges et surcharges verticales.

On divisera la structure en 2 zones :

zone I : niveau 0 à 1.

zone II : de 1 à 3.

Après la superposition des sollicitations sur les voiles, on aboutit à 2 combinaisons, la 1^{ère} (N_{max}, M), la 2^è (N_{min}, M).

On ferrailera avec la 2^è combinaison et on fera la vérification avec la seconde.

Dispositions générales

- Les armatures seront concentrées au niveau des extrémités sous forme de potelets afin d'éviter la fissuration au niveau de la jonction des voiles perpendiculaires, et également pour reprendre les moments et les efforts tranchants transmis par les ponts (vérification locale).
- Pour les parties tendues le pourcentage minimum des armatures verticales est de 0,5% de la zone tendue.

- Les armatures transversales doivent être calculées avec la formule

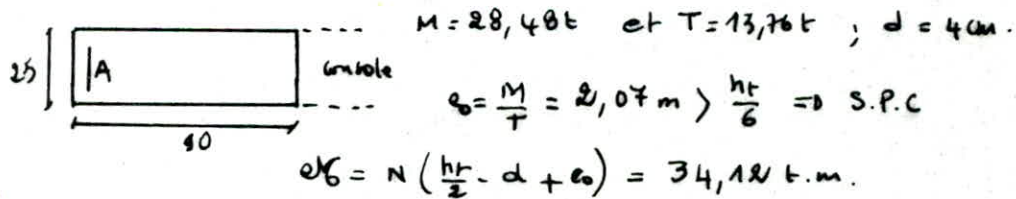
$$w_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100 \quad \text{avec} \quad \tau = \frac{1,4T}{b \cdot z}$$

- La partie courante doit être armée par un quadrillage d'armatures en double nappe, avec le pourcentage minimum donné par :

$$w_t = 0,15\% \text{ ds chaque direction si } \tau_b \leq 0,025 \sigma_{28}'$$

$$w_t = 0,25\% \quad " \quad " \quad " \quad " \quad \text{si } 0,025 \sigma_{28}' \leq \tau_b \leq 0,12 \sigma_{28}'$$

- Les nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingleaux au m².
 Les viles doivent reprendre le moment et l'effort tranchant transmis par les consoles. Cas le plus défavorable : viles V_{x9} et V_{x8}



$M_{rb} = \bar{k} b h^2 = 43 \text{ t.m} > V_6 \Rightarrow \sigma_b' = A' = 0$

$A = \frac{V_6}{\sigma_a \alpha} - \frac{N}{\sigma_a} = 11,56 \text{ cm}^2$ donc au niveau des potelets on doit avoir $A = 11,56 \text{ cm}^2$ minimum pour équilibrer les efforts transmis par les potelets.

Exemple : zone I : Voiles V_{y2} ; V_{y3} , V_{y6} , V_{y7} $h_t = 3,40 \text{ m}$; $b = 25 \text{ cm}$.

$\begin{cases} M = 461,44 \text{ t.m} \\ N_{\min} = 100,08 \end{cases} \Rightarrow e_0 = \frac{M}{N} = 4,61 \text{ m} > \frac{h_t}{2} \Rightarrow \text{S.P.C}$

les armatures seront concentrées au niveau des potelets de 1 m de longueur et 25 cm de largeur, $d = 50 \text{ cm} \Rightarrow V_6 = N \left(\frac{h_t}{2} - d + e_0 \right) = 581,46 \text{ t.m.}$

$M_{rb} = \bar{k} b h^2 = 768,88 \text{ t.m.} > V_6 \Rightarrow \sigma_b' = A' = 0$

$\rho = \frac{15 V_6}{\sigma_a b h^2} = 0,098 \Rightarrow \xi = 0,875$

$\Rightarrow A = \frac{V_6}{\sigma_a \xi h} - \frac{N}{\sigma_a} = 30,73 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 16 \phi 16$

$A_{\min} = \frac{0,5}{100} l_t b$ avec $l_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} h_t$

$\sigma_{1,2} = \frac{N}{bh} \pm \frac{6M}{bh^2} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 107,57 \\ \sigma_2 = -84,02 \end{cases} \Rightarrow l_t = 149,10 \Rightarrow A_{\min} = 18,63 \text{ cm}^2$

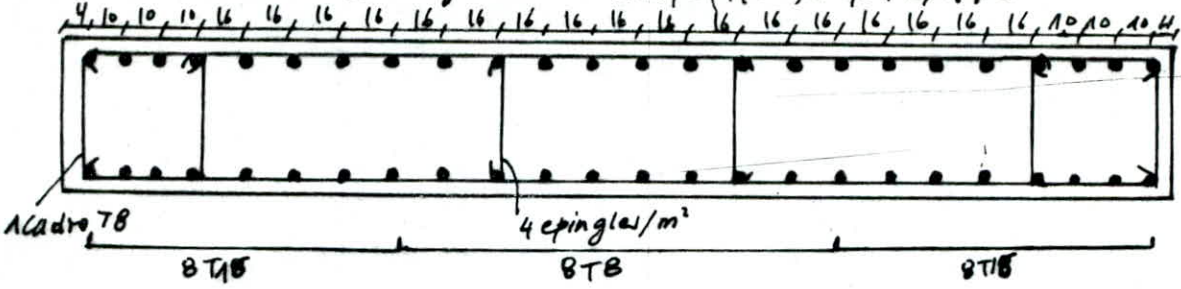
Calculer A_{\min}

Pour la zone courante : $w_t = \frac{Z - B}{\sigma_2}$ avec $Z_b = \frac{1,4T}{bZ} = \frac{1,4 \cdot 27,14 \cdot 10^3}{25 \cdot 2/8 \cdot 290}$

$Z_b = 5,99 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow w_t < 0 \Rightarrow \bar{w}_t = 0,157 = 0,15 \cdot 25 \cdot \frac{100}{100} = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 6 \phi 10 / \text{ml}$.

Armatures verticales dans la zone tendue $A = 3,25(\rho_t - 1) = 1,84 \Rightarrow 4 \phi 8$



Armatures horizontales:

Voiles V_{x1} ; V_{x2} ; V_{x3} ; V_{x4} : $A = 6,25 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 10 \text{ HA } 10/\text{ml}$.

les autres voiles $A = 3,25 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 10 \text{ HA } 8/\text{ml}$.

les espacements sont tels que $S \leq (30 \text{ cm}; 1,5b) = 30 \text{ cm}$.

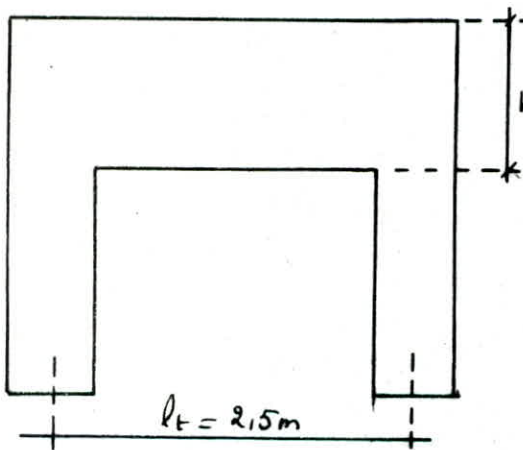
Voiles	ZONE I		ZONE II	
	Potelet	zone tendue	Potelet	zone tendue
V_{x1} ; V_{x2} V_{x3} ; V_{x4}	20 HA 20	6 HA 10	20 HA 14	6 HA 10
V_{x5} ; V_{x6} V_{x11} ; V_{x12}	8 HA 14	2 HA 8	8 HA 14	2 HA 8
V_{x7} ; V_{x8} V_{x9} ; V_{x10}	8 HA 14	2 HA 8	8 HA 14	2 HA 8
V_{y1} ; V_{y5} V_{y4} ; V_{y8}	18 HA 16	4 $\phi 8$	18 HA 12	4 HA 8
V_{y2} ; V_{y3} V_{y6} ; V_{y7}	16 HA 16	4 HA 8	16 HA 12	4 HA 8

CALCUL DES LINTEAUX

Vu que les linteaux ont une hauteur supérieure à leur longueur, leur rigidité est donc importante par rapport à celle des trumeaux, ils seront donc calculer comme des poutres droites, appuyées sur les 2 trumeaux. Rappelons que les linteaux dans notre cas ne participent pas au contreventement. Ils seront soumis aux charges et surcharges verticales uniquement.

La méthode utilisée est celle exposée à l'annexe A4 du C.C.BA60.

Cas le plus défavorable : linteau - ascenseur



$$h_t > \frac{l_t}{2}$$

$$h_0 = 20 \text{ cm}$$

On a 1 charge triangulaire

$$q_m = 996 \text{ m} ; l_t = 0,725 \text{ m}$$

$$q_G = 1,56 \text{ t/ml} ; q_Q = 0,48 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow q = q_G + 1,2 q_Q = 2,136 \text{ t/ml}$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{2,136 \cdot 2,5^2}{8} = 1,67 \text{ t.m}$$

pour l'effort tranchant : $q_G = 1,39 \text{ t/ml} ; q_Q = 0,36 \text{ t/ml} \Rightarrow q = 1,822 \text{ t/ml}$

$$T_0 = \frac{q l}{2} = 1,822 \cdot \frac{2,5}{2} = 2,28 \text{ t}$$

épaisseur minimale h_0 :

$$\frac{q}{\sigma_{bc} h_t} = \frac{2,136}{67,5 \cdot 170} = 1,86 \cdot 10^{-3} < \frac{1}{52} = 0,02 \Rightarrow h_0 \geq \frac{l_t}{2} \sqrt[3]{\frac{q}{100 \sigma_{bc} h_t}} = 3,3 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$$

Armatures principales

$$\frac{l_t}{2} \leq h_t < l_t \Rightarrow A = 0,90 \frac{M_0}{h_t \sigma_a} \left(1 + \frac{2 h_t}{3 l_t} \right) = 0,90 \cdot \frac{1,67}{170 \cdot 2800} \left(1 + \frac{2 \cdot 170}{3 \cdot 250} \right) = 0,46 \text{ cm}^2$$

Armatures horizontales

$$z_0 = \frac{3}{2} \cdot \frac{T_0}{h \cdot h_r} = \frac{3}{2} \cdot \frac{2,28 \cdot 10^3}{25 \cdot 170} = 0,8 \text{ kg/cm}^2 < 2,5 \bar{\sigma}_b$$

$$A_h = 0,25 \cdot \frac{T_0 \cdot l_t}{h_r \cdot \bar{\sigma}_{at}} \quad \text{S'il y a reprise de bétonnage } \bar{\sigma}_{at} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow A_h = 0,25 \cdot \frac{2,28 \cdot 10^3 \cdot 250}{170 \cdot 2800} = 0,3 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

$$A_t = \frac{4 T_0 \cdot l_t}{7 h_r \cdot \bar{\sigma}_{at}} = \frac{4 \cdot 2,28 \cdot 10^3 \cdot 250}{7 \cdot 170 \cdot 2800} = 0,68 \text{ cm}^2$$

Conditions de non fragilité

$$* A > 0,60 h \cdot h_r \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 0,6 \cdot 25 \cdot 170 \cdot \frac{5,8}{2800} = 4,22 \text{ cm}^2 \Rightarrow A > 4,22 \text{ cm}^2$$

$$* A_h > 0,40 h \cdot h_r \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{at}} = 0,40 \cdot 25 \cdot 170 \cdot \frac{5,8}{2800} = 2,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_h > 2,82 \text{ cm}^2$$

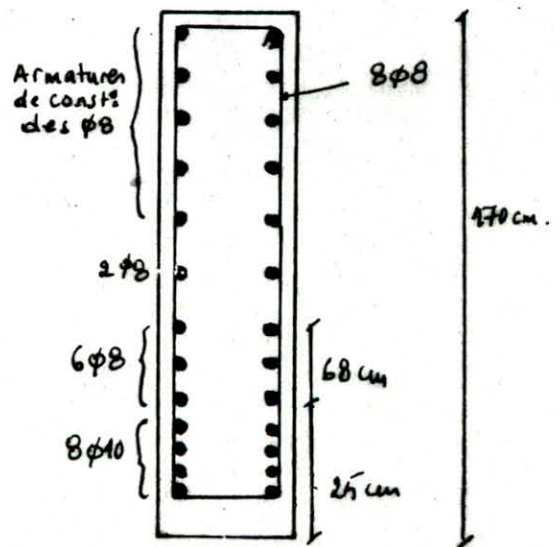
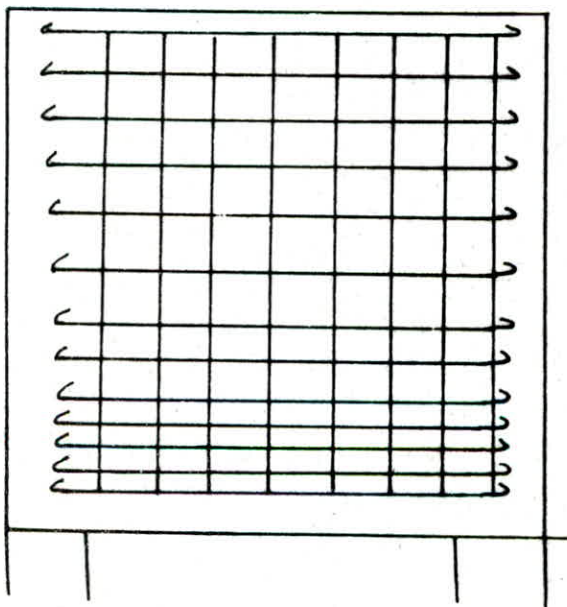
$$* A_t > 0,40 h \cdot h_r \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{at}} = 2,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t > 2,82 \text{ cm}^2$$

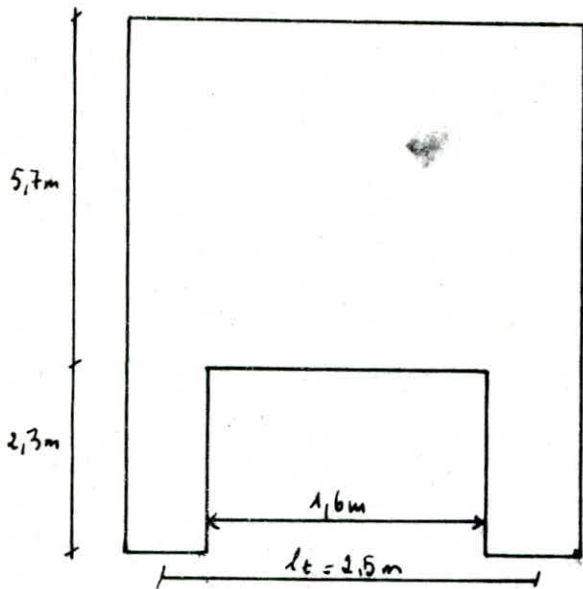
Choix du Ferrailage

$$A > 4,22 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 \phi 10$$

$$A_h > 2,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 \phi 8$$

$$A_t > 2,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 \phi 8$$





$h_t > \frac{l_t}{2} \Rightarrow$ poutre d'isoin.

$$\left. \begin{aligned} q_G &= 25,34 \text{ t/ml} \\ q_Q &= 9,18 \text{ t/ml} \end{aligned} \right\} \Rightarrow q = q_G + 1,2q_Q = 36,35 \text{ t/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q l_t^2}{8} = 28,4 \text{ t.m}$$

$$T_0 = \frac{q l_t}{2} = 45,44 \text{ t}$$

$$\tau_0 = \frac{3T_0}{2 h_0 h_r} = 10,9 \text{ kg/cm}^2 < 2,5 \bar{\sigma}_b$$

épaisseur minimale h_0

$$\frac{q}{\bar{\sigma}_b h_r} = 9,44 \cdot 10^{-3} < \frac{1}{52} \Rightarrow h_0 \gg \frac{l_t}{2} \sqrt[3]{\frac{q}{100 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot h_r}} = 5,7 \text{ cm} < 25 \text{ cm.}$$

Armatures principales

$$h_t > l_t \Rightarrow A = 1,50 \cdot \frac{M_0}{l_t \bar{\sigma}_a} = 6,1 \text{ cm}^2$$

+ cond de non fragilité'

$$A > 0,6 h_0 l_t \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 7,76 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 \phi 12 = 9,04 \text{ cm}^2 \text{ disposés sur 1 hauteur}$$

$$\left. \begin{aligned} &0,15 h_t = 38 \text{ cm.} \\ &0,15 l_t = 38 \text{ cm} \end{aligned} \right\}$$

Armatures horizontales

$$h_t > l_t \Rightarrow A_h = 0,25 \frac{T_0}{\bar{\sigma}_{ar}} = 4,057 \text{ cm}^2$$

+ cond de non fragilité'

$$A_h > 0,4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{ar}} h_0 l_t = 5,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_h = 1 \phi 10 = 7,85 \text{ cm}^2$$

6 $\phi 10$ sur $\frac{2}{5} l_t = 1 \text{ m} \rightarrow$ la partie inférieure.

4 $\phi 10 \rightarrow$ partie supérieure.

Armatures transversales

$$A_t = \frac{4}{7} \cdot \frac{T_0}{\bar{\sigma}_a} = 9,28 \text{ cm}^2$$

x cond de non fragilité

$$A_t \geq 0,4 h o l t \frac{\bar{\sigma}_t}{\sigma_{ar}} = 5,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 20 \phi 8 = 10,04 \text{ cm}^2$$

10 $\phi 8$ par face $t = 25 \text{ cm}$.

CALCUL DES POUTRES

Les poutres seront ferrillées à la flexion simple. La section d'acier sera déterminée par la plus grande des deux quantités d'aciers :

- Section déterminée par le calcul.
- Section minimale imposée par le RPA 81.

Les poutres I et II sont conçues pour reprendre les charges et surcharges verticales, elles ne participent pas au contreventement.

Les poutres III et IV (consolés) sont conçues pour reprendre les charges et surcharges verticales, et résister à l'effet du séisme vertical.

La méthode de calcul utilisée est celle de P. CHARON.

Sur toute la longueur de la poutre (dans chaque section) nous devons avoir

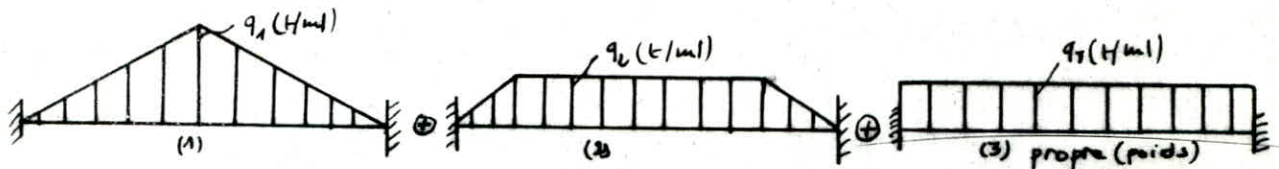
$$A_{min}^{long} = 0,3\% b h t \quad ; \quad A_{max}^{long} = 2,5\% b h t$$

Pour les armatures transversales $A_t^{min} = 0,003 S b$; s : espacement.

POUTRES I & II

Les poutres I et II reprennent les mêmes charges et surcharges.

Elles seront calculées comme étant encastrées dans les voiles.



$$(1) \rightarrow \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} l_{m1} = 0,333 l_x = 2,2 \text{ m} \\ l_{t1} = 0,25 l_x = 1,6 \text{ m} \end{cases}$$

$$(2) \rightarrow \rho = 0,44 \Rightarrow l_{m2} = \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6}\right) l_x = 1,35 \text{ m}$$

$$l_{t2} = \left(0,5 - \frac{\rho}{4}\right) l_x = 1,13 \text{ m}$$

$$(3) \rightarrow q_3^G = 0,375 \text{ t/ml}$$

$G = 739 \text{ Kg/m}^2$; $Q = 500 \text{ Kg/m}^2$.

$$(1) + (2) \Rightarrow \begin{cases} l_m = l_{m1} + l_{m2} = 3,55 \text{ m} \\ l_t = l_{t1} + l_{t2} = 2,73 \text{ m} \end{cases}$$

(1) + (2) + (3) \Rightarrow pour les moments: $\begin{cases} q_G^M = 2,99 \text{ t/ml.} \\ q_Q^M = 1,9 \text{ t/ml} \end{cases}$

pour l'effort tranchant: $\begin{cases} q_G^T = 2,39 \text{ t/ml} \\ q_Q^T = 1,49 \text{ t/ml} \end{cases}$

à l'appui $M_a = -q \frac{l^2}{12}$; En travée $M_t = \frac{q l^2}{24}$

Effort tranchant maximum $T = q \frac{l}{2}$.

		Appui.	Travée.
Sous G	$M_G \text{ (t.m)}$	- 10,85	5,426
	$T_G \text{ (t)}$	7,897	/
Sous Q	$M_Q \text{ (t.m)}$	- 6,89	3,448
	$T_Q \text{ (t)}$	4,917	/
SP ₂ G+1,8Q	$M \text{ (t.m)}$	- 19,127	9,56
	$T \text{ (t)}$	13,78	

Ferrailage

- A l'appui: $M_a = -19,12 \text{ t.m}$; $d = 3 \text{ cm}$

$\rho = 0,126 \Rightarrow \begin{cases} \xi = 0,8619 \\ \kappa = 21,2 \end{cases} \Rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 132 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M}{\xi h \bar{\sigma}_a} = 13,89 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 \phi 16 = 16,08 \text{ cm}^2$

- En travée: $M_t = 9,56 \text{ t.m}$; $d = 3 \text{ cm}$.

$\rho = 0,063 \Rightarrow \begin{cases} \xi = 0,8963 \\ \kappa = 33,2 \end{cases} \Rightarrow \sigma'_b = 84,34 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$

$A = 6,68 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \phi 14 = 7,7 \text{ cm}^2$



Verification diverses

1) Fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{K_2}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10\bar{w}_f} ; \quad \bar{r}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K_2 \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

à l'appui $\bar{w}_f = \frac{A}{2bd} = 0,1072 \Rightarrow \sigma_1 = 5173,74 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800$ c'est vérifié.

En travée $\bar{w}_f = 0,0513 \Rightarrow \sigma_1 = 3874,13 \text{ Kg/cm}^2 > 2800$ c'est vérifié.

2) Condition de non fragilité : $A_{min} \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$

$$A_{min} \geq 0,69 \cdot 25 \cdot 57 \cdot \frac{5,8}{4200} = 1,358 \text{ cm}^2 < A \text{ calculée.}$$

3) Flèche : le calcul s'est effectué conformément à l'art 64,21 . C.C.B.A 68.

$$\left. \begin{array}{l} M_G = 5,426 \text{ t.m} \\ M_Q = 3,45 \text{ t.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_d = M_G + M_Q = 8,876 \text{ t.m.}$$

$$\bar{w} = \frac{A}{bh} = 5,5 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72 \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right) \bar{w}} = 2,9 \quad \Rightarrow \alpha_r = \frac{\alpha_i}{25} = 1,17$$

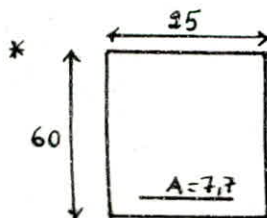
σ_{ag} : contrainte de l'acier sous G = 1388,88 Kg/cm².

σ_{aq} : " " " " sous q = 6 + Q = 2271,97 Kg/cm²

$$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{w} \sigma_a + 3 \bar{\sigma}_b}$$

Sous G $\rightarrow \mu_g = 0,395$

Sous q $\rightarrow \mu_q = 0,57$



on calcule le C.D.F de la section rendue homogène, puis on évalue le moment d'inertie I_t de la section rendue homogène.

$$I_t = 528187,5 \text{ cm}^4.$$

* $E_i = 21000 \sqrt{1,20'_{20}} = 378 \cdot 10^3$, $E_v = \frac{E_i}{3} = 126 \cdot 10^3$.

La flèche totale est donnée par $\Delta f_t = f_{g_{00}} + f_{q_0} - f_{g_0}$

Les flèches f_{g_0} et $f_{g_{00}}$ dues à l'ensemble des charges permanentes.

La flèche f_{q_0} due à l'ensemble des charges et sur charges.

* $f_{g_{00}} = \frac{M_g l^2}{10 E_v I_{fv}}$ avec $I_{fv} = \frac{I_t}{1 + \alpha_v \mu_g} = 361240,3 \text{ cm}^4$
 $\Rightarrow f_{g_{00}} = 0,52 \text{ cm}$.

* $f_{q_0} = \frac{M_q l^2}{10 E_i I_{fi}}$ avec $I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \alpha_i \mu_q} = 199090,65 \text{ cm}^4$
 $\Rightarrow f_{q_0} = 0,51 \text{ cm}$.

* $f_{g_0} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{fi}}$ avec $I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \alpha_i \mu_g} = 246183 \text{ cm}^4$
 $\Rightarrow f_{g_0} = 0,254 \text{ cm}$

$\Rightarrow \Delta f_t = 0,77 \text{ cm}$; $\bar{f} = 0,5 + \frac{l}{1000} = 1,16 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_t < \bar{f} \text{ OK}$.

4/ Effort tranchant

$T = 13,78 \text{ t}$; $z = \frac{h}{2}$

* cisaillement : $\tau_b = \frac{T}{b z} = 11,21 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 2,5 \bar{\sigma}_b \text{ OK}$.

* Vérification de la bielle de béton :

$C) \gg \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_{bc}} = 16 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$: largeur des refends.

* Vérification à l'appui : $M = -19,12 \text{ t.m}$

A) $\gg \frac{T - M/z}{\bar{\sigma}_a} = -8,76 < 0$.

* Armatures transversales : 1 cadre + 1 étrier $\Rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

- Espacement $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$

$\bar{\sigma}_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \bar{\sigma}_{en} \\ (1 - \frac{z_b}{9 \bar{\sigma}_b}) \bar{\sigma}_{en} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 3298 \text{ kg/cm}^2$

$\Rightarrow t = \frac{2,01 \cdot \frac{7}{8} \cdot 57 \cdot 3298}{13,78 \cdot 10^3} = 23,6 \text{ cm}$.

$$\bar{E} = \text{Max} \left\{ 0,2h, \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\sigma_b}\right)h \right\} = 23,9 \text{ cm.}$$

D'après l'Art 4.2.3.2.2 du RPA 81

$$\bar{E} = \text{Min} \left(\frac{h_f}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right) = 15 \text{ cm. donc nous prendrons } t = 15 \text{ cm à l'appui}$$

sur 1 longueur $l' = 2h_t = 120 \text{ cm.}$

En zone courante l'espacement ne peut dépasser $\frac{h_f}{2} = 30 \text{ cm.}$

- $A_{t \text{ min}} = 0,003 S_b$ avec $S = t$ d'après Art 4.2.3.2.2 RPA 81

$$\text{à l'appui} \rightarrow A_{t \text{ min}} = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée} \rightarrow A_{t \text{ min}} = 1,875 \text{ cm}^2$$

5/ Entraînement des barres : Art 29,1 C.C.B.A 68.

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } \psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{S}} \eta_d = 1,69$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_d = 19,68 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\tau_d = \frac{T}{z \cdot A} \cdot \frac{A_i}{P_i} \quad \text{pour les paquets de barres}$$

$$A_i = 4,02 \text{ cm}^2; P_i = 8,26 \text{ cm}; A = 16,08 \text{ cm}^2; \Rightarrow \tau_d = 8,54 < \bar{\tau}_d.$$

6/ Condition de non écrasement du béton : Art 30.62 CCBA 68

$$R \geq 0,1 \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma_{b0}} \left(1 + \frac{\phi}{d}\right) \nu$$

$\nu = 1$: barre isolée ou fait partie d'un ensemble de barres courbées disposées en un seul lit.

$\nu = \frac{5}{3}$: barre courbée fait partie d'un ensemble disposée en 2 lits.

$\nu = \frac{7}{3}$: " " " " " " " " " " 3 lits.

d : distance du centre de courbure de la barre à la paroi dont la proximité augmente le danger d'écrasement du béton, $d = 15 \text{ cm.}$

$$* \phi = 14 \Rightarrow R \geq 6,35 \nu$$

$$* \phi = 16 \Rightarrow R \geq 7,34 \nu.$$

- $\phi = 14$; $V = 5/3 \Rightarrow R \gg 10,58 \text{ cm}$.

- $\phi = 16$; $V = 5/3 \Rightarrow R \gg 12,23 \text{ cm}$.

- $\phi = 16$; $V = 7/3 \Rightarrow R \gg 17,13 \text{ cm}$.

Ancrage des armatures : L'ancrage des armatures dans les voiles se fait par des courbures à 90°

$F_0 = \chi F - \chi' \pi \phi R \bar{\sigma}_d$ F_0 : effort juste à la limite de la courbe

$\theta = 90^\circ \Rightarrow \begin{cases} \chi = 0,53 \\ \chi' = 1,17 \end{cases}$ $\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 33,13 \text{ kg/cm}^2$.

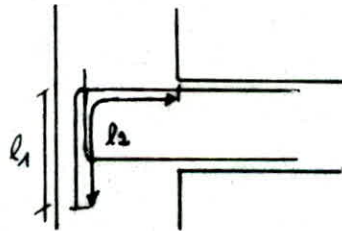
* $\phi = 14$; $V = \frac{5}{3} \Rightarrow R = 12 \text{ cm} \Rightarrow F = \bar{\sigma}_a \cdot \frac{\pi \phi^2}{4} = 4310,26 \text{ Kg}$

$\Rightarrow F_0 = 238,62 \text{ Kg} \Leftrightarrow F_0 = \pi \phi l_0 \bar{\sigma}_d \Rightarrow l_0 = \frac{F_0}{\pi \phi \bar{\sigma}_d} = 1,64 \text{ cm}$.

$\Rightarrow l_2 = \frac{\pi R}{4} + l_0 = 11,06 \text{ cm}$. d'après RPA81 : $l_2 \geq \max(30\phi, 50 \text{ cm}) = 50 \text{ cm}$.

$l_1 = R + \phi/2 + c$ avec c : enrobage = $2 \text{ cm} \Rightarrow l_1 = 14,7 \text{ cm}$ or d'après RPA81

$l_1 \gg 20\phi = 28 \text{ cm}$.



* $\phi = 16$; $l_1 = 32 \text{ cm}$

$l_2 = 50 \text{ cm}$.

POUTRES III & IV

Ces poutres (consols) sont conçues pour reprendre les charges et surcharges verticales, et résister à l'effet du séisme vertical.

Etude du séisme vertical

Pour les pièces spéciales (consols), il est exigé d'effectuer une vérification au séisme vertical. Conformément aux règles PS69 cela se traduit par l'application d'un coefficient sismique τ_v aux charges et surcharges qui varient

à la console. $\sigma_v = \frac{0,15\alpha}{T}$

α : coef d'intensité, pour 1 zone de moyenne seismicité $\alpha=1$, or d'après les recommandations du C.T. on multiplie α par 1,2 $\Rightarrow \alpha=1,2$.

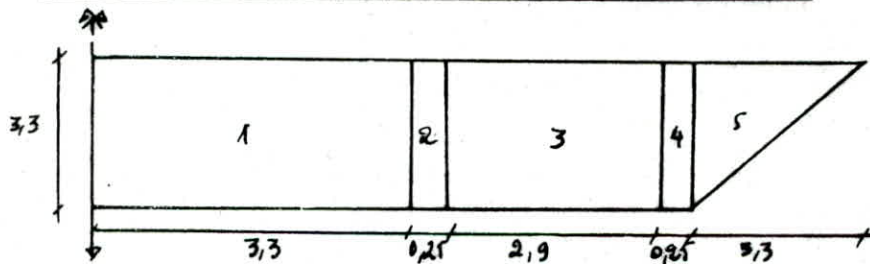
T: période propre de vibration de la console, déterminée au chapitre période propre.

$T = 0,0465$

σ_v : ne peut pas être sup à 1 (PS 69)

$\sigma_v = \frac{0,15 \cdot 1,2}{0,046} = 3,91$; on prendra donc $\sigma_v = 1$.

* charges et surcharges qui reviennent aux consoles.



Pds dalle = 12,47 t

Pds revêtements et d'iron = 6,19 t

Pds des consoles = 2,06 t

50% des surcharges = 6,47 t

$P = 27,47$ t appliquée au centre de masse.

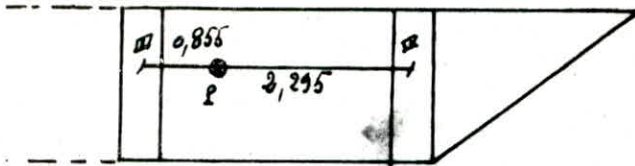
Détermination du centre de masse

	x_i	y_i	M_i
①	1,65	1,65	5,445
②	3,425	1,47	1,03
③	5	1,65	4,785
④	6,575	1,47	1,03
⑤	7,8	1,1	3,723

$x_m = \frac{\sum x_i M_i}{\sum M_i} = 4,28$ m

$y_m = \frac{\sum y_i M_i}{\sum M_i} = 1,52$ m

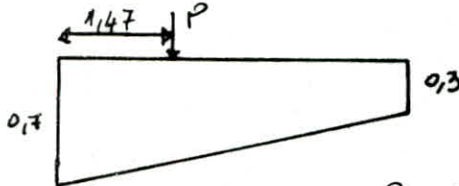
la force P sera appliquée au centre de masse (x_m, y_m).



$$P_{III} = 27,47 \cdot \frac{2,295}{3,15} = 20,01 \text{ t}$$

$$P_{IV} = 27,47 \cdot \frac{0,855}{3,15} = 7,46 \text{ t}$$

de sisme a un effet alternatif $P_{III} = \pm 20,01 \text{ t}$; $P_{IV} = \pm 7,46 \text{ t}$.



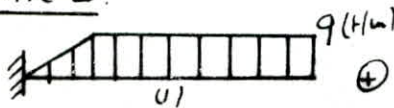
Poutre III $\rightarrow M = \pm 20,01 \cdot 1,47 = \pm 29,41 \text{ t.m}$

$$T = \pm 20,01 \text{ t.}$$

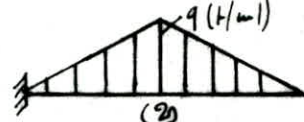
Poutre IV $\rightarrow M = \pm 10,97 \text{ t.m}$; $T = \pm 7,46 \text{ t.}$

charges et surcharges revenant aux poutres III et IV.

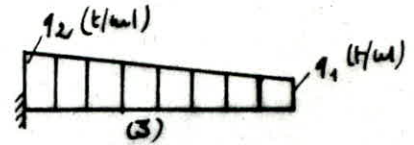
Poutre IV



$$(1) \rightarrow \begin{cases} q_G = 1,07 \text{ t/m} \\ q_Q = 0,725 \text{ t/m} \end{cases}$$

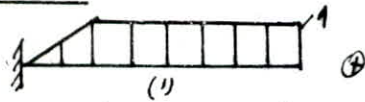


$$(2) \rightarrow \begin{cases} q_G = 1,27 \text{ t/m} \\ q_Q = 0,5 \text{ t/m} \end{cases}$$

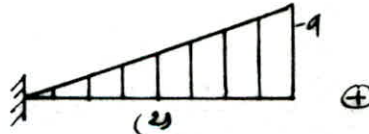


$$(3) \rightarrow \begin{cases} q_G = 0,7 \text{ t/m} \\ q_Q = 0,3 \text{ t/m} \end{cases}$$

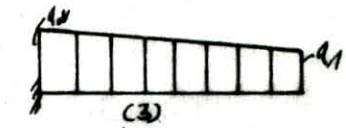
Poutre III



$$(1) \rightarrow \begin{cases} q_G = 1,07 \text{ t/m} \\ q_Q = 0,725 \text{ t/m} \end{cases}$$



$$(2) \rightarrow \begin{cases} q_G = 1,65 \text{ t/m} \\ q_Q = 2,44 \text{ t/m} \end{cases}$$



$$(3) \rightarrow \begin{cases} q_G = 0,7 \text{ t/m} \\ q_Q = 0,3 \text{ t/m} \end{cases}$$

On determine le moment à l'encastrement

	Moment	III	IV
	$M_G \text{ (t.m)}$	-16,666	-11,13
	$M_Q \text{ (t.m)}$	-9,68	-5,05
	$M_E \text{ (t.m)}$	$\pm 29,41$	$\pm 10,97$
SP1	$G + 1,2Q$	-28,28	-17,19
SP2	$G + Q + E$	-56,75	-27,15
	$0,8G + E$	-42,74	-19,87
	$0,8G - E$	+16,082	+2,06

Effort tranchant

	Effort tranchant	III	IV
	$T_G (t)$	8,261	6,413
	$T_Q (t)$	4,583	2,685
	$T_E (t)$	$\pm 20,01$	$\pm 7,461$
SP1	$G+1,2Q$	13,76	9,635
SP2	$G+Q+E$	32,85	16,558
	$0,8G+E$	26,62	12,53
	$0,8G-E$	-13,4	-2,33

Pour une raison pratique les crochets III et IV seront ferrailles de la même manière afin d'assurer une bonne exécution des travaux.

Ferrailage

Sous la combinaison $G+Q+E$ les fibres supérieures sont tendues.

Sous la combinaison $0,8G-E$ les fibres inférieures sont tendues.

- Sous $G+Q+E \rightarrow M = -55,75 \text{ t.m.} ; d = d' = 45 \text{ cm}$

$$\mu = 0,182 \Rightarrow K = 16,5 \Rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{\sigma_{en}}{K} = 254,54 > 202,5 \text{ kg/cm}^2$$

on a besoin d'armatures de compression, $A' \neq 0$.

$$A = \frac{M_{rb}}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} + \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a} ; A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \sigma_a}$$

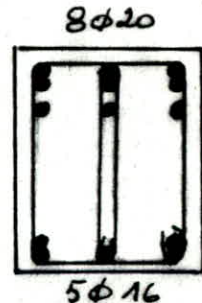
$$M_{rb} = 39,79 \text{ t.m}$$

$$\sigma_a = 2598,77$$

$$\Delta M = M - 11r_b = 15,77 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow A = 22,74 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 \phi 20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

$$A' = 9,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \phi 16 = 10,05 \text{ cm}^2$$



- Sous $0,8G-E \rightarrow M = 16,083 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0527 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,904 \\ K = 37,1 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_c}{K} = 133,2 < 202,5 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\epsilon h \sigma_c} = 6,42 \text{ cm}^2 \text{ donc on gardera } A = A' = 5 \phi 16.$$

Verifications diverses

1) fissuration : $\bar{w}_f = \frac{A}{2bd} = 0,1256$

$\Rightarrow \sigma_1 = 4454 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \Rightarrow$ la fissuration est vérifiée: pas de risque.

2) condition de non fragilité : $A_{min} > 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$

$A_{min} > 0,69 \cdot 25 \cdot 66 \cdot \frac{5,8}{4200} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{calculé}$

3) flèche : les calculs sont à inertie variable. Le calcul de la flèche a été effectué avec l'inertie moyenne $I = 385416,67 \text{ cm}^4$

$M_G = 16,66$; $M_Q = 26,34$

$\bar{w} = 0,025$

$\lambda_i = 0,64$; $\lambda_r = 0,257$; $\sigma_{ag} = 1440$; $\sigma_{aq} = 2277,9$

$\rho_g = 0,82$; $\rho_q = 0,88$; $I_t = 686842,5$

$I_{fv} = 567291,5 \Rightarrow f_{g0} = 0,63 \text{ cm}$

$I_{fi} = 439382,35 \Rightarrow f_{q0} = 0,43 \text{ cm}$

$I_{fi} = 450447,6 \Rightarrow f_{g0} = 0,266$

} $\Rightarrow \Delta f_t = 0,79 \text{ cm}$

$\bar{f} = 0,5 + \frac{l}{500} = 1,16 \text{ cm}$. donc $\Delta f_t < \bar{f}$ la flèche est vérifiée.

4) Effort tranchant

$T = 32,854 \text{ t}$ sous SP2 $\bar{\tau}_b = 34,8 \text{ kg/cm}^2$; $A_t = 4\phi 8 = 2,02 \text{ cm}^2$

- $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{32,854 \cdot 10^3}{25 \cdot \frac{7}{8} \cdot 66} = 23,1 < \bar{\tau}_b$

- $\langle \rangle \frac{eT}{b \cdot \sigma'_b} = 16,31 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$ sous SP1.

- à l'appui : $t = \frac{2,02 \cdot \frac{7}{8} \cdot 66 \cdot 4200}{32,854 \cdot 10^3} = 14 \text{ cm}$

$\bar{E} \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h \\ (1 - 0,13 \frac{\tau_b}{\sigma_b}) h \end{array} \right\} = 13,8 \text{ cm}$

D'après le RPA81 $\bar{E} \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right) = 17,5 \text{ cm}$.

Nous prenons donc $t = 13 \text{ cm}$.

5/ Condition de non écrasement du béton.

$$R \geq 0,1 \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{bc}} \left(1 + \frac{\phi}{d}\right) V$$

$$\phi = 16, V = 5/3 \Rightarrow R \geq 12,24 \text{ cm} \Rightarrow R = 13 \text{ cm}$$

$$\phi = 20, V = 5/3 \Rightarrow R \geq 15,67 \text{ cm} \Rightarrow R = 17 \text{ cm}.$$

$$\phi = 20, V = 7/3 \Rightarrow R \geq 21,9 \Rightarrow R = 22 \text{ cm}.$$

6/ Ancrage des armatures

$$l_1 \geq 20 \phi = 40 \text{ cm}.$$

$$l_2 \geq \max(30 \phi, 50 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}.$$

CALCUL
DU
JOINT
DE
RUPTURE

Les Deux blocs : Restaurant et cage d'escalier ont été séparés par un joint de rupture afin de garder à la structure sa parfaite symétrie et diminuer ainsi les effets de la torsion.

Sous l'action des secousses sismiques, le joint doit permettre aux 02 blocs le libre déplacement sans contact préjudiciable. Pour cela il sera dimensionné en évaluant les déplacements au sommet (maximaux)

ou par la formule donnée à l'art 2.3.2.4 du RPA 81 $d \geq \frac{H_1}{300}$

avec H_1 : hauteur de contact, soit $H_1 = 20\text{ m}$.

Déplacement au sommet de la cage d'escalier

La cage d'escalier sera assimilée à une console verticale encastree à la base, et uniformément chargée



$$f = \frac{0,125 \cdot m \cdot H^3}{EI}$$

m : charge uniformément répartie sur toute

la hauteur $H \rightarrow m = 3,66\text{ t/ml}$

I : Inertie des voiles = $\frac{0,2 \cdot 1^3}{12} \times 4 = 0,0666\text{ m}^4$.

$$\Rightarrow f = \frac{0,125 \cdot 3660 \cdot 22,5^3}{0,0666 \cdot 3,7 \cdot 10^9} = 2,11 \cdot 10^{-2}\text{ m} = 2,11\text{ cm}.$$

Déplacement au niveau de la terrasse: déjà calculé dans le chapitre

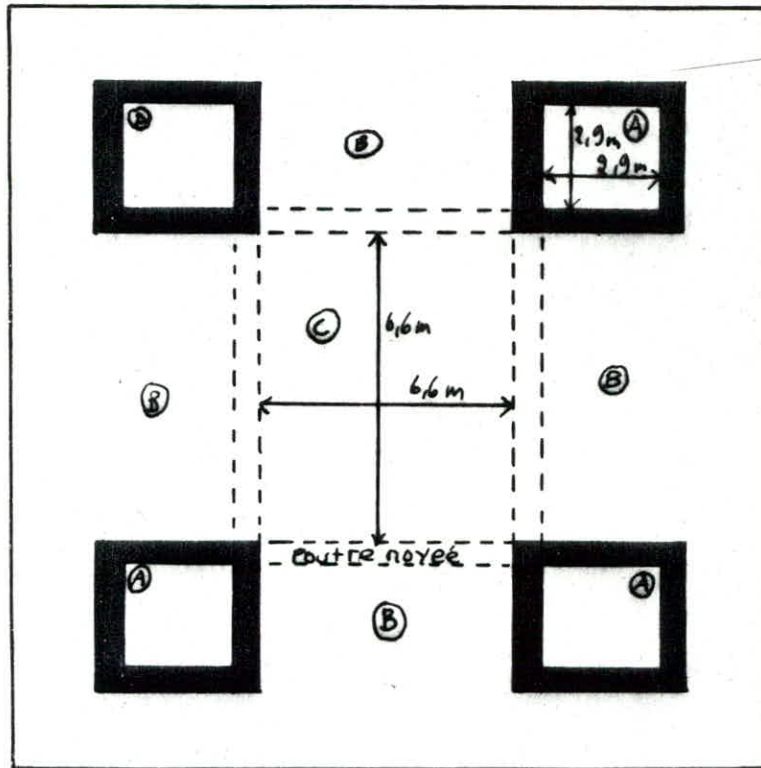
déplacements horizontaux = $0,9\text{ cm}$.

$$\Rightarrow d = 2,11 + 0,9 = 3,02\text{ cm. or d'Après Le RPA 81}$$

$$d \geq \frac{H_1}{300} = \frac{20 \cdot 10^2}{300} = 6,66\text{ cm} \Rightarrow \boxed{d = 7\text{ cm}}$$

ETUDE
DES
FONDATIONS

IDENTIFICATION DES PANNEAUX DU RADIER



Choix du type de fondation

Notre choix s'est porté sur un radier général, au lieu de radiers partiels sous chaque noyau, et ce pour rigidifier la base et éviter ainsi le renversement, et également pour lier les cages afin de travailler toutes ensemble.

Contrainte admissible

D'après les essais de pénétration au pénétromètre dynamique lourd, la résistance minimale du sol à la pénétration atteint 60 bars.

La contrainte admissible du sol est estimée par la formule empirique :

$$Q_{adm} = \frac{R_p}{X} \quad \text{avec } R_p: \text{ Résistance minimale à la pénétration ;}$$

X: coef réducteur tenant compte de l'appareillage utilisé et de la nature du sol.

$$X = 30 \Rightarrow Q_{adm} = \frac{60}{30} = 2 \text{ bar.}$$

Notre sol est essentiellement constitué de sable fin à limoneux.

Le rapport de sol nous suggère une contrainte admissible de 1,6 bars, nous avons pris $Q_{adm} = 1,5 \text{ b}$ pour plus de sécurité.

Calcul du radier

Le radier est fondé à 2 m de profondeur, ce dernier se calculera comme un plancher renversé soumis à la réaction du sol et prenant appui sur les noyaux.

$$G_T = 1915,15 \text{ t} ; Q_T = 567,36 \text{ t}$$

$$\text{Sous SP1 : } N = G + 1,2 Q = 2596 \text{ t}$$

$$\text{surface nécessaire du radier : } \bar{\sigma}_r = 1,5 \text{ b}$$

$$S_{Nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_r} = 173 \text{ cm}^2$$

$$\text{Surface totale : } S_T = 14,4 \times 14,4 = 207,36 \text{ m}^2 \Rightarrow S_T > S_{Nec}$$

$$\frac{S_{Nec}}{S_T} = 0,834 > 0,5 \text{ d'où la justification du radier.}$$

les centres de masses de l'ouvrage et du radier sont confondus, ce qui fait que la réaction du sol est bien uniforme.

Epaisseur du radier

$$T_{max} = q \frac{l_{max}}{2} \times 1 \quad \text{avec } q = \frac{N}{S_{Nec}} = 12,52 \text{ t/m}^2$$

$$T_{max} = 12,52 \cdot \frac{6,6}{2} = 41,31 \text{ t}$$

$$z_b = \frac{T_{max}}{b \bar{\sigma}_b} \ll z_b \Rightarrow z \gg \frac{T_{max}}{b \bar{\sigma}_b} ; z = \frac{7}{8} h \text{ et } \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_r = 6,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow h \gg \frac{8}{7} \cdot \frac{41,31 \cdot 10^7}{100 \cdot 6,67} = 70 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 75 \text{ cm}$$

$$\text{condition forfaitaire } h_t \gg \frac{l_{max}}{10} = \frac{6,6}{10} = 66 \text{ cm}$$

$$\text{Finalement } \boxed{h_t = 75 \text{ cm}}$$

Verification de la contrainte du sol sous le radier

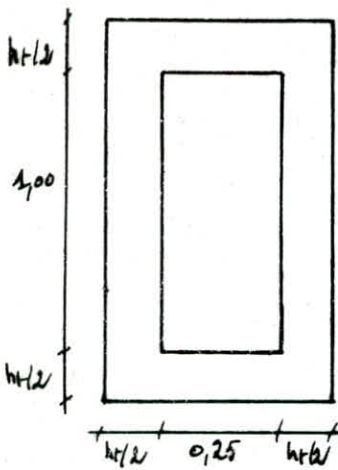
Poids de l'ouvrage + poids du radier

Poids de l'ouvrage = 2596 t

Poids du radier = $(0,75 \times 207,36) 2,5 = 388,8 \text{ t}$

$\Rightarrow \sigma'_s = \frac{2984,8}{207,36} = 14,39 \text{ t/m}^2 < 15 \text{ t/m}^2$

Verification au poinçonnement



Voie la plus sollicitée $G = 125,1 \text{ t} ; Q = 43,52 \text{ t}$.

$G + 1,2 Q = 177,324 \text{ t}$ sur les 3,4 m

$\Rightarrow q = \frac{177,324}{3,4} = 52,15 \text{ t/ml}$.

la condition de non-poinçonnement est:

$\frac{1,5 N}{P_{chr}} \leq \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$.

P_c : perimètre du contour cisaille' sur le plan moyen de la dalle, se fait suivant un angle de 45° .

$P_c = 2(1 + 0,25 + 4 \times \frac{h}{2}) = 5,5 \text{ m}$

$\frac{1,5 \cdot 52,15}{5,5 \cdot 0,75} = 18,96 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_b = 66,7 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{verifié}$.

Verification à l'effet de sous-pression

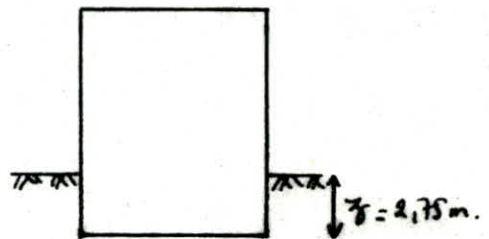
On doit vérifier que sous l'effet de sous pression hydrostatique l'ouvrage ne se soulève pas, on prendra un coef de securite' = 1,5.

$P \gg 1,5 \cdot S \cdot z$

S: surface du sol

z : pression hydrostatique

P: poids total de l'ouvrage



$z = 1 \text{ t/m}^2 / \text{mètre de profondeur} \Rightarrow z = 2,75 \text{ t/m}^2 ; P = G_r$: poids de l'ouvrage en supposant qu'il n'est pas sur charge' $\Rightarrow 1,5 \cdot S \cdot z = 855,36 \text{ t} \Rightarrow P = 1915,15 > 1,5 S z$.

Verification de la stabilité du radier sous SP2.

Le radier est soumis à un effort normal N et à un moment de renversement M .

$$N = G + Q + G_{radier} = 2871,3 \text{ t}$$

Les moments par rapport à la base sont :

$$M_x = 3533,28 \text{ t.m.}$$

$$M_y = 3448,72 \text{ t.m.}$$

$$I_x = I_y = \frac{14,4^4}{12} = 3583,18 \text{ m}^4 ; v = 7,2 \text{ m.}$$

Suivant x

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x \cdot v}{I_x} = \frac{2871,3}{207,36} \pm \frac{3533,28}{3583,18} \cdot 7,2 = \begin{cases} \sigma_1 = 20,94 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = 6,75 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

On doit vérifier que $\sigma_m \leq 1,33 \bar{\sigma}'$ et $\sigma_1 < 1,5 \bar{\sigma}'$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 17,39 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}' = 14,95 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_1 = 20,94 < 1,5 \bar{\sigma}' = 22,5 \text{ t/m}^2$$

Suivant y

$$\sigma_{1,2} = \frac{2871,3}{207,36} \pm \frac{3448,72}{3583,18} \cdot 7,2 = \begin{cases} \sigma_1 = 20,77 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = 6,92 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = 17,3 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}'$$

$$\sigma_1 = 20,77 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}'$$

Charges pour le calcul du radier

La charge sera égale à la réaction du sol diminuée du poids du radier

$$\text{Sous SP1} \Rightarrow q = 14,39 - \frac{388,8}{207,36} = 12,52 \text{ t/m}^2,$$

$$\text{Sous SP2} \quad \sigma_m = 17,39 \text{ t/m}^2 \Rightarrow q = 17,39 - \frac{388,8}{207,36} = 15,51 \text{ t/m}^2$$

on doit comparer (1) $\frac{\bar{\sigma}_a(\text{SP2})}{\bar{\sigma}_a(\text{SP1})}$ avec (2) $\frac{q(\text{SP2})}{q(\text{SP1})}$

$$(1) \frac{4200}{2800} = 1,5 \quad (2) = \frac{15,51}{12,52} = 1,24 \Rightarrow (1) > (2)$$

Par conséquent les contraintes du 1^{er} genre sont plus défavorables.

Dans ce cas le radier sera calculé comme un plancher renversé sous SP1.

Calcul des efforts dans les panneaux

les panneaux de dalles étant sollicités par une charge uniformément répartie, on déterminera les moments par la méthode de R. BARES, ensuite on tiendra compte de la continuité.

- panneau (A) : $l_x = l_y = 2,9 \text{ m} \Rightarrow \nu = 1 \Rightarrow \nu_{bx} = \nu_{by} = 0,0423$

$$M_{x0} = M_{y0} = 0,0423 \cdot 12,52 \cdot 2,9^2 = 4,45 \text{ t.m / ml.}$$

- panneau (C) dalle reposant sur 04 côtés (poutres noyées)

$$l_x = l_y = 6,6 \Rightarrow \nu_{bx} = \nu_{by} = 0,0423$$

$$\Rightarrow M_{x0} = M_{y0} = 0,0423 \cdot 12,52 \cdot 6,6^2 = 23 \text{ t.m / ml.}$$

- panneau (B) sera calculé comme 1 panneau reposant sur 2 côtés de portée = 6,6 m dans le sens [A-B-A]

$$M_0 = 12,52 \cdot \frac{6,6^2}{8} = 68,17 \text{ t.m / ml.}$$

En tenant compte de la continuité suivant A-B-A, nous aurons :

	M_t (t.m)	h (cm)	μ	E	A_{cal} (cm ²)	$A_{chaîr$ (cm ²)	E (cm)
A	3,56	72	0,0037	0,9721	1,81	4 ϕ 8	27
B	51,13		0,053	0,9037	28	10 ϕ 20	10
C	23,07		0,024	0,9324	72,27	7 ϕ 16	14
Appui (A-B)	34,085		0,035	0,9199	18,37	10 ϕ 16	10
Debord (console)	2,227		0,0023	0,9778	1,13	4 ϕ 8	27

Calcul de la poutre noyée

La poutre noyée sera calculée comme étant encastree dans les voiles

$$M_a = - \frac{q l^2}{12} ; M_t = \frac{q l^2}{24}$$

$$l_m = \frac{l_x}{3} = 2,2 \text{ m} \Rightarrow q = 12,52 \times 2,2 = 27,54 \text{ t / ml.}$$

$M_a = -99,97 \text{ t.m}$; $M_t = 49,98 \text{ t.m}$.

A l'appui : $M = 99,97 \text{ t.m}$

$M_{rb} = 31,59 \text{ t.m} \Rightarrow A' \neq 0 \text{ (nécessaire)}$

$\Delta M = 68,38 \text{ t.m}$

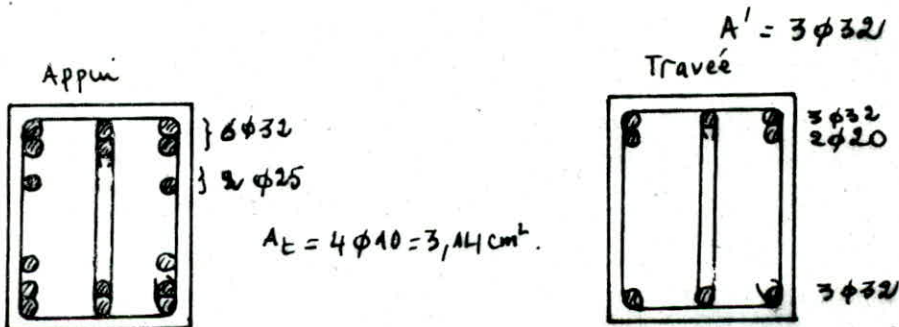
$$A = \frac{M_{rb}}{\frac{2}{3} h \bar{\sigma}_a} + \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a} = \frac{31,59 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,86 \cdot 72} + \frac{68,38 \cdot 10^5}{2800(72-3)} = 53,6 \text{ cm}^2$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a} = \frac{68,38 \cdot 10^5}{(72-3) \cdot 10224,4} = 54,32 \text{ cm}^2$$

En travée : $M_t = 49,98 \text{ t.m} \Rightarrow \Delta M = 18,39 \text{ t.m}$.

$A = 27,74 \text{ cm}^2$ et $A' = 14,61 \text{ cm}^2$

A l'appui : $A = A' = 6 \phi 32 + 2 \phi 25$; En travée : $A = 3 \phi 32 + 2 \phi 20$



Fondation des escaliers

charges et surcharges revenant à chaque voile

$$P_{voile} = 2,5 \cdot 0,2 \cdot 1 \cdot 24 = 12 \text{ t.}$$

$$P_{paliere} : \frac{9,9}{4} \text{ t}$$

$$P_{paillasse} : \frac{12,53}{4} \text{ t}$$

$$P_{marches} : \frac{6,18}{4} \text{ t}$$

$$P_{revetement} : \frac{4,34}{4} \text{ t}$$

$$\text{surcharge } Q = 5,4 \text{ t}$$

$$\begin{cases} G = 20 \text{ t} \\ Q = 5,4 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow G + 1,2Q = 26,6 \text{ t} = N$$

$$\text{la contrainte de compression dans la voile} = \frac{N}{S} = \frac{26,6 \cdot 10^3}{100 \cdot 20} = 13,3 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_b = 13,3 < \bar{\sigma}_{bo} \Rightarrow$ Le voile résiste seul, on mettra des armatures minimales.

Dimensionnement de la semelle

$$\text{On doit avoir } \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_s' \Leftrightarrow \frac{N}{100 \cdot B} \leq \bar{\sigma}_s' \Rightarrow B \geq \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s'} = 177 \text{ cm}$$

On prendra $B = 180 \text{ cm}$.

$$h_t \gg d + \frac{B-b}{4} = 4 + \frac{180-20}{4} = 44 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 45 \text{ cm.}$$

Ferrailage: méthode des bielles pour déterminer les efforts

$$F = \frac{N(B-b)}{B \cdot h} = \frac{26,6 \cdot 10^3 (180-20)}{8 \cdot 41} = 12975,6 \text{ Kg.}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_a} = 4,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7 \phi 10 / \text{ml} = 5,49 \text{ cm}^2$$

$$e = 6\phi + 6 = 6 \cdot 1 + 6 = 12 \text{ cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm.}$$

Armatures de répartition $A_r = \frac{A}{4} = 1,16 \text{ cm}^2$ on prendra des

$\phi 8$ tous les 15 cm.

