

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

32/87

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

205

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**BATIMENT (R + 7)
STRUCTURE CONTREVENTÉE
PAR VOILES
(COFFRAGE TUNNEL)**

Proposé par :

E. R. C. A..

Etudié par :

A. OULDZEID

F. MERIDJA

Dirigé par :

R. BLOUD

Promotion Janvier 1987

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**BATIMENT (R + 7)
STRUCTURE CONTREVENTÉE
PAR VOILES
(COFFRAGE TUNNEL)**

Proposé par :

E. R. C. A.

Etudié par :

A. OULDZEID

F. MERIDJA

Dirigé par :

R. BIOUD

Promotion Janvier 1987

DÉPARTEMENT GENIE-CIVIL

PROMOTEUR: Mr. R. BLOUD

NIVEAUX INGÉNIEURS: OUIDZEID Abdelhamid
MERIDJA Farid

مصلحة
موجه
تلميذ مهندس

الموضوع: عمارة ذات طابق أرضي وسبع طوابق علوية مجهزة بأبواب حاملة.
الملخص: هذا المشروع يتضمن حساب العناصر المقاومة لعمارة خاصة
بالإسكان، ذات طابق أرضي وسبع طوابق علوية.
يتروا نجاز هذا المشروع بالجزائر العاصمة (منطقة الحامة) التي تقع في منطقة
متوسطة الزلزال. وقد تم الحساب وفق الأنظمة الجزائرية للزلزال (ف.ج.ز 81)

SUJET: BÂTIMENT (R+7) A OSSATURE VOILES.

RESUME: CE PROJET CONSISTE A CALCULER LES ELEMENTS RESISTANTS D'UN BATIMENT
A USAGE D'HABITATION: VOILE (R + 7).
CET OUVRAGE SERA IMPLANTE A ALGER (HAMMA) QUI EST UNE ZONE DE MOYENNE
SISMICITE.
LE CALCUL A ETE FAIT SUIVANT LES REGLES PARASISMQUES ALGERIENNES
(R.P.A.81).

SUBJECT: BUILDING (GROUND-FLOOR + 7) WITH BEARING WALLS

ABSTRACT: THIS PROJECT CONSISTS IN DESIGNING THE RESISTING ELEMENTS OF
A SEVEN-STORY RESIDENTIAL BUILDING REALIZED IN BEARING WALL.
THIS BUILDING WILL BE SET UP AT ALGIERS (HAMMA) WHICH IS LOCATED
IN AN AREA OF AVERAGE SEISMICITY. THE ANALYSIS HAS BEEN MADE
ACCORDING TO THE ALGERIAN ASEISMIC CODE (R.P.A.81).

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier avant tout "DIEU" qui nous a permis d'accomplir ce modeste travail en catalysant notre volonté, pendant les moments difficiles.

Nous remercions aussi cordialement :

- Notre promoteur M^E BLOUD qui n'a pas hésité un seul jour pour nous guider et nous encourager.
- M^{me} CHIKH pour son entière disponibilité, son sérieux et ses conseils indispensables.
- M^E BARAKA pour son savoir-faire et son aide précieuse.
- Tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

DEDICACES

⌘ :

- Mon père
- Ma mère
- Mes frères et sœurs.
- Tous mes amis (chacun par son nom)

O. Abdelhamid

⌘ :

- Mon père.
- Ma mère.
- Mes frères (Idris et Samir).
- Mes sœurs.
- Mes grands-parents
- toute ma famille
- tous mes amis (es).

M. Farid.

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

	PAGES
- PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	1
- PREDIMENSIONNEMENT :	5
- ACROTERE :	6
- ESCALIERS :	10
- ETUDE AU VENT :	19
- DESCENTE DE CHARGES :	24
- CALCUL DES INERTIES DES VOILES :	27
- CENTRE DE MASSE :	30
- CENTRE D'INERTIE :	32
- CALCUL PSEUDO-DYNAMIQUE :	33
- CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE :	37
- VERIFICATION AU RENVERSEMENT :	40
- ETUDE DU CONTREYEMENTENT :	41
- DISTRIBUTION DES EFFORTS SUR LE REFENDS :	44
- SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS :	49
- FERRAILLAGE DES LINTEAUX :	56
- FERRAILLAGE DES TRUMEAUX :	59
- CALCUL DES PLANCHERS :	68
- FONDATIONS (RADIER) :	79
- DEFORMATIONS et JOINT DE RUPTURE :	88

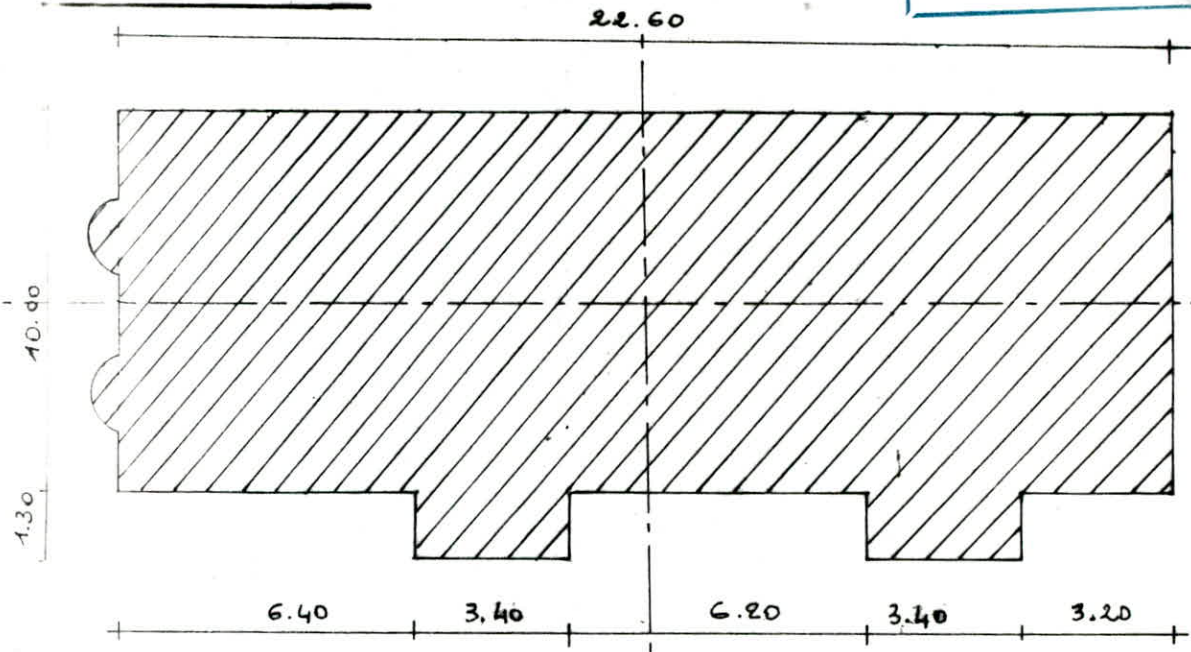
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

PRESENTATION DU BATIMENT

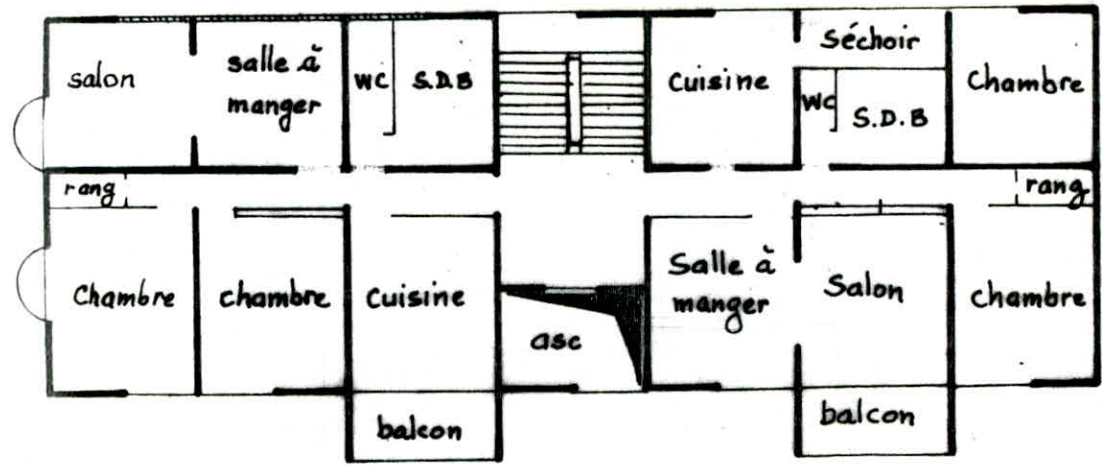
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

VUE EN PLAN

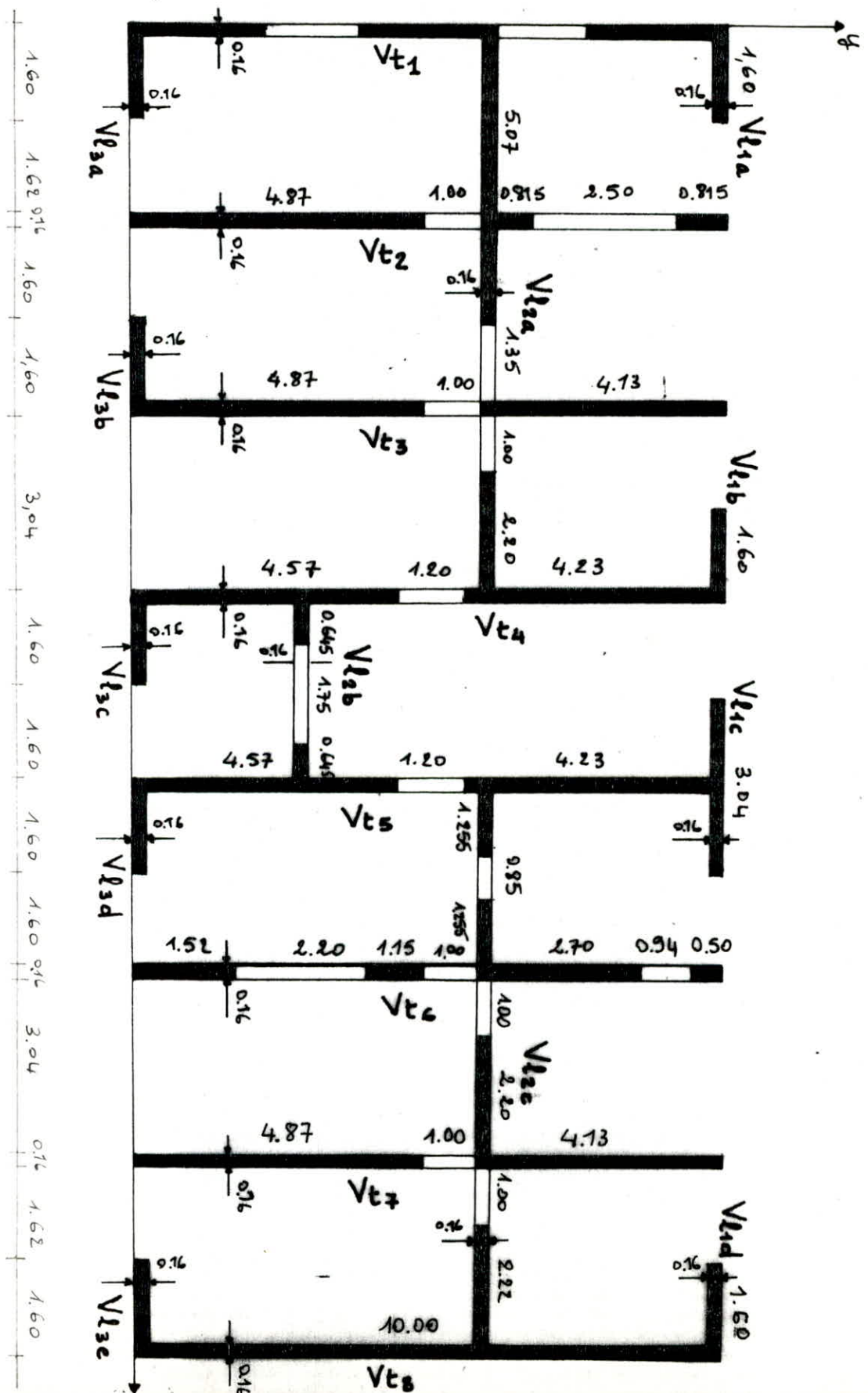


PLAN D'ARCHITECTURE

etage courant



2,31 1,60 2,12 1,60 2,37



Dimensions des éléments des refends (Voiles)

GENERALITES :

Notre étude consiste au calcul de résistance d'un bâtiment à usage d'habitation. Le bâtiment sera situé à Alger (El-Hamma), zone de moyenne sismicité (Zone II d'après le R.P.A 81). Il se compose d'un noyau sanitaire, d'un rez de chaussée et de 7 étages. Le niveau du R.D.C est surélevé de 2,40 m par rapport au sol de fondation. La hauteur libre entre étages est 3,01 m. La longueur totale en plan est de 22,60 m et la largeur totale est de 10 m (avec un décrochement de 1,30 m dû aux balcons). La hauteur totale du bâtiment est de 24,03 m.

Taux de travail du sol :

D'après le rapport sur l'étude du sol la contrainte a été évaluée à $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$. On prendra une profondeur d'amorçage de 2,50 m.

BETON ARME :

Tout le béton qui entre dans la construction de notre immeuble sera conforme aux Règles Techniques de conception et de calcul des ouvrages en Béton armé (C.C.B.A 68) et à tous les règlements en vigueur (R.P.A 81, V 83; compléments parasismiques du C.T.C ...)

ACIER

Pour l'acier nous utiliserons de l'acier à haute adhérence, il sera propre et débarrassé de toute trace de rouille non adhérente.

OSSATURE :

En élévation l'ossature sera composée de noyaux qui assureront le contreventement du bâtiment.

PLANCHERS :

Ils seront constitués par des dalles pleines de 16 cm d'épaisseur sauf pour le plancher du R.D.C qui est composé de prédalles.

Escaliers :

Les paliers intermédiaires et d'étages sont coulés sur place alors que les volées seront en préfabriqué.

Revêtements : en carrelage dans toutes les pièces.

CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX CONSTITUANT LE BETON ARME :

BETON :

Le béton sera dosé à 350 Kg/m^3 de C.P.A 325 à contrôle atténué, avec un coefficient de granulats $C_g = 5/15 \text{ mm}$.

- Résistance nominale à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 27,5 \text{ Kg/cm}^2$

- Résistance nominale à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2,37 \text{ Kg/cm}^2$

Dosage du béton : 800 l de gravillons ($D_g = 25 \text{ mm}$)
 400 l de sable ($D_s \leq 5 \text{ mm}$)
 350 Kg de ciment CPA 325
 175 l d'eau
 et ceci pour 1 m^3 de béton fini.

CONTRAINTE DE COMPRESSION ADMISSIBLE (Art 9.4. CCBA 68).

Elle est égale à une fraction de sa résistance à 28 j

$$\bar{\sigma}_b = f_b \cdot f_{c28} \text{ avec } f_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon.$$

- * α : dépend de la classe du ciment utilisé ; $\alpha = 1$ (CPA 325)
- * β : dépend de l'efficacité du contrôle : $\beta = \frac{5}{6}$ (contrôle atténué)
- * γ : dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats : $C_g = 5/15 \rightarrow \gamma = 1$.
- * δ : dépend de la nature de la sollicitation :

$$\begin{cases} \delta = 0,30 & \text{en compression simple.} \\ \delta = 0,60 & \text{en flexion simple} \end{cases}$$

En flexion composée : $\delta = 0,60$ lorsque l'effort normal est une traction
 $\delta = \min [0,60 ; 0,30 (1 + \frac{e_0}{3e_1})]$ est une compression

avec e_0 = excentricité des forces extérieures par rapport au centre de gravité de la section du béton seul.

e_1 = distance de la limite du noyau central au c. d. g. de la section du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

• Pour les sollicitations pondérées du 2^{ème} genre les valeurs de δ sont multipliées par 1,5.

On utilise également des treillis soudés :

Treillis soudés avec $\sigma_{em} = 5200 \text{ bars}$ pour $\phi \leq 6 \text{ mm}$
 $\sigma_{em} = 4410 \text{ bars}$ pour $\phi > 6 \text{ mm}$

Contraintes admissibles : $\bar{\sigma}_a = 3533 \text{ Kg/cm}^2$ pour $\phi \leq 6 \text{ mm}$
 $\bar{\sigma}_a = 3000 \text{ Kg/cm}^2$ pour $\phi > 6 \text{ mm}$

— ARMATURES TRANSVERSALES :

La contrainte de traction admissible est : $\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{em}$

avec $\rho_{at} = 1 - \frac{\epsilon_b}{9\bar{\sigma}_b}$ $\left\{ \begin{array}{l} \rho_{at} > \frac{2}{3} \text{ s'il n'y a pas reprise de bétonnage.} \\ \rho_{at} = \frac{2}{3} \text{ s'il y a reprise de bétonnage} \end{array} \right.$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

— CONTRAINTE ADMISSIBLE DE NON FISSURATION (CCBA68, art 49)

$$\bar{\sigma}_a \leq \max(\sigma_1, \sigma_2) \text{ avec } \sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f} ; \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

ϕ : Diamètre de la plus grosse barre.

σ_1 : contrainte de fissuration systématique.

σ_2 : contrainte de fissuration accidentelle (température et retrait)

k : coefficient dépendant des conséquences de la fissuration.

$k = 1,5 \cdot 10^6 \text{ bars/mm} \rightarrow$ fissuration peu nuisible.

$k = 1 \cdot 10^6 \text{ bars/mm} \rightarrow$ fissuration préjudiciable

$k = 0,5 \cdot 10^6 \text{ " " } \rightarrow$ fissuration très nuisible.

η : coefficient de fissuration : $\eta = \begin{cases} 1 \text{ pour les A dx} \\ 1,6 \text{ pour les H.A} \end{cases}$

$\tilde{\omega}_f$: pourcentage de fissuration : $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A \text{ (tendues)}}{\text{sect de bét enrobant les bars}}$

— CONTRAINTE ADMISSIBLE D'ADHERENCE (CCBA68 ; art 30.2)

• Amarrage normal : $\bar{\epsilon}_d = 1,25 \psi_d \bar{\sigma}_b$; $\psi_d = \begin{cases} 1,5 \text{ pour les H.A} \\ 1 \text{ pour les A. dx} \end{cases}$

$$\bar{\epsilon}_d \begin{cases} \rightarrow 16,59 \text{ Kg/cm}^2 \text{ pour H.A} \\ \rightarrow 7,38 \text{ Kg/cm}^2 \text{ pour A dx} \end{cases}$$

• Amarrage en pleine masse : $\bar{\epsilon}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\epsilon}_d \begin{cases} \rightarrow 26,55 \text{ Kg/cm}^2 \text{ pour H.A} \\ \rightarrow 11,80 \text{ Kg/cm}^2 \text{ pour A. dx} \end{cases}$$

* ϵ : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre.

$\epsilon = 1$: en compression simple pour n'importe quelle section et dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple ou composée avec traction.

ϵ est. t. q $0,5 < \epsilon < 1$ dans les autres cas :

En compression simple :

- Sollicitation du 1^{er} genre : SP1 $\bar{\epsilon}'b_0 = 1,5 \cdot 1,0,30 \cdot 1,275 = 68,75 \text{ Kg/cm}^2$
- Sollicitation du 2^e genre : SP2 $\bar{\epsilon}'b_0 = 1,5 \cdot 68,75 = 103,125 \text{ Kg/cm}^2$

En flexion simple :

- Sous SP1 : $\bar{\epsilon}'b = 1,5 \cdot 1,0,60 \cdot 275 = 137,5 \text{ Kg/cm}^2$
- Sous SP2 : $\bar{\epsilon}'b = 1,5 \cdot 137,5 = 206,25 \text{ Kg/cm}^2$

CONTRAINTE DE TRACTION ADMISSIBLE (art 9.5. CCBA 68).

$\bar{\epsilon}b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \bar{\epsilon}'b$ (α, β, γ) définis comme en compression.

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\bar{\epsilon}'b} = 0,018 + \frac{2,1}{275} = 0,0256$$

$$\bar{\epsilon}b = 1,5 \cdot 1,0,0256 \cdot 275 = 5,9 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous SP1}$$

$$\bar{\epsilon}b = 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous SP2.}$$

- ACIERS : On distingue deux catégories d'aciers :

Aciers doux ou ronds lisses : Nuance FeE24, $\bar{\epsilon}b$: limite élastique

nominal : $\bar{\epsilon}b_{em} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$ (2350 bars)

$$\bar{\epsilon}b = \frac{2}{3} \bar{\epsilon}b_{em} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous SP1 et } \bar{\epsilon}b_2 = \bar{\epsilon}b_{em} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous SP2}$$

Aciers haute adhérence : Nuance Fe 40 $\bar{\epsilon}b_{em} = 4120$ bars pour $\phi \leq 20 \text{ mm}$
 $\bar{\epsilon}b_{em} = 3920$ bars pour $\phi > 20 \text{ mm}$

Contraintes admissibles $\phi \leq 20 \text{ mm}$ $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\epsilon}b_2 = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous SP1} \\ \bar{\epsilon}b_2 = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous SP2.} \end{array} \right.$

PREDIMENSIONNEMENT

PREDIMENSIONNEMENT

1°/ PLANCHER DALLE :

L'épaisseur du plancher (e) est déterminée à partir des conditions suivantes :

a/ CONDITION DE LIMITATION DES FLECHES :

Cette condition est importante car elle est la base des fissurations naissantes dans les revêtements et les cloison légères.

On considère une bande de 1m, la plus grande portée : $l = 3,97$ m de section
 $S = e \times b = 100e$ uniformément chargée sous SP1 avec
 $G + 1,2P = 0,96 \text{ t/m}^2$. $1 \text{ m} = 0,96 \text{ t/m}$.

$$f_{\max} \leq \frac{l}{500} ; \quad \frac{59Pl^4}{384.E.I} \leq \frac{l}{500} \text{ d'où } I \geq \frac{500.5.9.l^3}{384.E}$$

avec $I = b.e^3/12$ ce qui donne : $e \geq \sqrt[3]{12I/b}$

E_{rs} = module de déformation longitudinal du béton sous l'action des charges de longue durée : $E_{rs} = 7000 \sqrt{E_j}$ à 90j $E_{90} = 1,2528 = 270$

$$E_{rs} = 7000 \sqrt{270} = 128520 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow I \geq 30428,52 \text{ cm}^4$$

d'où $e \geq 15,40 \text{ cm}$ on prendra $e = 16 \text{ cm}$.

b/ CONDITION DE RESISTANCE A LA FLEXION : Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis, l'épaisseur de la dalle est dans la fourchette suivante : ($L = 5,87 \text{ m}$)

$$L/50 \leq e \leq L/40 \Rightarrow 11,74 \leq e \leq 14,68 \text{ cm}$$

on prend $e = 13 \text{ cm}$.

c/ CONDITION D'ISOLATION : la loi de masse exige : $e \geq 16 \text{ cm}$

d/ CONDITION DE SECURITE A L'INCENDIE : 7cm pour une heure de coupe-feu.
 11cm " 2h " " " "

On prendra en conclusion l'épaisseur de la dalle :

$$\boxed{e = 16 \text{ cm}}$$

2°/ VOILES : Le RPA81 exige une épaisseur $b \geq 15 \text{ cm}$ (USAGE 2, ZONE 2)

$$(4.3.1.3) : b \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow b \geq 3,01/20 = 0,15 \text{ m} = 15 \text{ cm}$$

En fin on prendra pour les voiles $\boxed{e = 16 \text{ cm}}$

3°/ ACROTERE : On prend une épaisseur de $e = 16 \text{ cm}$ (même chose pour les voiles)

**CALCUL DE
L'ACROTERE**

CALCUL DE L'ACROTÈRE

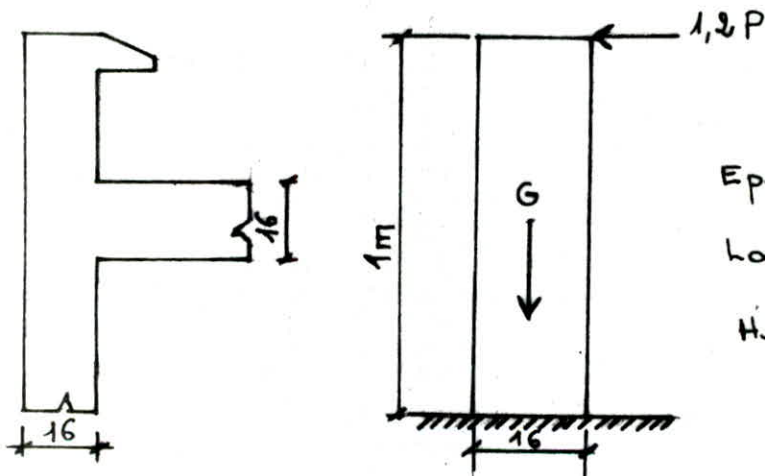
INTRODUCTION :

L'acrotère est un système statique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse.

Au niveau de la section d'encastrement qui est une section dangereuse on notera les effets suivants :

- * LE POIDS PROPRE DE L'ACROTÈRE : $G = 0,16 \cdot 1,2 \cdot 5 = 0,400 \text{ t/mP}$
- * Une surcharge due à une main courante (appliquée horizontalement) estimée à : $p = 0,100 \text{ t/mP}$
- * En tenant compte de la pondération : $q = 1,2 \cdot 0,100 = 0,120 \text{ t/mP}$

NB : le calcul se fera par mètre linéaire c.à.d par bande de 1m de l'acrotère



DIMENSIONS :

Épaisseur : $e = 16 \text{ cm}$

Largeur : $l = 100 \text{ cm}$

Hauteur : $R = 100 \text{ cm}$

2/ ELEMENTS DE REDUCTION :

- Moment à l'encastrement : $M = 1,2 \cdot P \cdot R = 0,120 \text{ t.m/mP}$
- Effort normal (poids propre de l'acrotère) : $N = G = 0,400 \text{ t/mP}$
- Effort tranchant : $T = 1,2 \cdot P = 0,12 \text{ t/mP}$

3/ CALCUL DE L'EXCENTRICITE :

$$e_0 = \frac{M}{N} = 30 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{R \cdot e}{2} = 2,67 \text{ cm}$$

La section est partiellement comprimée.

4/ FERRAILLAGE :

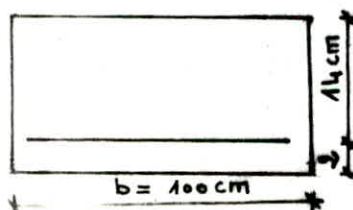
$$d \geq \frac{R \cdot e}{10} = 16 \text{ cm} \rightarrow d = 2 \text{ cm}$$

Données : $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N = 0,400 \text{ t/mP}$$

$$M = 0,120 \text{ t.m/mP}$$



Nous utiliserons la méthode exposée par P. CHARON pour calculer la section d'acier lorsque la section est partiellement comprimée en flexion composée.

Calcul du moment par rapport aux axes tendus : "M":

$$M = M + N \cdot f \quad \text{avec } f = \frac{R_e}{2} - d = 6 \text{ cm} \quad \text{d'où}$$

$$M = 0,144 \text{ t.m/mp}$$

Calcul du moment résistant du béton : "M_{nb}" :

$$M_{nb} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot y \cdot \bar{\sigma}_b \left(R - \frac{y}{3} \right) \quad \text{avec } y = \frac{15 \bar{\sigma}_b}{15 \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_a} \cdot R = 5,94 \text{ cm}$$

$$M_{nb} = 490866,75 \text{ Kg.cm/mp} = 4,91 \text{ t.m/mp} > M = 0,144 \text{ t.m/mp}$$

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Détermination des armatures tendues :

On calculera la section en flexion simple sous l'effet du moment M (par rapport aux axes tendus) puis on déduit la section en flexion composée.

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot R^2} = 0,0039 \quad \begin{array}{l} \epsilon = 0,9714 \\ \kappa = 160 \end{array} \quad \rightarrow A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon R} = 0,38 \text{ cm}^2$$

$$\text{En flexion composée : } A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,24 \text{ cm}^2$$

Cette section calculée étant très faible, on adoptera une section imposée par la condition de non fragilité.

CONDITION DE NON FRAGILITE : (CCBA 68. art 52) $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_{su} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot R \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{su}} = 1,36 \text{ cm}^2 = A_{min}$$

Nous adopterons finalement : 5T6/mp soit $A = 1,41 \text{ cm}^2 > A_{min}$

ESPACEMENT (CCBA 68. art 57.33) : d doit vérifier : $t \leq \left(\frac{3 R_t}{48}, 33 \text{ cm} \right)$

on prendra un espacement constant $t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ vérifié.

VERIFICATION DES CONTRAINTES :

$$\text{Acier : } \bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot e \cdot R} = 751 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{751}{160} = 4,69 \text{ Kg/cm}^2 < 137,5 \text{ Kg/cm}^2$$

- Donc les contraintes sont vérifiées.

VERIFICATION A LA FISSURATION :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{Bf} = \frac{A}{2ab} = 0,0035$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour aciers H.A}$$

$$\phi = 6 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} = 90,8 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$K = 10^6 \text{ fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{K \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 3010,38 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_a = \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

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

VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT :

On doit vérifier que : $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$ avec $z = \frac{7}{8} \cdot R = 12,25 \text{ cm}$

$$T + \frac{M}{z} = 120 - \frac{14400}{12,25} = -1055,51 \text{ Kg} < A \bar{\sigma}_a = 1,41 \cdot 2800 = 3948 \text{ Kg}$$

VERIFICATION AU CISAILLEMENT :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 0,33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \tau_b = 6,79 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b \text{ - vérifié -}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais nous disposerons des armatures de peau.

VERIFICATION AU SEISME: (RPA 81, art 3.3.9)

On est dans une zone de moyenne sismicité (zone II). Le groupe d'usage 2 (ouvrage résidentiels, RPA 81, art 3.3.1.1)

$$A = \text{coefficient de zone} \quad A = 0,15 \text{ (zone II, e)}$$

La force sismique horizontale est donnée par : $F_p = z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p$

$$z = 0,15 / 0,25 = 0,6 \quad I = \frac{A}{0,15} = \frac{0,15}{0,15} = 1$$

$C_p = 0,8$ (cas d'une courbe), c'est le facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires.

$$\text{d'où : } F_p = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 0,400 = 0,192 \text{ t/mpl} > 0,120 \text{ t/mpl}$$

Les éléments de réduction seront :

$$M = F_p \cdot R = 192 \text{ Kg.m/mpl}$$

$$N = G = 400 \text{ Kg/mpl}$$

$$T = F_p = 192 \text{ Kg/mpl}$$

L'excentricité sera égale à : $e_0 = \frac{M}{N} = 48 \text{ cm} > \frac{Rt}{6} \rightarrow \text{SPC}$

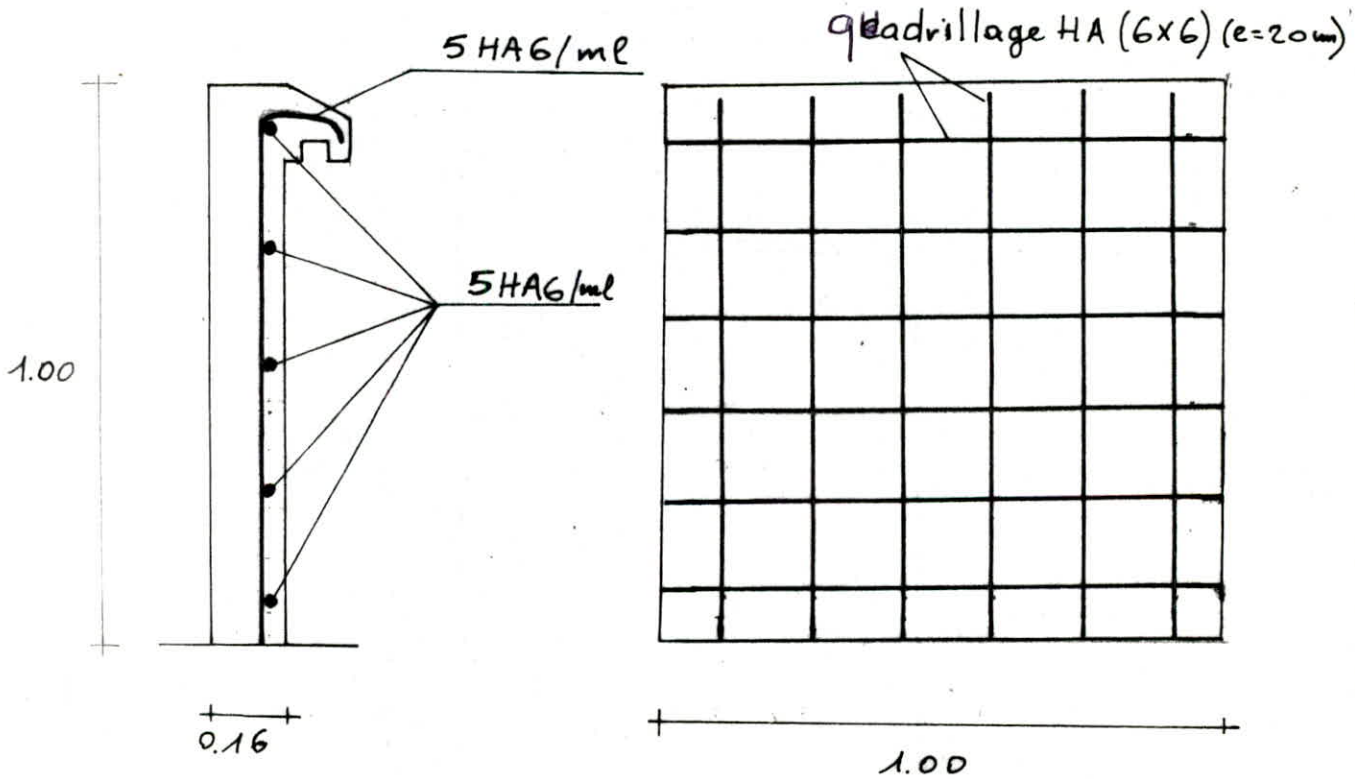
$$M_{nb} = 49\,0866,75 \text{ Kg.cm/mP} > M = 19\,200 \text{ Kg.cm/mP} \rightarrow A' = 0$$

$$M_t = N \cdot e_0 + N \cdot f = 0,216 \text{ t.m/mP} > M_{calculé} = 0,144 \text{ t.m/mP}$$

FERRAILLAGE: $\mu = \frac{15 \cdot M_t}{b_2 \cdot b \cdot R^2} = 0,0059 \rightarrow K = 128$
 $\rightarrow \epsilon = 0,9650$

$A = 0,57 \text{ cm}^2 < A^{(1)}$ \rightarrow On conservera le ferrailage précédent donné par la condition de non fragilité.

Ferrailage de l'acrotère



Remarque du jury:

Disposer des armatures de répartition dans la zone comprise é dues à la continuité des armatures du voile. (2 nappes)

**CALCUL DES
ESCALIERS**

CALCUL DES ESCALIERS

1°/ GENERALITES: Les escaliers prévus pour notre bâtiment sont des "escaliers à paillasse avec jeu" constitués de paillasses préfabriquées et de paliers intermédiaires.
La jonction paillasse-paliers est assurée par des becquets qui par scellement s'opposent à l'effort transmis par la paillasse au palier.
Le calcul se fera en considérant séparément la paillasse et les paliers.

2°/ DIMENSIONNEMENT: de "g et R"

a/ Verification de la relation de "BLONDEL" (pour assurer une montée confortable)

$$59 \leq g + 2R \leq 66 \text{ cm}$$

"g": largeur ou largeur d'une marche

"R": contremarche ou hauteur d'une marche.

R est donnée égale à 0,17 m \rightarrow soit le nombre de marches: $m = \frac{1,55}{0,17}$

$m = 9,12$ on prendra le nombre entier: $m = 9$

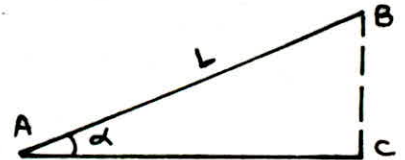
et on calcule la vraie valeur de R: $R = \frac{1,55}{9} = 17,2 \text{ cm}$

et $g = \frac{2,40}{9} = 26,7 \text{ cm}$

La relation de Blondel est donc vérifiée: $59 < 61,1 < 66 \text{ cm}$

3°/ DIMENSIONNEMENT DE LA PAILLASSE:

L'épaisseur de la paillasse doit satisfaire à la relation: $(\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20})$



$$\tan \alpha = \frac{BC}{AC} = \frac{1,55}{2,40} = 0,646 \rightarrow \alpha = 32,86 \rightarrow \cos \alpha = 0,84$$

$$L = \frac{2,40 \cdot 10^2}{\cos \alpha} = 285,7 \text{ cm} \rightarrow (9,52 < e < 14,29 \text{ cm})$$

on prendra l'épaisseur de la paillasse $e = 10 \text{ cm}$ (valeur en plus donnée par l'architecte.)

4°/ EVALUATION DES CHARGES et SURCHARGES:

On procède par mètre linéaire de projection sur frontale et par mètre linéaire d'embranchement.

• Poids propre de la paillasse (valeur comprise)

$$e = 0,10 \text{ m}$$

$$\cos \alpha = 0,84$$

$$R = 0,172 \text{ m}$$

On utilise des volées préfabriquées en béton armé.

Le poids propre / m² d'escalier est sensiblement égal à

$$2500 \left(\frac{e}{\cos \alpha} + \frac{R}{2} \right) = 0,513 \text{ t/m}^2$$

• REVETEMENT DES MARCHES:

- Mortier de ciment (2cm) : 40 Kg/m^2
- Sarralage en céramique (2cm) : 32 Kg/m^2

$$\text{Total} \quad \underline{72 \text{ Kg/m}^2}$$

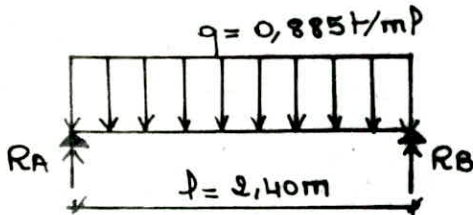
- POIDS P. TOTAL : $G = 0,513 + 0,072 = 0,585 \text{ t/mP}$.

- SURCHARGE D'EXPLOITATION : $S = 0,250 \cdot 100 = 0,250 \text{ t/mP}$.

* CHARGE TOTALE REVENANT A LA PAILLASSE:

$$q = G + 1,2 \cdot S = 0,885 \text{ t/mP}$$

5°/ EVALUATION DES EFFORTS: La paillasse est considérée comme une poutre appuyée simplement aux 2 extrémités sur des paliers et elle est calculée comme telle.



$$R_A = R_B = q \frac{l}{2} = 1,062 \text{ t/mP}$$

$$T_{\text{max}} = q \frac{l}{2} = 1,062 \text{ t/mP}$$

$$M_{\text{max}} = q \frac{l^2}{8} = 0,637 \text{ t/mP} \quad (\text{à mi-travée})$$

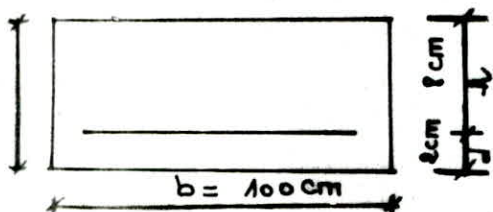
En réalité les escaliers sont semi-eucastries donc

$$\bullet M_{\text{travée}} = 0,85 \cdot M_{\text{max}} = 0,541 \text{ t.m/mP} \quad \text{et} \quad M_{\text{app}} = 0,20 M_{\text{max}} = 0,127 \text{ t.m/mP}$$

6°/ FERRAILLAGE DE LA PAILLASSE:

Le calcul des armatures se fait en flexion simple selon la méthode de "P. CHARON".

$$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{10}{10} = 1 \text{ cm} \rightarrow \text{on adoptera des "T8"}$$



DONNEES : $\bar{E}_s = 2800 \text{ Kg/cm}^2$
 $\bar{E}_c \cdot b = 137,5 \text{ Kg/cm}^2$

$$M_T = 0,541 \text{ t.m/mP}$$

a/ En travée : $\mu = \frac{15 \cdot M_T}{\bar{E}_s \cdot b \cdot R^2} = 0,0453 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9101 \\ K = 40,6 \end{cases}$

$$A = \frac{M_T}{\bar{E}_s \cdot \epsilon \cdot R} = 2,65 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisira } \underline{\text{6 T8}} \quad (A = 3,01 \text{ cm}^2)$$

On calcule le moment résistant du béton : $M_{nb} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot \eta \cdot \bar{E}_c \cdot b \cdot (R - \frac{\eta}{3})$
 $\eta = 2R = 15 \cdot \bar{E}_c / (15 \bar{E}_c \cdot b + \bar{E}_s) \cdot R = 3,39 \text{ cm}$

$$M_{\pi b} = 160113,94 \text{ Kg.cm/m} = 1,60 \text{ t.m/m} > M = 0,541 \text{ t.m/m}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

* Armatures de répartition: $A_r = \frac{A}{4} = 0,75 \text{ cm}^2$ en pseudo 4T8 ($2,01 \text{ cm}^2$)

b/ Aux appuis: ($M_{app} = 0,127 \text{ t.m/m}$)

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{app}}{B_2 \cdot b \cdot R_e} = 0,0106 \rightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,9541 \\ K = 94,0 \end{matrix} \quad A = \frac{M_{app}}{B_2 \cdot e \cdot R} = 0,59 \text{ cm}^2$$

on adoptera 4T6 ($A = 1,5 \text{ cm}^2$) $A_r = \text{4T6}$.

7°/ VERIFICATION DES CONTRAINTES:

a/ En travée: $\bar{\omega}_f = 100 \frac{A}{bR} = 0,376 \rightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,9053 \\ K = 37,8 \end{matrix}$

$$B_2 = \frac{M_T}{A \cdot e \cdot R} = 2481,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{B}_2$$

Les contraintes sont vérifiées.

$$B' \cdot b = \frac{B_2}{K} = 65,65 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{B}' \cdot b$$

b/ Aux appuis: $\bar{\omega}_f = 100 \frac{A}{bR} = 0,185 \rightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,9761 \\ K = 194 \end{matrix}$

$$B_2 = \frac{M_{app}}{A \cdot e \cdot R} = 1084,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{B}_2$$

Les contraintes sont vérifiées.

$$B' \cdot b = \frac{B_2}{K} = 5,59 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{B}' \cdot b$$

8°/ VERIFICATION A LA FISSURATION:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = 0,0075 \quad \begin{matrix} B_1 = 2093 \text{ Kg/cm}^2 \\ B_2 = 3193 \text{ Kg/cm}^2 > 2800 = \bar{B}_2 \end{matrix}$$

donc pas de risque de fissuration.

9°/ VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT:

$$\bar{E}_b: \text{contrainte admissible de cisaillement} = 1,15 \bar{B}_b = 6,79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1,062 \cdot 10^3}{100 \cdot 7} = 1,52 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{E}_b$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

10°/ VERIFICATION DE L'ADHERENCE :

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

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

$$\epsilon_d = \frac{T}{m \cdot p \cdot z} = 10,06 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}_d$$

m = nombre de barres isolées.

p = périmètre utile de la base.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, donc pas de risque d'entraînement.

11°/ VERIFICATION A LA FLECHE (AIDE M.B.A 2.11)

Sous l'action de charges de longue durée d'application on définit le module de déformation longitudinale E_{rs} comme si - dessous :

$$E_{rs} = 7000 \sqrt{E'_i}$$

Pour le module à 28 jours CIMENT CPA 325 $E'_i = E'_{28} = 270 \text{ bars}$

$$E_{rs} = 7000 \sqrt{270} = 115022 \text{ kg/cm}^2$$

Données : $q = 0,885 \text{ t/mP}$ $l = 2,40 \text{ m}$ $I = \frac{b \cdot R^3}{12} = 4266,67 \text{ cm}^4$
 $b = 100 \text{ cm}$ $R = 8 \text{ cm}$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E I} = 0,78 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \bar{f} = \frac{p}{300} = 0,80 \text{ cm}$$

$\Rightarrow f < \bar{f}$ La flèche est vérifiée.

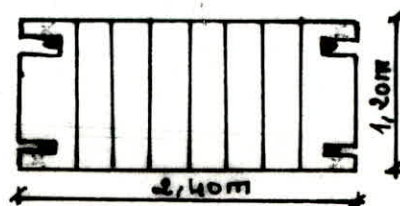
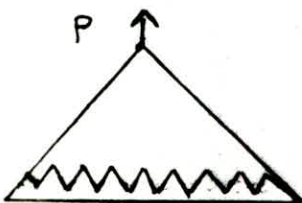
12°/ CONDITION DE MANUTENTION :

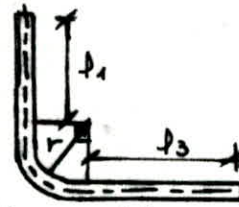
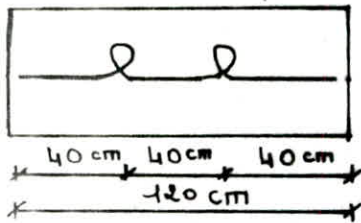
La volée d'échafis sera transportée de l'usine au chantier. On majore de 20% le poids propre de la volée et cela en tenant compte des charges dues aux chocs pendant les accélérations.

$$P = 1,2G = 1,2 \cdot 0,585 = 0,702 \text{ Kg/mP}$$

$$M_{\text{manutention}} = P \cdot \frac{l^2}{8} = 0,505 \text{ t.m/mP} < M_{\text{travée}} = 0,541 \text{ t.m/mP}$$

Après on adopte : 6T8/mP ($A = 3,01 \text{ cm}^2$)

13/ CALCUL DES CROCHETS :



ANCRAGE

$$d_1 + 1,89 d_3 \geq d d = 2,21 r$$

$$r = 3 \phi = 3 \cdot 0,8 = 2,4 \text{ cm}$$

$$d_1 = 0 \Rightarrow d_3 \geq \frac{33 - 2,21 \cdot 2,4}{1,89} = 14,65 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow d_3 = 15 \text{ cm}$$

POIDS PROPRE DE LA PAILLASSE : $G = 0,585 \cdot 2,40 \cdot 1,20 = 1,685 \text{ t}$

POIDS PROPRE MAJOREE : $1,2 \cdot G = 2,022 \text{ t}$

La traction sur chaque crochet est : $T = \frac{P}{4} = \frac{2,022}{4} = 0,506 \text{ t}$

La contrainte de l'acier est : (avec $d = 0,8 \text{ cm}$) $\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$

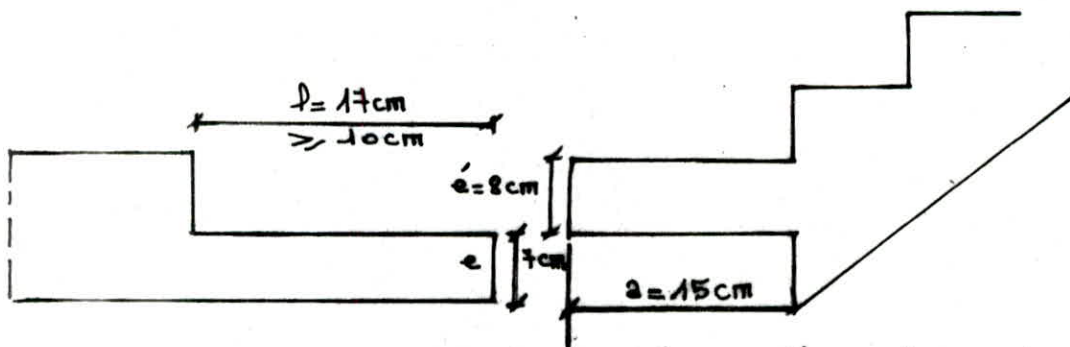
$$\bar{\sigma}_a = \frac{T}{2A} = \frac{T}{2 \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)} = 503,33 \text{ kg/cm}^2$$

La longueur du scellement droit est : (pour la base lisse)

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} = 32,52 \text{ cm} \approx 33 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \bar{\sigma}_b = 7,38 \text{ kg/cm}^2$$

CALCUL DES ARMATURES DES BECQUETS : (en boucles)



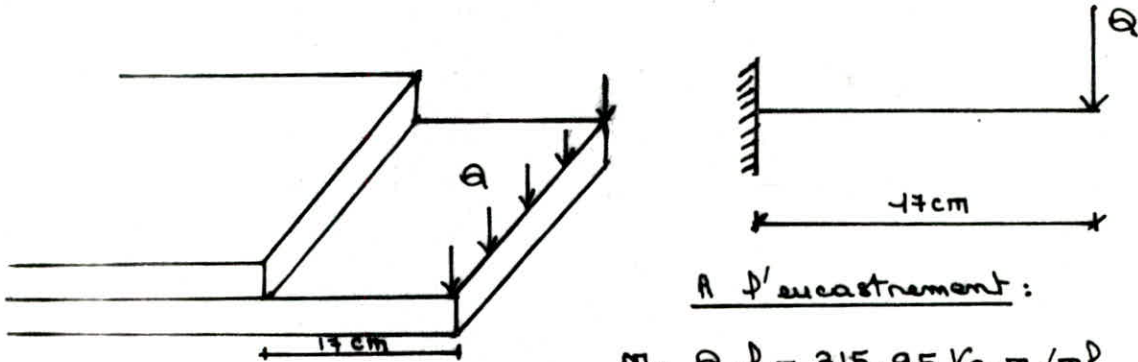
Les becquets se calculent sous l'effet d'une charge linéaire :

$$Q = \gamma_q \cdot q_v \cdot \frac{l}{2} = 1,4 \cdot 3,00 \cdot \frac{885}{2} = 1858,5 \text{ kg/m}$$

γ_q = coefficient de comportement expérimental.

q_v = charge de calcul de la pailleasse.

l = longueur horizontale de la pailleasse.



A l'encastrement :

$$M = Q \cdot l = 315,95 \text{ Kg} \cdot \text{m} / \text{mP}$$

$$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{7}{10} = 0,7 \text{ cm} \rightarrow \phi = 6 \text{ mm}$$

ARMATURES PRINCIPALES : $R = e - e' = 5 \text{ cm}$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \bar{\sigma}_a} = 2,58 \text{ cm}^2 \text{ on prend } \underline{4\text{T}6/\text{mP}} \text{ (} A = 2,82 \text{ cm}^2 \text{) } \\ \text{espacés de } t = 10 \text{ cm}$$

ARMATURES DE REPARTITION : $\frac{A}{4} = \frac{2,82}{4} = 0,71 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{4\text{T}6/\text{mP}} \text{ (} A = 1,32 \text{ cm}^2 \text{)}$

• VERIFICATION AU CISAILLEMENT :

$$Q = \sigma_q' \cdot q_v \cdot \frac{l}{2} \quad \sigma_q' = 1 \Rightarrow Q = 1327,5 \text{ Kg/mP.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{Q}{b \cdot z} = 3,03 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

Le cisaillement est vérifié, il n'est donc pas nécessaire de disposer des cadres.

• LIAISON PAILLASSE-PALIER :

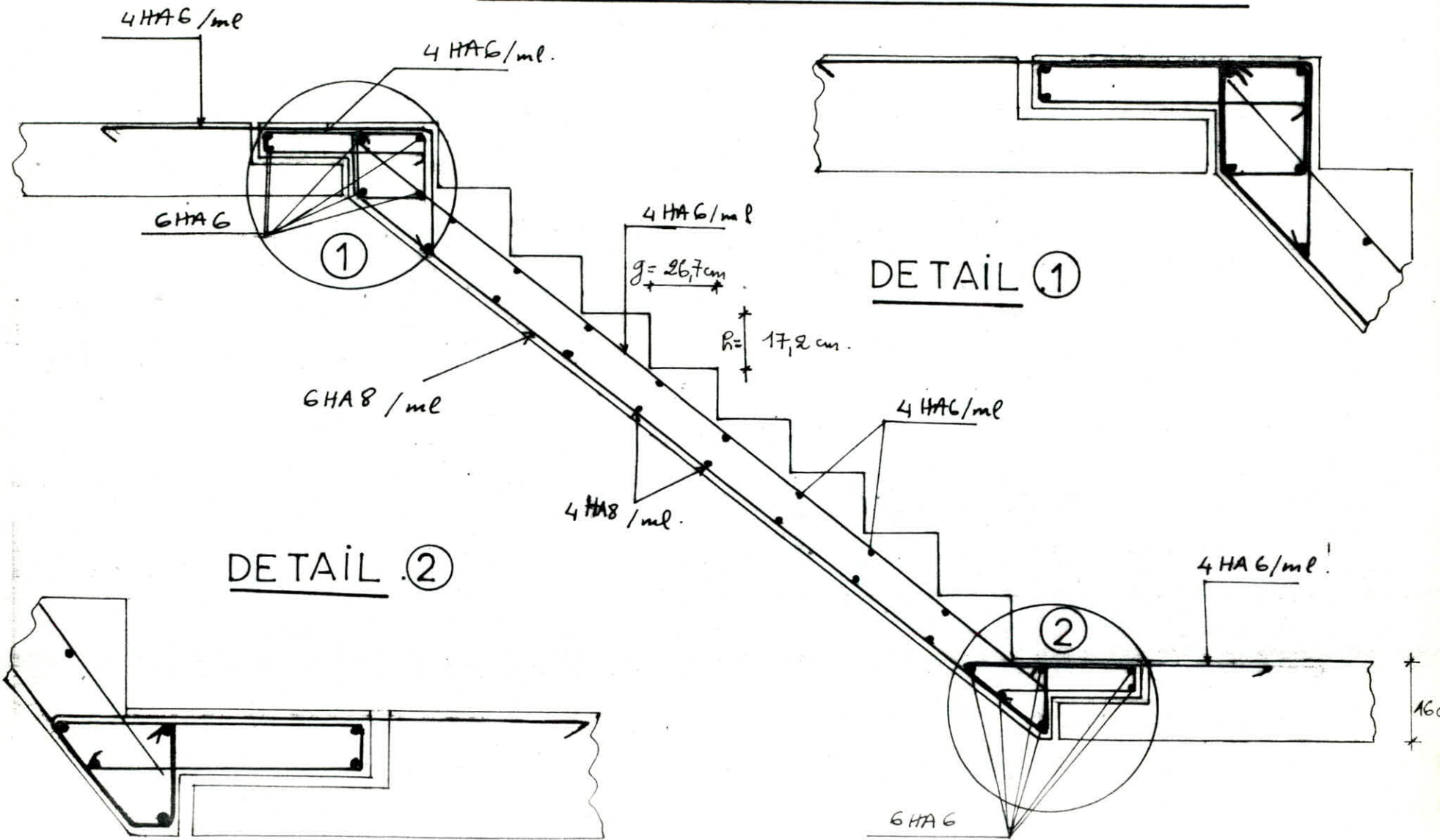
Une liaison systématique par armatures longitudinales doit être établie entre la paillasse et les 2 paliers, ce chaînage est prévu pour reprendre les effets d'arrachement de la paillasse sur les paliers et également pour éviter tout effondrement au cas de séisme.

Une épaisseur de 9 cm et longueur = 40 cm me sera coulé su après pose de la paillasse avec les bécus de liaison, mais oublier de mettre un mortier de résine ou béton de CLAVETAGE.

Les armatures et la section du béton seront calculées pour reprendre la charge : $Q = 1327,5 \text{ Kg/mP}$ (cisaillement) due à la volée au niveau des bécquets. : $M = 0,17 \cdot 1327,5 = 225,7 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

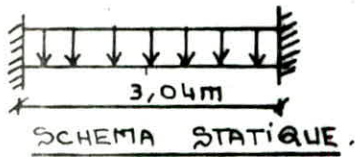
$$A = \frac{M}{\sigma_s \bar{\sigma}_a} = 0,66 \text{ cm}^2 \text{ on prévoit : } \underline{4\text{T}6/\text{mP}} \text{ (} 1,12 \text{ cm}^2 \text{) afin d'assurer une bonne liaison.}$$

FERRAILLAGE DE LA PAILLASSE



ETUDE DU PALIER

* CALCUL DE LA POUTRE NOYEE supportant les noyées
POUTRE PALIERE.



$$M_0 = q \cdot \frac{l^2}{8}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

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

$$M_T = 0,8 M_0 = q \frac{l^2}{10}$$

$$M_{app} = -q \frac{l^2}{20}$$

CALCUL DE "q" : Q = Effort transmis par la noyée au palier.

$$Q = \gamma_g \cdot l (G + 1,2 S) = 1 \cdot 3,04 \cdot 0,885 = 2,6904 \text{ Kg/m}^2$$

POIDS REVENANT A LA POUTRE PALIERE : $\frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 2,6904 \cdot 1,3 = 3,498 \text{ t}$

$$q_1 = \frac{3498}{3,04} = 1150,5 \text{ Kg/ml}$$

POIDS PROPRE DE LA POUTRE : Palier $\approx 0,81 \text{ t/m}^2$

$$q_2 = 0,81 \cdot 0,4 = 0,324 \text{ Kg/ml}$$

$$\rightarrow q = q_1 + q_2 = 1,15 + 0,324 = 1,474 \text{ t/ml}$$

$$M_T = \frac{q l^2}{10} = 1,362 \text{ t.m}$$

$$M_{app} = -0,681 \text{ t.m}$$

FERRAILLAGE:

En travée : $\mu = \frac{15 \cdot M}{E_a \cdot b \cdot h^2} = 0,1079$
 $\begin{cases} \rightarrow E = 0,8703 \\ \downarrow K = 23,5 \end{cases}$

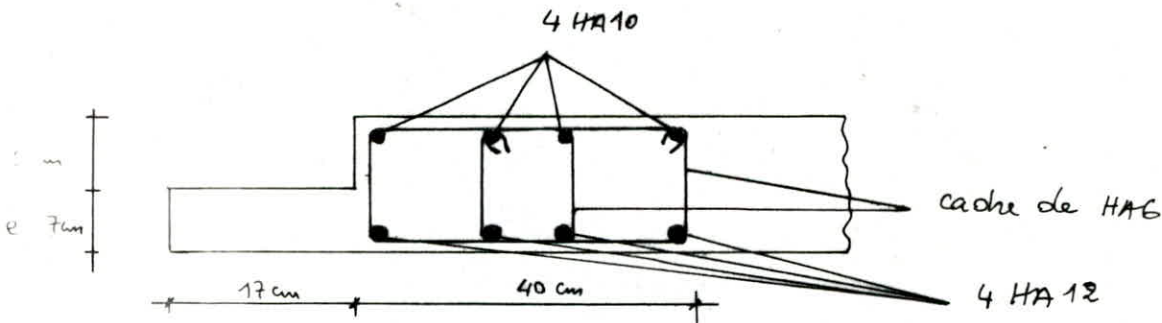
$$\sigma_b = \frac{E_a}{K} = 119,15 < 137,5 \text{ Kg/cm}^2$$

d'où $A = \frac{M}{E_a \cdot E \cdot h} = 4,30 \text{ cm}^2$ on adoptera 4T12 (4,32 cm²)

Au appui : $\mu = 0,0540$
 $\begin{cases} \rightarrow E = 0,9029 \\ \downarrow K = 36,4 \end{cases}$

$$\sigma_b = 76,22 \text{ Kg/cm}^2 < 137,5 \text{ Kg/cm}^2$$

d'où $A_{app} = 2,07 \text{ cm}^2$ - on adoptera 4T10 (3,14 cm²)



ETUDE DES PALIERS : Ils sont encastrés sur 2 côtés et libres sur les 2 autres.

Efforts : - POIDS PROPRE.
- SURCHARGE MAJOREE.
- Réaction transmise par la voilée au palier.
(considérée comme une charge uniformément répartie.)

CHARGE et SURCHARGE : $G = 0,51 \text{ t/m}^2$
 $P = 0,25 \text{ t/m}^2$ } $q = G + 1,2 \cdot P = 0,81 \text{ t/m}^2$

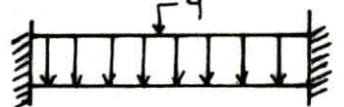
CHARGE DUE A LA VOLEE : $= 1,068 \text{ t/m}^2$

$$q = q_{\text{palier}} + q_{\text{voilée}} = 0,81 + 1,068 = 1,878 \text{ t/m}^2$$

$$M_T = q \frac{l^2}{10} = 1,701 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{app}} = q \frac{l^2}{20} = 0,851 \text{ t.m}$$

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} \quad M_T = 0,8 M_0$$



FERRAILLAGE : En travée : $\mu = 0,0539$ $\rightarrow \epsilon = 0,9030$
 $\rightarrow K = 36,6$
 $\bar{\sigma}_s = \frac{2800}{36,6} = 76,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 137,5 \text{ Kg/cm}^2$
($A' = 0$)

$$A = \frac{M_T}{\bar{\sigma}_s \cdot \epsilon \cdot R} = 5,18 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } \underline{5 \text{ HA}12 / \text{mP}} \quad (5,65 \text{ cm}^2)$$

ARMATURES DE REPARTITION : $A/4 < A_r < A/2$
 $1,37 < A_r < 2,75$

On prend alors : $4 \text{ TB} / \text{mP}$ ($A = 2,01 \text{ cm}^2$)

Sur appuis : $M_{\text{app}} = 0,851 \text{ t.m}$ $\mu = 0,0270$ $\rightarrow \epsilon = 0,9285$
 $\rightarrow K = 55,0$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{\bar{\sigma}_s}{K} = 50,91 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 137,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M_{\text{app}}}{\bar{\sigma}_s \cdot \epsilon \cdot R} = 2,52 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } \underline{4 \text{ HA}10} \quad (3,14 \text{ cm}^2)$$

VERIFICATION A LA FISSURATION :

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{Bf} = \frac{5,49}{2.100.3} = 0,0092$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{10} \frac{0,0092}{1,092} = 2021,98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{10}} = 2855,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{MAX} (\sigma_1, \sigma_2) = 2855,9 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

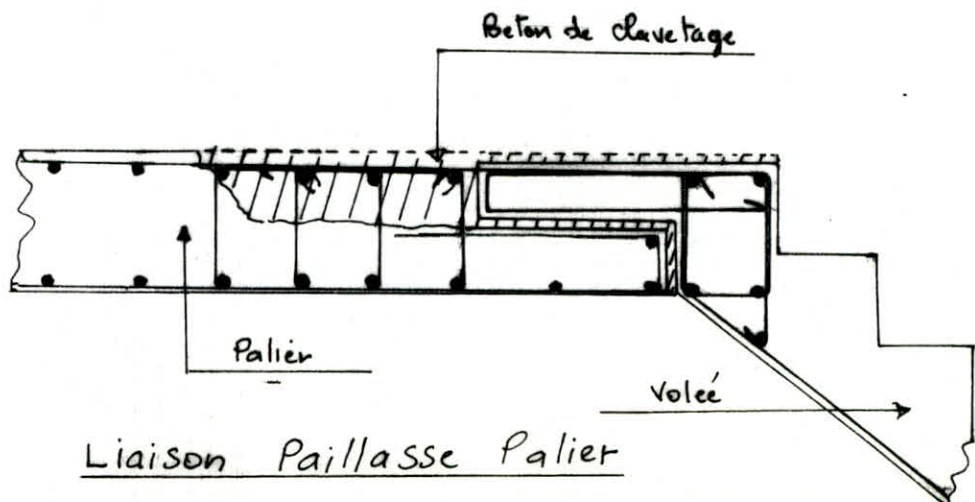
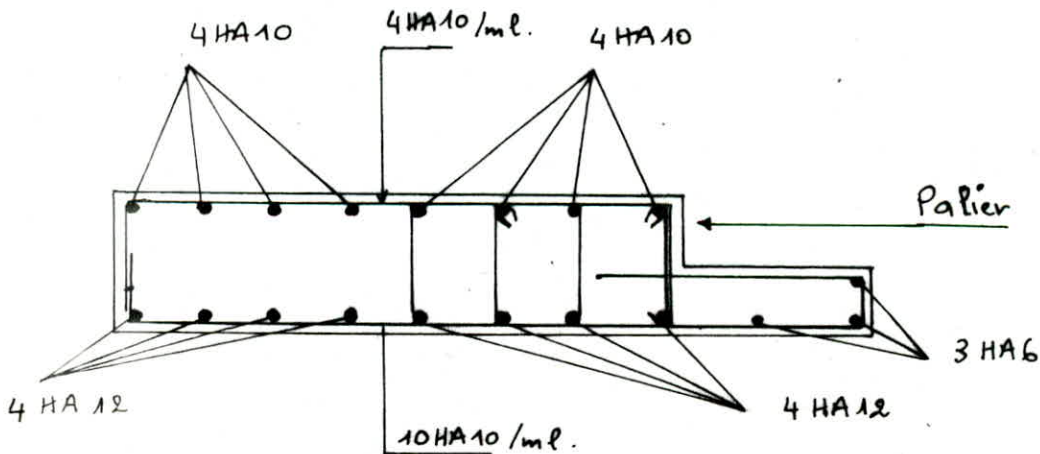
Pas de risque de fissuration.

VERIFICATION AU CISAILLEMENT : $T = q \frac{D}{2} = 2,83 \text{ t}$

$$\tau_b = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} = 2,49 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Remarque : Le palier solidaire avec la dalle sera ferrillé de la même façon que le palier intermédiaire.
La poutre sera disposée comme pour le palier intermédiaire.



ETUDE AU VENT

ETUDE AU VENT

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

- 1/ La force de traînée "T" par unité de longueur qui est la composante de la force du vent dans la direction parallèle à celle du vent.
- 2/ La force de dérive "L" : Action perpendiculaire à celle du vent.
- 3/ La portance "U" qui est une action verticale de soulèvement.

A/ DETERMINATION DE T :

Notre construction possède la forme d'un rectangle en plan dont les dimensions sont : $a = 22,60\text{ m}$ $b = 10,00\text{ m}$; $R = 24,03\text{ m}$

On utilisera la méthode simplifiée de N.V 65 (art III 2.9) après avoir vérifié que :

- la construction est constituée par un bloc unique à toiture unique.
- la base au niveau du sol est un rectangle de longueur "a" et largeur "b".
- $R =$ hauteur du bâtiment $= 24,03\text{ m} < 30\text{ m}$.
- les dimensions doivent obligatoirement respecter les conditions suivantes (ce qui est le cas).

$$\left\{ \begin{array}{l} a/2 = 24,03/22,60 = 1,063 > 0,25 \\ R/b = 24,03/10,00 = 2,403 < 2,5 \end{array} \right.$$
- la couverture est une toiture terrasse.
- les parois verticales reposent directement sur le sol et sans décrochements.

Le bâtiment est situé en zone II, donc la pression dynamique de base est :

- Pour le vent normal : $q_{10}^N = 70 \text{ daN/m}^2$
- Pour le vent extrême : $q_{10}^E = 1,75 \cdot q_{10}^N = 122,5 \text{ daN/m}^2$

a/ Sens transversal : Effort de traînée $T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d$

avec

- $C_t =$ coefficient de traînée.
- $\beta =$ coefficient de majoration dynamique.
- $\delta =$ coefficient de dimension.
- $d =$ coefficient de maître-couple.
- $q =$ pression dynamique.

. CALCUL DES COEFFICIENTS :

1° "q_m" : Pression dynamique constante sur toute la hauteur du bat.

$$q_m = (46 + 0,7 \cdot R) \cdot r \cdot s$$

$R = 24,03 \text{ m}$ Le Tableau NV65 (P.129) donne :

$$K_r = \text{coeff de région (région II} \rightarrow K_r = 1,4)$$

$$K_s = \text{" de site (région II, site exposé} \rightarrow K_s = 1,33)$$

d'où $q_m = 116,62 \text{ Kg/m}^2$. Cette pression distributive réduite par un coefficient de réduction $\delta = 0,782$ d'après (TABLEAU FIG RIII-9 PAGE 129 ; $R = 24,03 \text{ m}$)

donc on aura : $\delta q_m = 91,20 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow$ on vérifie que : $30 < \delta q_m < 170$

2°/ "Ct" : Le coefficient dépend de la forme de la section transversale de l'ouvrage et son élanement. Puisque notre ouvrage est prismatique ayant une base rectangulaire avec toiture terrasse : (NV65, TABL III) donc $Ct = 1,3 \delta_0$

$\delta_0 =$ coeff de réduction, déterminé par le diagr (R III 5 ou R III 9)

- Vent normal à la petite surface S_a (longitudinalement.)

$$\lambda_a = R/a = 24,03/22,60 = 1,063$$

$$\frac{b}{a} = \frac{10,00}{22,60} = 0,442 \quad \left. \vphantom{\lambda_a} \right\} \Rightarrow \delta_0 = 0,99$$

- Vent normal à la grande surface S_b (transversalement.)

$$\lambda_b = R/b = 24,03/10,00 = 2,403$$

$$\frac{b}{a} = 0,442 \quad \left. \vphantom{\lambda_b} \right\} \Rightarrow \delta_0 = 1,00$$

En conclusion on prendra : $\delta_0 = 1$ d'où $Ct = 1,3 \cdot \delta_0 = 1,3$.

3°/ "β" : Il tient compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent : $\beta = \theta (1 + \xi \varepsilon)$

$\xi = f(T)$: coeff de réponse ; $T =$ période du mode fondamental d'oscillation.

$$T_D = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{H+L}} = 0,290 \text{ s} \quad \text{avec } L = 22,60 \text{ m}$$

$$T_E = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{H+L}} = 0,511 \text{ s} \quad \text{avec } L = 10,00 \text{ m}$$

On tire ξ en fonction de T $T_D = 0,290 \text{ s} \rightarrow \xi_D = 0,25$
 $T_E = 0,511 \text{ s} \rightarrow \xi_E = 0,35$

"ε" : coeff de pulsation calculé à chaque niveau
 Pour $R = 24,03 \text{ m} \rightarrow \varepsilon = 0,338$ (TABLEAU R III 4 NV65).

θ : coeff qui dépend du type de construction :
pour $H = 24,03 \text{ m} < 30 \text{ m} \rightarrow \theta = 0,70$

$$\beta_{\text{calculé}} = \theta (1 + \xi z) = 0,783 < 1 \Rightarrow \beta = \max(\beta_{\text{calculé}}, 1) = 1$$

4° " δ ": coeff de réduction tenant compte de l'effet de dimension.
 $H = 24,03 \text{ m} \rightarrow \delta = 0,782$ (déjà déterminé.)

5° Diamètre extérieur: Transversalement $\rightarrow d_e = 10,00 \text{ m}$
longitudinalement $\rightarrow d_l = 22,60 \text{ m}$.

EVALUATION DE LA FORCE DE TRAÎNÉE:

a/ TRANSV: $T_m = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d_t = 1185,56 \text{ kg/m}$
• $T_e = 1,75 T_m = 2074,73 \text{ kg/m}$

B/ Détermination de "L": (pour $v \leq v_g = 25 \text{ m/s}$) $T_k = 0,511s$

Le calcul de la vitesse théorique est donné par la théorie de KARMAN qui montre que la période des tourbillons est donnée par:

$$T_k = d / S \cdot V$$

$V =$ vitesse du vent.
 $d =$ largeur du maître couple
 $S =$ Nbre de Strouhal ($0,25 \div 0,30$)

Il y a résonance si: $T = T_k \Rightarrow V_{cr} = d / S \cdot T$

$$V_{cr} = \frac{22,60}{0,30 \cdot 0,29} = 259,77 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$$

Donc il est inutile de faire un calcul à la résonance et de calculer la dérivée L .

C/ Détermination de "U": $U = C_u \cdot \delta \cdot q \cdot S_u$

$$C_u = \text{coeff de portance: } C_u = C_i - C_e$$

* C_i : coeff de surpression intérieure sur la terrasse.
Constructions fermées (les parois ont une perméabilité $\mu < 5$)

$$\gamma_0 = 1 \rightarrow C_i = 0,6(1,8 - C_t) = 0,6(1,8 - 1,3 \gamma_0) = +0,3$$

* C_e : coeff de dépression extérieure sur la terrasse (TABL RIII-6)

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0 \\ \gamma_0 = 1 \end{array} \right\} C_e = -0,5 \quad \text{d'où: } C_u = C_i - C_e = 0,3 - (-0,5) = +0,8$$

$$\text{ou } \delta = 0,782 \quad q_m = 116,62 \text{ kg/m}^2$$

"Su" : Surface de la projection horizontale de la terrasse.
 $S_u = 22,60 \times 10 = 226 \text{ m}^2$

d'où $U_m = C_u \cdot \delta \cdot q \cdot S_u = 16488,39 \text{ Kg} \approx 16,49 \text{ t}$

$U_e = 1,75 \cdot U_m = 28,86 \text{ t}$

Pour ne pas tenir compte de cette force il faut que $G > U_e$
 $G = 2623,66 \text{ t} > U_e = 28,86$ ce qui est le cas.

b/ Sens longitudinal:

De la même manière que pour le sens transversal on aura:

$T_m = 1,3 \cdot 1,0782 \cdot 116,62 \cdot 22,60 = 2679,36 \text{ Kg/m}$

$T_e = 1,75 \cdot T_m = 4688,88 \text{ Kg/m}$

Le calcul de "L" est inutile car $V_{cr} = \frac{10,00}{0,3 \cdot 0,511} = 65,23 > 25 \text{ m/s}$

"U": $U_m = 16,49 \text{ t}$ $U_e = 28,86 \text{ t} < G = 2623,66 \text{ t} \rightarrow$ "U" inutile

Remarque: les calculs ont été faits pour le dernier niveau, les autres seront reportés dans le tableau suivant:

Forces de traction sur les différents niveaux:

NIVEAU (m)	24,03	20	16	12	8	4	0
ϵ	0,338	0,355	0,358	0,359	0,360	0,360	0,360
q_m (Kg/m ²)	116,62	111,38	106,190	100,99	95,790	90,59	85,39
δq_m (Kg/m ²)	91,20	87,10	83,04	78,97	74,910	70,84	66,77
T_{mE} (Kg/m)	1185,56	1132,29	1079,53	1026,66	973,800	920,94	868,07
T_{mP} (Kg/m)	2679,36	2558,97	2439,73	2320,26	2200,79	2081,32	1961,85
T_{eE} (Kg/m)	2074,73	1981,51	1889,18	1796,66	1704,15	1611,65	1519,12
T_{eP} (Kg/m)	4688,88	4478,80	4269,53	4060,46	3851,38	3642,31	3433,24

$\theta = 0,7$; $\delta = 0,782$; $K_s = 1,3$; $k_r = 1,4$ $\frac{dt}{dL} = \frac{10,00 \text{ m}}{22,60 \text{ m}}$

$C_E = 1,3$ $\epsilon_P = 0,25$ et $\epsilon_T = 0,35$

Le diagramme donnant T_e en fonction de M peut être remplacé par un diagramme trapézoïdal équivalent:

$$H = 24,03 \text{ m}$$

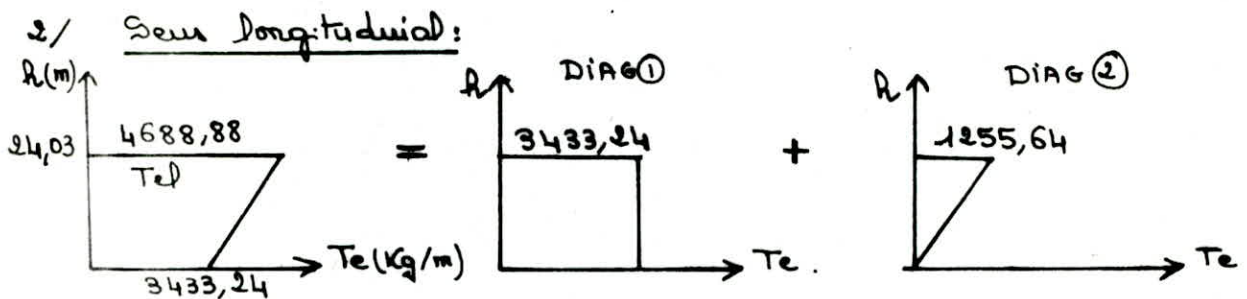
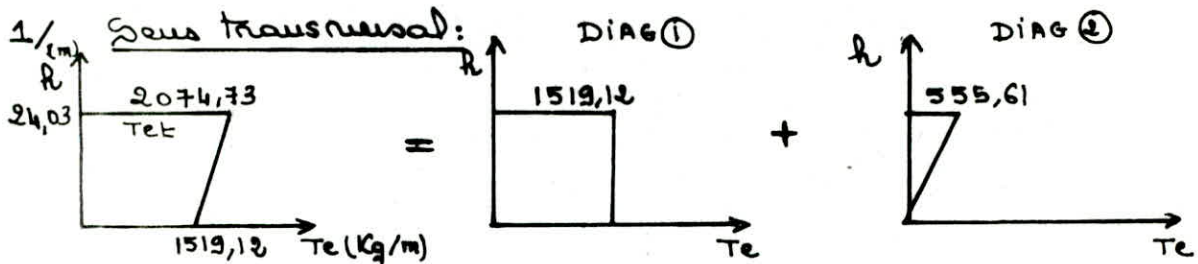
$$H = 0$$

$$T_{eP} = 4688,88 \text{ Kg/m}$$

$$T_{eB} = 3433,24 \text{ ''}$$

$$T_{eT} = 2074,73 \text{ Kg/m}$$

$$T_{eB} = 1519,12 \text{ Kg/m}$$



* CALCUL DES EFFORTS :

a/ Sous transversal: DIAG 1 : $H_{e1} = P_0 \cdot H = 1519,12 \cdot 24,03 = 36,5 \text{ t}$
 $M_{e1} = H_{e1} \cdot \frac{H}{2} = 438,55 \text{ t.m}$

DIAG 2 : $H_{e2} = P_1 \cdot \frac{H}{2} = \frac{555,61 \cdot 24,03}{2} = 6,68 \text{ t}$
 $M_{e2} = H_{e2} \cdot \frac{2}{3} H = 107,01 \text{ t.m}$

b/ Sous longitudinal: DIAG 1 : $H_{e1} = P_0 \cdot H = 82,5 \text{ t}$
 $M_{e1} = H_{e1} \cdot \frac{H}{2} = 991,24 \text{ t.m}$

DIAG 2 : $H_{e2} = P_1 \cdot \frac{H}{2} = 15,1 \text{ t}$
 $M_{e2} = H_{e2} \cdot \frac{2}{3} H = 241,90 \text{ t.m}$

TOTAL : 1°/ Transversalement : $H_e = H_{e1} + H_{e2} = 97,6 \text{ t}$
 $M_e = M_{e1} + M_{e2} = 1233,14 \text{ t.m}$

2°/ Longitudinalement : $H_e = H_{e1} + H_{e2} = 43,18 \text{ t}$
 $M_e = M_{e1} + M_{e2} = 545,56 \text{ t.m}$

CONCLUSION : En comparant les efforts dûs au sisme et ceux du vent on constate que les efforts dûs au sisme sont très défavorables par rapport aux efforts du vent.

**DES C'ENTE DE
C'HARGES**

DESCENTE DE CHARGES- TERRASSE :

GRAVIER DE PROTECTION :	$0,05 \cdot 1,8 = 0,09$
ETANCHEITE MULTICOUCHE :	0,02
LIEGE (4cm) :	$0,04 \cdot 0,25 = 0,01$
PARE-VAPEUR :	0,035
FORME DE PENTE ($e_{\text{max}} = 12\text{cm}$) :	$0,12 \cdot 2,2 = 0,264$
DALLE PLEINE (16cm) :	$0,16 \cdot 2,5 = 0,400$
ENDUIT :	$0,015 \cdot 1,3 = 0,02$

CHARGE PERMANENTE :	$G = 0,839 \text{ t/m}^2$
SURCHARGE D'EXPLOITATION :	$P = 0,100 \text{ t/m}^2$
COMBINAISON sous SPI :	$G + 1,2P = 0,959 \text{ t/m}^2$

- PLANCHER ETAGE COURANT :

CARRELLAGE :	0,04
MORTIER (2cm) :	0,04
SABLE (2cm) :	0,034
DALLE PLEINE (16cm) :	0,40
ISOLATION PHONIQUE (2cm) :	0,01
ENDUIT PLÂTRE :	0,03
CLOISONS :	0,075

CHARGE PERMANENTE :	$G = 0,629 \text{ t/m}^2$
SURCHARGE D'EXPLOITATION :	$P = 0,175 \text{ t/m}^2$
COMBINAISON sous SPI :	$G + 1,2P = 0,839 \text{ t/m}^2$

- VOILE : $2,5 \cdot 0,16 = 0,40 \text{ t/m}^2$

- ESCALIERS : VOLEE : $A = 17,2 \text{ cm}$; $b = 26,7 \text{ cm}$; $d = 32,86$

POIDS PROPRE :	$G = 0,585 \text{ t/m}^2$
SURCHARGE :	$P = 0,250 \text{ t/m}^2$

COMBINAISON sous SPI : $G + 1,2P = 0,885 \text{ t/m}^2$

PALIER :

DALLE PLEINE (16cm) :	$2,5 \cdot 0,16 = 0,4 \text{ t/m}^2$
REVÊTEMENT (Parquetage + mortier) 5cm :	$0,05 \cdot 2,2 = 0,11 \text{ t/m}^2$

CHARGE PERMANENTE :	$G = 0,51 \text{ t/m}^2$
SURCHARGES :	$P = 0,250 \text{ t/m}^2$
COMBINAISON sous SPI :	$G + 1,2P = 0,81 \text{ t/m}^2$

GARDE-CORPS (métallique)

Acier : $7,85 \text{ t/m}^2$ 10 barres de $\phi 20/\text{mP}$
 $2 (0,03)^2 \cdot \pi \cdot 7,85 = 0,044 \text{ t/mP}$
 $0,01^2 \cdot \pi \cdot 10 \cdot 7,85 \cdot 0,90 \approx 0,022 \text{ t/mP} \rightarrow$
 $G = 0,066 \text{ t/mP}$

ACROTERE : $G : 1 \cdot 2,5 \cdot 0,16 = 0,400 \text{ t/m}^2$
 $P = 0,100 \text{ t/m}^2$

Dalle du 1^{er} étage: (Bureau) : $G = 0,629 \approx 0,63 \text{ t/m}^2$
 $P = 0,250 \text{ t/m}^2$

construction $G + 1,2P = 0,93 \text{ t/m}^2$

* La descente de charges est la part des charges et surcharges revenant à chaque voile.

TERRASSE : POIDS PROPRE ET SURCHARGE DES DALLES
 ACROTERE
 VOILES DU LOCAL ASCENSEUR.
 LES 2 DALLES DU LOCAL MACHINE.
 MURS EN MAÇONNERIE.

ETAGES COURANTS : POIDS et SURCHARGE DES DALLES.
 POIDS PROPRE DES VOILES
 POIDS PROPRE et SURCHARGE DES ESCALIERS
 POIDS PROPRE et SURCHARGE DU PALIER.
 POIDS PROPRE et SURCHARGE DU BALCON.
 MURS DE FAÇADE.
 VOILE PERIPHERIQUE (R.D.C)

**CALCUL DES
INERTIES DES
VOILES**

CALCUL DES INERTIES DES VOILES.

INERTIE EQUIVALENTE:

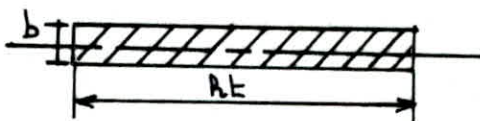
La notion d'inertie équivalente permet d'assimiler des refends avec ouvertures à des refends pleins.

Par définition on appelle "Inertie équivalente" I_e du refend considéré, l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui soumis au même effort horizontal (séisme ou vent) uniformément réparti sur la hauteur du bâtiment présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures.

L'inertie équivalente est calculée d'après la méthode exposée par M. DIVERS à la seule différence qu'on va avec prépondérance de l'effort sismique sur celui du vent. Le calcul de l'inertie sera fait pour une section rectangulaire par rapport à l'un des axes passant par son c.d.g.

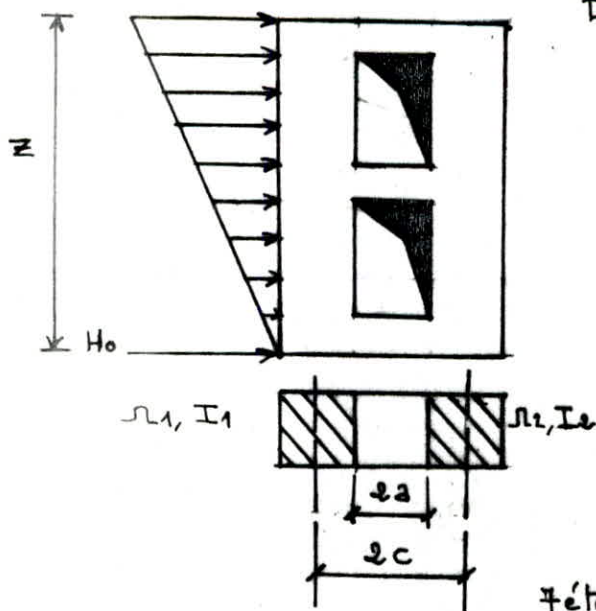
Notre bâtiment comporte des refends pleins et des refends à une et plusieurs files d'ouvertures.

a/ Refends pleins :



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

b/ Refends à une seule file d'ouvertures :



Dans le cas d'un refend plein la flèche au sommet est :

$$f_0 = \frac{11}{60} \cdot \frac{H_0 \cdot z^3}{E I_e}$$

Pour un refend à une file d'ouvertures :

$$f = H_0 \cdot z^3 \left(\frac{11}{60 E I} + \frac{2 m \cdot c \cdot \psi_0}{I} \frac{1}{\alpha^2 E (I_1 + I_2)} \right)$$

En égalisant les 2 flèches on aura :

$$I_e = \frac{1,10 \cdot I}{\frac{60 \cdot 2 m \cdot c \cdot \psi_0}{11 (I_1 + I_2) \alpha^2} + 1}$$

7 étages $\rightarrow \alpha m = 1,10$ (coefficient dépendant du nombre d'étages)

NOTATIONS : m : Moment statique de la section / au c.d.g. : $m = 2c / \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}$
 r_1, r_2 : Aires des sections planes planes.
 $2c$: Distance entre les c. d. g. des sections planes.
 $2a$: largeur de l'ouverture.
 α : degré de monolithisme ($\alpha = wz$) : $w = \frac{3 \cdot i \cdot E' \cdot I \cdot c}{E \cdot (I_1 + I_2) \cdot m \cdot a^3}$
 z : Hauteur totale du bâtiment et l : hauteur d'étage.
 i : Imertie du linteau : $i = \frac{b \cdot RP^3}{12}$ b : épaisseur et RP = hauteur du linteau.
 ψ_0 = coeff du sur l'abaque
 E' : Module d'élasticité longit du matériau constituant le linteau. } $E' = E$
 E : " " " " " " " " } le refend. } Dsmotaces

EXEMPLE DE CALCUL : "VP3"

$2a = 1,00 \text{ m}$ $2c = 5,5 \text{ m}$ $l_1 = 4,13 \text{ m}$ $l_2 = 4,87 \text{ m}$

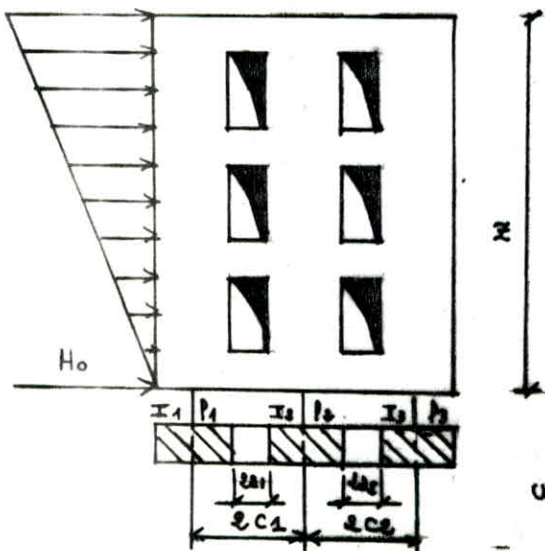
$r_1 = 0,16 \cdot 4,13 = 0,6608 \text{ m}^2$ $r_2 = 0,16 \cdot 4,87 = 0,7792 \text{ m}^2$
 $m = 5,5 / \left(\frac{1}{0,6608} + \frac{1}{0,7792} \right) = 1,967 \text{ m}^3$ $I_1 = 0,16 \cdot \frac{4,13^3}{12} = 0,939 \text{ m}^4$
 $I_2 = 0,16 \cdot \frac{4,87^3}{12} = 1,540 \text{ m}^4$

$\rightarrow I_1 + I_2 = 2,479 \text{ m}^4$ $I = I_1 + I_2 + 2m \cdot c = 13,298 \text{ m}^4$
 $i = 0,16 \cdot \frac{0,33^3}{12} = 0,479 \cdot 10^3 \text{ m}^4$

$w = \sqrt{\frac{3 \cdot 0,479 \cdot 10^3 \cdot 13,298 \cdot 2,75}{2,479 \cdot 1,967 \cdot 0,5^3 \cdot 9,01}} = 0,169$ $\alpha = wz = 0,169 \cdot 24,03 = 4,06$
 Abaque $\rightarrow \psi_0 = 0,47$

d'où $I_e = \frac{1,10 \cdot 13,298}{\frac{60}{11} \cdot \frac{5,5 \cdot 1,967}{2,479} \cdot \frac{0,47}{4,06^2} + 1} = 8,714 \text{ m}^4$

c/ Refends à deux files d'ouvertures et plus :



La valeur approchée de la flèche au sommet :

$$f = Ho \cdot z^3 \cdot \left(\frac{11}{60EI} + \frac{\psi_0}{E \sum I_i \alpha^2} \right)$$

et $f_0 = \frac{M}{60} \cdot \frac{Ho \cdot z^3}{E I_e}$

en égalisant les 2 flèches on aura finalement

$$I_e = \frac{1,10 I}{\frac{60}{11} \frac{I}{\sum I_i} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

avec $\alpha = wz$ et ψ_0 tiré de l'abaque.

$$w = \frac{6E'}{\sum I_i \cdot E \cdot P} \left(\sum \frac{L_i \cdot G_i}{2i^3} \right) \quad I = \sum I_i + b \sum P_i \cdot d_i^2$$

THEOREME DE "HUYGHENS"

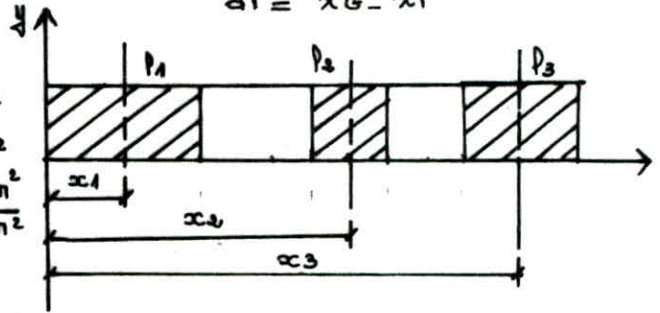
NOTATIONS: (I_i , d_i): Moments d'inertie et longueurs des éléments de referend.

Les coefficients w , α et ψ_0 sont définis de la même façon que pour un voile à une seule file d'ouvertures et I est le moment d'inertie du referend en tenant compte des ouvertures.

EXEMPLE DE CALCUL: "VP2a"

$$\begin{aligned}
 p_1 &= 5,07\text{m} & x_1 &= 2,535\text{m} & p_1 x_1 &= 12,852\text{m}^2 \\
 p_2 &= 0,16\text{m} & x_2 &= 6,500\text{m} & p_2 x_2 &= 1,040\text{m}^2 \\
 p_3 &= 2,20\text{m} & x_3 &= 8,680\text{m} & p_3 x_3 &= 19,096\text{m}^2 \\
 \Sigma &= 7,43\text{m} & & & \Sigma &= 32,988\text{m}^2
 \end{aligned}$$

$$x_G = \frac{32,988}{7,43} = 4,440\text{ m}$$



$$d_1 = 4,440 - 2,535 = 1,905\text{m} \quad d_2 = 4,440 - 6,500 = -2,060\text{m} \quad d_3 = 4,440 - 8,680 = -4,240\text{m}$$

$$I_1 = 1,738\text{m}^4 \quad I_2 = 0,055 \cdot 10^3\text{m}^4 \quad I_3 = 0,142\text{m}^4$$

$$\Sigma d_i \cdot d_i^2 = 5,07 \cdot 1,905^2 + 0,16 \cdot (-2,060)^2 + 2,20 \cdot (-4,24)^2 = 58,629\text{m}^3$$

$$\text{d'où } I = \Sigma I_i + b \Sigma d_i \cdot d_i^2 = 1,880 + 0,16 \cdot 58,629\text{m}^3 = 11,261\text{m}^4$$

$$w = 0,393 \rightarrow \alpha = w x = 0,393 \cdot 24,03 = 9,44 \rightarrow \text{Abaque } (\psi_0 = 0,56)$$

$$\rightarrow I_e = 1,10 \cdot 11,261 / \frac{60}{11} \frac{11,261}{1,880} \frac{0,56}{9,44^2} + 1 = 10,277\text{m}^4$$

TABLEAU DES VALEURS: * (VP1a, VP1b, VP1d, VP2a, VP2b, VP2c, VP2d, VP2e)

VOILES	Nbre de FILES	R.P (m)	L (m)	zci (m)	zai (m)	m (m ²)	I (m ⁴)	w	α	ψ_0	Ie (m ⁴)
*	0	-	1,60	-	-	-	0,055	-	-	-	-
VP1c	0	-	3,04	-	-	-	0,375	-	-	-	-
VP2a	2	0,79 0,79	9,78	3,965 2,180	1,35 1,00	-	11,261	0,393	9,44	0,56	10,277
VP2c	3	0,79 0,79 0,79	9,78	2,105 2,728 2,310	0,85 1,00 1,00	-	10,053	1,387	33,33	0,66	10,091
VP2b	1	0,79	3,36	2,555	1,75	0,165	0,435	1,539	36,98	0,66	0,443
VE1	2	0,61 0,61	10	3,845 3,815	1,60 1,60	-	11,451	0,428	10,28	0,56	7,378
VE2	2	0,79 0,33	10	3,315 3,843	2,50 1,00	-	8,180	0,172	4,13	0,47	5,024
VE3, VE7	1	0,33	10	5,5	1,00	1,967	13,298	0,169	4,06	0,47	8,714
VE4, VE5	1	0,79	10	5,6	1,30	2,028	13,906	0,478	11,49	0,66	13,64
VE6	3	0,79 0,33 0,79	10	2,84 2,935 3,535	0,94 1,00 2,20	-	8,681	0,871	20,99	0,66	7,856
VE8	0	-	10	-	-	-	13,333	-	-	-	-

**CALCUL DU CENTRE
DE MASSES ET
D'INERTIE**

CALCUL DU CENTRE DE MASSE

Le but est la détermination du centre de masse des éléments soumis à des efforts sismiques qu'on suppose concentrés au niveau des planchers. Le centre de gravité est repéré dans un système d'axes orthogonales convenablement choisis. (Pour les dalles $M_{dalles} = (G + 1,2P) \times \text{surface (m}^2)$)

Les coordonnées du centre de masse sont : $x_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i}$ et $y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$

ELEMENTS	M_i (t)	x_i (m)	y_i (m)	$M_i \cdot x_i$ (t.m)	$M_i \cdot y_i$ (t.m)
ACROTÈRE	24,48	11,32	5,94	277,11	145,41
PLANCHER	192,76	11,30	5,57	2178,19	1073,67
LOCAL A&C.	91,48	11,30	2,43	1033,72	222,30
1/2 VOILES	64,283	11,58	5,40	744,40	347,13
1/2 FAÇADES	13,039	10,51	6,05	137,04	78,89
1/2 GAINES	1,830	10,86	7,96	19,87	14,57
GAINES SUP.	0,920	10,86	7,96	9,99	7,32
Σ	388,792			4400,32	1889,29

CENTRE DE MASSE de
TERRASSE.

$$x_G = 11,32 \text{ m}$$

$$y_G = 4,86 \text{ m}$$

ELEMENTS	M_i (t)	x_i (m)	y_i (m)	$M_i \cdot x_i$ (t.m)	$M_i \cdot y_i$ (t.m)
PLANCHER	159,77	11,59	5,08	1851,73	811,63
GARDE-CORPS	0,76	6,61	1,07	5,02	0,81
LOGGIA	10,96	10,58	-0,28	115,96	-3,07
VOILES	128,566	11,58	4,85	1488,79	623,55
FAÇADES	26,078	10,51	5,50	274,08	143,43
GAINES	3,66	10,86	7,41	39,75	27,12
VOLEE	2,84	12,18	7,45	34,59	21,16
1/2 PALIER	1,43	11,30	9,25	16,16	13,23
Σ	324,06			3876,08	1625,38

CENTRE DE MASSE du

7^e ETAGE.

$$x_G = 11,45 \text{ m}$$

$$y_G = 4,90 \text{ m}$$

ELEMENTS	M_i (t)	x_i (m)	y_i (m)	$M_i \cdot x_i$ (t.m)	$M_i \cdot y_i$ (t.m)
PLANCHER	159,77	11,59	5,08	1851,73	811,63
GARDE-CORPS	0,76	6,61	1,07	5,02	0,81
LOGGIA	10,96	10,58	-0,28	115,96	-3,07
VOILES	128,566	11,58	4,85	1488,79	623,55
FAÇADES	26,078	10,51	5,50	274,08	143,43
GAINES	3,66	10,86	7,41	39,75	27,12
2 VOLEES	5,68	11,38	7,45	64,07	42,32
PALIER	2,86	11,30	9,25	32,32	26,46
Σ	338,33			3871,72	1672,25

CENTRE DE MASSE du

6^e, 5^e, 4^e, 3^e et

2^e ETAGE.

$$x_G = 11,44 \text{ m}$$

$$y_G = 4,94 \text{ m}$$

ELEMENTS	M _i (t)	x _i (m)	y _i (m)	M _i · x _i (t.m)	M _i · y _i (t.m)
PLANCHER	159,77	11,59	5,08	1851,73	811,63
GARDE-CORPS	0,76	6,61	1,07	5,02	0,81
LOGGIAS	8,94	12,90	-0,64	115,33	-5,72
VOILES	128,566	11,58	4,85	1488,79	623,55
FAÇADE	26,078	10,51	5,50	274,08	143,43
GAINES	3,66	10,86	7,41	39,75	27,12
2 VOILES	5,68	11,28	7,45	64,07	42,32
PALIER	2,86	11,30	9,25	32,32	26,46
Σ	336,31			3871,09	1669,60

CENTRE DE MASSE du

1^{er} ETAGE.

$$x_G = 11,51 \text{ m}$$

$$y_G = 4,96 \text{ m}$$

ELEMENTS	M _i (t)	x _i (m)	y _i (m)	M _i · x _i (t.m)	M _i · y _i (t.m)
PLANCHER	176,01	11,57	5,04	2036,44	887,09
1/2 VOILES	64,283	11,58	4,85	744,40	311,77
1/2 FAÇADE	13,039	10,51	5,50	137,04	71,71
1/2 GAINES	1,830	10,86	7,41	19,87	13,56
VOLEE	2,40	12,18	7,45	34,59	17,88
1/2 PALIER	1,43	11,30	9,25	16,16	13,23
Sous Sol MACHIN	13,13	11,23	1,50	147,45	19,70
Σ	272,56			3135,95	1334,94

CENTRE DE MASSE du

RDC.

$$x_G = 11,51 \text{ m}$$

$$y_G = 4,90 \text{ m}$$

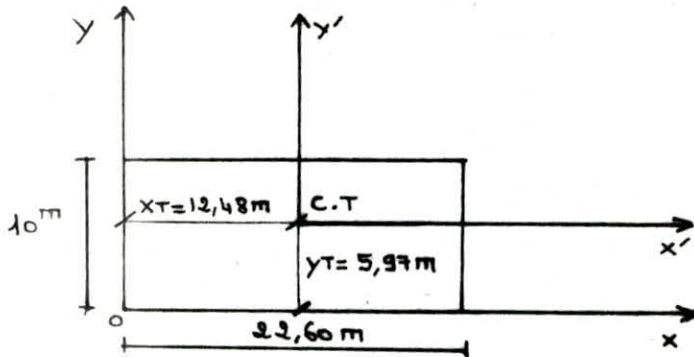
CENTRE DE MASSE DE CHAQUE ETAGE:

NIVEAUX	T	4 ^e	6 ^e	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC
M _{TG} (t)	388,792	394,06	338,33	338,33	338,33	338,33	338,33	336,31	272,56
x _G (m)	11,32	11,45	11,44	11,44	11,44	11,44	11,44	11,51	11,51
y _G (m)	4,86	4,92	4,90	4,94	4,94	4,94	4,94	4,96	4,90

$$x_{G \text{ moyen}} = 11,44 \text{ m}$$

$$y_{G \text{ moyen}} = 4,92 \text{ m}$$

CALCUL DU CENTRE D'INERTIE



$$x_T = \frac{\sum I_{ei} \cdot x_i}{\sum I_{ei}} = \underline{12,48 \text{ m}}$$

$$y_T = \frac{\sum I_{ei} \cdot y_i}{\sum I_{ei}} = \underline{5,97 \text{ m}}$$

$$e_x = \frac{1,16 \text{ m}}{5} \cdot 22,60 = \underline{1,13 \text{ m}}$$

VOILES	$I_{ei} \text{ (m}^4)$	$x_i \text{ (m)}$	$I_{ei} \cdot x_i \text{ (m}^5)$
VE1	7,378	0,08	0,590
VE2	5,024	3,30	16,579
VE3	8,714	6,50	56,641
VE4	13,64	9,70	132,308
VE5	13,64	12,90	175,956
VE6	7,856	16,10	126,482
VE7	8,714	19,30	168,180
VE8	13,333	22,52	300,259
Σ	78,299		976,995

VOILES	$I_{ei} \text{ (m}^4)$	$y_i \text{ (m)}$	$I_{ei} \cdot y_i \text{ (m}^5)$
VP1a	0,055	9,92	0,546
VP1b	0,055	9,92	0,546
VP1c	0,375	9,92	3,720
VP1d	0,055	9,92	0,546
VP2a	10,277	5,95	61,148
VP2b	0,443	5,95	2,636
VP2c	10,091	5,95	60,041
VP3a	0,055	0,08	$4,4 \cdot 10^3$
VP3b	0,055	0,08	$4,4 \cdot 10^3$
VP3c	0,055	0,08	$4,4 \cdot 10^3$
VP3d	0,055	0,08	$4,4 \cdot 10^3$
VP3e	0,055	0,08	$4,4 \cdot 10^3$
Σ	21,626		129,205

e (m)	e_x	e_y
ETAGES		
TERRASSE	1,16	1,11
4 ^e	1,03	1,07
6 ^e → 2 ^e	1,04	1,03
1 ^e	0,97	1,01
RDC	0,97	1,07

Les EXCENTRICITES sont calculées par :

$$e_x = |x_T - x_G| \text{ et } e_y = |y_T - y_G|$$

$$e_{xm} = 1,04 \text{ m} \quad e_{ym} = 1,05 \text{ m}$$

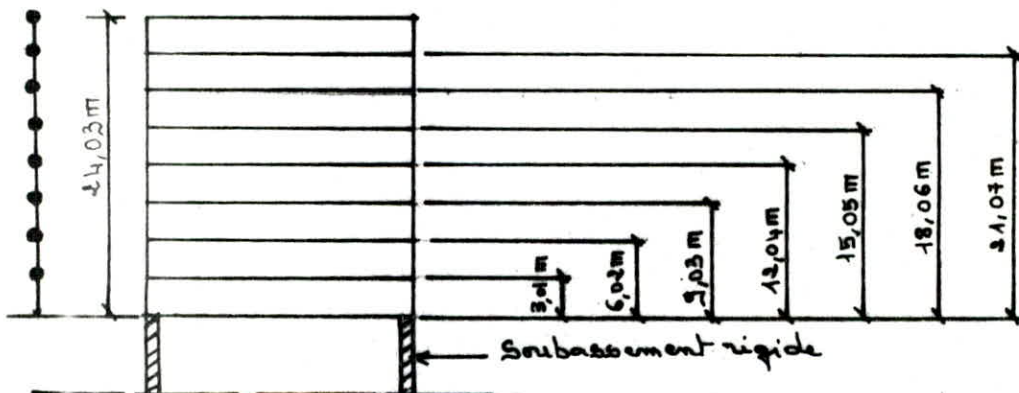
CALCUL

PSEUDO-DYNAMIQUE

EVALUATION DE LA PERIODE PROPRE D'OSCILLATION

EFFET SISMIQUE : L'excitation sismique provoque une accélération dynamique (variable avec le temps) au niveau du sol, cette accélération affecte les masses de notre structure en liaison avec le sol. Celles-ci répondent par des forces d'inertie opposées à l'accélération.

MODELISATION : On limite le nombre de degrés de liberté par concentration de masses au niveau des planches portées par une courbe (voile) verticale, flexible. L'ensemble vibrera à partir du voile périphérique constituant un roulement très rigide par rapport à la structure qu'il supporte. On obtient ainsi une courbe encastrée à la base constituée de plusieurs masses concentrées au niveau des planches soutenues par un élément élastique de rigidité (ou inertie) égale à celle des éléments résistants et de masse supposée négligeable.



METHODES DE CALCUL :

Pour le calcul des périodes il existe deux méthodes :

- * La méthode dite exacte : elle est délicate et laborieuse si elle est effectuée manuellement.
- * Les méthodes approchées dont :
 - la méthode de LORD RAYLEIGH.
 - la méthode de VIANELLO-STODOLA (M. itérative)

On calculera la période avec la méthode simplifiée de RAYLEIGH :

Cette méthode se base sur le principe de conservation d'énergie. On ne peut l'appliquer qu'aux systèmes conservatifs, mais elle peut être utilisée pour la détermination des caractéristiques dynamiques des structures réelles car la méthode exacte démontre que l'influence de l'amortissement est faible ou négligeable sur les valeurs des pulsations propres et des formes.

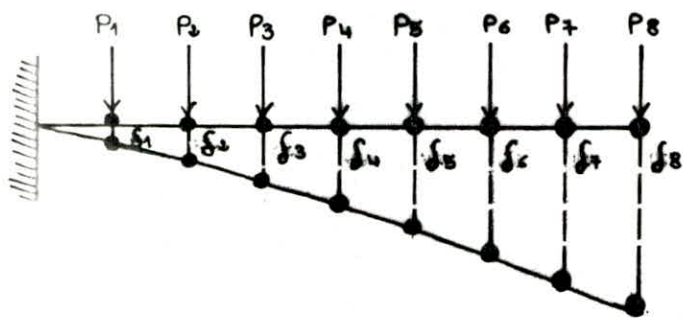
La connaissance de la fréquence propre de vibration d'un système à un seul degré de liberté est importante, pour cela il est souhaitable de savoir déterminer cette fréquence fondamentale de manière simple.

La méthode de Rayleigh permet de déterminer le premier mode fondamental mais son utilisation pour les modes supérieurs est laborieuse.

Notons enfin que cette méthode est très pratique pour un système oscillant ayant un nombre de degrés de liberté supérieur à un.

METHODE DE CALCUL : (Période du 1^{er} mode fondamental.)

On assimile la structure à une console (avec masses localisées ou les plaques) retournée à 90° dans le champ de pesanteur, elle-ci est sollicitée par les forces $P_i = m_i \cdot g$ qui agissent dans le sens du degré de liberté. Les déplacements statiques résultants sont donnés par (x_1, x_2, \dots, x_m) . La méthode de RAYLEIGH suppose que la déformée du 1^{er} mode est assimilable à la déformée statique produite par les forces P_i .



Les forces extérieures sont reliées aux déplacements par la relation matricielle suivante:

$$[P] = [K][D] \text{ d'où :}$$

$$[D] = [K^{-1}][P] = [S][P]$$

avec : $[P]$ = Vecteur colonne des forces.
 $[K]$: Matrice de rigidité de la console.
 $[D]$: Vecteur colonne des déplacements.
 $[S] = [K^{-1}]$ = Matrice de souplesse de la console. $[D] = [S][P]$

$$[P] = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \vdots \\ P_m \end{bmatrix} ; [D] = \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \vdots \\ \delta_m \end{bmatrix} \quad [S] = \begin{bmatrix} s_{11} & s_{12} & \dots & s_{1j} & \dots & s_{1m} \\ s_{21} & s_{22} & \dots & s_{2j} & \dots & s_{2m} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \dots & \vdots \\ s_{i1} & s_{i2} & \dots & s_{ij} & \dots & s_{im} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \dots & \vdots \\ s_{m1} & s_{m2} & \dots & s_{mj} & \dots & s_{mm} \end{bmatrix}$$

$$\begin{aligned} \delta_1 &= s_{11} \cdot P_1 + s_{12} \cdot P_2 + \dots + s_{1j} \cdot P_j + \dots + s_{1m} \cdot P_m \\ \delta_2 &= s_{21} \cdot P_1 + s_{22} \cdot P_2 + \dots + s_{2j} \cdot P_j + \dots + s_{2m} \cdot P_m \\ &\vdots \\ \delta_i &= s_{i1} \cdot P_1 + s_{i2} \cdot P_2 + \dots + s_{ij} \cdot P_j + \dots + s_{im} \cdot P_m \\ &\vdots \\ \delta_m &= s_{m1} \cdot P_1 + s_{m2} \cdot P_2 + \dots + s_{mj} \cdot P_j + \dots + s_{mm} \cdot P_m \end{aligned}$$

ESTIMATION DES COEFFICIENTS DE LA MATRICE DE SOUPLESSE :

Les coefficients se calculent par l'évaluation des déplacements pour que toutes les forces soient nulles, sauf une. Effectivement si toutes les forces sont nulles sauf P_j auxquelles on impose la valeur $P_j = 1$ on aura:

$s_1 = s_{1j}$ $s_2 = s_{2j}$... $s_i = s_{ij}$... $s_m = s_{mj}$ et on peut ainsi calculer les coefficients de la matrice en évaluant les déplacements aux nœuds (masses) pour les cas de forces appliquées.

EVALUATION DES DEPLACEMENTS pour $P_j = 1$.

$$R = P_j \quad M = P_j \cdot x_j$$

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

$$M(x) = (x - x_j) ; \quad \frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M(x)}{EI} = \frac{(x_j - x)}{EI}$$

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

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

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

D'après le théorème de réciprocité de MAXWELL-BETTI on a $\delta_{ij} = \delta_{ji}$ avec δ_{ij} : déplacement en "i" dû à une force unitaire appliquée en j.

Après avoir déterminé δ_{ij} on calculera les déplacements statiques correspondants à l'action des charges P_i statiquement appliquées. On calculera la période par :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i \cdot \delta_i^2}{g \sum P_i \cdot \delta_i}}$$

PERIODE DU 1^{er} MODE FONDAMENTAL

* $EI\delta_{ij}$ (déplacements unitaires):

i \ j	1	2	3	4	5	6	7	8
1	9,090	22,726	36,361	49,997	63,632	77,268	90,903	104,312
2	22,726	72,722	127,264	181,806	236,348	290,890	345,431	399,067
3	36,361	127,264	245,438	368,157	490,876	613,595	736,314	856,995
4	49,997	181,806	368,157	581,779	799,946	1018,114	1236,280	1450,824
5	63,632	236,348	490,876	799,946	1136,288	1477,174	1818,060	2153,284
6	77,268	290,890	613,595	1018,114	1477,174	1963,505	2454,381	2937,100
7	90,903	345,431	736,314	1236,280	1818,060	2454,381	3117,973	3775,011
8	104,312	399,067	856,995	1450,824	2153,284	2937,100	3775,011	4625,302

$$\delta_i = \sum P_j \cdot \delta_{ij}$$

$$E = 378 \cdot 10^4 \text{ T/m}^2 \text{ pour les 2 sens}$$

$$\sum I E = 78,299 \text{ m}^4$$

$$\sum I P = 21,626 \text{ m}^4$$

$$\text{POIDS DES NIVEAUX} = 6 + \frac{6}{5}$$

NIVEAUX	POIDS (P) DES NIVEAUX (T)	δ_i (m)	$P_i \cdot \delta_i$ (T.m)	$P_i \cdot \delta_i^2$ (T.m ²)
8	324,90	$16,898 \cdot 10^{-3}$	5,490	0,0928
7	297,74	$14,065 \cdot 10^{-3}$	4,188	0,0589
6	300,52	$11,217 \cdot 10^{-3}$	3,371	0,0378
5	300,52	$8,441 \cdot 10^{-3}$	2,537	0,0214
4	300,52	$5,882 \cdot 10^{-3}$	1,768	0,0104
3	300,52	$3,592 \cdot 10^{-3}$	1,079	0,0039
2	300,52	$1,732 \cdot 10^{-3}$	0,521	0,0009
1	300,40	$0,469 \cdot 10^{-3}$	0,141	0,0001

DEPLACEMENTS STATIQUES

• Sens transversal:

$$\sum P_i \cdot \delta_i^2 = 0,2262 \text{ (T.m}^2\text{)}$$

$$\sum P_i \cdot \delta_i = 19,095 \text{ (T.m)}$$

$$T_E = 2\pi \sqrt{\frac{0,2262}{9,81 \cdot 19,095}}$$

$$\underline{\underline{T_E = 0,22 \text{ s}}}$$

• Sens longitudinal:

$$\sum P_i \cdot \delta_i^2 = 2,9643 \text{ (T.m}^2\text{)}$$

$$\sum P_i \cdot \delta_i = 69,131 \text{ (T.m)}$$

$$T_P = 2\pi \sqrt{\frac{2,9643}{9,81 \cdot 69,131}}$$

$$\underline{\underline{T_P = 0,42 \text{ s}}}$$

Les deux périodes T_E et T_P sont inférieures à une demi seconde (0,5 s) donc on n'a pas de calcul du 2^e mode fondamental.

NIVEAUX	POIDS (P) DES NIVEAUX (T)	δ_i (m)	$P_i \cdot \delta_i$ (T.m)	$P_i \cdot \delta_i^2$ (T.m ²)
8	324,90	$61,181 \cdot 10^{-3}$	19,878	1,2160
7	297,74	$50,922 \cdot 10^{-3}$	15,162	0,7721
6	300,52	$40,614 \cdot 10^{-3}$	12,205	0,4957
5	300,52	$30,562 \cdot 10^{-3}$	9,184	0,2807
4	300,52	$21,297 \cdot 10^{-3}$	6,400	0,1363
3	300,52	$13,005 \cdot 10^{-3}$	3,908	0,0508
2	300,52	$6,270 \cdot 10^{-3}$	1,884	0,0118
1	300,40	$1,698 \cdot 10^{-3}$	0,510	0,0009

ETUDE

DYNAMIQUE

Remarques du jury

- La surcharge à prendre en compte n'est pas bien précisée dans le RPA (Ne pas prendre $\frac{P}{5}$ pour les bâtiments à usage d'habitation).
- Le poids du RDC (W) ne doit pas être pris en considération dans le calcul du poids propre du bâtiment puis intérieurement dans le calcul de la force sismique "V", ceci est dû au fait que la modélisation considère les charges concentrées à partir du 1^{er} étage et non à partir du RDC (encastrement).

37

CHARGE SOUMISE A L'ACTION SISMIQUE POUR LE CALCUL DYNAMIQUE

NIVEAUX	TERRASSE		7 ^e → 2 ^e étage		1 ^{er} étage		RDC	
G+P/5 (t/m ²)	0,86		0,6640		0,68		0,68	
ELEMENTS	Si (m ²)	Wi (t)	Si (m ²)	Wi (t)	Si (m ²)	Wi (t)	Si (m ²)	Wi (t)
DALLE 1	17,473	15,027	17,473	11,602	17,473	11,882	17,473	11,882
DALLE 2	17,845	15,347	17,845	11,849	17,845	12,135	17,845	12,135
DALLE 3	17,845	15,347	17,845	11,849	17,845	12,135	17,845	12,135
" 4	21,280	18,301	14,227	9,446	14,227	9,446	21,280	14,470
" 5	17,845	15,347	17,845	11,849	17,845	11,849	17,845	12,135
" 6	17,845	15,347	17,845	11,849	17,845	11,849	17,845	12,135
" 7	17,962	15,447	17,962	11,927	17,972	11,927	17,962	12,214
" 8	12,480	10,447	12,148	8,066	12,148	8,066	12,148	8,261
" 9	12,069	10,379	12,069	8,014	12,069	8,014	12,069	8,225
" 10	12,069	10,379	12,069	8,014	12,069	8,014	12,069	8,207
" 11	12,069	10,379	12,069	8,014	12,069	8,207	12,069	8,207
" 12	12,069	10,379	12,069	8,014	12,069	8,207	12,069	8,207
" 13	12,192	10,485	12,192	8,095	12,192	8,291	12,192	8,291
DALLE ASC.	13,467 8,512	11,582 15,832	-	-	-	-	-	-
W	-	200,025	-	128,59	-	130,022	-	136,504

NB : La charge de la dalle du local machine est de $G+P/5 = 1,86 \text{ t/m}^2$ (SURCH. 5 t/m^2)

TERRASSE	7 ^e ETAGE.	ETAGES: 6;5;4; 3;2	1 ^{er} ETAGE	RDC
ACROTÈRE	24,480	PLANCHER 128,590	PLANCHER 128,590	PLANCHER 136,504
PLANCHER TERRASSE	200,003	FAÇADE 26,078	FAÇADE 26,078	1/2 VOILES 64,283
1/2 VOILES	64,283	VOILES 128,566	VOILE 128,566	1/2 FAÇADE 13,039
1/2 FAS.	13,039	1/3 PALIER 1,260	PALIER 2,52	1/2 GAINES 1,830
1/2 GAINES	1,830	VOILE 1,520	2 VOILES 3,04	VOILES 1,52
GAINES SUP.	0,920	GARDE-CORPS 0,760	GARDE-CORPS 0,76	1/3 PALIER 1,26
MUR ASC.	20,340	GAINES 3,660	GAINES 3,66	S. MACHINE 13,130
W	324,895	LOGGIA 7,302	LOGGIA 7,302	W 231,566
		W 297,736	W 300,516	
			W 300,336	

NIV	TERR.	7 ^e	6 ^e	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^{er}	RDC	W
W total (4) ETAGES	324,895	297,736	300,516	300,516	300,516	300,516	300,516	300,336	231,566	257,239

CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE

La formule de base s'écrit : $V = ABDQW$.

Les coefficients sont calculés d'après le R.P.A 81 :

A : Facteur d'accélération de zone (art 33-11). "TABLEAU 1"
 $A = 0,15$ (bâtiment à usage d'habitation (usage 2) en zone II)

D : Facteur d'amplification dynamique (art 33-12). dépend de la période et du sol. (sol ferme.)
 Transv : $T_E = 0,225 \rightarrow D_E = 2$
 Longit : $T_P = 0,425 \rightarrow D_P = 1,70$

B : Facteur de comportement de la structure (art 33-13) :
 $B = \frac{1}{3} = 0,33$ (structure à voile porteurs.)

Q : Facteur de qualité (art 33-14) : $Q = 1 + \sum P_q$ ("Tableau 3") :
 on aura : $Q_P = Q_E = 1,1$.

CALCUL DE W : (33-15). $W =$ Poids de la structure = Totalité des charges permanentes + 20% surcharges. $= G + \frac{Q}{5}$

$$W = 2657,293 \text{ t}$$

Donc les forces dans les 2 sens sont :

$$V_E = 0,15 \cdot 0,33 \cdot 2 \cdot 1,1 \cdot 2657,293 = 289,379 \text{ t}$$

$$V_P = 0,15 \cdot 0,33 \cdot 1,70 \cdot 1,1 \cdot 2657,293 = 245,972 \text{ t}$$

REPARTITION DE LA FORCE SISMIQUE : (art 3.3.3) :

$$F_k = \frac{(V - F_E) W_k R_k}{\sum W_i R_i} \quad F_k = \text{force répartie.}$$

$$T_E = 0,225 < 0,7 \text{ s} \Rightarrow F_E = 0$$

$$T_P = 0,425 < 0,7 \text{ s} \Rightarrow F_P = 0$$

$$\sum W_i R_i = 324,90 \cdot 24,03 + 297,74 \cdot 21,07 + 300,52 (18,06 + 15,05 + 12,04 + 9,03 + 6,02) + 300,4 \cdot 3,01 =$$

$$\sum W_i R_i = 33076,237 \text{ t.m}$$

• Sens longitudinal : $F_{sl} = \frac{V_P}{\sum W_i R_i} W_s R_s = \frac{245,972}{33076,237} \cdot 324,90 \cdot 24,03 = 58,059 \text{ t}$

• Sens transversal : $F_{st} = \frac{V_E}{\sum W_i R_i} W_s R_s = \frac{289,379}{33076,237} \cdot 324,90 \cdot 24,03 = 68,305 \text{ t}$

Sens	SENS LONGITUDINAL			SENS TRANSVERSAL			
	NIVEAUX	Fk Longit (t)	FkP cumulé (t)	M cumulé (t.m)	Fk Transv. (t)	FkT cumulé (t)	M cumulé (t.m)
	8	58,059	58,059	0	68,305	68,305	0
	7	46,652	104,711	174,758	54,885	123,190	205,598
	6	40,361	145,072	489,938	47,483	170,673	576,400
	5	33,634	178,706	926,604	39,570	210,243	1090,126
	4	26,907	205,613	1464,509	31,656	241,899	1722,957
	3	20,180	225,793	2083,405	23,742	265,641	2451,073
	2	13,454	239,247	2763,042	15,828	281,469	3250,653
	1	6,724	245,971	3483,175	7,911	289,38	4097,874
	0	0	245,971	4223,548	0	289,38	4968,908

**VERIFICATION
AU RENVERSEMENT**

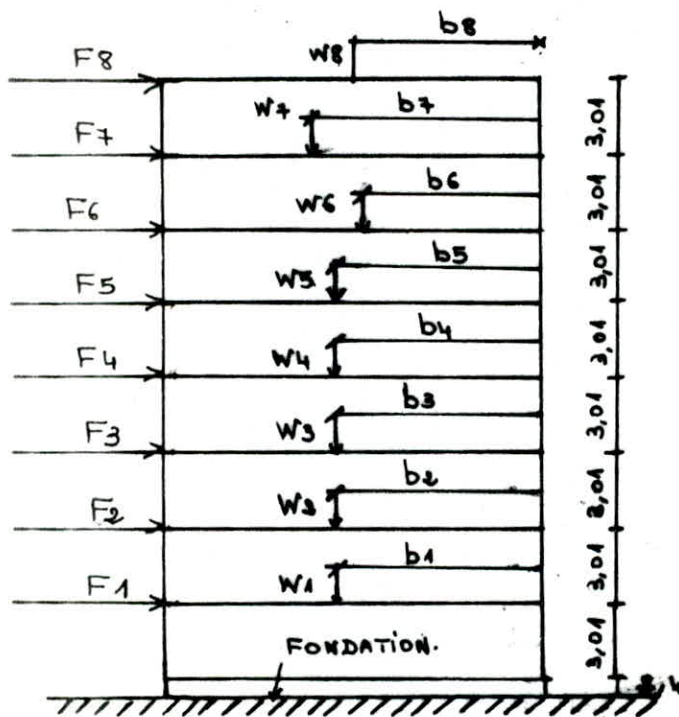
ETUDE AU RENVERSEMENT

On doit vérifier notre structure au renversement qui peut-être causé par des efforts sismiques.

- Moment de renversement : $M_{renv} = \sum_{i=1}^8 F_i \cdot z_i$ $W_i = G + \frac{P}{5}$

- Moment résistant : $M_{rés} = \sum_{i=1}^8 W_i \cdot b_i$

Il faut vérifier $\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renv.}} \geq 1,5$



W_i	$b_i \cdot x$	$b_i \cdot y$	$M_i(t)$
T(8)	11,28	4,86	388,79
7	11,15	4,92	334,06
6	11,16	4,94	338,33
5	11,16	4,94	338,33
4	11,16	4,94	338,33
3	11,16	4,94	338,33
2	11,66	4,96	338,33
1	11,09	4,90	336,31

- Sous longitudinal:

$$M_{renv} = \sum_{i=1}^8 F_i \cdot z_i + H_{ox} \cdot 2,4 = 4223,548 + 245,971 \cdot 2,4 = 4813,88 \text{ t.m}$$

$$M_{résist} = \sum_{i=1}^8 b_i \cdot x \cdot W_i = 30887,98 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow \left\{ \frac{M_{rés}}{M_{renv}} = 6,42 > 1,5 \text{ VERIFIE} \right.$$

- Sous transversal:

$$M_{renv} = \sum_{i=1}^8 F_i \cdot z_i + H_{oy} \cdot 1,9 = 4968,91 + 289,38 \cdot 1,9 = 5669,42 \text{ t.m}$$

$$M_{résist} = \sum_{i=1}^8 b_i \cdot y \cdot W_i = 13544,53 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow \left\{ \frac{M_{rés}}{M_{renv}} = 2,39 > 1,5 \text{ VERIFIE} \right.$$

* Conclusion: Il n'y a pas risque de renversement dans les 2 sens.

**ETUDE DU
CONTREVENTEMENT**

ETUDE DU CONTREVENTEMENT

INTRODUCTION : En ce qui concerne notre bâtiment le contreventement est assuré par des voiles qui doivent résister aux forces horizontales dues au séisme ou que celles-ci sont prépondérantes à celles du vent. Les sollicitations horizontales sont calculées en répartissant les forces à chaque niveau entre les différents éléments de contreventement.

METHODE DU CENTRE DE TORSION :

Le calcul simplifié s'applique aux cas (courants) où les axes d'inertie $x'x'$ et $y'y'$ de la plupart des refends sont parallèles. Les conditions pour effectuer les calculs avec les moments d'inertie à la place des rigidités sont respectées (Voir M. DIVERS.)

- La force extérieure "H" appliquée au c.d.g. de l'ensemble se réduit en " H_x " et " H_y " et " $M = H \cdot e$ "

- Les forces provenant de la translation deviennent :

$$H'_x = \frac{I_x}{\sum I_x} \cdot H_x \quad H'_y = \frac{I_y}{\sum I_y} \cdot H_y$$

- Les forces provenant de la rotation deviennent :

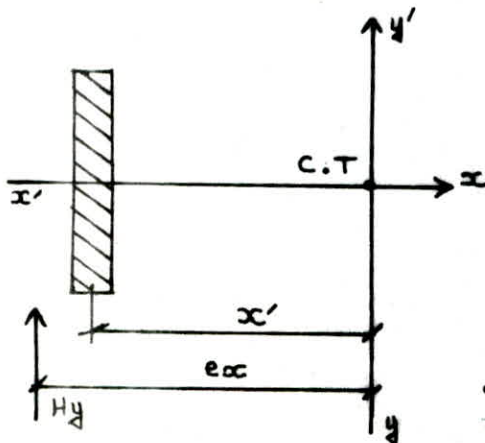
$$H''_x = \frac{M \cdot y'_i \cdot I_x}{J} \quad H''_y = \frac{M \cdot x'_i \cdot I_y}{J}$$

On a $e_x = 1,16 \text{ m}$
 $e_y = e_z = 1,13 \text{ m}$

$x_T = 12,48 \text{ m}$
 $y_T = 5,97 \text{ m}$ } coordonnées du centre de torsion.

$x'_i = x_i - x_T$
 $y'_i = y_i - y_T$

$J = \text{Moment d'inertie de rotation}$
 $J = \sum I_{y_i} \cdot x_i^2 + \sum I_{x_i} \cdot y_i^2$



Pour le calcul des efforts dans les voiles on prendra arbitrairement une force horizontale unitaire ($H = 100 \text{ t}$) et on déduira l'effort réel pour les différents niveaux par une règle de 3 en relation avec les forces sismiques déjà calculées.

$$H_x = H_y = 100 \text{ t}$$

- Séisme agissant longitudinalement: $M = H_x \cdot e_y = 113 \text{ t.m}$
- " " transversalement: $M = H_y \cdot e_x = 116 \text{ t.m}$

DETERMINATION DU MOMENT D'INERTIE DE ROTATION :

VOILES TRANS.	I_{yi} (m ⁴)	x_i' (m)	$I_{yi} \cdot x_i'^2$ (m ⁶)	VOILES LONGIT.	I_{xi} (m ⁴)	y_i' (m)	$I_{xi} \cdot y_i'^2$ (m ⁶)
VE1	7,378	-12,40	1124,444	VP1a	0,055	3,95	0,858
VE2	5,024	-9,18	423,385	VP1b	0,055	3,95	0,858
VE3	8,714	-5,98	311,616	VP1c	0,375	3,95	5,851
VE4	13,640	-2,78	105,415	VP1d	0,055	3,95	0,858
VE5	13,640	0,42	2,406	VP2a	10,277	-0,02	0,004
VE6	7,856	3,62	102,948	VP2b	0,443	-0,02	0,0002
VE7	8,714	6,82	405,309	VP2c	10,091	-0,02	0,004
VE8	13,333	10,04	1343,988	VP3a	0,055	-5,89	1,908
			Σ 3829,508	VP3b	0,055	-5,89	1,908
				VP3c	0,055	-5,89	1,908
				VP3d	0,055	-5,89	1,908
				VP3e	0,055	-5,89	1,908
						Σ	17,973

$$J = 3829,508 + 17,973 = 3847,481 \text{ m}^4$$

VOILES TRANS.	I_{yi} (m ⁴)	x_i' (m)	H_y' (t)	H_y'' (t)	H_y (t)	VOILES LONGIT.	I_{xi} (m ⁴)	y_i' (m)	H_x' (t)	H_x'' (t)	H_x (t)
VE1	7,378	-12,40	9,4229	-2,7583	9,4229	VP1a	0,055	3,95	0,2543	0,0064	0,2607
VE2	5,024	-9,18	6,4164	-1,3905	6,4164	VP1b	0,055	3,95	0,2543	0,0064	0,2607
VE3	8,714	-5,98	11,1291	-1,5711	11,1291	VP1c	0,375	3,95	1,7340	0,0435	1,7775
VE4	13,640	-2,78	17,4204	-1,1432	17,4204	VP1d	0,055	3,95	0,2543	0,0064	0,2607
VE5	13,640	0,42	17,4204	0,1727	17,5931	VP2a	10,277	-0,02	47,5215	-0,0060	47,5215
VE6	7,856	3,62	10,0333	0,8574	10,8907	VP2b	0,443	-0,02	2,0485	-0,0003	2,0485
VE7	8,714	6,82	11,1291	1,7918	12,9209	VP2c	10,091	-0,02	46,6614	-0,0059	46,6614
VE8	13,333	10,04	17,0283	4,0339	21,0622	VP3a	0,055	-5,89	0,2543	-0,0095	0,2543
						VP3b	0,055	-5,89	0,2543	-0,0095	0,2543
						VP3c	0,055	-5,89	0,2543	-0,0095	0,2543
						VP3d	0,055	-5,89	0,2543	-0,0095	0,2543
						VP3e	0,055	-5,89	0,2543	-0,0095	0,2543

N.B : D'après le R.P.A 81 (art.3.5) :

H_x' et H_y'' sont négligés si elles sont négatives

EFFORTS DANS LES REFFENDS :

H (+), M (5m)

NIVEAUX	EFF VOILES															
	H	M	VF8	VF7	VF6	VF5	VF4	VF3	VF2	VF1	* *	VP8c	VP8b	VP8a	VP1c	*
7	H		25,949	15,917	13,416	21,673	21,460	13,710	7,904	11,608	0,266	48,860	2,145	49,760	1,861	0,273
	M		43,308	26,565	22,391	36,171	35,816	22,881	13,192	19,373	0,444	81,545	3,580	83,048	3,106	0,456
6	H		35,951	22,052	18,587	30,027	29,732	18,994	10,951	16,082	0,369	67,693	2,972	68,940	2,579	0,378
	M		121,414	74,476	62,774	101,407	100,411	64,148	36,984	54,314	1,246	228,613	10,036	232,826	8,709	1,277
5	H		44,286	27,165	22,897	36,988	36,625	23,998	13,490	19,811	0,454	83,387	3,661	84,924	3,176	0,466
	M		229,626	140,854	118,722	191,787	189,904	121,321	69,947	102,721	2,356	432,366	18,981	440,336	16,470	2,416
4	H		50,954	31,256	26,344	42,558	42,140	26,921	15,521	22,794	0,523	95,942	4,212	97,710	3,655	0,536
	M		362,927	222,622	187,642	303,122	300,146	191,750	110,552	162,953	3,724	683,360	30,000	695,957	26,032	3,818
3	H		55,955	34,323	28,930	46,734	46,276	29,563	17,045	25,031	0,574	105,358	4,625	107,300	4,013	0,589
	M		516,298	316,701	266,939	431,220	426,987	272,782	157,271	230,962	5,298	972,116	42,679	990,065	37,033	5,431
2	H		59,289	36,368	30,654	49,519	49,033	31,325	18,060	26,523	0,608	111,636	4,901	113,694	4,253	0,624
	M		684,721	420,014	354,019	571,891	566,277	361,768	208,675	306,306	7,026	1289,274	56,601	1313,039	49,113	7,203
1	H		60,956	37,391	31,516	50,911	50,411	32,205	18,568	27,268	0,626	114,774	5,039	116,889	4,372	0,641
	M		863,184	529,482	446,287	720,913	713,866	456,056	262,936	386,139	8,858	1625,298	71,353	1655,257	61,913	9,081
RDC	H		60,956	37,391	31,516	50,911	50,411	32,205	18,568	27,268	0,626	114,774	5,039	116,889	4,372	0,641
	M		1046,661	642,028	541,149	874,185	865,604	552,955	318,825	468,215	10,740	1970,767	86,519	2007,093	75,074	11,011

*: VP8a; VP8b; VP8d

*: VP8a, VP8b, VP8c, VP8d, VP8e

**DISTRIBUTION DES
EFFORTS SUR LES
REFENIS**

44 DISTRIBUTION DES EFFORTS SUR LES REFENDS

Le ferrailage des voiles se fait en tenant compte de l'effet des charges horizontales et verticales qui lui ont été distribuées.

METHODE UTILISEE : c'est celle de M. DIVERS transformée par MM APbigeo et Legoulet pour des charges triangulaires (cas du séisme)

• Refends sans ouvertures : (plaines)

Leur calcul est celui d'une section rectangulaire en B.A sollicitée par des charges verticales et les efforts dus au séisme soit T , N , et M .

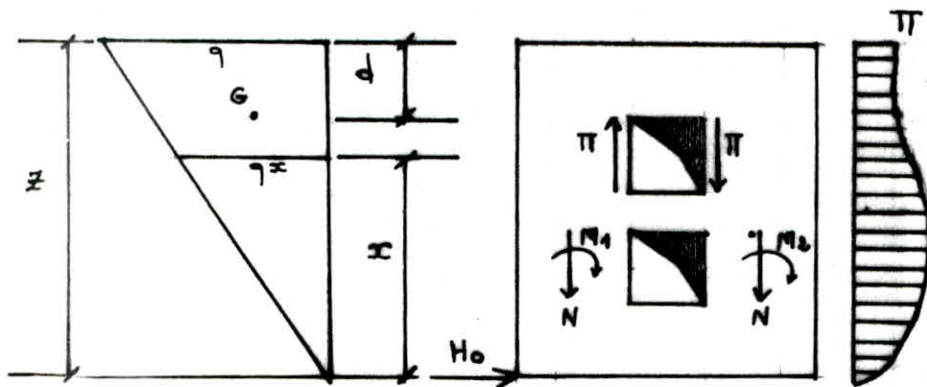
• Refends avec ouvertures :

Les règles RPAB1 (et PS69) conduisent à des efforts horizontaux par niveau dont la variation est assimilable à une charge triangulaire répartie sur toute la hauteur du bâtiment.

HYPOTHESES :

- 1/ On considère que les efforts localisés transmis par les niveaux sont répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend.
- 2/ Les éléments de refend subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage.

A/ REFENDS A UNE SEULE FILE D'OUVERTURES :



d = distance du c. d. g à la grande base

ST = Surface du trapèze



Cas d'une charge rectangulaire (Formules données par M. DIVERS) :

$$\text{Moment dans le trumeau 1} : M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot H_0 \cdot z \left[\frac{(1-\xi)^2}{2} - \frac{2mc\psi}{I} \right]$$

$$\text{" " " 2} : M_2 = \frac{I_2}{I_1} \cdot M_1$$

M. Albiges donne un calcul similaire mais avec une charge triangulaire (sismique).

DEMONSTRATION (voir fig. précédente).

$$M_I = S_T (z - x - d) \quad S_T = (q + qx) \left(\frac{z-x}{2} \right) \quad qx = q \frac{x}{z} = q\xi$$

$$d = \frac{q + 2qx}{3(q + qx)} \cdot (z - x) \rightarrow M_I = (q + q\xi) \left(\frac{z-x}{2} \right) \left[z - x - \frac{(q + 2q\xi)(z-x)}{3(q + q\xi)} \right]$$

$$M_I = q(z-x)^2 \left[\frac{(1+\xi)}{2} - \frac{(2+\xi)}{3(1+\xi)} \right] = q(z-x)^2 \left(\frac{2+\xi}{6} \right) = qz^2 \left(1 - \frac{x}{z} \right)^2 \left(\frac{2+\xi}{6} \right) =$$

$$M_I = \frac{q(z^2)(1-\xi)^2(2+\xi)}{6} \quad \text{Pour une charge triangulaire on a : } H_0 = q \frac{z}{2}$$

$$\text{d'où } M_I = \frac{H_0 \cdot z (1-\xi)^2 (2+\xi)}{3}$$

Le reste du calcul est exposé dans l'ouvrage de M. Albiges. Finalement on a :

$$M_1 = \frac{I_1}{(I_1 + I_2)} \cdot H_0 \cdot z \left[\frac{(1-\xi)^2 (2+\xi)}{3} - \frac{2m.c.\psi}{I} \right] \quad M_2 = \frac{I_2}{I_1} \cdot M_1$$

$$\pi = \frac{H_0 \cdot m \cdot P}{I} \cdot \phi \quad N = \sum_{i=1}^n \pi_i$$

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

$$M_{\text{int}} = M_1 + M_2 + \cdot 2 \cdot N \cdot c$$

$$\text{et } M_{\text{ext}} = \frac{1}{3} \cdot H_0 \cdot z$$

$$\text{erreur} = \frac{M_{\text{ext}} - M_{\text{int}}}{M_{\text{ext}}}$$

B/ REFENDS A PLUSIEURS FILES D'OUVERTURES :

Les moments dans les trumeaux sont donnés par : $M_i = \frac{I_i}{\sum I_i} \cdot H_0 \cdot z \cdot \left[\frac{(1-\xi)^2 (2+\xi)}{3} - \psi \right]$

Les efforts tranchants dans les linteaux : $\pi_i = \frac{H_0 \cdot P \cdot i_i \cdot c_i}{2a_i^3 \sum \left(\frac{i_i \cdot c_i^2}{a_i^3} \right)} \cdot \phi$

Les efforts normaux dans les trumeaux sont : $N_1 = \sum \pi_1 \quad N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1$
 $N_3 = \sum \pi_3 - \sum \pi_2 \quad N_4 = \sum \pi_4 - \sum \pi_3$

Tous les voiles à plusieurs files d'ouvertures que nous avons sont à ouvertures moyennes sauf 2 voiles : VP2a et VP2c qui sont des voiles à petites ouvertures. En effet, pour :

a/ VP2a : surf ouvertures = $2,22 [1+1,35] = 5,217 \text{ m}^2$
 surf voiles = $29,438 \text{ m}^2$

donc $\frac{\text{SURF. OUV}}{\text{SURF. VOILE}} = \frac{5,217}{29,438} = 0,17 \rightarrow 17\% < 25\%$

b/ VP2c : surf ouvertures = $2,22 [2,85] = 6,327 \text{ m}^2$
 surface voile = $2,78 \cdot 3,01 = 29,438 \text{ m}^2$

donc $\frac{\text{SURF. OUV}}{\text{SURF. VOILE}} = \frac{6,327}{29,438} = 0,21 \rightarrow 21\% < 25\%$

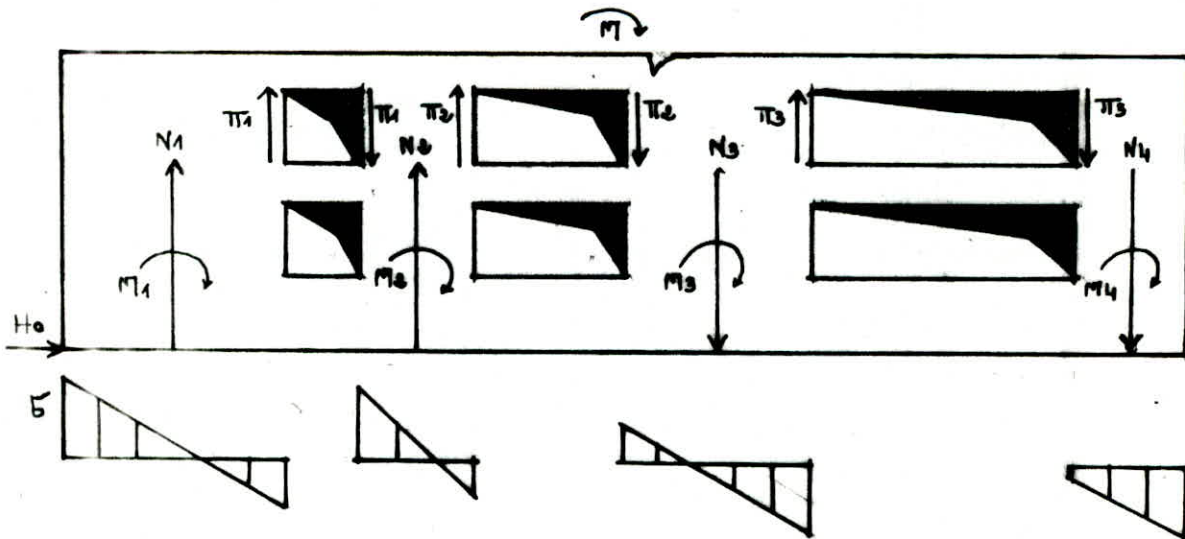
Pour ces 2 voiles on applique une autre formule pour le calcul de l'effort tranchant dans le linteau : $\pi_i = \frac{H_o \cdot m_i \cdot P}{I} (1 - \xi)$ $\xi = \frac{z}{Z}$

et on prendra une valeur intermédiaire.
 On appellera par la suite π_i^* (calcul par la 1^{ère} méthode)
 π_i^{**} (" " 2^{ème} ")
 π_i (valeur intermédiaire)

Moments statiques :

Pour VP2a : $m_1 = 1,5453 \text{ m}^3$
 Pour VP2c : $m_1 = 0,9018 \text{ m}^3$

$m_2 = 0,0527 \text{ m}^3$ $m_3 = 1,4925 \text{ m}^3$
 $m_2 = 0,4791 \text{ m}^3$ $m_3 = 0,12 \text{ m}^3$ $m_4 = 1,2613 \text{ m}^3$



$M_{int} = M_1 + M_2 + M_3 + \dots + 2N_1 (C_1 + C_2 + C_3 + \dots) + 2N_2 (C_2 + C_3 + \dots) + 2N_3 (C_3 + \dots)$

$M_{ext} = \frac{2}{3} H_o \cdot Z$

erreur = $\frac{(M_{ext} - M_{int})}{M_{ext}}$

	NIVEAUX	T	7	6	5	4	3	2	1	RDC
COEFF.	δ	1	0,88	0,75	0,63	0,50	0,38	0,25	0,13	0
	ϕ	0	0,21	0,44	0,60	0,74	0,85	0,91	0,97	1
	ψ	0	0,020	0,075	0,125	0,225	0,315	0,425	0,545	0,66
VOILES	$\pi(t)$	0	1,208	2,531	3,452	4,257	4,890	5,235	5,581	5,753
	$N(t)$	0	1,208	3,759	7,191	11,448	16,338	21,573	27,154	32,907
	$M_1(t.m)$	0	-0,337	-0,932	-0,068	-0,589	-0,019	0,605	0,558	1,637
1 FILE ↑	$M_2(t.m)$	0	-0,337	-0,932	-0,068	-0,589	-0,019	0,605	0,558	1,637
V_{E_4}	$\pi(t)$	0	4,647	9,737	13,277	16,375	18,809	20,137	21,465	22,129
	$N(t)$	0	4,647	14,384	27,661	44,036	62,845	82,982	104,447	126,576
	$M_1(t.m)$	0	-1,203	-1,899	8,598	11,786	22,874	35,860	44,262	61,213
1 FILE ↑	$M_2(t.m)$	0	-1,836	-2,898	13,123	17,989	34,912	54,792	67,555	93,427
V_{E_5}	$\pi(t)$	0	4,693	9,833	13,409	16,538	18,996	20,837	21,678	22,348
	$N(t)$	0	4,693	14,526	27,935	44,473	63,469	83,806	105,484	127,832
	$M_1(t.m)$	0	-1,215	-1,918	8,683	11,903	23,101	36,216	44,701	61,820
1 FILE ↑	$M_2(t.m)$	0	-1,854	-2,927	13,253	18,167	35,258	55,275	68,226	94,854
V_{E_6}	$\pi_1(t)$	0	6,369	13,346	18,199	22,445	25,781	27,601	29,421	30,331
	$\pi_2(t)$	0	0,444	0,930	1,268	1,564	1,797	1,924	2,05	2,114
	$\pi_3(t)$	0	0,691	1,449	1,976	2,437	2,799	2,996	3,194	3,293
	$\geq \pi_1(t)$	0	6,369	19,715	37,914	60,359	86,140	113,741	143,162	173,493
	$\geq \pi_2(t)$	0	0,444	1,374	2,642	4,206	6,003	7,927	9,977	12,091
	$\geq \pi_3(t)$	0	0,691	2,140	4,116	6,553	9,352	12,348	15,542	18,835
	$M_1(t.m)$	0	-0,024	-0,068	-0,019	-0,064	-0,038	-0,012	-0,029	0,025
	$M_2(t.m)$	0	-3,702	-10,615	-2,988	-9,991	-6,020	-1,873	-4,557	3,996
	$M_3(t.m)$	0	-0,283	-0,810	-0,228	-0,763	-0,460	-0,143	-0,348	0,305
3 FILES ↑	$M_4(t.m)$	0	-0,664	-1,904	-0,536	-1,792	-1,080	-0,386	-0,817	0,717
V_{E_6C}	$\pi_1^*(t)$	0	9,962	20,873	28,464	35,105	40,323	43,170	46,016	47,439
	$\pi_1^{**}(t)$	0	3,719	7,748	11,466	15,495	19,214	23,243	26,961	30,990
	$\pi_1(t)$	0	8,209	17,173	23,958	30,360	35,722	39,848	43,786	47,057
	$\pi_2^*(t)$	0	7,929	16,613	22,654	27,940	32,093	34,358	36,623	37,756
	$\pi_2^{**}(t)$	0	1,976	4,116	6,092	8,232	10,208	12,348	14,324	16,464
	$\pi_2(t)$	0	5,943	12,437	17,248	21,703	25,381	28,024	30,568	32,532
	$\pi_3^*(t)$	0	9,330	19,548	26,656	32,876	37,763	40,429	43,094	44,427
	$\pi_3^{**}(t)$	0	0,495	1,031	1,526	2,062	2,557	3,093	3,588	4,124
	$\pi_3(t)$	0	7,860	16,463	22,546	27,950	32,256	34,818	37,346	38,841
	$\pi_4^*(t)$	0	5,201	10,836	16,037	21,673	26,874	32,508	37,710	43,344
	$\pi_4(t)$	0	2,601	5,418	8,019	10,836	13,437	16,254	18,855	21,672
	$\geq \pi_1(t)$	0	8,209	25,382	49,340	79,700	115,422	155,270	199,056	246,113
	$\geq \pi_2(t)$	0	5,943	18,380	35,628	57,331	82,712	110,736	141,304	173,836
	$\geq \pi_3(t)$	0	7,860	24,323	46,869	74,819	107,075	141,899	179,239	218,08
	$\geq \pi_4(t)$	0	2,601	8,019	16,038	26,874	40,311	56,565	75,420	97,092
	$M_1(t.m)$	0	-1,303	-3,735	-1,051	-3,515	-2,118	-0,659	-1,603	1,406
$M_2(t.m)$	0	-1,303	-3,735	-1,051	-3,515	-2,118	-0,659	-1,603	1,406	
$M_3(t.m)$	0	-7,114	-20,308	-5,741	-19,198	-11,568	-3,600	-8,755	7,679	
3 FILES ↑	$M_4(t.m)$	0	-7,314	-20,942	-5,903	-19,739	-11,894	-3,701	-9,002	7,896

	NIVEAUX	T	7	6	5	4	3	2	1	RDC
COEFF VOILES	ξ	1	0,88	0,75	0,63	0,50	0,38	0,25	0,13	0
	ϕ	0,18	0,28	0,45	0,60	0,73	0,81	0,83	0,69	0
	ψ	0	0,03	0,08	0,14	0,24	0,32	0,44	0,52	0,56
Vp2a E = 4,5%	π_1^* (t)	9,160	14,249	22,899	30,533	37,148	41,219	42,237	35,112	0
	π_1^{**} (t)	0	5,794	12,070	17,864	24,141	29,934	36,214	42,004	48,281
	π_1 (t)	5,496	12,026	20,981	29,038	36,773	42,692	47,071	46,270	28,800
	π_2^* (t)	12,391	19,275	30,977	41,303	50,252	55,759	57,135	47,498	0
	π_2^{**} (t)	0	0,198	0,412	0,609	0,823	1,021	1,235	1,432	1,647
	π_2 (t)	7,435	11,684	18,833	25,147	30,645	34,068	35,022	29,358	0,988
	π_3^{**} (t)	0	5,596	11,658	17,254	23,316	28,911	34,973	40,569	46,631
	π_3 (t)	0	3,358	6,995	10,352	13,990	17,347	20,984	24,341	27,979
	$\Sigma \pi_1$ (t)	5,496	17,522	38,503	67,541	104,314	147,006	194,077	240,347	269,147
	$\Sigma \pi_2$ (t)	7,435	19,119	37,952	63,099	93,744	127,812	162,834	192,192	193,180
	$\Sigma \pi_3$ (t)	0	3,358	10,353	20,705	34,691	52,042	73,026	97,367	125,346
	M_3 (t.m)	0	-4,2004	-58,966	-51,893	-82,228	-39,061	-47,065	45,180	276,98
	2 FILES ↑	M_2 (t.m)	0	-9,0013	-9,0013	-9,0016	-9,0026	-9,0012	-9,0015	0,0014
M_3 (t.m)		0	-3,432	-4,818	-4,240	-6,718	-3,191	-3,845	3,691	22,630
Vt1 E = 1,86%	π_1 (t)	1,936	3,012	4,841	6,454	7,852	8,713	8,928	7,422	0
	π_2 (t)	1,921	2,988	4,803	6,404	7,791	8,645	8,858	7,364	0
	$\Sigma \pi_1$ (t)	1,936	4,948	9,789	16,243	24,095	32,808	41,736	49,158	49,158
	$\Sigma \pi_2$ (t)	1,921	4,909	9,712	16,116	23,907	32,552	41,410	48,774	48,774
	M_1 (t.m)	0	-4,009	-5,628	-4,952	-7,848	-3,728	-4,492	4,312	26,424
	M_2 (t.m)	0	-2,876	-4,038	-3,554	-5,631	-2,675	-3,223	3,094	18,967
2 FILES ↑	M_3 (t.m)	0	-3,714	-5,214	-4,589	-7,271	-3,454	-4,162	3,995	24,493
coeff	ϕ	0,33	0,38	0,45	0,51	0,58	0,58	0,51	0,35	0
	ψ	0,03	0,07	0,11	0,17	0,24	0,32	0,37	0,44	0,47
Vt3 E = 0,95% 1 FILE ↑	π (t)	4,732	5,449	6,452	7,313	8,316	8,316	7,313	5,019	0
	N (t)	4,732	10,181	16,633	23,946	32,262	40,578	47,891	52,910	52,910
	M_1 (t.m)	-7,154	-12,641	-9,438	-5,360	3,835	13,081	35,429	52,600	83,388
	M_2 (t.m)	-11,733	-20,732	-15,479	-8,791	6,290	21,453	58,105	86,266	136,678
Vt7 E = 0,95% 1 FILE ↑	π (t)	5,494	6,326	7,491	8,490	9,656	9,656	8,490	5,827	0
	N (t)	5,494	11,820	19,311	27,801	37,457	47,113	55,603	61,430	61,430
	M_1 (t.m)	-8,306	-14,677	-10,958	-6,224	4,453	15,187	41,135	61,070	96,758
	M_2 (t.m)	-13,623	-24,071	-17,972	-10,208	7,303	24,907	67,463	100,157	158,687
Vt2 E = 1,16% 2 FILES ↑	π_1 (t)	2,199	2,532	2,999	3,399	3,865	3,865	3,399	2,352	0
	π_2 (t)	2,902	3,342	3,958	4,485	5,101	5,101	4,485	3,078	0
	$\Sigma \pi_1$ (t)	2,199	4,731	7,730	11,129	14,994	18,859	22,238	24,590	24,590
	$\Sigma \pi_2$ (t)	2,902	6,244	10,202	14,687	19,788	24,889	29,374	32,452	32,452
	M_1 (t.m)	-0,062	-0,116	-0,109	-0,104	-0,066	-0,031	0,108	0,202	0,408
	M_2 (t.m)	-0,062	-0,116	-0,109	-0,104	-0,066	-0,031	0,108	0,202	0,408
	M_3 (t.m)	-13,265	-24,839	-23,306	-22,102	-14,002	-6,651	22,938	43,067	86,960

* E = (erreur %)

**SUPERPOSITION
DES SOLLICITATIONS**

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

BASE DE CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX :

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés par les combinaisons de charges verticales et des charges sismiques données sur la base du règlement parasismique en vigueur. (RPA 81)

La combinaison des charges verticales (charges permanentes et surcharges) et des charges sismiques pour les voiles à chaque niveau du bâtiment doit se faire en respectant les 2 formules suivantes :

$G + Q + E$	(3-6A)
$0,8G \pm E$	(3-6B)

G : charge verticale permanente

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Surcharge verticale due au séisme.

NB : Pour les voiles à une ou plusieurs files d'ouvertures les distributions des charges verticales sur les trumeaux se font proportionnellement à leur longueur :

$$V_i = \frac{d_i}{l} \cdot V$$

V_i = Charge verticale qui revient au trumeau "i"

V = charge verticale qui s'applique sur le voile.

d_i = Longueur du trumeau (i) + demi-longueur des linteaux voisins.

l = Longueur du Voile.

Voiles	NIVEAUX		7	6	5	4	3	2	1	RDC
	COMBINAISONS									
VP1a	G (T)		4,213	6,876	9,539	12,202	14,865	17,528	20,191	24,094
	Q (T)		0,322	0,527	0,732	0,937	1,142	1,347	1,640	1,930
	G+Q+E (E)		4,535	7,403	10,271	13,139	16,007	18,875	21,831	26,024
	0,8G ± E (T)		3,370	5,501	7,631	9,762	11,892	14,022	16,153	19,275
	M (T,m)		0,456	1,277	2,416	3,818	5,431	7,203	9,081	11,011
VP1b	G (T)		4,207	6,864	9,521	12,178	14,835	17,492	20,149	24,046
	Q (T)		0,319	0,522	0,725	0,928	1,131	1,334	1,624	1,914
	G+Q+E (T)		4,526	7,386	10,246	13,106	15,966	18,826	21,773	25,960
	0,8G ± E (T)		3,366	5,491	7,617	9,742	11,868	13,994	16,119	19,237
	M (T,m)		0,456	1,277	2,416	3,818	5,431	7,203	9,081	11,011
VP1c	G (T)		7,835	12,505	17,175	21,845	26,515	31,185	35,855	43,005
	Q (T)		0,512	0,792	1,072	1,352	1,632	1,912	2,312	2,712
	G+Q+E (T)		8,347	13,297	18,247	23,197	28,147	33,097	38,167	45,717
	0,8G ± E (T)		6,268	10,004	13,740	17,476	21,212	24,948	28,684	34,404
	M (T,m)		3,106	8,709	16,470	26,032	37,033	49,113	61,913	75,074
VP1d	G (T)		4,709	7,868	11,027	14,186	17,345	20,504	23,663	27,560
	Q (T)		0,319	0,522	0,725	0,928	1,131	1,334	1,537	1,827
	G+Q+E (T)		5,028	8,390	11,752	15,114	18,476	21,838	25,200	29,387
	0,8G ± E (T)		3,767	6,294	8,822	11,349	13,876	16,403	18,930	22,048
	M (T,m)		0,456	1,277	2,416	3,818	5,431	7,203	9,081	11,011
VP3a	G (T)		4,715	7,880	11,045	14,210	17,375	20,540	23,705	27,608
	Q (T)		0,322	0,527	0,732	0,937	1,142	1,347	1,552	1,845
	G+Q+E (T)		5,037	8,407	11,777	15,147	18,517	21,887	25,257	29,453
	0,8G ± E (T)		3,772	6,304	8,836	11,368	13,900	16,432	18,964	22,086
	M (T,m)		0,444	1,246	2,356	3,724	5,298	7,026	8,858	10,740
VP3b	G (T)		4,709	7,868	11,027	14,186	17,345	20,504	23,663	27,560
	Q (T)		0,319	0,522	0,725	0,928	1,131	1,334	1,537	1,827
	G+Q+E (T)		5,028	8,390	11,752	15,114	18,476	21,838	25,200	29,387
	0,8G ± E (T)		3,767	6,294	8,822	11,349	13,876	16,403	18,930	22,048
	M (T,m)		0,444	1,246	2,356	3,724	5,298	7,026	8,858	10,740
VP3c	G (T)		24,242	26,168	28,094	30,020	31,946	33,872	35,798	40,414
	Q (T)		0,695	1,099	1,443	1,847	2,251	2,655	3,049	3,624
	G+Q+E (T)		24,877	27,207	29,537	31,867	34,197	36,527	38,847	44,038
	0,8G ± E (T)		19,394	20,934	22,475	24,016	25,557	27,098	28,638	32,331
	M (T,m)		0,444	1,246	2,356	3,724	5,298	7,026	8,858	10,740
VP3d	G (T)		4,709	7,868	11,027	14,186	17,345	20,504	23,663	27,560
	Q (T)		0,319	0,522	0,725	0,928	1,131	1,334	1,537	1,827
	G+Q+E (T)		5,028	8,390	11,752	15,114	18,476	21,838	25,200	29,387
	0,8G ± E (T)		3,767	6,294	8,822	11,349	13,876	16,403	18,930	22,048
	M (T,m)		0,444	1,246	2,356	3,724	5,298	7,026	8,858	10,740

VOILES	NIVEAUX COMBINAISONS	7	6	5	4	3	2	1	RDC		
V _{3e}	G (T)	4,724	7,889	11,054	14,219	17,384	20,549	23,714	27,617		
	Q (T)	0,322	0,527	0,732	0,937	1,142	1,347	1,552	1,827		
	G+Q+E (T)	5,046	8,416	11,786	15,156	18,526	21,896	25,266	29,444		
	0,8G±E (T)	2,779	6,311	8,843	11,375	13,907	16,439	18,271	22,094		
	M (T.m)	0,444	1,246	2,356	3,724	5,298	7,026	8,858	10,740		
V _{2e}	G (T)	33,567	54,824	76,081	97,338	118,595	139,852	161,109	186,666		
	Q (T)	2,720	4,451	6,182	7,913	9,644	11,375	13,106	15,579		
	G+Q+E (T)	36,287	59,275	82,263	105,251	128,239	151,227	174,215	202,245		
	0,8G±E (T)	26,854	43,859	60,865	77,870	94,876	111,882	128,887	149,333		
	M (T.m)	43,308	121,414	229,626	363,927	516,299	684,724	863,184	1046,661		
V _{2e}	TRUPEAU 1		G (T)	3,916	5,892	7,867	9,843	11,818	13,794	15,769	19,090
			Q (T)	0,433	0,635	0,837	1,039	1,241	1,443	1,848	2,425
			E (T)	1,208	3,739	7,191	11,448	16,338	21,573	27,154	32,907
			G+Q+E (T)	5,557	10,266	15,895	22,330	29,397	36,810	44,971	54,422
			0,8G+E (T)	4,341	8,453	13,485	19,322	25,792	32,608	39,769	48,179
			0,8G-E (T)	1,925	0,975	-0,897	-3,574	-6,884	-10,538	-14,539	-17,635
			M ₁ (T.m)	-0,337	-0,932	-0,068	-0,589	-0,019	0,605	0,558	1,637
			G (T)	3,916	5,892	7,867	9,843	11,818	13,794	15,769	19,090
			Q (T)	0,433	0,635	0,837	1,039	1,241	1,443	1,848	2,425
			E (T)	1,208	3,739	7,191	11,448	16,338	21,573	27,154	32,907
		G+Q+E (T)	5,557	10,266	15,895	22,330	29,397	36,810	44,971	54,422	
		0,8G+E (T)	4,341	8,453	13,485	19,322	25,792	32,608	39,769	48,179	
		0,8G-E (T)	1,925	0,975	-0,897	-3,574	-6,884	-10,538	-14,539	-17,635	
		M ₂ (T.m)	-0,337	-0,932	-0,068	-0,589	-0,019	0,605	0,558	1,637	
V _{1e}	TRUPEAU 1		G (T)	25,340	40,795	56,249	71,704	87,158	102,613	118,067	134,568
			Q (T)	2,966	4,853	6,740	8,627	10,514	12,401	15,098	17,794
			E (T)	10,181	16,633	23,946	32,262	40,578	47,891	52,910	52,910
			G+Q+E (T)	38,487	62,281	86,935	112,593	138,250	162,905	186,075	205,272
			0,8G+E (T)	30,453	49,269	68,945	89,625	110,304	129,981	147,364	160,564
			0,8G-E (T)	10,091	16,003	21,058	25,101	29,148	34,199	41,544	54,744
			M ₁ (T.m)	-12,641	-9,438	-5,360	3,835	13,081	35,429	52,600	83,338
			G (T)	29,391	47,315	65,240	83,164	106,459	119,013	136,938	156,075
			Q (T)	3,439	5,628	7,817	10,006	12,195	14,384	17,54	20,637
			E (T)	10,181	16,633	23,946	32,262	40,578	47,891	52,910	52,910
		G+Q+E (T)	43,011	69,576	97,003	125,432	159,232	181,287	207,358	229,622	
		0,8G+E (T)	33,694	54,485	76,138	98,793	125,745	143,101	162,460	177,70	
		0,8G-E (T)	13,833	21,219	28,246	34,269	44,589	47,819	56,640	71,950	
		M ₂ (T.m)	-20,732	-15,479	-8,791	6,290	21,453	58,105	86,266	136,678	

REMARQUE : "E" (R.P.A 81) = "N" (M, DIVERS)

VOIES	TR.	NIVEAUX COMBINAISONS	7	6	5	4	3	2	1	RDC
VL4	TRUPEAU 1	G (T)	32,885	46,500	60,115	73,730	87,346	100,961	114,576	134,046
		Q (T)	1,893	3,185	4,478	5,770	7,063	8,211	10,263	12,315
		E (T)	4,647	14,384	27,661	44,036	62,845	82,982	104,447	126,576
		G+Q+E (T)	39,425	64,069	92,254	123,536	157,254	192,154	229,286	272,937
		0,8G+E (T)	30,955	51,584	75,753	103,020	132,722	163,751	195,108	233,813
		0,8G-E (T)	21,661	22,816	20,431	14,948	7,032	-2,213	-12,786	-19,339
		M1 (T.m)	-1,203	-1,899	8,598	11,786	22,874	85,860	44,262	61,213
	TRUPEAU 2	G (T)	35,199	49,773	64,347	78,921	93,494	108,068	122,642	143,481
		Q (T)	2,026	3,410	4,793	6,177	7,560	8,788	10,985	13,182
		E (T)	4,647	14,384	27,661	44,036	62,845	82,982	104,447	126,576
		G+Q+E (T)	41,872	67,567	96,801	129,134	163,899	199,838	238,074	283,239
		0,8G+E (T)	32,806	54,202	79,139	107,173	137,640	169,436	202,561	241,361
		0,8G-E (T)	23,512	25,434	23,817	19,101	11,950	3,472	-6,333	-11,791
		M2 (T.m)	-1,836	-2,898	13,123	17,989	34,912	54,732	67,555	93,427
VL5	TRUPEAU 1	G (T)	28,749	39,176	49,603	60,030	70,457	80,884	91,311	108,100
		Q (T)	1,718	2,949	4,179	5,410	6,641	7,871	8,959	11,552
		E (T)	4,693	14,526	27,935	44,473	63,469	83,806	105,484	127,832
		G+Q+E (T)	35,160	56,651	81,717	109,913	140,567	172,561	205,754	247,484
		0,8G+E (T)	27,692	45,867	67,617	92,497	119,835	148,513	178,533	214,312
		0,8G-E (T)	18,306	16,815	11,747	3,551	-7,103	-19,099	-32,435	-41,252
		M1 (T.m)	-1,215	-1,918	8,683	11,903	23,101	36,216	44,701	61,820
	TRUPEAU 2	G (T)	30,772	41,933	53,094	64,255	74,416	86,577	97,738	115,709
		Q (T)	1,899	3,156	4,474	5,791	7,108	8,426	9,589	12,366
		E (T)	4,693	14,526	27,935	44,473	63,469	83,806	105,484	127,832
		G+Q+E (T)	37,304	59,615	85,503	114,519	145,993	178,809	212,811	255,907
		0,8G+E (T)	29,311	48,072	70,410	95,877	123,802	153,068	183,674	220,399
		0,8G-E (T)	19,925	19,020	14,540	6,931	-3,136	-14,544	-27,294	-35,265
		M2 (T.m)	-1,854	-2,927	13,253	18,167	35,258	55,275	68,226	94,354
VL7	TRUPEAU 1	G (T)	26,809	42,991	59,174	75,357	91,540	107,723	123,905	141,134
		Q (T)	3,114	5,096	7,077	9,059	11,041	13,022	15,004	17,835
		E (T)	11,820	19,311	27,801	37,457	47,113	55,603	61,430	61,430
		G+Q+E (T)	41,743	67,398	94,052	121,873	149,694	176,348	200,339	220,399
		0,8G+E (T)	33,267	53,704	75,140	97,743	120,345	141,781	160,554	174,837
		0,8G-E (T)	9,627	15,082	19,538	22,829	26,119	30,575	37,694	51,477
		M1 (T.m)	-14,677	-10,958	-6,224	4,453	15,187	41,135	61,070	96,758
	TRUPEAU 2	G (T)	31,093	49,863	68,632	87,401	106,170	124,939	143,709	163,691
		Q (T)	3,612	5,910	8,209	10,507	12,805	15,104	17,402	20,686
		E (T)	11,820	19,311	27,801	37,457	47,113	55,603	61,430	61,430
		G+Q+E (T)	46,525	75,084	104,642	135,365	166,088	195,646	222,541	245,807
		0,8G+E (T)	36,694	59,201	82,707	107,378	132,049	155,554	176,397	192,383
		0,8G-E (T)	13,054	20,579	27,105	32,464	37,823	44,348	53,537	69,523
		M2 (T.m)	-24,071	-17,992	-10,208	7,303	24,907	67,463	100,157	158,627

VOILES	TR.	NIVEAUX COMBINAISONS	7	6	5	4	3	2	1	RDC
VE1	TRUPEAU 1	G (E)	9,836	15,769	21,702	27,635	33,569	39,502	45,435	52,570
		Q (T)	0,862	1,411	1,960	2,508	3,057	3,606	4,150	5,174
		E (T)	4,948	9,789	16,243	24,095	32,808	41,736	49,158	49,158
		G+Q+E (T)	15,646	26,969	39,905	54,238	69,434	84,844	98,983	106,902
		0,8G+E (T)	12,817	22,404	33,605	46,203	59,663	73,338	85,506	91,214
		0,8G-E (T)	2,921	2,826	1,119	-1,987	-5,953	-10,134	-12,810	-7,102
		M ₁ (T.m)	-4,009	-5,628	-4,952	-7,848	-3,728	-4,492	4,312	26,434
	TRUPEAU 2	G (T)	11,542	18,505	25,467	32,430	39,393	46,356	53,318	61,691
		Q (T)	1,012	1,656	2,300	2,944	3,588	4,232	5,151	6,071
		E (T)	-0,039	-0,077	-0,127	-0,188	-0,256	-0,326	-0,384	-0,384
		G+Q+E (T)	12,515	20,084	27,640	35,186	42,725	50,262	58,085	67,378
		0,8G+E (T)	9,195	14,727	20,247	25,756	31,258	36,759	42,270	48,969
		0,8G-E (T)	9,273	14,881	20,501	26,132	31,770	37,411	43,038	49,737
		M ₂ (T.m)	-2,876	-4,038	-3,554	-5,631	-2,675	-3,223	3,094	18,967
	TRUPEAU 3	G (T)	9,649	15,470	21,291	27,112	32,933	38,754	44,575	51,575
		Q (T)	0,846	1,384	1,923	2,461	2,999	3,538	4,307	5,076
		E (T)	-4,909	-9,712	-16,116	-23,907	-32,552	-41,110	-48,774	-48,774
		G+Q+E (T)	5,586	7,142	7,098	5,666	3,380	0,882	0,108	7,877
		0,8G+E (T)	2,810	2,664	0,917	-2,217	-6,206	-10,407	-13,114	-7,514
		0,8G-E (T)	12,628	22,088	33,149	45,597	58,898	72,413	84,434	90,034
		M ₃ (T.m)	-3,714	-5,214	-4,589	-7,271	-3,454	-4,162	3,995	24,493
VE2	TRUPEAU 1	G (T)	10,892	17,044	23,197	29,349	35,501	41,654	47,807	55,033
		Q (T)	1,389	2,273	3,157	4,040	4,924	5,808	7,071	8,334
		E (T)	4,731	7,730	11,129	14,994	18,859	22,258	24,590	24,590
		G+Q+E (T)	17,012	27,047	37,483	48,383	59,284	69,720	79,468	87,957
		0,8G+E (T)	13,445	21,365	29,687	38,473	47,260	55,581	62,836	68,616
		0,8G-E (T)	3,983	5,905	7,429	8,485	9,542	11,065	13,656	19,436
		M ₁ (T.m)	-0,116	-0,109	-0,104	-0,066	-0,031	0,108	0,202	0,408
	TRUPEAU 2	G (T)	13,529	21,171	28,813	36,455	44,097	51,740	59,382	68,358
		Q (T)	1,725	2,823	3,921	5,019	6,116	7,214	8,783	10,351
		E (T)	1,513	2,472	3,558	4,794	6,030	7,116	7,862	7,862
		G+Q+E (T)	16,767	26,466	36,292	46,268	56,243	66,070	76,027	86,571
		0,8G+E (T)	12,336	19,409	26,608	33,958	41,308	48,508	55,368	62,548
		0,8G-E (T)	9,310	14,465	19,492	24,370	29,248	34,276	39,644	46,824
		M ₂ (T.m)	-0,116	-0,109	-0,104	-0,066	-0,031	0,108	0,202	0,408
	TRUPEAU 3	G (T)	28,324	44,323	60,322	76,322	92,321	108,321	124,321	143,113
		Q (T)	3,612	5,910	8,209	10,507	12,805	15,104	18,387	21,671
		E (T)	-6,244	-10,202	-14,687	-19,788	-24,889	-29,974	-32,402	-32,402
		G+Q+E (T)	25,692	40,031	53,844	67,041	80,237	94,051	110,256	132,332
		0,8G+E (T)	16,415	25,256	33,571	41,270	48,968	57,283	67,005	82,038
		0,8G-E (T)	28,903	45,660	62,915	80,846	98,746	116,031	131,909	146,942
		M ₃ (T.m)	-24,839	-23,306	-22,102	-14,002	-6,651	22,938	43,067	86,960

VOILES	TR.	NIVEAUX COMBINAISONS	7	6	5	4	3	2	1	RDC	
VP2A	TRUPEAU 1	G (T)	17,713	28,556	39,400	50,243	61,086	71,929	82,773	94,344	
		Q (T)	2,249	3,681	5,112	6,544	7,975	9,407	11,452	13,497	
		E (T)	17,522	38,503	67,541	104,314	147,006	194,077	240,347	269,147	
		G+Q+E (T)	37,484	70,740	112,053	161,101	216,067	275,413	334,572	376,988	
		0,8G+E (T)	31,692	61,348	99,061	144,508	195,875	251,620	306,565	344,622	
		0,8G-E (T)	-3,352	-15,658	-36,021	-64,120	-98,137	-136,534	-174,129	-193,672	
		M1 (T.m)	-42,004	-58,966	-51,893	-82,228	-39,061	-47,065	45,180	276,980	
	TRUPEAU 2	G (T)	4,116	6,636	9,156	11,675	14,195	16,715	19,234	21,923	
		Q (T)	0,523	0,855	1,188	1,521	1,853	2,186	2,661	3,136	
		E (T)	-1,597	-0,551	-4,442	-10,570	-19,194	-31,243	-48,133	-75,967	
		G+Q+E (T)	3,042	6,940	5,902	2,626	-3,146	-12,342	-26,260	-50,908	
		0,8G+E (T)	1,696	4,758	2,883	-1,230	-7,838	-17,871	-32,768	-58,429	
		0,8G-E (T)	4,890	5,860	11,767	19,910	30,550	44,615	63,542	93,505	
		M2 (T.m)	-0,0013	-0,0018	-0,0016	-0,0026	-0,0018	-0,0015	0,0014	0,0018	
	TRUPEAU 3	G (T)	8,385	13,421	18,517	23,613	28,709	33,805	38,901	44,339	
		Q (T)	1,057	1,730	2,403	3,075	3,748	4,421	5,382	6,343	
		E (T)	-13,290	-29,325	-45,845	-64,832	-84,444	-101,979	-111,052	-88,724	
		G+Q+E (T)	-3,908	-14,174	-24,925	-38,144	-51,987	-63,753	-66,769	-38,042	
		0,8G+E (T)	-6,630	-18,588	-31,031	-45,942	-61,477	-74,935	-79,931	-53,253	
		0,8G-E (T)	19,950	40,062	60,659	83,722	107,411	129,023	142,173	124,195	
		M3 (T.m)	-3,432	-4,818	-4,240	-6,718	-3,191	-3,845	3,691	22,630	
VP2C	TRUPEAU 1	G (T)	5,104	8,198	11,293	14,387	17,482	18,859	23,671	26,979	
		Q (T)	0,658	1,076	1,495	1,914	2,332	2,751	3,349	3,947	
		E (T)	8,209	25,382	49,340	79,700	115,422	155,270	199,056	246,113	
		G+Q+E (T)	13,971	34,656	62,128	96,001	135,236	176,880	226,076	277,039	
		0,8G+E (T)	12,292	31,940	58,374	91,210	129,408	170,357	217,993	267,696	
		0,8G-E (T)	-4,126	-18,824	-40,306	-68,190	-101,436	-140,183	-180,119	-224,530	
		M1 (T.m)	-1,303	-3,735	-1,051	-3,515	-2,118	-0,659	-1,603	1,406	
	TRUPEAU 2	G (T)	6,622	10,638	14,654	18,669	22,685	24,472	30,716	35,008	
		Q (T)	0,853	1,397	1,940	2,483	3,026	3,570	4,346	5,121	
		E (T)	-2,266	-7,002	-13,712	-22,369	-32,710	-44,534	-57,752	-72,277	
		G+Q+E (T)	5,209	5,033	2,882	-1,217	-6,999	-16,492	-22,690	-32,148	
		0,8G+E (T)	3,032	1,508	-1,989	-7,434	-14,562	-24,956	-33,179	-44,271	
		0,8G-E (T)	7,564	15,512	25,435	37,304	50,858	64,112	82,325	100,283	
		M2 (T.m)	-1,303	-3,735	-1,051	-3,515	-2,118	-0,659	-1,603	1,406	
	TRUPEAU 3	G (T)	9,721	15,616	21,510	27,404	33,299	35,921	45,088	51,388	
		Q (T)	1,253	2,050	2,848	3,645	4,420	5,240	6,379	7,518	
		E (T)	1,917	5,943	11,241	17,488	24,363	31,157	37,935	44,244	
		G+Q+E (T)	12,891	23,609	35,599	48,537	62,082	72,318	89,402	103,150	
		0,8G+E (T)	9,694	18,436	28,449	39,411	51,002	59,894	74,005	85,354	
		0,8G-E (T)	5,860	6,550	5,967	4,435	2,276	-2,420	-7,865	-3,134	
		M3 (T.m)	-7,114	-20,398	-5,741	-19,198	-11,568	-3,600	-8,753	7,679	

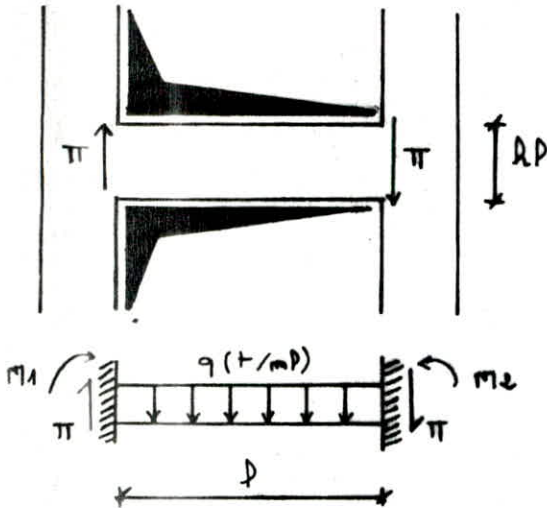
VOILES	TR.	NIVEAUX COMBINAISONS	7	6	5	4	3	2	1	RDC
V _{2c}	TRUPEAU 4	G (t)	8,263	13,273	18,284	23,294	28,304	30,533	38,325	43,680
		Q (t)	1,605	1,743	2,420	3,098	3,776	4,454	5,422	6,390
		E (t)	-5,259	-16,304	-30,831	-47,945	-66,764	-85,328	-103,819	-120,988
		G+Q+E (t)	4,609	-1,288	-10,127	-21,553	-34,684	-50,341	-69,072	-79,918
		0,8G+E (t)	1,351	-5,686	-16,204	-29,310	-44,121	-60,902	-73,159	-86,044
		0,8G-E (t)	11,869	26,922	45,458	66,580	89,407	109,754	134,479	155,982
		M ₄ (t.m)	-7,314	-20,972	-5,903	-19,739	-11,894	-3,701	-2,002	7,896
V _{1c}	TRUPEAU 1	G (t)	5,346	8,467	11,587	14,707	17,827	20,947	24,068	27,407
		Q (t)	0,652	1,068	1,483	1,898	2,313	2,728	3,143	3,579
		E (t)	6,369	19,715	37,914	60,359	86,140	113,741	143,162	173,493
		G+Q+E (t)	12,367	29,250	50,984	76,964	106,280	137,416	170,373	204,479
		0,8G+E (t)	10,646	26,489	47,184	72,125	100,402	130,499	162,416	195,419
		0,8G-E (t)	-2,092	-12,941	-28,644	-48,593	-71,878	-96,983	-123,908	-151,567
		M ₁ (t.m)	-0,024	-0,068	-0,019	-0,064	-0,038	-0,012	-0,029	0,025
	TRUPEAU 2	G (t)	20,173	31,946	43,719	55,492	67,265	79,038	90,812	103,411
		Q (t)	2,462	4,028	5,595	7,161	8,728	10,294	11,861	13,503
		E (t)	-5,925	-18,341	-35,272	-56,153	-80,137	-105,814	-133,185	-161,402
		G+Q+E (t)	16,710	17,633	14,042	6,500	-4,144	-16,482	-30,512	-44,488
		0,8G+E (t)	10,213	7,216	-0,297	-11,759	-26,325	-42,584	-60,535	-78,673
		0,8G-E (t)	22,063	43,898	70,247	100,547	133,949	169,044	205,835	244,131
		M ₂ (t.m)	-9,702	-10,615	-2,988	-9,991	-6,020	-1,873	-4,557	3,996
	TRUPEAU 3	G (t)	15,157	24,003	32,849	41,695	50,541	59,387	68,233	77,700
		Q (t)	1,850	3,027	4,204	5,381	6,558	7,735	8,912	10,146
		E (t)	0,247	0,766	1,474	2,347	3,349	4,421	5,565	6,744
		G+Q+E (t)	17,254	27,796	38,527	49,423	60,448	71,543	82,710	94,590
		0,8G+E (t)	12,373	19,968	27,753	35,703	43,782	51,931	60,151	68,904
		0,8G-E (t)	11,879	18,436	24,805	31,009	37,084	43,089	49,021	55,416
		M ₃ (t.m)	-0,283	-0,810	-0,228	-0,763	-0,460	-0,143	-0,348	0,305
	TRUPEAU 4	G (t)	14,441	22,868	31,296	39,724	48,152	56,579	65,007	74,027
		Q (t)	1,762	3,884	4,005	5,126	6,248	7,369	8,490	9,666
		E (t)	-0,691	-2,140	-4,116	-6,553	-9,352	-12,348	-15,542	-18,835
		G+Q+E (t)	15,512	23,612	31,185	38,297	45,048	51,600	57,955	64,858
		0,8G+E (t)	10,862	16,154	20,921	25,226	29,170	32,915	36,464	40,387
		0,8G-E (t)	12,244	20,434	29,153	38,332	47,874	57,611	67,548	78,057
		M ₄ (t.m)	-0,664	-1,904	-0,536	-1,792	-1,080	-0,336	-0,817	0,717

**FERRAILLAGE
DES LINTEAUX**

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

METHODE DE CALCUL :

Les linteaux seront calculés comme des poutres encastrées à leurs extrémités, et ils seront ferrillés sous la sollicitation la plus défavorable.



q = poids propre du linteau +

poids propre de la dalle revenant au linteau +

Surcharge de la dalle revenant au linteau .

$$M_1 = \pi \frac{D}{2} + q \frac{D^2}{12}$$

$$M_2 = \pi \frac{D}{2} - q \frac{D^2}{12}$$

$$T = 1,4\pi + q \frac{D}{2}$$

$$M_e = \text{Moment d'encastrement} = q \frac{D^2}{12}$$

$$M_t = \text{Moment en travée} = \frac{q D^2}{24}$$

Le ferrailage se fera avec $M_1 = M_{\max}$ du fait que le régime peut bien agir dans un sens que dans l'autre (alternatif).

On ferrillera sous SP2 avec les contraintes admissibles suivantes :

$$\bar{\sigma}'_b = 0,75 \bar{\sigma}'_s = 206,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \bar{\sigma}'_s = 33 \text{ Kg/cm}^2$$

PRESCRIPTIONS RELATIVES AU FERRAILLAGE DES LINTEAUX (d'après le RPA 81)

- Art 4.3.2.4 : Les linteaux doivent être conçus à éviter leur rupture fragile ; ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont le sens d'action peut varier.
- Art 4.3.2.5 : La vérification de la résistance des linteaux aux sollicitations d'efforts tranchants les plus défavorables doit être effectuée avec :
 $T = 1,4$ fois l'effort tranchant de calcul (π)
 $M =$ calculé à partir de la valeur ci dessus de π .
- Art 4.3.3.13 : Les armatures doivent être disposées et ancrées dans les tronçons suivant la Fig.
 $A_x \geq 0,0015 \cdot b \cdot R_t$ $A_i = A_s \geq 0,0015 \cdot b \cdot R_t$
 $A_n \geq 0,0020 \cdot b \cdot R_t$ $A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot s$ avec $s \leq \frac{R_t}{4}$

Avec : * "Ax" : Aciers supplémentaires disposés le long des diagonales du linteau afin de reprendre une partie de l'effort tranchant (cisaillement).
 Le RPA 81 recommande : $A_x \geq 0,0015 \cdot b \cdot R_t$ au cas où $\epsilon_b \geq 0,065 \epsilon_s$
 c.a.d $\epsilon_b \geq 16,5 \text{ kg/cm}^2$

* Ar : Aciers de répartition At : Aciers transversaux.
 * Ai : Armatures inférieures = As (Armatures supérieures) = A :
 Ce sont les armatures principales (longitudinales).

La longueur d'ancrage est : $d_d = \frac{R_t}{4} + 50 \phi$

Longueur totale des barres Ax : $L = \sqrt{D^2 + R_t^2} + \frac{2Pd}{\cos \alpha}$ avec $\tan \alpha = \frac{R_t}{D}$

- EXEMPLE DE CALCUL : Linteaux des voiles "Vt4, Vt5"

$D = 120 \text{ cm}$; $R_t = 79 \text{ cm}$ $R = R_t - d = 76 \text{ cm}$
 $M_{max} = 22,348 \text{ t}$; $q = 3,315 \text{ t}$ → $T = 33,276 \text{ t}$ et $M = 13,807 \text{ t.m}$

$\epsilon_b = \frac{33,276 \cdot 10^3}{16 \cdot 0,875 \cdot 79} = 30,1 \text{ kg/cm}^2 < 33 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\epsilon}_b$

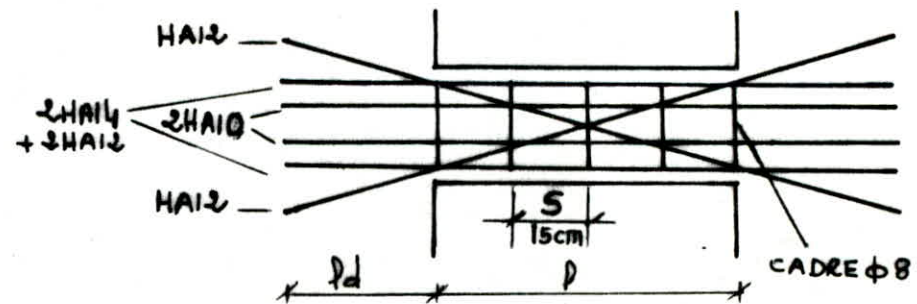
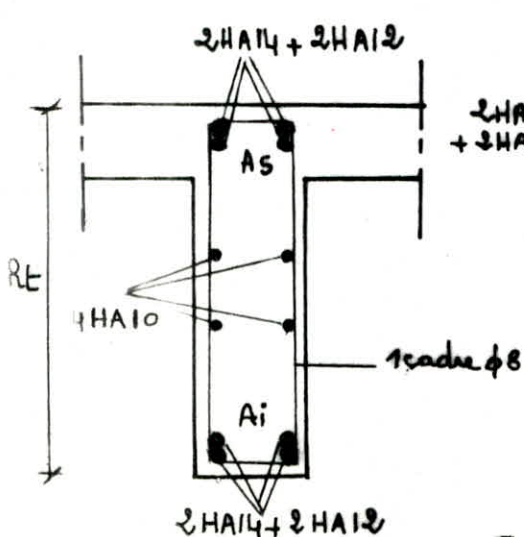
$\epsilon_b > 16,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A_x$ nécessaires
 $A_x \geq 0,0015 \cdot 16 \cdot 79 = 1,90 \text{ cm}^2$ on adopte 2HA12 (Ax)

$\mu = \frac{15 \cdot 13,807 \cdot 10^5}{4200 \cdot 16 \cdot 76^2} = 0,0534 \begin{cases} \rho = 0,9034 \\ K = 36,76 \rightarrow b' \cdot b = \frac{4200}{36,76} = 114,3 < \sqrt{b' \cdot b} \end{cases}$

$A = A_i = A_s = \frac{13,807 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9034 \cdot 76} = 4,79 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on adopte 2HA14 + 2HA12

$A_r \geq 0,0020 \cdot 16 \cdot 79 = 2,53 \text{ cm}^2$ on adopte : 4HA10.
 $A_t \geq 0,0025 \cdot 16 \cdot 15 = 0,60 \text{ cm}^2$ 1 cadre $\phi 8$ ($S < \frac{R_t}{4}$) → $S = 15 \text{ cm}$

$d_d = \frac{79}{4} + 50 \cdot 1,4 = 89,75 \text{ cm} \rightarrow d_d = 90 \text{ cm}$ $L \geq \sqrt{120^2 + 79^2} + \frac{2 \cdot 89,75}{0,84} = 360 \text{ cm}$



FERRAILLAGE DU LINTEAU.

TABLEAU RECAPITULATIF DE FERRAILLAGE DES LINTEAUX.

VOILES	"VP2b"	"VE4, VE5"	"VE3, VE7"	"VE2"	"VE2"	
LINTEAUX	1	1	1	1 et 2	1	2
P (cm)	175	120	100	160	250	100
RE (cm)	79	79	33	61	79	33
π (t)	5,753	22,348	9,656	8,858	3,865	5,101
q (t/m)	4,249	3,315	1,012	2,474	3,849	1,012
T (t)	11,772	33,276	14,024	14,380	10,222	7,647
M (t.m)	6,118	13,807	4,912	7,614	6,836	2,635
Eb (kg/c)	10,6	30,1	90,4	16,8	9,2	16,6
Ae (cm ²)	≥ /	1,90	0,79	1,46	/	0,79
Ae (adap)	/	2 HA 12	2 HA 10	2 HA 12	/	2 HA 10
A (cm ²)	2,05	4,79	4,51	3,45	2,30	2,34
A (adap)	4 HA 10	+ 2 HA 12	2 HA 14 + 2 HA 12	4 HA 12	4 HA 10	4 HA 10
Ar (cm ²)	≥ 2,53	2,53	1,06	1,95	2,53	1,06
Ar (adap)	4 HA 10	4 HA 10	4 HA 8	4 HA 8	4 HA 10	4 HA 8
S (cm)	15	15	8	15	15	8
AE (cm ²)	≥ 0,60	0,60	0,32	0,60	0,60	0,32
AE (adap)	1 cadre ϕ 8	1 cadre ϕ 8	1 cadre ϕ 8	1 cadre ϕ 8	1 cadre ϕ 8	1 cadre ϕ 8
dd (cm)	70	90	80	80	70	60
cos α	0,91	0,84	0,95	0,93	0,95	0,95
L (cm)	350	360	275	345	410	235
E'b (kg/c)	70,5	114,3	193,2	110,4	75,1	129,2

VOILES	"VP2a"		"VP2c"	"VEc"		
LINTEAUX	1	2	*1, 2 et 3	1	2	3
P (cm)	135	100	85	94	100	220
RE (cm)	79	79	79	79	33	79
π (t)	47,071	35,022	47,057	30,331	2,114	3,293
q (t/m)	2,031	1,012	2,597	2,597	1,012	6,037
T (t)	67,270	49,537	66,984	43,684	3,466	11,251
M (t.m)	32,081	17,595	20,156	14,447	1,141	6,057
Eb (kg/c)	60,8	44,8	60,6	39,5	7,5	10,2
Ae (cm ²)	≥ 1,90	1,90	1,90	1,90	/	/
Ae (adap)	2 HA 14	2 HA 14	2 HA 14	2 HA 12	/	/
A (cm ²)	11,65	6,17	4,12	5,02	0,98	2,03
A (adap)	6 HA 16	6 HA 12	6 HA 14	4 HA 14	2 HA 10	4 HA 10
Ar (cm ²)	≥ 2,53	2,53	2,53	2,53	1,06	2,53
Ar (adap)	3 HA 12	3 HA 12	3 HA 12	4 HA 10	4 HA 8	4 HA 10
S (cm)	10	10	10	10	8	15
AE (cm ²)	≥ 0,40	0,40	0,40	0,40	0,32	0,60
AE (adap)	1 cadre ϕ 8 + 2 epi N° 6 c	(CAD+EP) ϕ 8	(CAD+EP) ϕ 8	1 CADRE ϕ 8	1 CADRE ϕ 8	1 CADRE ϕ 8
dd (cm)	100	80	90	90	60	70
cos α	0,86	0,78	0,73	0,77	0,95	0,94
L (cm)	390	385	365	360	295	385
E'b	195,5	132,5	144,3	117,3	78,2	70,1

**FERRAILLAGE
DES VOILES**

FERRAILLAGE DES VOILES

INTRODUCTION : Les voiles seront ferrillées en flexion composée, car ils sont sollicités par un moment fléchissant et un effort normal de traction ou de compression.

Le calcul se fera en flexion composée sous les sollicitations du second genre avec les combinaisons les plus défavorables de :

$$G + Q + E \quad \text{et} \quad 0,8G \pm E$$

On divisera notre structure en 2 zones :

Zone I : RDC ; 1^{er}, 2^{es} et 3^{es} étage

Zone II : 4^{es}, 5^{es}, 6^{es} et 7^{es} étage.

Ulérieurement on ferrillera avec le couple (N_{\min}, M) et on vérifiera avec le couple (N_{\max}, M) car il donne généralement la combinaison la plus défavorable.

DISPOSITIONS GÉNÉRALES POUR LE FERRAILLAGE.

Les dispositions sont celles figurant dans le RPA 81.

4.3.3.1. Les armatures de la section transversale résistant à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule :

$$\overline{w}_t = \frac{(\varepsilon - 8)}{\varepsilon_{cu}} \cdot 100 \quad (4-8)$$

$$\text{avec } \varepsilon = \frac{1,4 \cdot T}{b \cdot g} \quad (4-9)$$

4.3.3.2. Les parties courantes doivent être armées par un quadrillage d'armatures en double nappe dont le pourcentage minimum total est :

$$\text{Pour } \varepsilon_b \leq 0,025 \varepsilon_s = 6,9 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 0,15\% = w_t$$

$$\text{Pour } 0,025 \varepsilon_s \leq \varepsilon_b \leq 0,125 \varepsilon_s \rightarrow 6,9 \leq \varepsilon_b \leq 33 \rightarrow 0,25\% = w_t$$

et cela dans chaque direction.

4.3.3.3 : Pour les parties tendues le pourcentage minimum des armatures verticales est de 0,5% de la section tendue.

4.3.3.4 : L'épacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des 2 valeurs suivantes :

$$s \leq 1,5b \quad \text{ou} \quad s \leq 30 \text{ cm}$$

Pour notre cas $1,5b = 1,5 \cdot 16 = 24 \text{ cm}$ on prend $s = 20 \text{ cm}$.

4.3.3.5 : Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épauilles / m². De chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

4.3.3.6 : Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

$$\text{Pour notre cas} \quad \phi \leq \frac{160}{10} = 16 \text{ mm}$$

4.3.3.7 : A chaque extrémité du voile l'épacement des barres doit être réduit de moitié ou $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile.

4.3.3.8 : Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dans les zones extrêmes.

4.3.3.9 : Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ dans le cas où il existe des tables de rigidité. Les barres horizontales doivent être ancrées sans crochets si les dimensions des tables permettent la réalisation d'un ancrage droit.

4.3.3.10 : Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement.)

4.3.3.11 : Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

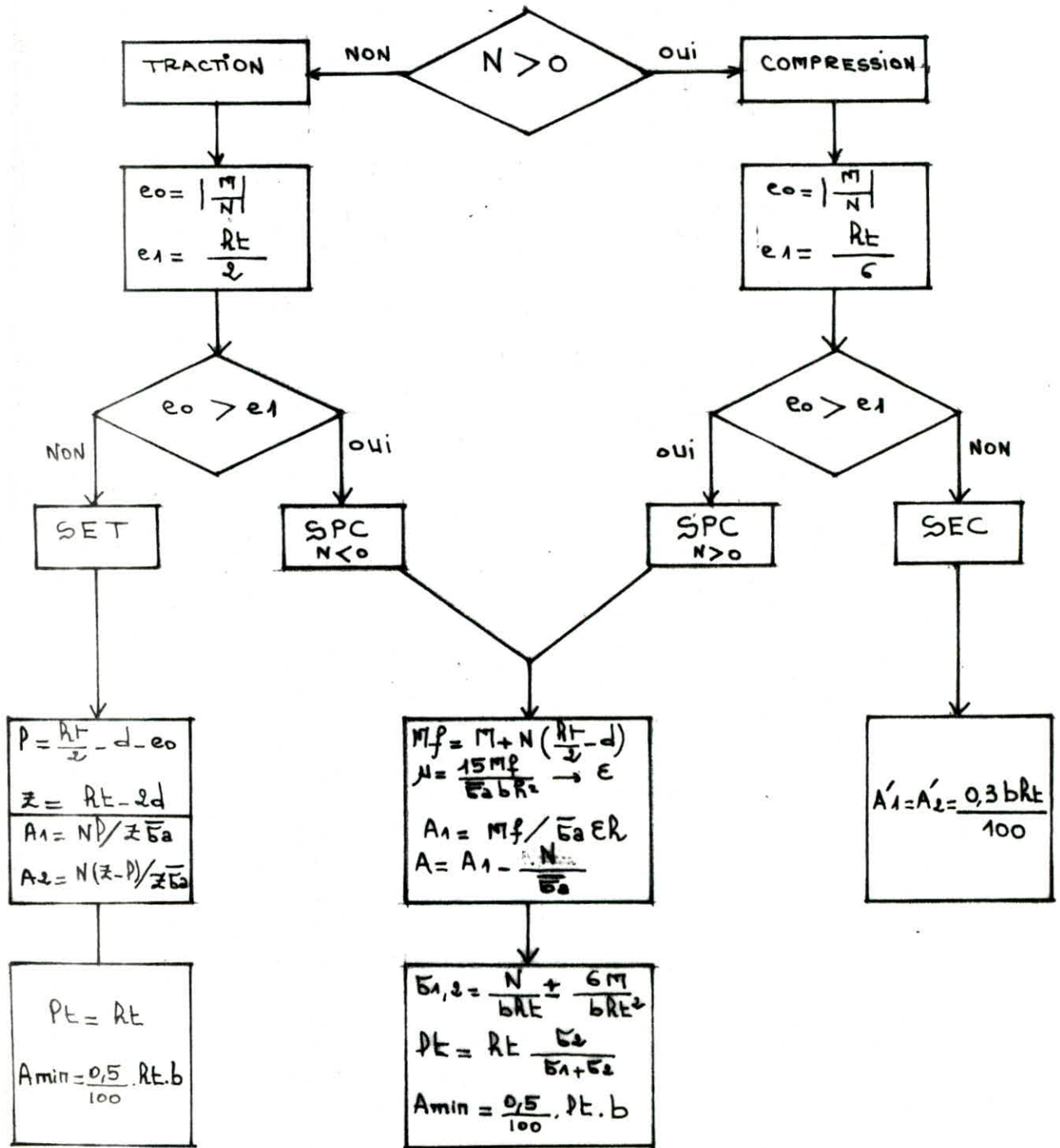
* 50ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

* 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

METHODE DE CALCUL EN FLEXION COMPOSEE :

La méthode adoptée est celle de M. P. CHARON

ORGANIGRAMME: DE CALCUL :



VOILES		N, M (+) (-m)	NIV 1	NIV 2
VP _{1a} VP _{1b} VP _{1d}		Nmax	29,387	15,114
		Nmin	11,868	3,366
		M	11,011	3,818
VP _{3a} , VP _{3b} VP _{3d} VP _{3e}		Nmax	29,453	15,156
		Nmin	13,876	3,767
		M	10,740	3,724
VP _{3c}		Nmax	44,038	31,867
		Nmin	25,557	19,394
		M	10,740	3,724
VP _{1c}		Nmax	45,717	23,197
		Nmin	21,212	6,268
		M	75,074	26,032
VE ₈		Nmax	202,245	105,251
		Nmin	94,876	26,854
		M	1046,661	362,927
VP _{2b}	TRUM1	Nmax	54,422	22,330
		Nmin	-17,635	-3,574
		M	1,637	-0,932
	TRUM2	Nmax	54,422	22,330
		Nmin	-17,635	-3,574
		M	1,637	-0,932
VE ₃	TRUM1	Nmax	205,272	112,593
		Nmin	29,148	10,091
		M	83,338	-12,641
	TRUM2	Nmax	229,622	125,432
		Nmin	44,589	13,332
		M	136,678	-20,732
VE ₄	TRUM1	Nmax	272,937	123,536
		Nmin	-19,359	14,948
		M	61,213	11,786
	TRUM2	Nmax	283,239	129,134
		Nmin	-11,791	19,101
		M	93,427	17,989
VE ₅	TRUM1	Nmax	247,484	109,913
		Nmin	-41,352	3,551
		M	61,820	11,903
	TRUM2	Nmax	255,907	114,519
		Nmin	-35,265	6,931
		M	94,954	18,167
VE ₇	TR1	Nmax	220,399	121,873
		Nmin	26,119	9,627
		M	96,758	-14,677
VOILES		N, M (+) (-m)	NIV 1	NIV 2
VE ₇	TRUM2	Nmax	245,807	135,365
		Nmin	37,823	13,054
		M	158,687	-24,071
VP _{2a}	TRUM1	Nmax	376,988	161,101
		Nmin	-193,672	-64,120
		M	276,980	-82,228
	TRUM2	Nmax	93,505	19,910
		Nmin	-58,429	-1,230
		M	0,0088	-0,0026
	TRUM3	Nmax	142,173	83,722
		Nmin	-79,931	-45,942
		M	22,630	-6,718
VE ₁	TRUM1	Nmax	106,902	54,238
		Nmin	-12,810	-1,987
		M	26,434	-7,848
	TRUM2	Nmax	67,378	35,186
		Nmin	31,258	9,195
		M	18,967	-5,631
	TRUM3	Nmax	90,034	45,597
		Nmin	-13,114	-2,217
		M	24,493	-7,271
VE ₂	TRUM1	Nmax	87,957	48,383
		Nmin	9,542	3,983
		M	0,408	-0,116
	TRUM2	Nmax	86,571	46,268
		Nmin	29,248	9,310
		M	0,408	-0,116
	TRUM3	Nmax	146,942	80,846
		Nmin	48,968	16,415
		M	86,960	-24,839
VP _{2c}	TRUM1	Nmax	277,039	96,001
		Nmin	-224,530	-68,190
		M	-2,118	-3,735
	TRUM2	Nmax	100,283	37,304
		Nmin	-44,271	-7,434
		M	-2,118	-3,735
	TRUM3	Nmax	103,150	48,537
		Nmin	-3,134	4,435
		M	-11,568	-20,398
TRUM4	Nmax	155,932	66,580	
	Nmin	-86,044	-29,310	
	M	-11,834	-20,972	

• TABLEAUX RECAPITULATIFS DE Nmax, Nmin et M

VE6

NIVEAUX	N, M (t) (t.m)	TRUM 1	TRUM 2	TRUM 3	TRUM 4
1	Nmax	204,479	244,131	94,590	78,057
	Nmin	-151,567	-78,673	37,084	29,170
	M	-0,038	-6,020	-0,460	-1,080
2	Nmax	76,964	100,547	49,423	38,332
	Nmin	-48,593	-11,759	11,879	10,862
	M	-0,068	-10,615	-0,810	-1,904

EXEMPLES PRATIQUES: 1/ "VP1a, VP1b, VP1d" NIV 1

$$M = 11,011 \text{ t.m} \quad N = N_{\min} = + 11,868 \text{ t.} \quad R_t = 160 \text{ cm} \quad R = R_t - d$$

$$d = \frac{1,5b}{2} = 12 \text{ cm} \rightarrow R = 148 \text{ cm}$$

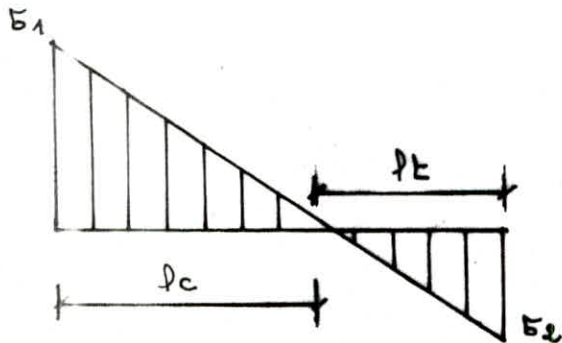
$$N_{\min} > 0 \quad N: \text{effort de compression} \quad \left. \begin{array}{l} e_0 = \frac{M}{N} = 92,779 \text{ cm} \\ e_1 = \frac{R_t}{6} = 26,67 \text{ cm} \end{array} \right\} e_0 > e_1$$

la section est partiellement comprimée (et partiellement tendue): SPC

$$\text{Calculons le moment fictif: } M_f = 11,011 \cdot 10^5 + 11,868 \cdot 10^3 \left(\frac{160}{2} - 12 \right) = 19,081 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 19,081 \cdot 10^5}{4200 \cdot 16 \cdot 148^2} = 0,0194 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9388 \\ \kappa = 66,7 \end{array} \right. \rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 63 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$A_1 = \frac{19,081 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9388 \cdot 148} = 3,2698 \text{ cm}^2 \rightarrow A = A_1 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,44 \text{ cm}^2$$



$$\bar{\sigma}_{1,2} = \frac{N}{b R_t} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot R_t^2}$$

$$\bar{\sigma}_1 = 20,77 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_2 = -11,49 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d_t = R_t \frac{\bar{\sigma}_2}{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2} = 56,99 \text{ cm}$$

$$d_c = R_t - d_t = 103,01 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,5}{100} \cdot 56,99 \cdot 16 = 4,56 \text{ cm}^2$$

donc on choisit la section
 $A_{\min} = 4,56 \text{ cm}^2$ en prenant
 4 HA12 pour la partie
 2 HA10 pour la section tendue.

le ferrailage étant au minimum donc on n'a pas besoin de faire la vérification avec la 2^e combinaison.

l'espacement choisi est en général $s = 20 \text{ cm}$

Remarque: Tous les voiles ont leur cte de cisaillement $\tau_b < 8 \text{ Kg/cm}^2$ sauf

V_{P2a} avec $\tau_b = 12,1 \text{ Kg/cm}^2$ et V_{P2c} avec $\tau_b = 11,9 \text{ Kg/cm}^2$

$$\tau_b \text{ est donné par : } \tau_b = \frac{1,4T}{b \cdot s}$$

• ARMATURES TRANSVERSALES: " V_{P2a} " : $\frac{(12,1 - 8)}{4200} \cdot 100 = w_t = 0,10$

$$A_m = \frac{0,10}{100} \cdot 16 \cdot 100 = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

" V_{P2c} " : Même chose que " V_{P2a} "

Pour les autres voiles comme arm. de τ courante.

• ARMATURES DE ZONE COURANTE: Pour tous les voiles $\tau_b < 6,9 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow w_t = 0,15\%$
sauf V_{P2a} et V_{P2c} : $6,9 < \tau_b < 33 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow w_t = 0,25\%$

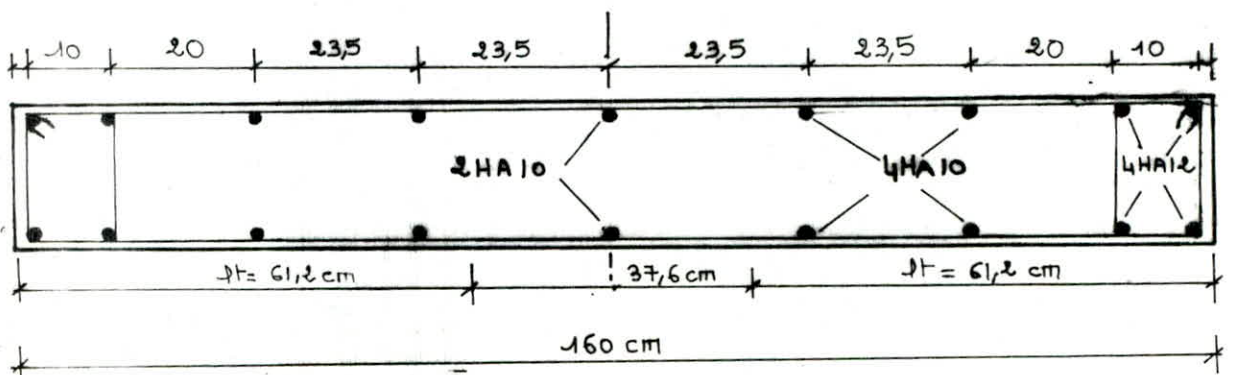
Pour tous les voiles (sauf V_{P2a} , V_{P2c}) : $A_m = \frac{0,15}{100} \cdot 16 \cdot 100 = 2,4 \text{ cm}^2/\text{m}$

Pour V_{P2a} et V_{P2c} : $A_m = \frac{0,25}{100} \cdot 16 \cdot 100 = 4 \text{ cm}^2/\text{m}$

Donc pour les armatures horizontales on prendra : 10 HA8/m.

Pour les armatures de zone courante : $A \geq 10 \text{ HA8/m}$

FERRAILAGE DES VOILES: " V_{P1a} ; V_{P1b} ; V_{P1d} ; V_{P2a} ; V_{P1b} ; V_{P3d} , V_{P3c} " $D_t = 61,2 \text{ cm}$
(EN PRATIQUE)



2/ "VP_{2b}" TRUM 1 et 2 NIV 1 et NIV 2

$$N = N_{\min} = -17,635 \text{ T} \quad M = 1,637 \text{ T.m} \quad R_t = 80,5 \text{ cm} \quad R = 68,5 \text{ cm}$$

$$N \text{ est un effort de traction : } \left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M}{N} = 9,28 \text{ cm} \\ e_1 &= \frac{R_t}{2} = 40,25 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 < e_1 \rightarrow \text{SET}$$

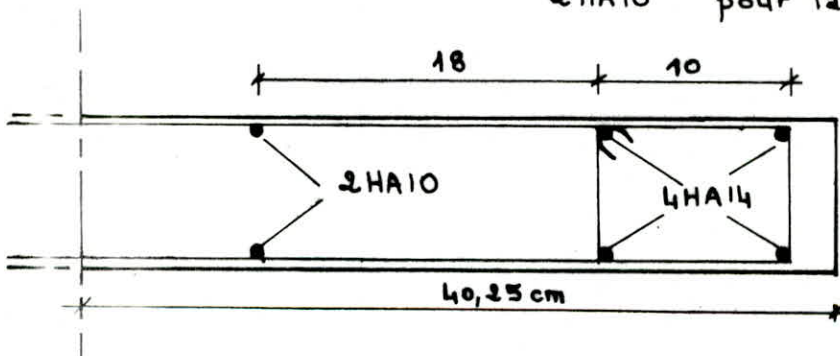
La section est entièrement tendue : $d = \frac{R_t}{2} - d - e_0 = 18,97 \text{ cm}$

$$\rightarrow A_1 = N \cdot P / \sigma_s \cdot \bar{\sigma}_a = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_2 = N(z-1) / \sigma_s \cdot \bar{\sigma}_a = 2,79 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = \frac{0,5}{100} \cdot b \cdot R_t = 6,44 \text{ cm}^2$ donc on adoptera pour le demi-rivet.

4HA14 pour le potelet.

2HA10 pour la zone tendue.



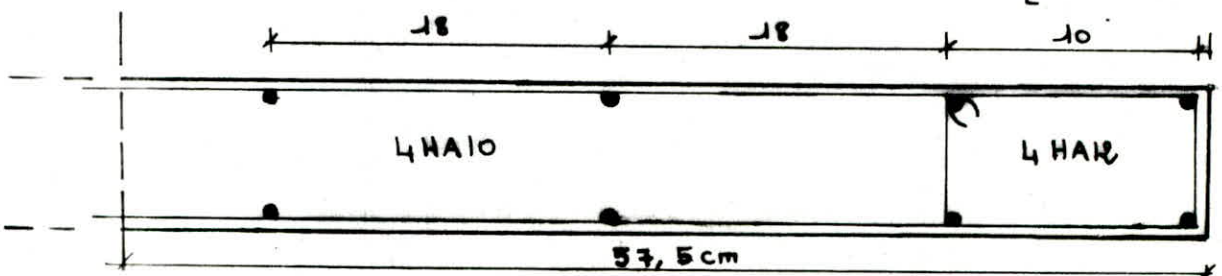
3/ "VE₆" TRUM 3 NIV 1 et NIV 2. : $N_{\min} = N = 37,084 \text{ T}$ $M = 0,460 \text{ T.m}$

$$R_t = 115 \text{ cm} \quad R = 103 \text{ cm}$$

$$N \text{ est un effort de compression : } \left. \begin{aligned} e_0 &= M/N = 1,24 \text{ cm} \\ e_1 &= R_t/6 = 19,17 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 < e_1$$

La section est entièrement comprimée (SEC)

$$A_1 = A_2 = 0,3 \cdot b \cdot R_t / 100 = 5,52 \text{ cm}^2 \text{ on adoptera } \left\{ \begin{array}{l} 4HA12 \text{ potelet} \\ 4HA10 \text{ z.T} \end{array} \right.$$



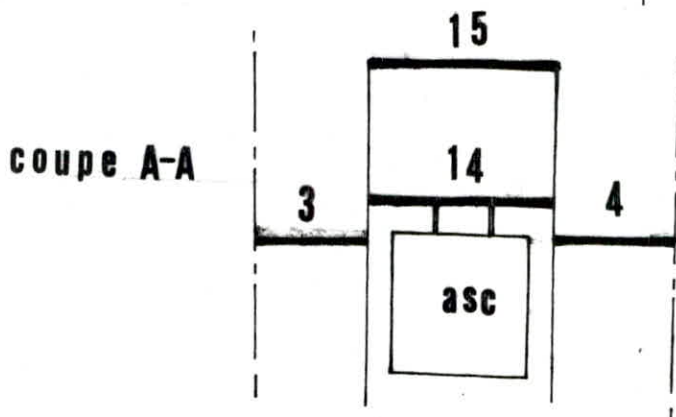
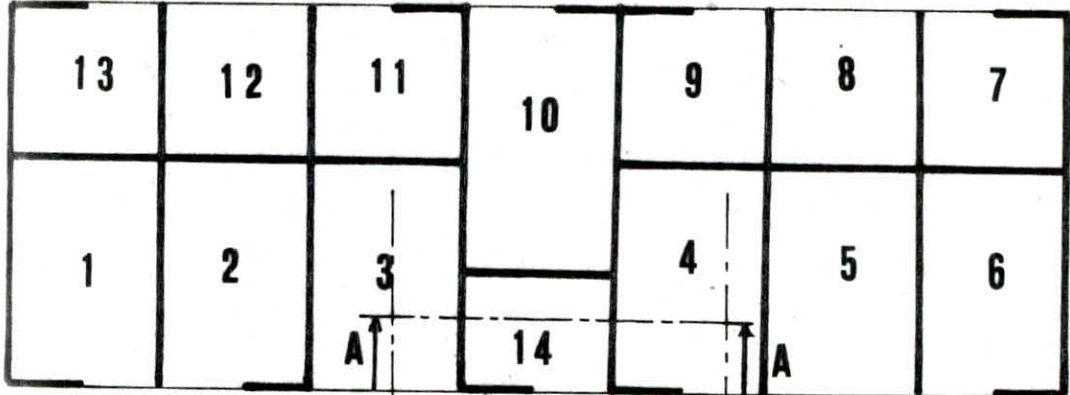
* (V1.a; V1.b, V1.c, V1.d, V1.e, V1.f, V1.g, V1.h, V1.i, V1.j, V1.k, V1.l, V1.m)

VOILES	TRUM	NIV	Nmin (F)	M (F.m)	Solic	A1 (cm²)	A2 (cm²)	A (cm²)	Amin (cm²)	∂E (cm)	E.b (Kg/cm²)	POTELET	Zone TENDUE	Dens Voile sous POT	S (cm)
*	1	1	11,868	11,011	SPC	3,2698	/	0,44	4,56	56,99	62,97	4HA12	4HA10	/	23
		2	3,366	3,818	SPC	1,0189	/	0,22	4,90	61,20	33,60	4HA12	4HA10	/	23
Vp3c	1	1	25,557	10,740	SPC	4,8814	/	-1,20	2,34	29,23	78,95	4HA12	/	/	20
		2	19,394	9,724	SEC	7,68	7,68	/	/	/	159/6,8	4HA12	/	/	20
Vp1c	1	1	21,212	75,074	SPC	2,2038	/	4,15	10,42	130,24	76,92	4HA12	10HA10	/	20
		2	6,268	26,032	SPC	2,9654	/	1,47	10,67	133,43	41,38	4HA12	10HA10	/	20
Vt8	1	1	94,876	1046,661	SPC	39,5271	/	16,94	33,96	424,46	87,87	4HA12	46HA10	/	20
		2	26,854	362,923	SPC	12,4991	/	6,11	35,06	438,28	46,67	4HA12	46HA10	/	20
Vp2A	1	1	-17,635	1,637	SET	1,41	2,79	4,20	6,44	80,5	/	4HA14	2HA10 = 2HA10	2HA10	18
		2	-3574	-0,932	SET	0,03	0,82	0,85	6,44	80,5	/	4HA14	2HA10 = 2HA10	2HA10	18
	2	1	-17,635	1,637	SET	1,41	2,79	4,20	6,44	80,5	/	4HA14	2HA10 = 2HA10	2HA10	18
		2	-3574	-0,932	SET	0,03	0,82	0,85	6,44	80,5	/	4HA14	2HA10 = 2HA10	2HA10	18
Vt3	1	1	29,148	83,338	SPC	8,8564	/	1,92	12,54	156,79	63,06	4HA12	14HA10	/	20
		2	10,091	-12,641	SPC	1,9766	/	-0,43	7,43	92,85	28,38	4HA12	8HA10	/	20
	2	1	44,589	136,678	SPC	12,8907	/	2,27	14,32	179,05	70,59	4HA12	18HA10	/	20
		2	13,332	-20,732	SPC	2,6737	/	-0,50	9,32	116,55	30,43	4HA12	12HA10	/	20
Vt4	1	1	-12,839	61,213	SPC	1,3400	/	5,94	20,69	258,65	22,83	4HA12	24HA10	18HA10	20
		2	14,248	11,786	SPC	2,4947	/	-1,06	1,78	22,26	31,58	4HA12	/	4HA12	20
	2	1	-11,791	93,427	SPC	3,7800	/	6,59	20,04	250,5	37,84	4HA12	24HA10	22HA10	20
		2	12,101	14,989	SPC	3,2971	/	-1,25	3,51	43,86	35	4HA12	4HA10	/	20
Vt5	1	1	-41,352	61,220	SET	1,2300	8,61	9,84	33,84	423	/	4HA12	20HA10 = 20HA10	20HA10	20
		2	3,551	11,903	SPC	1,1258	/	0,28	13,36	167	20,69	4HA12	16HA10	/	20
	2	1	-35,265	94,954	SPC	9,98	/	9,38	23,48	293,52	18,67	4HA14	24HA10	18HA10	20
		2	6,931	18,167	SPC	1,8258	/	0,18	12,95	161,91	25,61	4HA12	14HA10	/	20
Vt7	1	1	26,119	96,758	SPC	9,3475	/	3,13	13,45	168,11	64,91	4HA12	16HA10	/	20
		2	2,627	-14,677	SPC	2,0467	/	-0,25	9,07	113,33	28,77	4HA12	10HA10	/	20
	2	1	37,823	158,687	SPC	13,2438	/	4,24	15,71	196,43	71,79	4HA12	18HA10	/	20
		2	13,054	-24,071	SPC	2,8160	/	-0,29	10,90	136,31	31,34	4HA12	12HA10	/	20
D21A	1	1	-193,672	276,980	SET	2,40	36,71	46,11	40,56	507	/	4HA12	26HA10 = 26HA10	26HA10	10x10
		2	-64,220	-22,228	SET	3,58	11,69	15,27	40,56	507	/	4HA12	26HA10 = 26HA10	26HA10	/
	2	1	58,429	0,0088	SET	6,91	6,93	13,84	1,28	16	/	6HA14	/	6HA14	4
		2	-1,230	-0,0026	SET	0,14	0,15	0,29	1,28	16	/	6HA10	/	6HA10	4

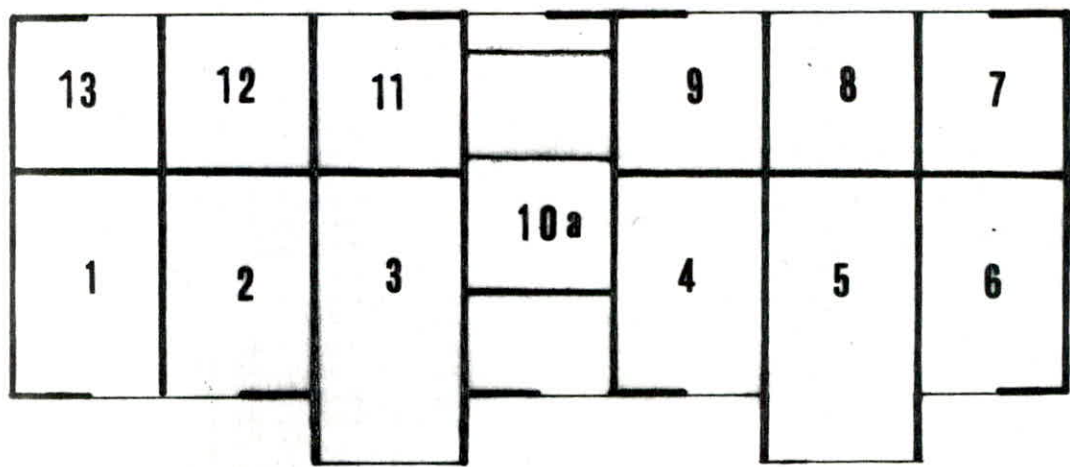
VOILES	TRUN	NIV	Nmin (t)	M (t.m)	SOLLIC	A1 (cm²)	A2 (cm²)	A (cm²)	Amin (cm²)	PE (cm)	5'b (kg/cm)	POTELET	Zone TENDUE	DEMI- VOILE SANS POTELET	S (cm)
Vp2a	3	1	-79,931	22,630	SET	6,77	12,26	19,03	17,60	220	/	4HA12	8HA10 =	8HA10	20
		2	-45,942	-6,718	SET	4,65	6,29	10,94	17,60	220	/	4HA12	8HA10 =	8HA10	20
Vt1	1	1	-12,810	26,434	SPC	1,40	/	4,45	11,30	141,19	31,82	4HA12	12HA10	8HA10	20
		2	-1,987	-7,848	SPC	0,62	/	1,09	10,42	130,26	20,69	4HA12	10HA10 =	10HA10	20
	2	1	31,258	18,967	SPC	6,1978	/	-1,24	3,54	44,28	76,09	4HA12	2HA10 =	/	20
		2	9,195	-5,631	SPC	1,7708	/	0,42	3,59	44,88	38,53	4HA12	2HA10	/	20
	3	1	-13,114	24,493	SPC	1,23	/	4,35	11,15	139,32	30,43	4HA12	10HA10	6HA10	20
		2	-2,217	-7,271	SPC	0,55	/	1,08	10,32	129,06	20,00	4HA12	10HA10	6HA10	20
Vt2	1	1	9,542	0,408	SEC	3,91	3,91	/	/	/	63,1/59,1	4HA12	/	4HA12	18,75
		2	3,983	-0,116	SEC	3,91	3,91	/	/	/	34,2/33	4HA12	/	4HA12	18,75
	2	1	29,248	0,408	SEC	3,91	3,91	/	/	/	63,52,2	4HA12	/	4HA12	18,75
		2	9,310	-0,116	SEC	3,91	3,91	/	/	/	33,1/32,5	4HA12	/	4HA12	18,75
	3	1	48,968	86,960	SPC	10,7037	/	-0,96	10,58	132,29	63,83	4HA12	12HA10	/	20
		2	16,415	-24,839	SPC	3,2665	/	-0,64	9,03	112,91	33,60	4HA12	10HA10	/	20
Vp2c	1	1	-22,530	-2,118	SET	26,23	27,22	53,45	10,04	125,50	/	4HA14	14HA14 =	14HA14	6
		2	-68,190	-3,735	SET	7,24	8,99	16,23	10,04	125,50	/	4HA12	14HA10 =	14HA10	6
	2	1	-44,271	-2,118	SET	4,77	5,77	10,54	10,04	125,50	/	4HA12	4HA10 =	4HA10	20
		2	-7,494	-3,735	SET	0,01	1,76	1,77	10,04	125,50	/	4HA12	4HA10 =	4HA10	20
	3	1	-3,134	-11,568	SPC	1,00	/	1,75	9,67	120,93	28,00	4HA12	10HA10	8HA10	20
		2	4,435	-20,398	SPC	2,9831	/	1,93	8,10	101,23	50,00	4HA12	6HA10	/	20
	4	1	-86,044	-11,894	SET	8,81	11,67	20,48	17,76	222	/	4HA12	8HA10 =	8HA10	20
		2	-29,310	-20,972	SET	0,97	6,01	6,98	17,76	222	/	4HA12	8HA10 =	8HA10	20
Vt6	1	1	-151,567	-0,038	SET	18	18,09	36,09	4,00	50	/	4HA14	8HA14 =	8HA14	5
		2	-48,593	-0,068	SET	5,72	5,85	11,57	4,00	50	/	4HA12	8HA10 =	8HA10	5
	2	1	-78,673	-6,020	SET	8,78	9,95	18,73	21,60	270	/	4HA12	10HA10 =	10HA10	20
		2	-11,759	-10,615	SET	0,37	2,43	2,80	21,60	270	/	4HA12	10HA10 =	10HA10	20
	3	1	37,084	-0,460	SEC	5,52	5,52	/	/	/	48/46	4HA12	4HA10 =	4HA10	18
		2	11,879	-0,810	SEC	5,52	5,52	/	/	/	48/46	4HA12	4HA10 =	4HA10	18
	4	1	29,170	-1,080	SEC	7,30	7,30	/	/	/	31/28	4HA12	4HA10 =	4HA10	18
		2	10,862	-1,904	SEC	7,30	7,30	/	/	/	17/12	4HA12	4HA10 =	4HA10	18

**CALCUL DES
DALLES**

PLANCHER TERRASSE



PLANCHER ETAGE COURANT



CALCUL DES PLANCHERS

Etant donné que notre bâtiment est très rigide (ossature en voiles) le plancher sera en dalles pleines, celles-ci seront coulés au même temps que les voiles (COFFRAGE TUNNEL.)

On peut ajouter que la dalle pleine a une grande rigidité par rapport à une dalle en corps creux.

On a 3 types de planchers différents du point de vue des sollicitations (grandeurs).

- PLANCHER TERRASSE.
- PLANCHER ETAGES COURANTS.
- PLANCHER R.D.C (pédalées).

A/ CALCUL DES DALLES PLEINES :

On calcule les dalles avec la charge la plus défavorable :

$$q = G + 1,2P = 0,96 \text{ t/m}^2 \text{ (celle de la terrasse)} \quad G = 0,84 \text{ t/m}^2$$

$$P = 0,10 \text{ t/m}^2$$

On a 4 types de dalles à calculer.

a/ Dalles portantes dans les 2 sens, encastées sur 3 côtés, c'est le cas

des dalles : (1) (2) (4) (6) (7) (8) (9) (11) (12) (13) (10a)

b/ Dalle portante dans les 2 sens, encastée sur 4 côtés : c'est le cas

de la dalle : (14)

c/ Dalle appuyée sur 4 côtés, portant dans les 2 sens : (15)

d/ Dalles portantes dans un seul sens (encastées sur 2 côtés)

c'est le cas des dalles : (10) (3) (5)

I°/ ETUDE DES DALLES: exemple des dalles :

$$a = 3,97 \text{ m}$$

$$b = 3,06 \text{ m}$$

$$q = 0,96 \text{ t/m}^2$$

(7) (8) (9) (11) (12) (13)

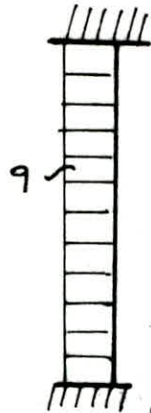
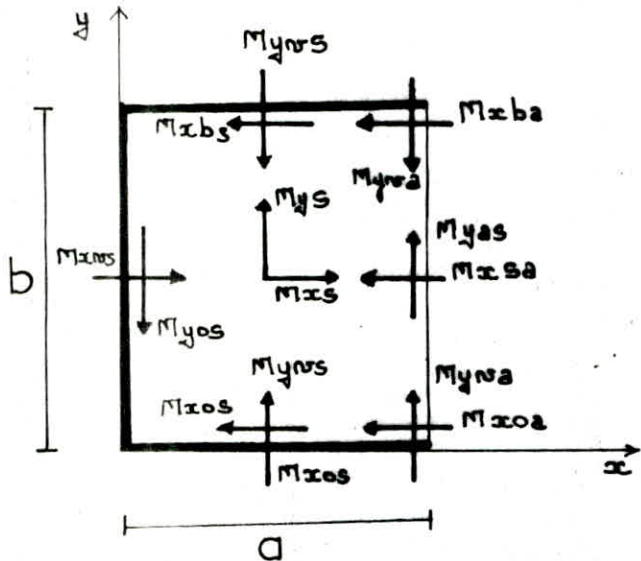
$$\bar{E}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$h = h_t - 3 = 13 \text{ cm}$$

- Pour ce cas on utilise la méthode de "M^e BARESS" qui consiste à déterminer les moments dans différents points du panneau dalle (VOIR SCHEMA).

Le calcul du ferrailage se fait par la méthode de "P. CHARON" avec

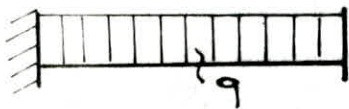
$$\mu = \frac{15M}{E_a \cdot b \cdot R^2} \quad A = \frac{M}{E_a \cdot E \cdot R}$$


$$\begin{aligned} M_{xsa} &= -\mu M_{yrs} \\ M_{xos} &= M_{xbs} = \mu M_{yrs} \\ M_{xoa} &= M_{xba} = \mu M_{yrs} \\ M_{yos} &= \mu M_{xrs} \end{aligned}$$

$\mu = 0,15$ (béton)

$\nu = \frac{b}{a} = \frac{3,97}{3,06} = 1,3$ d'où

$$\begin{cases} w_s = 0,0101 \\ w_b = 0,0128 \end{cases}$$



$$\begin{aligned} q_a^2 &= 15,13 \text{ T.m} \\ q_b^2 &= 8,99 \text{ T.m} \end{aligned}$$

	M_{xrs}	M_{xrs}	M_{yrs}	M_{yrs}	M_{yrs}	M_{yrs}	M_{xrs}	M_{xrs}	M_{xrs}	M_{yrs}
F.m	q_a^2	q_a^2	q_b^2	q_b^2	q_b^2	q_b^2	q_b^2	q_b^2	q_b^2	q_a^2
coeff $\nu = 1,3$	0,0073	-0,0341	0,0341	0,0445	-0,0754	-0,0847	-0,0067	-0,0113	-0,0127	-0,0051
M (T.m)	0,1104	-0,5158	0,3065	0,4000	-0,6778	-0,7614	-0,0602	-0,1016	-0,1142	-0,0458
μ	0,0035	0,0164	0,0097	0,0127	0,0215	0,0241	0,0019	0,0032	0,0036	0,0015
E	0,9730	0,9433	0,9558	0,9498	0,9357	0,9323	0,9800	0,9741	0,9724	0,9821
A (cm ²)	0,31	1,50	0,88	1,16	1,99	2,24	0,17	0,29	0,32	0,13

A_{xt} = Section en traversé suivant x

A_{yt} = " " " suivant y

A_{xa} = Section aux appuis suivant x

A_{ya} = " " " " suivant y

$A_{xt} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (M_{xrs})

$A_{yt} = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (M_{xrs})

$A_{xa} = 1,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (M_{yrs})

$A_{ya} = 2,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (M_{yrs})

On adopte : A_{xt} et A_{yt} : 4 HA 8/ml (2,01 cm²)

A_{xa} et A_{ya} : 5 HA 8/ml (2,51 cm²)

* VERIFICATIONS: 1° CONDITION DE NON FRAGILITE.

- A_0 : Section d'armatures longitudinales suffisante pour résister au sollicitations calculés
 A_1 : Même chose que A_0 mais majorée de 20% $A_1 = 1,20 \cdot A_0$
 A_2 : Section d'armatures permettant d'équilibrer la sollicitation de flexion ou de rupture par traction de béton supposé non fissuré et non armé.

$$A_2 = 0,69 \cdot b \cdot R_c \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{eu}} \quad (x) \quad \left(\frac{2-f}{2} \right) \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour les armatures disposées} \\ \text{selon la petite portée } l_x \end{array} \right.$$

$$f = \frac{f_x}{f_y} \quad (x) \quad \left(\frac{1+f}{4} \right) \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour les armatures disposées} \\ \text{selon la grande portée } l_y. \end{array} \right.$$

La section d'armatures (A) longitudinales, susceptible d'être tendues.

$$A \geq \begin{cases} A_0 \\ \min(A_1, A_2) \end{cases}$$

D'autre part le rapport de la section des armatures de chaque direction à la section totale du béton, doit être $> \begin{cases} 0,0008 \text{ (RONDs LISSES)} \\ 0,0006 \text{ (H.A)} \end{cases}$

• APPLICATION: $A_{0x} = A_{0y} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{mP}$.

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

$$A_1 = 1,2 \cdot A_0 = 2,412 \text{ cm}^2/\text{mP} \quad f = 0,769$$

$$A_2 = 0,69 \cdot b \cdot R_c \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{eu}} \left(\frac{1+f}{4} \right) = 0,56 \text{ cm}^2 \text{ suivant } l_y.$$

$$\sigma_{eu} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_2 = 0,69 \cdot b \cdot R_c \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{eu}} \left(\frac{2-f}{2} \right) = 0,77 \text{ cm}^2 \text{ suivant } l_x$$

$$A \geq \begin{cases} A_0 = 2,01 \text{ cm}^2 \\ \min(A_1, A_2) = 0,77 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad \text{donc } A \geq 2,01 \text{ cm}^2/\text{mP} \text{ vérifié.}$$

2° VERIFICATION A LA FLECHE: (art 6.122 . CCBA 68)

Il est inutile de vérifier la flèche si on a:

$$\frac{l_0}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_T}{M_x}$$

M_T = Moment au travée (calculé)

M_x = Moment max au travée

La dalle étant non encastrée et non continue dans le sens l_x (isostatisme).

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2f^3)}$$

$$f = \frac{l_x}{l_y} = 0,769$$

$$\text{avec } M_T > 0,75 M_x$$

$$\mu_x = 0,036$$

• APPLICATION: $l_0 = 0,16 \text{ m}$; $l_x = 3,06 \text{ m}$.

$$M_x = \mu_x \cdot l_x^2 \cdot q = 0,036 \cdot (3,06)^2 \cdot 0,96 = 0,324 \text{ t.m}$$

$$M_T = 0,400 \text{ k.m}$$

$$\frac{l_0}{l_x} = 0,0523 < \frac{1}{20} \left(\frac{0,400}{0,324} \right) = 0,062 \Rightarrow \frac{l_0}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_T}{M_x}$$

R. NON VERIFIEE.

Il faut donc vérifier la flèche :

$$w_s = 0,0101$$

$$f_s = w_s \cdot \frac{q a^4}{E \cdot A^3} = 0,0559 \text{ m}$$

$$q = 0,96 \text{ t/m}^2$$

$$a = 3,97 \text{ m}$$

$$E = 2 \cdot 10^5$$

$$A = 13 \text{ cm}$$

$$f_b = w_b \cdot \frac{q a^4}{E \cdot A^3} = 0,069 \text{ cm}$$

$$\bar{f}_{ad} = \frac{f}{500} = 0,612 \text{ cm}$$

$$f_b = 0,069 \text{ cm} < \bar{f}_{ad}$$

LA FLECHE A ETE
VERIFIEE

3°/ CONDITION DE NON FISSURATION : $\bar{\epsilon}_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f}$

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd} = 0,0034$$

$$\bar{\epsilon}_2 = 2,4 \sqrt{K \eta E_b / \phi}$$

$$\bar{\epsilon}_1 = 986,46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \text{ FISS peu nuisible}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (Barre H.A)}$$

$$\phi = 0,8 \text{ cm}$$

$$\bar{\epsilon}_2 = 3193 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Max}(\bar{\epsilon}_1, \bar{\epsilon}_2) > \bar{\epsilon}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (VERIFIE)}$$

Donc pas de risque de fissuration.

4°/ VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

$$q = 0,96 \text{ t/m}^2 \quad T = q \frac{l}{2} = 1905,6 \text{ Kg}$$

$$\bar{\epsilon}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{T}{b \cdot \frac{7}{8} R} = 1,68 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}_b = 1,15 \bar{\epsilon}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$$

5°/ VERIFICATION DES CONTRAINTES :

$$\bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot R} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 13} = 0,1546 \begin{cases} \bar{\epsilon} = 0,9355 \\ K = 62,5 \end{cases}$$

$$\bar{\epsilon}_a = \frac{M}{b \cdot R} = \frac{40.000}{2,01 \cdot 0,9355 \cdot 13} = 1636,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\epsilon}'_b = \frac{\bar{\epsilon}_a}{K} = \frac{1636,4}{62,5} = 26,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}'_b = 137,5 \text{ Kg/cm}^2$$

II/ Dalles :

(1) (2) (4) (6) (10a)

$$\begin{aligned} a &= 5,87\text{m} \\ b &= 3,06\text{m} \\ q &= 0,96\text{t/m}^2 \\ qa^2 &= 33,08\text{t} \\ qb^2 &= 8,99\text{t} \end{aligned}$$

$$j = \frac{a}{b} = \frac{5,87}{3,06} = 1,92 \rightarrow \begin{cases} ws = 0,0024 \\ wb = 0,0028 \end{cases}$$

$$\mu = \frac{15.M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot R^2} ; A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot e \cdot R}$$

	M_{xrs}	M_{xrs}	M_{ys}	M_{ys}	M_{yrs}	M_{yrs}	M_{xrs}	M_{xrs}	M_{xrs}	M_{yrs}
F.m	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2	qb^2	qb^2	qb^2	qb^2	qb^2	qa^2
$j = 1,92$	0,0025	-0,0156	0,0400	0,0450	-0,0824	0,0845	-0,0068	-0,0124	0,0127	-0,0023
M(t.m)	0,0026	0,0164	0,0114	0,0128	0,0235	0,0241	0,0019	0,0035	0,0036	0,0024
A (cm ²)	0,23	1,50	1,04	1,17	2,22	2,28	0,17	0,32	0,32	0,21

$$A_{xt} = 0,32 [M_{xrs}] \text{ et } A_{yt} = 1,17 [M_{ys}]$$

$$A_{xa} = 1,50 [M_{xrs}] \text{ et } A_{ya} = 2,28 [M_{yrs}]$$

On adoptera pour : $A_{xt} = A_{yt} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ (4HA8)
 $A_{xa} = A_{ya} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ (5HA8)

1°/ CONDITION DE NON FRAGILITE : $f = \frac{A_x}{A_y} = 0,521$

$$\begin{aligned} A_{0x} = A_{0y} &= 2,01 \text{ cm}^2/\text{m}^2 & A_1 &= 1,2 A_0 = 2,41 \text{ cm}^2/\text{m}^2 \\ A_{2x} &= 0,93 & A_{2y} &= 0,48 & A &\geq \begin{cases} A_0 = 2,01 \text{ cm}^2 \\ \min(A_1, A_2) = 0,93 \text{ cm}^2 \end{cases} \\ A &\geq 2,01 \text{ cm}^2/\text{m}^2 & & & & \text{VERIFIEE.} \end{aligned}$$

2°/ VERIFICATION A LA FLECHE : $f_s = 0,0681 < \bar{f}_{ad} = 0,61 \text{ cm}$ VERIFIEE

3°/ VERIFICATION A LA FISSURATION : $\max \begin{cases} \bar{\epsilon}_1 = 986,46 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\epsilon}_2 = 3192,99 \text{ //} \end{cases} > \bar{\epsilon}_2 = 2800$ VERIFIEE.

4°/ VERIFICATION DES CONTRAINTES

$$M = 40460 \text{ Kg.cm}$$

$$\bar{\omega} = \frac{A}{B_f} = 0,1546 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9355 \\ K = 62,5 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \bar{\epsilon}_a &= 1652,34 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}_a \\ \bar{\epsilon}'_b &= \bar{\epsilon}_a / K = 44,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}'_b \end{aligned}$$

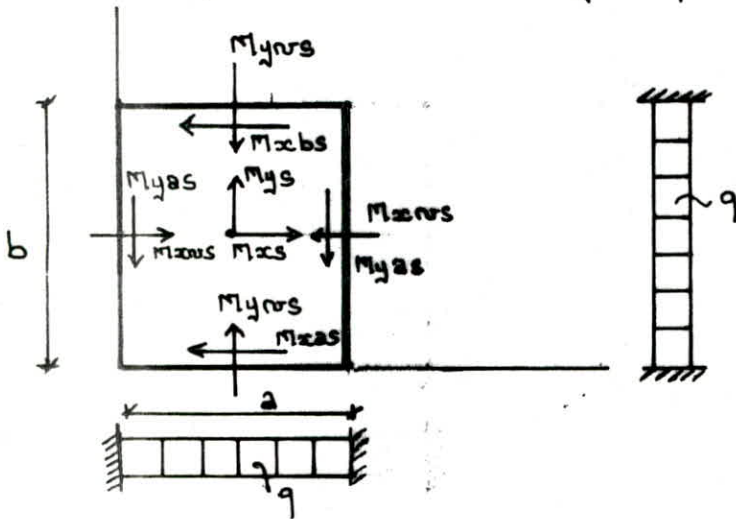
5°/ VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT : $T = q \frac{l}{2} = 0,96 \cdot \frac{5,87}{2}$

$$T = 2,82\text{t} \quad \bar{\epsilon}_b = \frac{T}{b \cdot z} = 2,45 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}_b = 1,15 \bar{\epsilon}_b$$

III/ DALLE

(14)

portant dans les 2 sens, encastree sur 4 cotés.

Elle est soumise à la charge $q = 3,84 \text{ t}$.

$$a = 2,90 \text{ m}$$

$$b = 3,04 \text{ m}$$

$$v = \frac{2,9}{3,04} = 0,95$$

$$v = 0,95 \Rightarrow w_s = 0,0164$$

$$q a^2 = 32,29$$

$$q b^2 = 35,49$$

$$M_{xos} = M_{xbs}$$

$$M_{yos} = M_{yas}$$

$$M_{xos} = \mu \cdot M_{yrs}$$

$$M_{yos} = \mu \cdot M_{xrs}$$

	M_{xos}	M_{xbs}	M_{yos}	M_{yrs}	M_{xos}	M_{yos}	M_{yas}	M_{xbs}
F.m	$q a^2$	$q a^2$	$q b^2$	$q b^2$	$q b^2$	$q a^2$	$q a^2$	$q b^2$
$v = 0,95$	0,0224	0,0554	0,0181	0,0480	0,0072	0,0083	0,0083	0,0072
M (t.m)	0,7233	1,7889	0,6424	1,7035	0,2555	0,2680	0,2680	0,2555
A (cm ²)	2,13	5,46	1,88	5,18	0,73	0,77	0,77	0,73

$$A_{tx} = 2,13 \text{ cm}^2/\text{ml} (M_{xos})$$

$$A_{ax} = 5,46 \text{ cm}^2/\text{ml} (M_{xbs})$$

$$A_{ty} = 1,88 \text{ cm}^2/\text{ml} (M_{yos})$$

$$A_{ay} = 5,18 \text{ cm}^2/\text{ml} (M_{yrs})$$

On adopte pour: A_{tx} et $A_{ty} \rightarrow$ 5HA8 (2,51 cm²)
 A_{ax} et $A_{ay} \rightarrow$ 8HA10 (6,28 cm²).

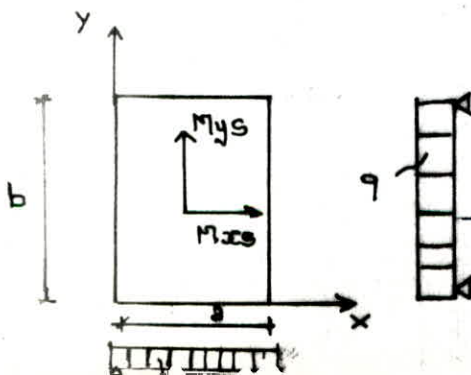
Toutes les vérifications ont été faites.

IV - Dalle appuyée sur 4 cotés (Portante dans les 2 sens)

Dalle

(15)

terrasse



$$a = 3,04 \text{ m}$$

$$b = 4,40 \text{ m}$$

$$q = 0,96 \text{ t/ml}$$

$$\mu = 0,15 \text{ (béton)}$$

$$q a^2 = 28,7 \text{ t.m}$$

$$q b^2 = 18,59 \text{ t.m}$$

$$v = \frac{a}{b} = 0,69 \rightarrow w_s = 0,0851$$

$$\mu = 15 \text{ M} / \bar{\sigma}_a \cdot b \cdot R^2 ; A = M / \bar{\sigma}_a \cdot e \cdot R$$

	ws	M _{ox}	M _{ys}
F.m	$q \frac{a^4}{E R^3}$	$q a^2$	$q b^2$
$\nu = 0,69$	0,0851	0,0730	0,0194
M (t.m)	x	0,64751	0,36065
μ	x	0,0205	0,0114
ϵ	x	0,9372	0,9543
A (cm ²)	x	1,9000	1,0400

$$A_{t_x} = A_{t_y} = 5 \text{ HA8 } (2,51 \text{ cm}^2)$$

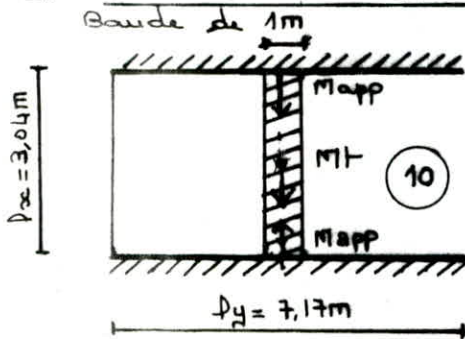
$$A_{a_x} = A_{a_y} = 3 \text{ HA8 } (1,50 \text{ cm}^2)$$

(ARM. CHAPEAUX placés)
 parfaitement (A_t/4)

- Toutes les vérifications ont été faites
- Non fragilité.
 - Flèche.
 - Fissuration
 - Contraintes
 - Effort tranchant.

V/ DALLES PORTANTES DANS UN SEUL SENS: Dalles

(10) (3) (5)



$$a = 7,17 \text{ m}$$

$$b = 3,04 \text{ m}$$

$$q = 1,05 \text{ t/m}^2 \text{ (En prenant la surcharge du balcon)}$$

$$\nu = \frac{a}{b} = \frac{7,17}{3,04} = 2,36 > 2,00$$

$$f = \frac{1}{\nu} = \frac{1}{2,36} = 0,42 \approx 0,4$$

La dalle est supposée encastrée sur les 2 côtés et libre sur les 2 autres.

$$M_T = \frac{q f a^2}{10} = 0,87 \text{ t.m}$$

$$M_{app} = q \frac{b a^2}{20} = 0,49 \text{ t.m}$$

$$\mu_t = \frac{15 \cdot M_T}{E_a \cdot b \cdot R^2} = 0,0308 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9243 \\ K = 91,0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_T = \frac{M_T}{E_a \cdot \epsilon \cdot R} = 2,88 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{app} = \frac{15 \cdot M_{app}}{E_a \cdot b \cdot R^2} = 0,0154 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9449 \\ K = 75,5 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_{app} = \frac{M_{app}}{E_a \cdot \epsilon \cdot R} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adoptera :

Sens D_x

{ En travée : 6 HA8 / ml (3,01 cm²)
 Aux appuis : 4 HA8 / ml (2,01 cm²)

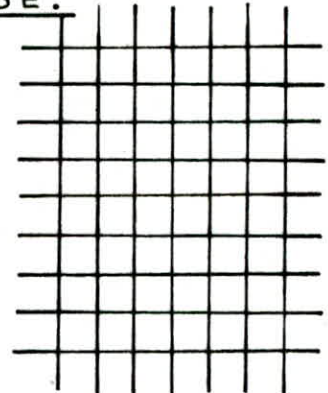
Tous les vérifications (déjà cités) ont été faites

Sens D_y

{ En travée : 4 HA8 / ml (2,01 cm²)
 Aux appuis : 4 HA8 / ml (2,01 cm²)

TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE:

Dalles	$A_{tx} = A_{ty}$	$A_{ax} = A_{ay}$
7; 8; 9; 11; 12; 13	4 HA8	5 HA8
1; 2; 4; 6; 10a	4 HA8	5 HA8
14	5 HA8	8 HA10
15	5 HA8	3 HA8
10; 3; 5	6 HA8	4 HA8



TREILLIS HA8 (15x15)

A l'exception de la dalle 15, on choisira des treillis soudés (HA) correspondant à 6 HA8

c.à.d. un treillis soudé (HA8) dont les armatures sont espacées de (15x15) cm. On a mis plus d'acier, mais on gagne du temps car il y a moins de complication dans la fabrication de treillis homogènes et pareils.

B/ CALCUL DES PREDALLES

INTRODUCTION : On définit les prédalles comme étant des plaques préfabriquées en BETON ARME, destinées à former la partie inférieure armée d'un plancher du type (dalle pleine) qui après durcissement d'une lame de béton coulé sur place aura un fonctionnement monolithique, et ce avec un treillis soudé pour éviter la fissuration. On fera de sorte que la face supérieure de la prédalle soit rugueuse pour assurer une bonne adhérence avec la couche de béton coulé.

L'utilisation des prédalles présente plusieurs avantages :

- la suppression des coffrages.
- la préfabrication soignée et de meilleure qualité.
- le temps d'exécution et de livraison se trouve réduit.

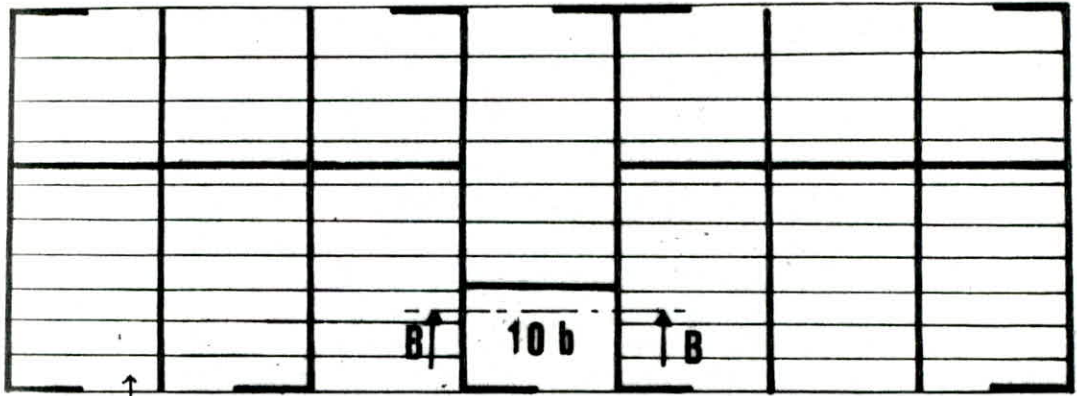
PRINCIPE DE CALCUL : On a 2 phases de calcul :

1^{ère} phase : Prédalle considérée sous son poids propre et une surcharge forfaitaire dite "DE CHANTIER" correspondant au poids des ouvriers et du travail courant, elle sera égale à 100 Kg/m².

- POIDS DE LA PREDALLE : $0,08 \cdot 1,25 = 0,20 \text{ t/m}^2$
- BETON COULÉ MAJORÉ : $1,2(0,08) \cdot 2,5 \cdot 1 = 0,24 \text{ t/m}^2$
- SURCHARGE DE CHANTIER MAJ. : $1,2 \cdot 0,100 = 0,12 \text{ t/m}^2$

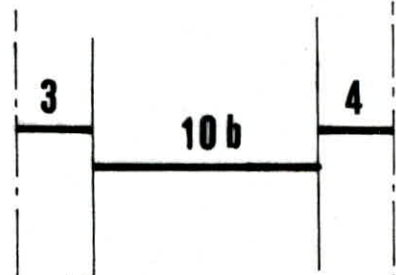
TOTAL = 0,56 t/m²

PLANCHER en PREDALLES (R.D.C)

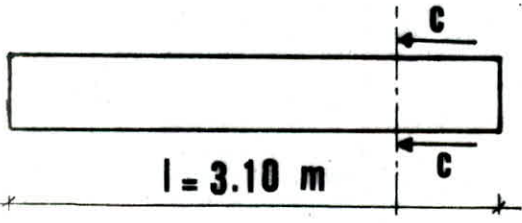


↑
Prédalle

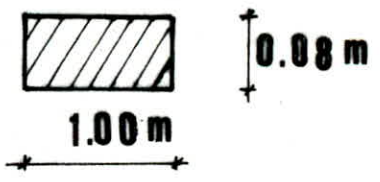
coupe B-B

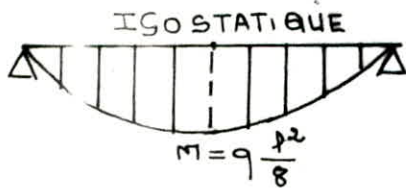


Dimension de la Prédalle :



coupe c-c





$$M_t = q \frac{l^2}{8} = 0,67 \text{ t.m}$$

2^{em} phase : On considère la poutre à pleine résistance sous la combinaison $G+1,2P$

- Dalle pleine (16cm)	2,5.0,16.1	=	0,400 t/m ²
- Carrelage	0,044.1	=	0,040 t/m ²
- Sable	0,036.1	=	0,036 t/m ²
- Surcharge	P	=	0,250 t/m ²

$$G+1,2P = 0,82 \text{ t/m}^2$$

on prend alors $q = q_e = 0,82 \text{ t/m}^2$ (la plus défavorable : car $M^{(2)} > M^{(1)}$).

FERRAILLAGE :

a/ En travée : $M_t = q \frac{l^2}{10} = 0,718 \text{ t.m}$; $h = 13 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \mu = \frac{15 \cdot M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot R^2} = 0,0249 \begin{cases} \rightarrow \epsilon = 0,9312 \\ \rightarrow K = 57,8 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K} = 48,44 < \bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = M_t / \bar{\sigma}_s \cdot \epsilon \cdot R = 2,32 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 5 \text{ HA } 8 / \text{m}^2 (2,51 \text{ cm}^2)$$

b/ Aux appuis : $M_{app} = q \frac{l^2}{20} = 0,394 \text{ t.m}$

$$\Rightarrow \mu = \frac{15 \cdot M_{app}}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot R^2} = 0,0125 \begin{cases} \rightarrow \epsilon = 0,9501 \\ \rightarrow K = 85,1 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K} = 32,9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = M_{app} / \bar{\sigma}_s \cdot \epsilon \cdot R = 1,14 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 4 \text{ HA } 8 / \text{m}^2 (2,01 \text{ cm}^2)$$

VERIFICATIONS :

a/ VERIFICATION A LA FISSURATION :

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = 0,0063.$$

$$\bar{\epsilon}_1 = \frac{K_M}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1+10\bar{w}_f} = 886,46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\epsilon}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K_M \bar{\epsilon}_b}{\phi}} = 3192,99 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \text{MAX}(\bar{\epsilon}_1, \bar{\epsilon}_2) = 3192,99 > \bar{\epsilon}_2 = 2800 \text{ Kg/cm}^2.$$

FISS. VERIFIEE (pas de risque de fiss.)

b/ CONDITION DE NON FRAGILITE : $A_0 = 2,01 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\epsilon}_b}{\bar{\epsilon}_{su}} = 1,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow A \geq \begin{cases} A_{\min} \\ A_0 \end{cases} \quad \text{VERIFIEE.}$$

c/ VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT :

$$T = q \frac{p}{2} = 1,27 \text{ t}$$

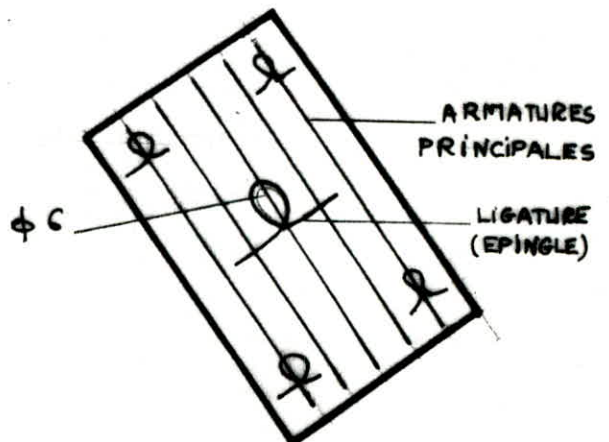
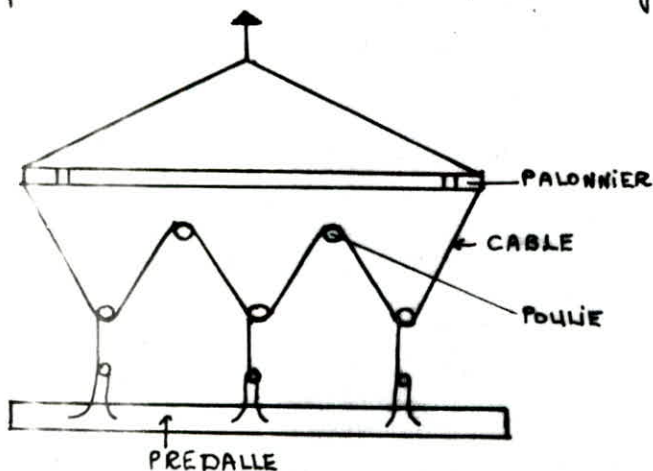
$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 1,21 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$$

d/ Armatures de répartition : $A_r = \max \begin{cases} A_{\min} = 1,16 \text{ cm}^2 \\ \frac{A}{4} = 0,63 \text{ cm}^2 \end{cases}$

donc $A_r = 1,16 \text{ cm}^2$ on adopte 5HAG/m² ($1,41 \text{ cm}^2$ AVEC ESPAC^t $e = 20 \text{ cm}$)

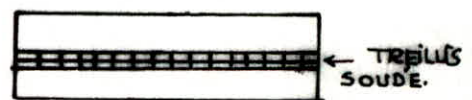
DISPOSITIONS DES ACIERS de LEVAGE :

Pour éviter toute déformation de la prédalle au levage, on effectue cette opération avec un PALONNIER rigide et un CABLE SUR POULE.



Remarque : On place un treillis soudé sur la prédalle avant de couler le béton.

Treillis soudé 6x6 (20x20) pour éviter la FISSUR^t



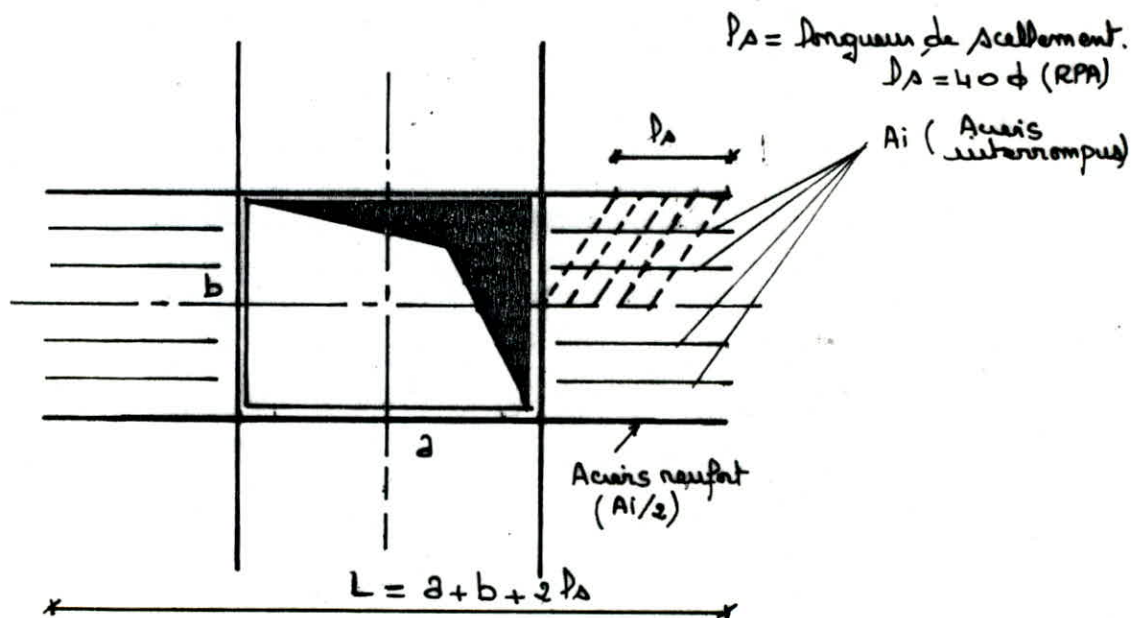
OUVERTURES DANS LES DALLES.

Dans quelques dalles du plancher, on a prévu des ouvertures (ou trémis) pour le passage des gaines ou des tuyauteries.

On procédera par renforcement local en posant des armatures.

Le renfort consiste à disposer de chaque côté de l'ouverture des aciers correspondant à la moitié des aciers interrompus avec une longueur égale au demi - périmètre de l'ouverture majorée de 2 fois la longueur de scellement droit D_s .

La transmission des efforts interrompus se fait par des bielles de béton à 45° .



Remarque : La dalle 10b sera ferrailée avec une tréillis rondé donné parfaitement (8×8) espacé de (15×15) déjà utilisé. puisqu'elle repose directement sur le radier. elle a une épaisseur de 15cm et ses dimensions en plan sont : $L = 3,04m$ et $l = 3,00m$

OUVERTURES DANS LES DALLES :

- Pour la dalle 11 : Renforcement avec barre $\phi 14$ (longueur $L = 2,62m$)
- Autres dalles : Renforcement avec barre $\phi 10$ (longueur $L = 1,60m$)

FONDATIONS'

FONDACTIONS

L'étude préalable du sol a donné les résultats suivants :
 la contrainte admissible du sol à une profondeur de 2m est de
 $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$.

Le choix des semelles filantes a été écarté, vu l'importance des charges appliquées et en plus le dimensionnement des semelles a donné des largeurs considérables entre eux des voiles, la distance limitée entre ces semelles gêne leur exécution. On rajoute à cela que la construction est fondée à une faible profondeur.

Pour ces raisons on a adopté UN RADIER GENERAL d'épaisseur constante. Celui-ci sera calculé comme une plaque renversée. "Le radier" est très rigide et indéformable. Dans son ensemble, ce qui nous ramène à affirmer que les charges se répartissent de façon uniforme.

Le radier présente aussi un système qui réduit sensiblement les tassements différentiels et présente une rapidité d'exécution.

A/ CALCUL DU RADIER sous SP1 : $G = 2623,66 \text{ T}$ $P = 305,65 \text{ T}$

$$N = G + 1,2P = 3990,44 \text{ T}$$

1° Surface nécessaire du radier : on a $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars} \approx 2,04 \text{ Kg/cm}^2$

$$S_{\text{nécessaire}} \geq N / \bar{\sigma}_s = 146,59 \text{ m}^2$$

Dans le cas de notre bâtiment on a : $S = 242,83 \text{ m}^2 > S_{\text{nécessaire}}$.

On a pris un débordement réglementaire de 30cm afin de rouler le dernier appui et pour que le coffrage des voiles s'effectue aisément.

$$\frac{S_{\text{méc.}}}{S_{\text{bat}}} = 0,60 > 0,50 \text{ (d'où possibilité du radier.)}$$

2° Pression sous le radier (P. fictive.)

$$P = N/S = 1,231 \text{ Kg/cm}^2$$

3° Centre de masse du radier:

Le centre de masse du radier ($x_{Gr} = 11,68 \text{ m}$, $y_{Gr} = 5,24 \text{ m}$) étant très proche du centre de masse du bâtiment conduit à dire que les tassements différentiels ne sont pas à craindre. La réaction du sol étant très uniforme, dirigée de bas en haut et égale à la réaction

à la réaction du terrain diminuée du poids propre du radier
(Art. 6.3.2 DTU: 13,1)

le radier sera coulé à une profondeur de 2m, il sera posé sur une couche de béton de propreté dosé à 150 Kg/cm² de ciment de 10 cm d'épaisseur.

4°/ Predimensionnement de l'épaisseur du radier:

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement.

$$\bar{\epsilon}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \ll \bar{\epsilon}_b = 1,15 \bar{\epsilon}_b \quad \text{avec } T_{max} = q \frac{P_{max}}{2}$$

$$P_{max} = 3,04 \text{ m} ; q = 12,31 \text{ t/m}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; \bar{\epsilon}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow z \geq \frac{T_{max}}{1,15 \bar{\epsilon}_b \cdot b} = 27,58 \text{ cm} \quad R = \frac{8}{7} z = 31,52 \text{ cm}$$

$$\text{condition forfaitaire: } R_t \geq \frac{P_{max}}{10} = 30,4 \text{ cm}$$

on prendra : $R = 36 \text{ cm}$ et $d = 4 \text{ cm}$ ce qui fera $R_t = \underline{\underline{40 \text{ cm}}}$

5°/ Vérification de la contrainte du sol sous le radier:

CHARGES A CONSIDERER: - Poids du bâtiment : 2990,44 t

- Poids du radier : 242,83 t

TOTAL : 3233,27 t

$$\text{donc } P' = \frac{3233,27 \cdot 10^3}{242,83 \cdot 10^4} = 1,33 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}_s = 2,04 \text{ Kg/cm}^2$$

6°/ Vérification au poinçonnement:

le noyau le plus sollicité est le noyau Vt

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 304,83 \text{ t} \\ P = 38,52 \text{ t} \\ L = 10 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$q_G = \frac{G}{L} = 30,483 \text{ t/m}$$

$$q_P = \frac{P}{L} = 3,852 \text{ t/m}$$

$$\left. \begin{array}{l} q_G = \frac{G}{L} = 30,483 \text{ t/m} \\ q_P = \frac{P}{L} = 3,852 \text{ t/m} \end{array} \right\} N = q_G + 1,2 q_P = 35,11 \text{ t/m}$$

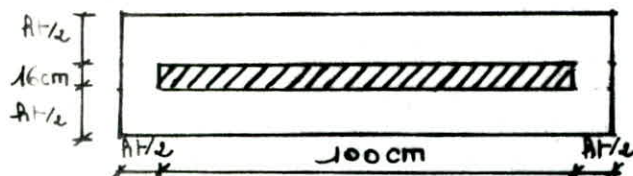
la condition de non poinçonnement est:

$$1,5 \frac{N}{P_c \cdot R_t} \ll \bar{\epsilon}_b = 1,15 \bar{\epsilon}_b$$

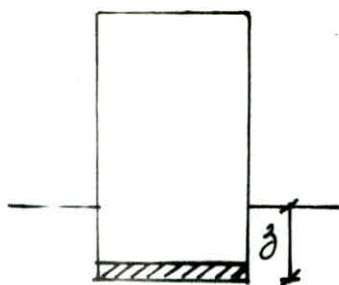
$$P_c = 2[(100+40) + (16+40)] = 392 \text{ cm}$$

$P_c =$ Périmètre du contour cisailé sur le plan de la dalle.

$$1,5 \frac{N}{Pc \cdot Rt} = 3,36 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{E}b = 6,785 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.}$$



7°/ Vérification à la sous pression:



On doit vérifier que sous l'effet de la sous-pression hydrostatique que le bâtiment ne se soulève pas. Habituellement on prend un coefficient de sécurité de 1,5 vis à vis du risque de soulèvement.

$$\text{On doit vérifier alors: } \frac{P \cdot g}{S} \geq 1,5 \rho g z$$

$$\text{d'où } P \geq 1,5 \rho g z$$

S : Surface du sol en m^2 (radier)

z : La profondeur à la base du radier.

P : Poids total du bâtiment.

ρ : Masse volumique de l'eau ($\rho = 1 \text{ t/m}^3$)

POUSÉE D'ARCHIMEDE:

$$P_A = \rho \cdot g \cdot z \left(\frac{N}{\text{m}^2} \right)$$

$$z = 2 + 0,4 = 2,4 \text{ m}$$

$$P = 2990,44 \text{ t} > 1,5 \cdot 242,83 \cdot 2,4 = 874,19 \text{ t}$$

CONDITION VERIFIEE.

B/ VERIFICATION DE LA STABILITÉ DU RADIER

Sous SP2

On doit vérifier la stabilité du radier sous l'effet du moment de renversement M et de l'effort normal "NII"

$$N_{II} = G + P + G_{radier} = 2623,66 + 305,65 + 242,83 = 3172,14 \text{ t}$$

$$G_{radier} = 2,5 \cdot 0,4 \cdot 242,83 = 242,83 \text{ t}$$

$$\text{d'où } \underline{N_{II} = 3172,14 \text{ t.}}$$

Les moments par rapport à la base du radier sont: ($z = 2,4 \text{ m}$)

$$M_x = M_{0x} + H_{0x} \cdot z = 4813,88 \text{ t.m} \quad [M_{0x} = 4223,55 \text{ t.m}; H_{0x} = 245,991 \text{ t}]$$

$$M_y = M_{0y} + H_{0y} \cdot z = 5663,42 \text{ t.m} \quad [M_{0y} = 4968,91 \text{ t.m}; H_{0y} = 289,38 \text{ t}]$$

1° Sens longitudinal:
$$\begin{cases} M_x = 4813,88 \cdot 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm} \\ N = 3172,14 \cdot 10^3 \text{ Kg} \\ v = x_c - x_0 = 23,2 - 11,68 = 11,52 \text{ m} \end{cases}$$

$$I_x = \frac{I}{y} = \frac{10,6(23,2)^2}{12} - \left[\frac{0,3(10,3)^2}{12} + 0,3(10,3)(6,24)^2 \right] =$$

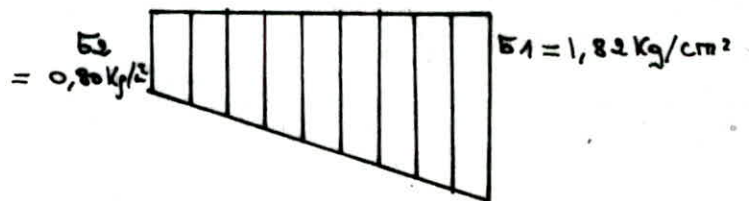
$$\underline{I_x = 10881,53 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I_x} \cdot v = \begin{cases} \sigma_1 = 1,82 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,80 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

- On doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,56 \text{ Kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_A = 2,71 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{et } \sigma_1 = 1,82 \text{ Kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_A = 3,06 \text{ Kg/cm}^2$$



2° Sens transversal:

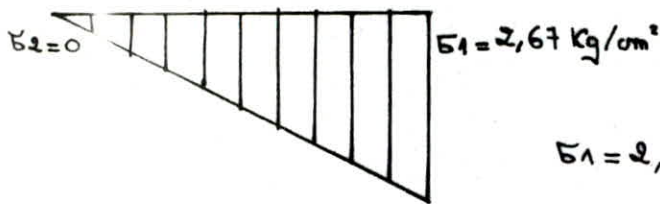
$$\begin{cases} M_y = 5663,42 \cdot 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm} \\ N = 3172,14 \cdot 10^3 \text{ Kg} \\ v = y_c - y_0 = 10,6 - 5,24 = 5,36 \text{ m} \end{cases}$$

$$I_y = \frac{I}{x} = \frac{23,2(10,6)^3}{12} - \left[\frac{10,3(9,3)^3}{12} + 0,3(10,3)(5,15)^2 \right] =$$

$$\underline{I_y = 2220,65 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I_y} \cdot v = \begin{cases} \sigma_1 = 2,67 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = -0,05 \text{ Kg/cm}^2 \approx 0 \end{cases}$$

On remarque que $\sigma_2 < 0$ mais la valeur est négligeable c.à.d. qu'on peut prendre ($\sigma_2 = 0$).



Dans ce cas on doit vérifier que :

$$b_1 \leq 1,33 \bar{b}_s \quad (\text{cas d'une charge triangulaire})$$

$$b_1 = 2,67 \leq 2,71 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{VERIFIÉE.}$$

La stabilité est donc vérifiée dans les 2 sens.

©/ CHARGE A PRENDRE EN COMPTE POUR LE CALCUL DU RADIER.

La charge sera égale à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

$$\text{Charge du Radier} = 0,40 \cdot 2,5 = 1 \text{ t/m}^2 = 0,1 \text{ Kg/cm}^2.$$

Sollicitation du 2^e genre :

1^o / Sens longitudinal $\left\{ \begin{array}{l} q_1 = 1,82 - 0,10 = 1,72 \text{ Kg/cm}^2 \\ q_2 = 0,80 - 0,10 = 0,70 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$

2^o / Sens transversal $\left\{ \begin{array}{l} q_1 = 2,67 - 0,10 = 2,57 \text{ Kg/cm}^2 \\ q_2 = -0,05 - 0,10 = -0,15 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$

Donc on a pour SP2 : $q_{II} = 2,57 \text{ Kg/cm}^2$

" SP1 : $q_{I} = 1,23 \text{ Kg/cm}^2$

On compare les 2 sollicitations :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\bar{b}_a(\text{SP}_2)}{\bar{b}_a(\text{SP}_1)} = \frac{4200}{2800} = 1,5 \quad \textcircled{1} \\ \frac{q_{II}(\text{SP}_2)}{q_{I}(\text{SP}_1)} = \frac{2,57}{1,23} = 2,1 \quad \textcircled{2} \end{array} \right\} \textcircled{2} > \textcircled{1}$$

Le radier sera calculé comme une plaque renversée sous la sollicitation SP2 (la plus défavorable) $q_{II} = 2,57 \text{ t/m}^2$

D/ CALCUL DES PANNEAUX DALLES :

Etant donné que les panneaux dalles sont sollicités par des charges uniformément réparties on déterminera les moments avec la méthode forfaitaire exposée dans l'annexe A2 du CCBA 68, et des données par M.E. BELAZOUGHI (page 161-166.)

EXPOSE DE LA METHODE :

Soit la dalle reposant sur 4 côtés et de dimensions entre axes de supports : l_x et l_y ($l_x \leq l_y$) on suppose par ailleurs que $0,40 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$ et q (charge uniformément répartie/m²).

On prend 1m de largeur.

1° Dans le sens de la petite portée l_x : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

2° Dans le sens de la grande portée l_y : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

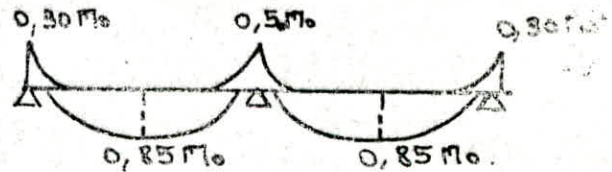
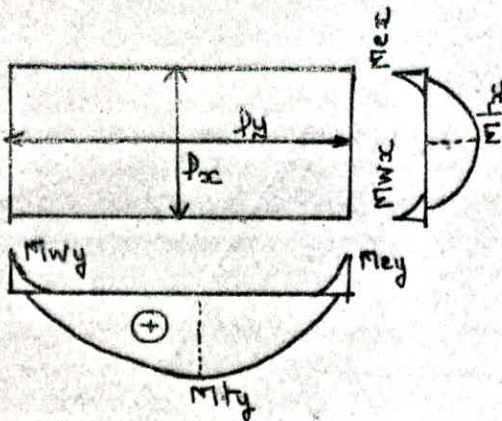
μ_x et μ_y sont données en fonction de $\beta = \frac{l_x}{l_y}$ [TABL. PAGE 161 POLYCOPE de M. BELAZOUGHI]

en fait on a continuité sur plusieurs côtés du panneau. On fait d'abord le calcul des moments dans le panneau comme s'il était librement appuyé soit : M_{0x} et M_{0y} ; on doit vérifier l'égalité :

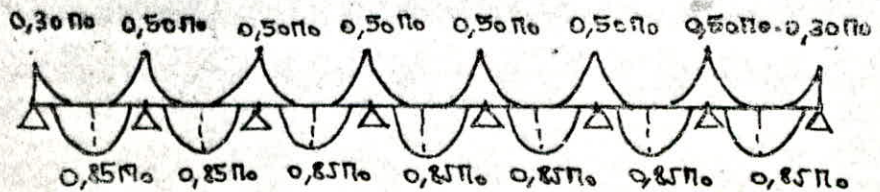
$$M_T + \frac{M_W + M_E}{2} \geq 1,25 M_0$$

$$0,75 M_0 \leq M_T \leq M_0$$

$$0,40 M_0 \leq M_W, M_E \leq M_0$$



Sous l_y



Sous l_x

EXEMPLE DE CALCUL: Dalles (2), (3); (4); (5)

$$\begin{aligned} l_x &= 3,04 \text{ m} & f &= 0,5324 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0933 \\ \mu_y = 0,3594 \end{cases} & q &= 25,5 \text{ t/m}^2 \\ l_y &= 5,71 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{0x} &= \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 21,99 \text{ t.m} \\ M_{0y} &= \mu_y \cdot q \cdot l_y^2 = 7,90 \text{ t.m} \end{aligned}$$

a/ Dans le sens l_x : $M_{Tx} = 0,85 M_{0x} = 18,69 \text{ t.m}$
 $M_{appx} = 0,50 M_{0x} = 11,00 \text{ t.m}$

Ferrailleuse (selon M. de P. CHARON)

$$d = 4 \text{ cm}; \quad h = 36 \text{ cm}; \quad \bar{E}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{E}'_b = 172 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{E}'_{b0} = 68,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu_{Tx} = \frac{15 \cdot M_{Tx}}{\bar{E}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0515 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9049 \\ \kappa = 37,6 \end{cases}$$

$$A_{Tx} = \frac{M_{Tx}}{\bar{E}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 13,66 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{appx} = \frac{15 \cdot M_{appx}}{\bar{E}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0303 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9247 \\ \kappa = 51,4 \end{cases}$$

$$A_{appx} = 7,87 \text{ cm}^2$$

b/ Dans le sens l_y : $M_{Ty} = 0,85 M_{0y} = 6,72 \text{ t.m}$
 $M_{appy} = 0,50 M_{0y} = 3,95 \text{ t.m}$
 $M_{apprive} = 0,30 M_{0y} = 2,37 \text{ t.m}$

$$\mu_{Ty} = 0,0185 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9401 \\ \kappa = 68,5 \end{cases}$$

$$A_{Ty} = 4,73 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{appy} = 0,0109 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9533 \\ \kappa = 92,0 \end{cases}$$

$$A_{appy} = 2,61 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{apprive} = 0,0065 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9635 \\ \kappa = 122 \end{cases}$$

$$A_{apprive} = 1,63 \text{ cm}^2$$

* Les espacements sont de 15cm et de 20cm

Espacements maximaux: sens l_x : $\epsilon = \min(3Rt; 33\text{cm})$
 sens l_y : $\epsilon = \min(4Rt; 45\text{cm})$

Longueur d'ancrage: $l_a = 40 \phi$ (barres droites)
 $l_a = 17 \phi$ (crochets à 45°, Barres HA)

TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE :

	①, ⑤	②, ③, ④	⑦ ⑬	⑧, ⑨, ⑪, ⑫	⑩	⑭	
P_x (m)	3,06	3,04	3,06	3,06	3,04	2,68	
P_y (m)	5,71	5,71	3,81	3,81	6,84	3,04	
f	0,539	0,5324	0,803	0,803	0,445	0,882	
M_x	0,0923	0,0933	0,0615	0,0615	0,1039	0,0529	
M_y	0,3672	0,3594	0,6840	0,6840	0,286	0,8044	
M_{0x} (t.m)	22,04	21,99	14,68	14,68	24,49	9,69	
M_{0y} (t.m)	8,09	7,90	10,04	10,04	7,00	7,80	
M_{Tx} (t.m)	18,73	18,69	12,48	12,48	20,82	8,24	
M_{appx} (t.m)	11,02	11,00	7,34	7,34	12,25	4,85	
$M_{appx\text{ rive}}$ (t.m)	6,61	6,60	4,40	4,40	7,35	2,91	
M_{Ty} (t.m)	6,88	6,72	8,53	8,53	5,95	6,63	
$M_{app y}$ (t.m)	4,05	3,95	5,02	5,02	3,50	3,90	
$M_{app y\text{ rive}}$ (t.m)	2,43	2,37	3,01	3,01	2,10	2,34	
A_{Tx} (cm ²)	13,69	13,66	9,00	9,00	15,29	5,83	Armat. constructif. utilisés
A_{Tx} adoptée	9HA14	9HA14	8HA12	8HA12	8HA16	8HA10	8HA12 et 8HA16
A_{Ty} (cm ²)	4,84	4,73	6,05	6,05	4,17	4,66	/
A_{Ty} adoptée	7HA10	7HA10	7HA12	7HA12	6HA10	7HA10	7HA12
A_{appx} (cm ²)	7,88	7,87	5,18	5,18	8,80	3,38	/
A_{appx} adoptée	8HA12	8HA12	7HA10	7HA10	8HA12	5HA10	8HA12
$A_{app y}$ (cm ²)	2,81	2,61	3,50	3,50	4,42	2,70	/
$A_{app y}$ adoptée	4HA10	4HA10	5HA10	5HA10	4HA10	4HA10	6HA10
$A_{appx\text{ rive}}$ (cm ²)	4,65	/	3,06	/	/	/	/
$A_{appx\text{ rive}}$ adoptée	6HA10	/	6HA10	/	/	/	8HA12
$A_{app y\text{ rive}}$ (cm ²)	1,67	1,63	2,08	2,08	1,44	1,61	/
$A_{app y\text{ rive}}$ adoptée	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	6HA10

NB: La représentation des panneaux dalles du radier est la même que celle du plancher ferrassé (SCHEMA).

VOILE PERIPHERIQUE

ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE

On a un voile continu entre le niveau des fondations et le niveau du 1^{er} plancher (RDC) au dessus du sol.
 Le voile périphérique supportera les forces exercées par la poussée de terres et apportera une grande rigidité à l'infrastructure.

Dimensions du voile : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Epaisseur} = 20 \text{ cm} \\ \text{Hauteur} = 2 \text{ m} \end{array} \right.$

FERRAILLAGE :

1°/ Armatures horizontales supérieures et inférieures de section $\geq 0,2\%$ de la section transversale du béton avec un recouvrement $\geq 50\phi$ de renforcement dans les angles.

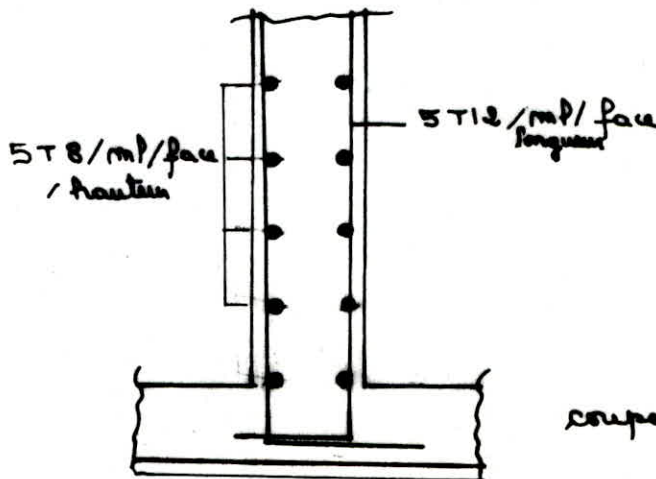
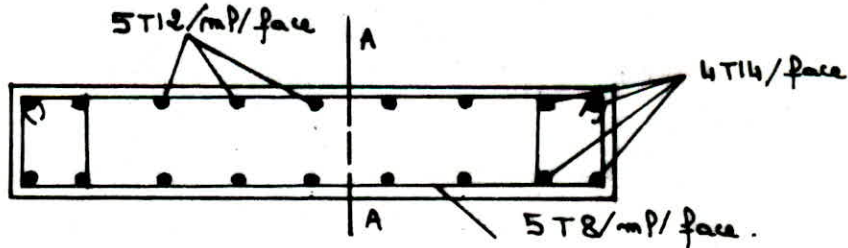
Calcul :

$$A \geq \frac{0,20 \cdot 20 \cdot 100}{100} = 4,00 \text{ cm}^2 / \text{ml de longueur}$$

on adopte 5T12 (5,65 cm²) / ml et par face de longueur.

2°/ Armatures longitudinales de peau $\geq 2 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{face de hauteur}$.

On adopte : 5T8 (2,51 cm²) / ml / face de hauteur.



**ETUDE DES
DEFORMATIONS ET
DU JOINT DE
RUPTURE**

CALCUL DES DEPLACEMENTS

La méthode utilisée dans nos calculs est la méthode des "aires".

La flèche sur chaque niveau est donnée par la formule.

$$[f_i] = \frac{1}{EI} [\delta_{ij}] [F_j]$$

• Cette méthode est exposée dans le livre de M^r FUENTES.

La matrice de souplesse = $[\delta]$

$$\text{donc } f_i = \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ \vdots \\ f_8 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_{1j} \\ \delta_{2j} \\ \vdots \\ \delta_{8j} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ \vdots \\ F_8 \end{bmatrix} \quad \text{divisé par EI.}$$

Le déplacement relatif, à chaque niveau i est donné par la relation :

$$\delta_i = f_i - f_{i-1}$$

Toutefois le déplacement relatif " δ_i " à chaque niveau devra rester inférieur au déplacement admissible donné par le RPA.

$$E = 378.10^4 \text{ t/m}^2$$

$$I_B = 78,299 \text{ m}^4$$

$$I_P = 21,626 \text{ m}^4$$

$$\frac{1}{\alpha_B} = \frac{1}{2,0,93} = 1,52 > 1$$

VERIFIE (art 3.3.7.1)
RPA81.

On obtiendra $f_i = \frac{1}{EI} \sum \delta_{ij} \cdot F_j$

et $f'_i = f_i \frac{1}{\alpha_B}$ avec $f'_i =$ déplacement relatif d'un étage i .

$$\Delta f' = f'_{i+1} - f'_i \rightarrow \left(\frac{\Delta f'}{h} \right)_{adm} \leq 75.10^{-4}$$

ARTICLES RPA. (3.3.7.1)

Le déplacement calculé à partir des forces latérales spécifiées doit être multiplié par $(1,0/\alpha_B)$ pour obtenir le déplacement relatif.

Le rapport $(1,0/\alpha_B)$ ne doit pas être plus petit que 1,0.

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

$f_i p =$
 (m)

$$\left[\begin{array}{l} f_1 = 0,220 \cdot 10^3 \\ f_2 = 0,827 \cdot 10^3 \\ f_3 = 1,740 \cdot 10^3 \\ f_4 = 2,884 \cdot 10^3 \\ f_5 = 4,192 \cdot 10^3 \\ f_6 = 5,605 \cdot 10^3 \\ f_7 = 7,073 \cdot 10^3 \\ f_8 = 8,539 \cdot 10^3 \end{array} \right]$$

LONGITUDINALEMENT
 $f_{it} =$
 (m)

$$f_i = \frac{1}{EI} \sum F_j \delta_{ij}$$

$$\left[\begin{array}{l} f_1 = 0,072 \cdot 10^3 \\ f_2 = 0,269 \cdot 10^3 \\ f_3 = 0,565 \cdot 10^3 \\ f_4 = 0,937 \cdot 10^3 \\ f_5 = 1,362 \cdot 10^3 \\ f_6 = 1,821 \cdot 10^3 \\ f_7 = 2,298 \cdot 10^3 \\ f_8 = 2,775 \cdot 10^3 \end{array} \right]$$

TRANSVERSEMENT
 $f'_i p =$
 (m)

$$\left[\begin{array}{l} f'_1 = 0,333 \cdot 10^3 \\ f'_2 = 1,253 \cdot 10^3 \\ f'_3 = 2,636 \cdot 10^3 \\ f'_4 = 4,269 \cdot 10^3 \\ f'_5 = 6,351 \cdot 10^3 \\ f'_6 = 8,492 \cdot 10^3 \\ f'_7 = 10,716 \cdot 10^3 \\ f'_8 = 12,937 \cdot 10^3 \end{array} \right]$$

 $f'_{it} =$
 (m)

$$f'_i = f_i \cdot 1,515$$

$$\left[\begin{array}{l} f'_1 = 0,109 \cdot 10^3 \\ f'_2 = 0,408 \cdot 10^3 \\ f'_3 = 0,856 \cdot 10^3 \\ f'_4 = 1,420 \cdot 10^3 \\ f'_5 = 2,063 \cdot 10^3 \\ f'_6 = 2,759 \cdot 10^3 \\ f'_7 = 3,481 \cdot 10^3 \\ f'_8 = 4,204 \cdot 10^3 \end{array} \right]$$

	(m)		(m)
$\Delta f'_{12}$	$2,221 \cdot 10^3$	$\Delta f'_1 = f'_8 - f'_7$	$0,723 \cdot 10^3 = \Delta f'_{1k}$
$\Delta f'_{23}$	$2,224 \cdot 10^3$	$\Delta f'_2 = f'_7 - f'_6$	$0,722 \cdot 10^3 = \Delta f'_{2t}$
$\Delta f'_{34}$	$2,141 \cdot 10^3$	$\Delta f'_3 = f'_6 - f'_5$	$0,696 \cdot 10^3 = \Delta f'_{3t}$
$\Delta f'_{45}$	$1,982 \cdot 10^3$	$\Delta f'_4 = f'_5 - f'_4$	$0,643 \cdot 10^3 = \Delta f'_{4t}$
$\Delta f'_{56}$	$1,733 \cdot 10^3$	$\Delta f'_5 = f'_4 - f'_3$	$0,564 \cdot 10^3 = \Delta f'_{5t}$
$\Delta f'_{67}$	$1,383 \cdot 10^3$	$\Delta f'_i = f'_{i+1} - f'_i$	$0,448 \cdot 10^3 = \Delta f'_{6t}$
$\Delta f'_{78}$	$0,920 \cdot 10^3$		$0,299 \cdot 10^3 = \Delta f'_{7t}$
$\Delta f'_{81}$	$0,393 \cdot 10^3$	$\Delta f'_6 = f'_3 - f'_2$	$0,109 \cdot 10^3 = \Delta f'_{8t}$
		$\Delta f'_7 = f'_2 - f'_1$	
		$\Delta f'_8 = f'_1$	
	<u>Sens longitudinal</u>		<u>Sens transversal.</u>

Pour le sens longitudinal: $\Delta f'_{\max} = 2,224 \cdot 10^3 \text{ m}$ (entre 7^e et 6^e Niv)

$$\text{d'où } \frac{\Delta f'}{h} = \frac{2,224 \cdot 10^3}{3,01} = 7,38 \cdot 10^4 < 75 \cdot 10^4 \text{ R CDT VERIFIEE} \\ = 9,023$$

Pour le sens transversal: $\Delta f'_{\max} = 0,723 \cdot 10^3 \text{ m}$ (entre 8^e et 7^e Niv)

$$\text{d'où } \frac{\Delta f'}{h} = \frac{0,723 \cdot 10^3}{3,01} = 2,40 \cdot 10^4 < 75 \cdot 10^4 \text{ R CDT VERIFIEE} \\ = 0,023$$

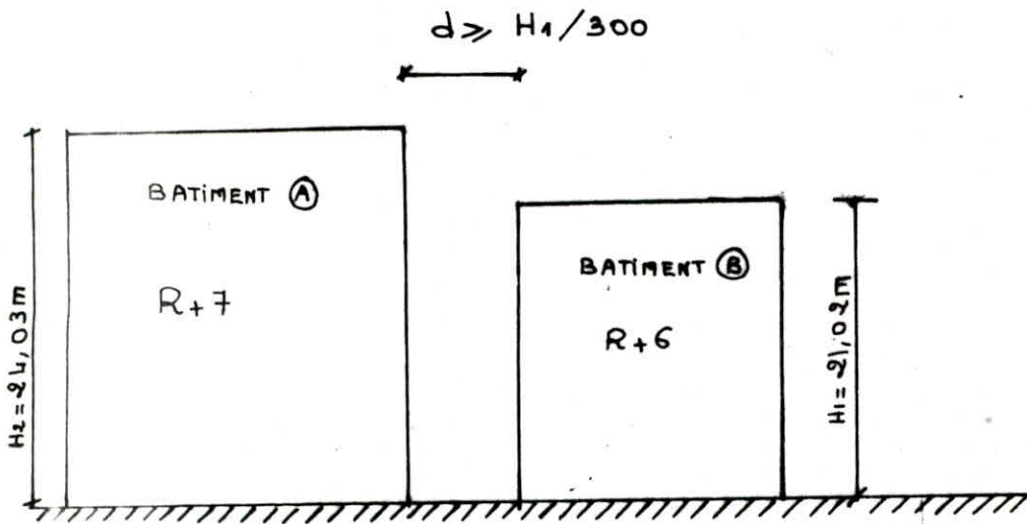
Donc la vérification a été faite dans les 2 sens.

" ETUDE DU JOINT DE DILATATION "

RPA 81

et DE RUPTURE.

2.3.2.4 : Sous l'action des secousses, tous les joints doivent permettre aux blocs adjacents de libre déplacement sans contact préjudiciable. A défaut de justification suivant l'article (3.2.8.1). Le joint entre deux blocs contigus aura une largeur supérieure à $H/300$ où H , représente la hauteur du bloc le moins haut.



2.3 2.5 : La largeur minimum admissible des joints parasismiques est de 2cm.

On calcule tout d'abord la largeur du joint requise par la méthode des déplacements.

BATIMENT A ; bâtiment étudié

BATIMENT B ; bâtiment voisin (R+6) avec une hauteur $H_1 = 21,02m$

$$e_E = 1,5 \frac{(f_{iA}^k + f_{iB}^p)}{2} = 1,5 \frac{(0,42 + 1,29)}{2} = 1,5 \cdot \frac{1,71}{2} = 1,28 \text{ cm.}$$

d'où la largeur du joint : $d = \left\{ \frac{(f_{iA}^k + f_{iB}^p)}{2} \cdot 1,5 \right\} = 1,28 \text{ cm}$
 $\left(\geq 2 \text{ cm (R.P.A.81)} \right)$ (pour joint de dilatation).

La largeur minimale donnée par le RPA 81 est :

$$d \geq \frac{H_1}{300} \quad \text{d'où} \quad d \geq \frac{21,02}{300} = 7 \text{ cm}$$

On prendra donc un joint de dilatation de largeur

$d = 7 \text{ cm}$

BIBLIOGRAPHIE

- AIDE MEMOIRE DE BETON ARME (DUNOD)
- CALCUL ET VERIFICATION DES OUVRAGES EN BETON ARME (P. CHARON).
- CALCUL DES TOURS EN BETON ARME (M. DIVERS).
- C.C.B.A 68
- CONTREVENTEMENT DES BATIMENTS (M.M ALBIGES ET GOULET)
- CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES SOUMISES AUX SEISMES
Conformément à la réglementation algérienne (R.P. 82).
(M.M.M. M. DAUDI; M. RILI et A. SALHI).
- D.T.U 231
- L'ETABLISSEMENT D'UN PROJET DE BATIMENT TOM 1. GROS OEUVRE. (R. BAYON).
- OSSATURES DE BATIMENTS EN BETON ARME (FUENTES).
- P.S 69
- R.P.A (C.T.C) 81.
- TABLES POUR LE CALCUL DES DALLES (BARRES).
- TRAITE DE BETON ARME TOME 3 et 4 (GUERRIN).
- TRAITE DE BETON ARME (M. R. LACROIX).
- RECOMMANDATIONS TECHNIQUES RELATIVES AUX VOLEES D'ESCALIERS PREFABRIQUEES (C.T.C).
- N.V 65.

