

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique  
»O«

77/85

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

1 ex

## Projet de Fin d'Etudes

المادة الوطنية للعلوم الهندسية

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

Sujet

# Batiment à Caractère d'Habitation (R + 8) Structure Voiles-Portiques

Proposé par :

**Arch. : JUANEDA**

Dirigé par :

**Mr. H. CHARIF**

Etudié par :

**D.A. MECHERI  
N. BENLAKEHAL**

Promotion Juin 1985

E.N.P. 10, Avenue Hacén Badi - EL-HARRACH - ALGER

A tous ceux qui veulent  
changer Aujourd'hui par un  
demain meilleur

James

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique  
»O«

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

## **Projet de Fin d'Études**

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

**Sujet**

**Batiment à Caractère  
d'Habitation (R + 8)  
Structure Voiles-Portiques**

Proposé par :

**Arch. : JUANEDA**

Dirigé par :

**Mr. H. CHARIF**

Étudié par :

**D.A. MECHERI  
N. BENLAKEHAL**

Promotion Juin 1985

E.N.P. 10, Avenue Hacen Badi - EL-HARRACH - ALGER



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

وَقُلْ رَبِّ زِدْنِي عِلْمًا



اللَّهُمَّ ارْزُقْنَا حُسْنَ التَّوَكُّلِ عَلَيْكَ

اللَّهُمَّ إِنِّي أَسْأَلُكَ عِلْمًا نَافِعًا

إِنَّكَ سَمِيعُ الدُّعَاءِ.

Ministere De L'enseignement Superieur. وزارة التعليم العالي:

Ecole Nationale Polytechnique. مدرسة لوطنية المتعددة التقنيات -

Département : Genie-Civil -  
الآثر : الهندسة المدنية

Promoteur : M<sup>E</sup> A. CHARIF الموجه : السيد ع. شريف

Élèves Ingénieurs : { BENLAKEHAL. Nouredine.  
MECHERI Djamel. Abdenacer.

الموضوع : هذا المشروع يخص حساب العناصر المقاومة لعمارة  
موجهة للإسكان ، وتحتوي على طابق أرضي وثمانية  
طوابق علوية وهو في طريق الإيجاز ببلدية عين البين  
ولدية تيبازا وهي منطقة متوسطة السهولة الزلزال.

Sujet : Ce projet consiste à calculer les éléments  
résistants d'un bâtiment à usage d'habitation  
voile-portique (R+B) qui sera implanté dans  
la commune de Ain-Benian qui est une zone  
de moyenne sismicité, son calcul a été fait  
suivant le règlement parasismique Algérien (R.P.A 81)

Subject : This project consists of designing the resisting  
elements of an eight story residential building  
supported by bearing walls and portal-  
frames; this building will be set up at Ain-Ben-  
ian which is located in an area of average  
seismicity, the analysis has been made according  
to the seismic code (R.P.A 81)

# **REMERCIEMENTS**

---

Nous tenons à remercier M<sup>E</sup> CHARIF notre Promoteur pour son aide efficace et ses Conseils durant cette étude, Sans oublier M<sup>E</sup> LAHLOUH -qui a Contribué aussi à la bonne marche -de ce projet, ainsi -que tous les enseignants -qu'on a eu pendant notre formation.

# DEDICACES

Je dédie ce modeste mémoire à mes parents  
en signe de reconnaissance pour tous les sacrifices  
Consentis à mon égard

- A mes frères et sœurs
- A toute ma famille
- A tous les amis
- Et surtout à celle qui m'est chère.

Djamel Abd.

Je dédie ce modeste travail à :

- Mes très chers parents.
- Mes frères et sœurs leurs souhaitant bonheur et réussite.
- La mémoire de mon oncle Abdellaziz dont le nom restera toujours un souvenir gravé dans la mémoire.
- Toute ma famille au sens large.
- Tous ceux qui me sont chers.
- Tous mes amis et surtout ceux que j'ai côtoyé durant ma formation.
- Tous les professeurs qui ont collaboré à ma formation.

Nourredine.



# SOMMAIRE

## CHAPITRE I

- Présentation de L'ouvrage. -----
- Caractéristiques des matériaux -----
- Predimensionnement -----
- Evaluation des charges. -----
- Descente de charges -----

## CHAPITRE II

- Etude pseudo-dynamique. -----

## CHAPITRE III

- Etude Au Seisme. -----

## CHAPITRE III-A

- Etude Au vent -----

## CHAPITRE IV

- ETUDE AU CONTREVENTEMENT -----

- Calcul des Inerties Equivalentes. -----
- Centre de masse et Centre d'Inertie -----
- Distribution des efforts dans Les refends. -----

## CHAPITRE V

- ETUDE DES VOILES. -----
- CALCUL DES DEFORMATIONS -----

## CHAPITRE VI

- Etude des Portiques. -----

## CHAPITRE VII

- Superposition des sollicitations -----

.. CHAPITRE VIII

- FERRAILLAGE DES VOILES. -----
- (Linteaux - Trumeaux).

. CHAPITRE IX

- FERRAILLAGE DES PORTIQUES -----
- (Poutres - Poteaux)

. CHAPITRE X

- CALCUL DES ELEMENTS -----
- Calcul de L'acrotère -----
- " des Escaliers -----
- " du plancher terrasse. -----
- " du plancher Etage Courant et R.D.C. -----

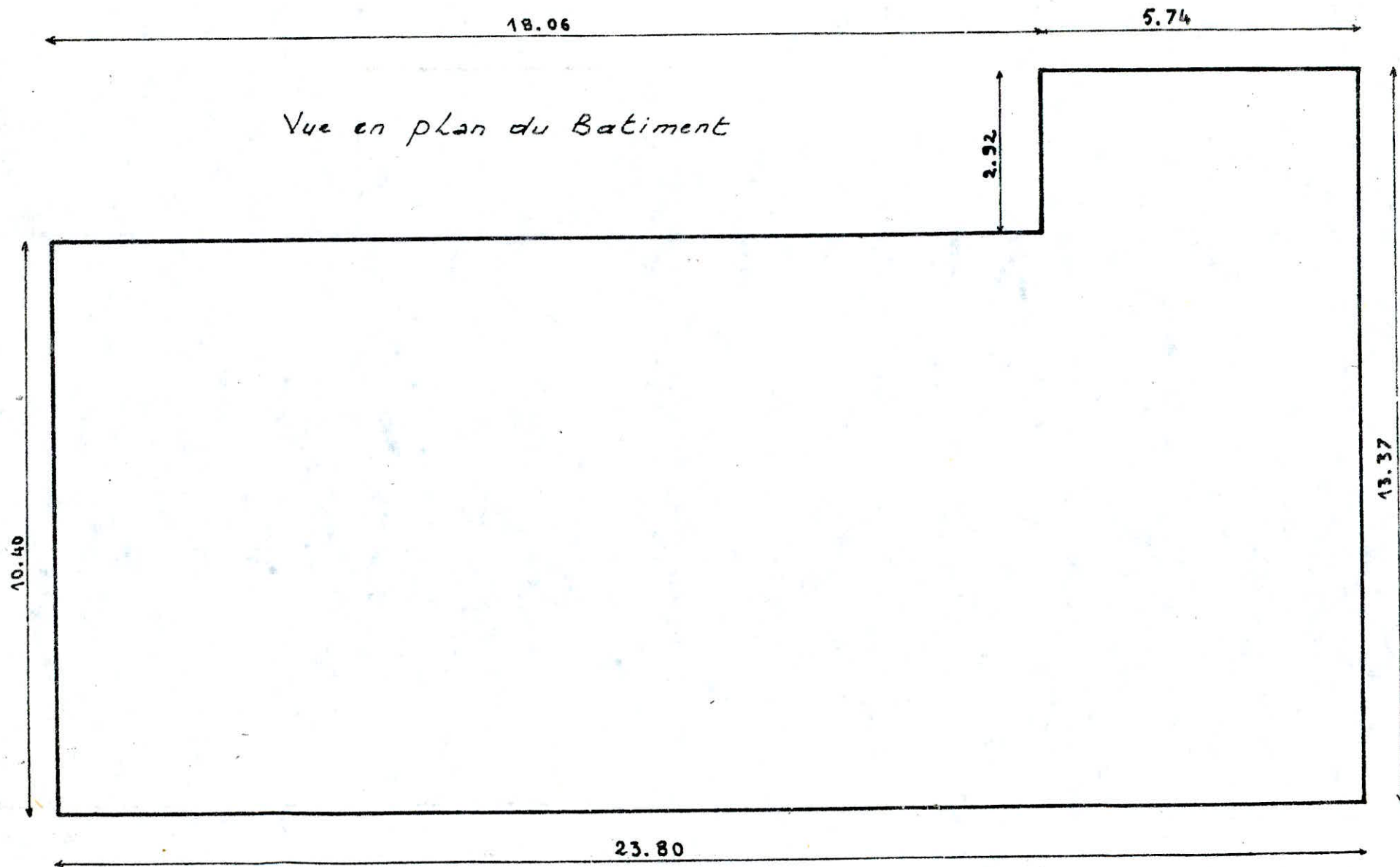
. CHAPITRE XI

- CALCUL DES FONDATIONS. -----
- Voile peripherique. -----

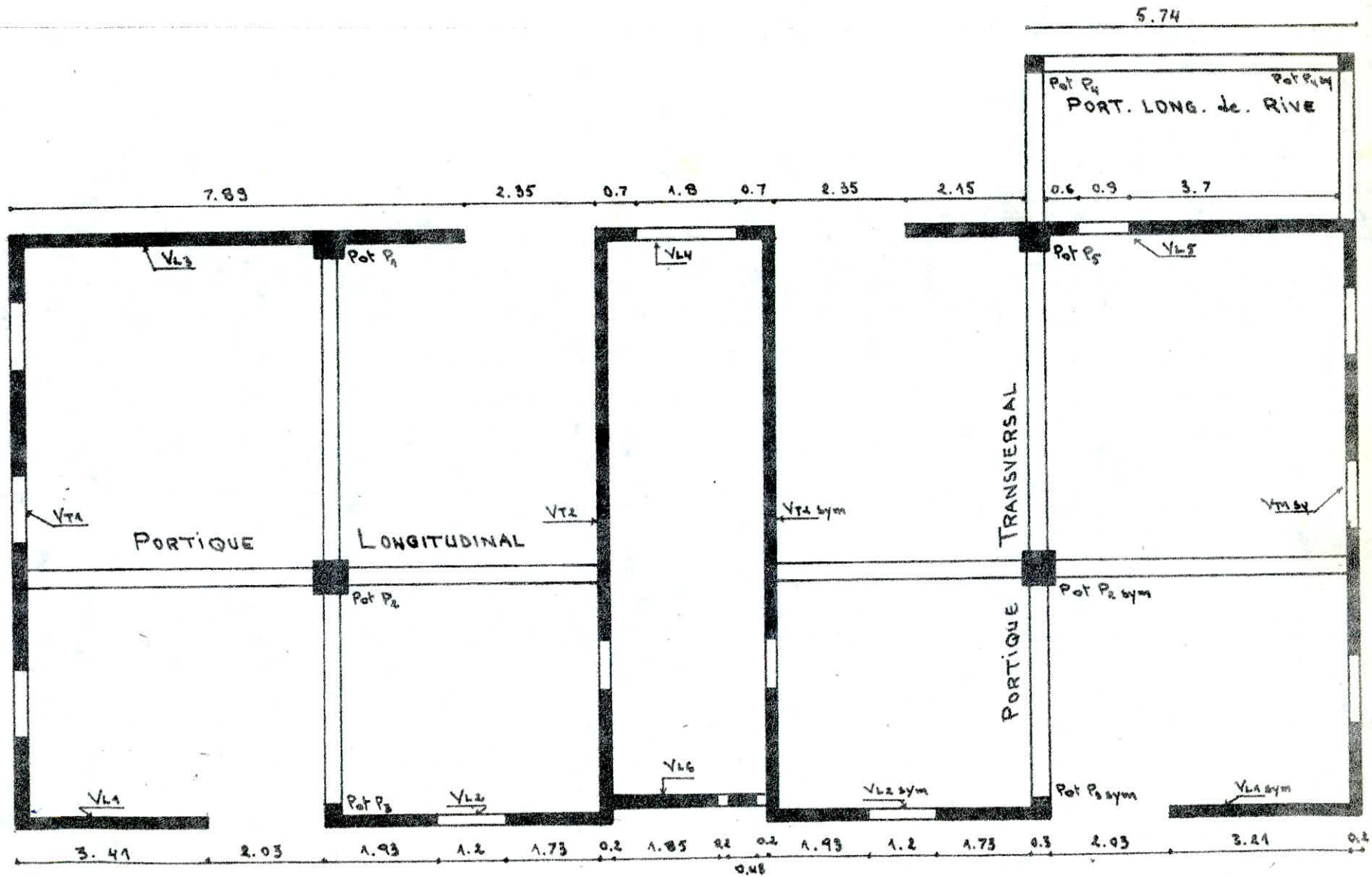
# **CHAPITRE 1**

## **INTRODUCTION**

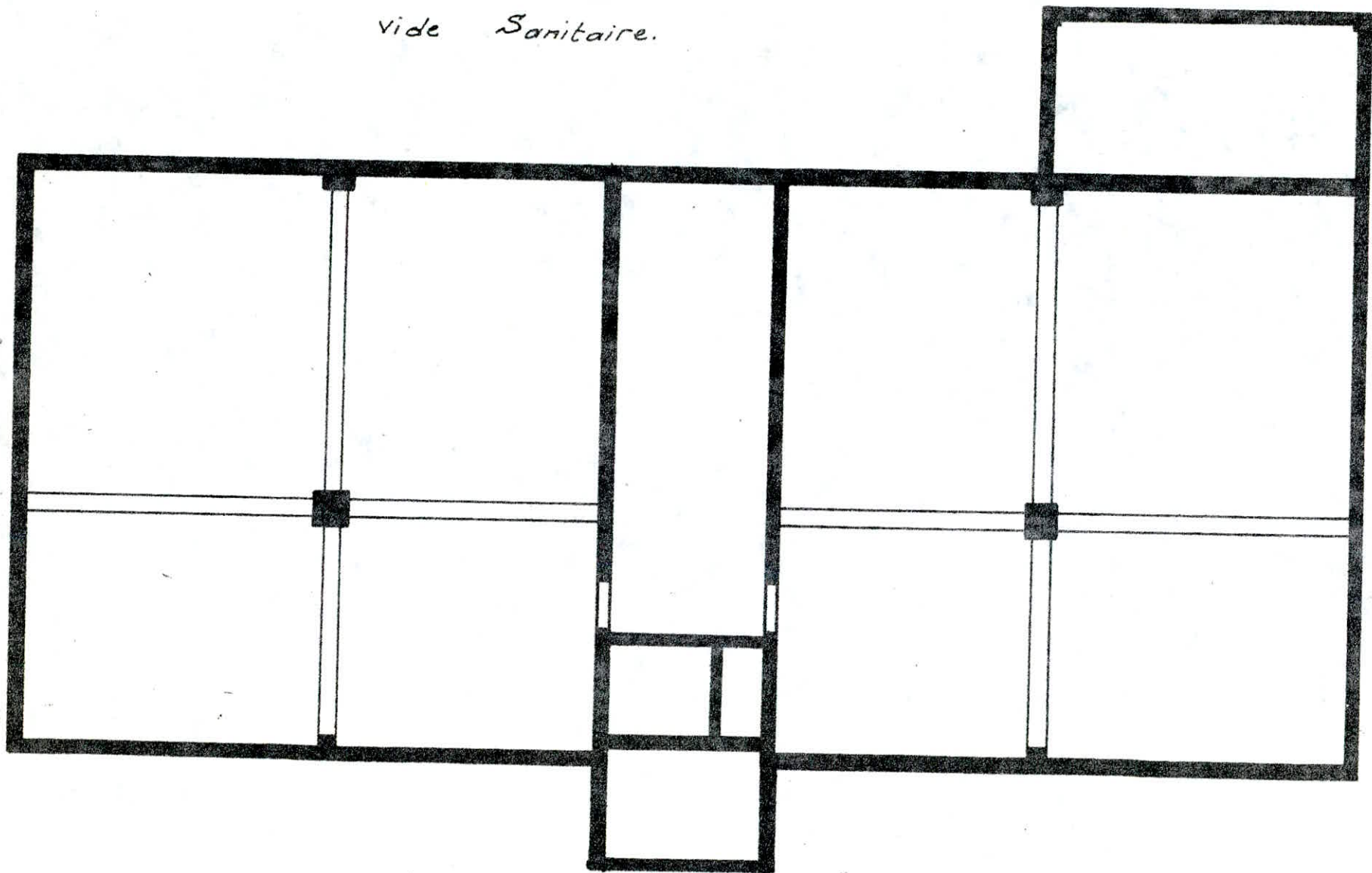
*Vue en plan du Batiment*



ECHELLE : 1/100



Poteaux et voiles au niveau du  
vide Sanitaire.



## 1- PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'objet de notre étude est le calcul des éléments résistants d'un tour R+8 avec vide sanitaire à usage d'habitation.

Notre bâtiment sera implanté à AIN-BENIAN qui est classée comme zone de moyenne sismicité (Région d'ALGER: Zone II).

## 2- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

L'ossature du bâtiment est constituée de Voiles et Portiques (Poutres-Poteaux). Le contreventement est assuré par les voiles (dans les deux sens) leur prépondérance par rapport aux portiques.

- Longueur du bâtiment  $L = 23,80$  m
- Largeur du bâtiment  $l = 13,40$  m
- Hauteur totale y compris l'Aerotère  $H_t = 29,5$  m avec  $h_0 = 2$ .

## PLANCHERS

Notre structure comporte deux types de Plancher:

- Les plancher du R.D.C et d'étage courant sont en poutrelle corps creux et une dalle de Compression de 5 cm d'épaisseur (20+).
- Plancher terrasse (inaccessible) sera constitué d'une dalle pleine qui sera dimensionnée par la suite.

## CAGE D'ESCALIER ET D'ASCENSEUR.

La Cage d'escalier sera réalisée par des voiles de 20 cm d'épaisseur avec deux volées adjacentes appuyées sur des paliers.

La Cage d'ascenseur est réalisée par des voiles d'épaisseur  $e = 15$  cm.

## VIDE SANITAIRE

Notre structure comporte un vide sanitaire d'une hauteur égale 1,20 m composé de voiles de 20 cm d'épaisseur aussi que les grilles. D'où notre infrastructure constitue un ensemble rigide capable de remplir les fonctions énoncées dans le RPA 81 Art 2.2.

## DECROCHEMENTS

Selon l'Art 2.3.11 du règlement RPA 81, les parties en saillie, dans une direction considérée, sont acceptées à condition de ne pas dépasser  $1/4$  de la dimension du bloc en question.

Pour notre cas, dans le sens transversal, on a une saillie qui dépasse la dimension réglementaire de 30 cm, ce qui est tolérable.

## Caractéristiques Des Matériaux

1. Béton : On a un béton dosé à  $350 \text{ Kg/m}^3$  de ciment CPA 325 :
- dosage d'un m<sup>3</sup> de béton :
    - 800 l gravillon
    - 400 l sable
    - 350 l ciment CPA 325 et 175 l d'eau.
  - Contrainte de Compression admissible : Art 9.4. CCBA 68.

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \cdot \sigma_{28} \quad \text{Avec } \rho_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$$

- Avec :
- $\alpha$  : dépend de la classe de ciment utilisé  $\rightarrow \alpha = 1$  (CPA 325)
  - $\beta$  : dépend de l'efficacité du contrôle  $\rightarrow \beta = 5/6$
  - $\gamma$  : dépend du rapport entre l'épaisseur de l'élément et le granulats.
  - $\delta$  : dépend de la nature de la sollicitation : C.S = 0,3 et F.S = 0,6
  - $\epsilon = 1$  dans le cas de la C.S et section et section rectangulaire en flexion simple ou en flexion composée avec traction.

### Application

- En compression simple : Sous SP1  $\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma_{28} = 60,5 \text{ Kg/cm}^2$   
Sous SP2  $\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 60,5 = 90,75 \text{ Kg/cm}^2$
- En flexion simple ou en flexion composée avec section rectangulaire.  
Sous SP1 :  $\bar{\sigma}_b = 1 \cdot 5/6 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 270 = 135 \text{ Kg/cm}^2$   
Sous SP2 :  $\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 135 = 202,5 \text{ Kg/cm}^2$
- Contrainte de Traction de référence Art 9.5. CCBA 68

$$\bar{\sigma}_t = \rho_t \cdot \sigma_{28} \quad \text{Avec } \rho_t = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$$

- Avec  $\theta$  : dépend de la résistance nominale du béton :  $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}}$
- $\rightarrow \bar{\sigma}_t = 1 \cdot 5/6 \cdot 1 \cdot 0,0258 \cdot 270 = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$
- Sous SP2 :  $\bar{\sigma}_t = 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \text{ Kg/cm}^2$

## 2. Aciers

- Aciers doux : (ronds lisses) : Nuance Fe E 24 avec  $\sigma_{ten} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$
- Contraintes admissibles
  - $\bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot \sigma_{ten} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$  sous SP1
  - $\bar{\sigma}_a = \sigma_{ten} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$  sous SP2.
- Aciers à haute adhérence : Nuance Fe E 40 A avec  $\left[ \begin{array}{l} \sigma_{ten} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{ten} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$
- Contraintes admissibles
  - $\phi \leq 20$  |  $\bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot \sigma_{ten} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$  sous SP1.  
 $\bar{\sigma}_a = \sigma_{ten} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$  sous SP2.
  - $\phi > 20$  |  $\bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot \sigma_{ten} = 2667 \text{ Kg/cm}^2$  sous SP1 et  $\bar{\sigma}_a = \sigma_{ten} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$



## • Treillis Soudé

$$\tau_{en} = 5300 \text{ Kg/cm}^2 \text{ pour } \phi \leq 6 \text{ mm.}$$

$$\tau_{en} = 4500 \text{ Kg/cm}^2 \text{ pour } \phi > 6 \text{ mm.}$$

## 3. Contraintes de Traction

Imposées par la condition de non fissuration du béton CCBA 68 Art 4.5.  
La valeur à considérer pour  $\bar{\sigma}_a$  est limitée à la plus grande des valeurs suivantes :

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot k}{\phi} \sigma_b}$$

Avec :

k : coeff dépendant des conséquences de fissuration

$\eta$  : coeff de fissuration

$\phi$  : diamètre / mm de la plus grosse barre.

$\tilde{\omega}_f$  : Pourcentage de fissuration avec  $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{S_f}$

## 4. Contraintes de Compression admissibles pour Les murs armés

$$\bar{\sigma}'_b = e'_b \cdot \sigma'_{cb} \quad \text{Avec } e'_b = \min \begin{cases} 0,45 \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot \delta \\ 0,5 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \end{cases}$$

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

a : épaisseur du mur

$$\text{et } e = \max \left\{ 1; \frac{l_e}{300} \right\} = 1 \rightarrow \alpha = 0,833$$

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left( \frac{a}{120} \right)^2}$$

$$\text{Avec } \lambda = \frac{\rho_e \sqrt{12}}{a} = 41,225 \rightarrow \beta = 0,746$$

$$\gamma = 0,83 \quad (\text{béton de qualité moyenne})$$

$$\delta = 1,1$$

$$\rightarrow e'_b = \min \{ 0,342 ; 0,284 \} = 0,284 \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 78 \text{ Kg/cm}^2$$

## 5. Contraintes à Considérer pour le Calcul des Linteaux

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

$$\bar{\sigma}'_b = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_a = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Si  $0,06 \bar{\sigma}'_b \leq \tau_b < \bar{\tau}_b$  on prévoit des armatures supplémentaires disposées dans les angles.

## PREDIMENSIONNEMENT

### - Poteaux

Selon l'Art 4.2.11 du RPA 81, les dimensions de la section transversal des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes:

-  $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$  en zones I et II et 30 cm en zone III

-  $\frac{1}{3} \leq \frac{b}{h} \leq 3$

-  $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h}{20}$

-  $A = b \cdot h \geq \frac{K N'}{f_{c28}}$

avec  $K = \begin{cases} 5 & \text{en Zone III} \\ 4 & \text{en Zone II} \\ 3 & \text{en Zone I} \end{cases}$

Dans notre cas K est égal à 4 et  $N' = (G_T + 1,2 P_T) S_T + \eta (G_C + 1,2 P_C) S_C$

Application:

Poteaux		P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>2 sym</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>
sur face	SC	14,97	25,46	25,46	2,08	3,99	14,97
	ST	0,45	16,39	16,39	4,32	5,09	9,90
N' <sub>T</sub>		7,35	14,78	14,78	3,76	4,42	8,83
N' <sub>C</sub>		10,36	17,69	17,69	1,45	2,77	10,36
Σ = N'		100,50	174,02	174,02	16,76	29,37	102,07
A = $\frac{KN'}{f_{c28}}$		1467,8	2537,2	2537,2	243,85	427,30	1512,75
h <sub>1</sub>		50	50	50	30	30	50
b <sub>1</sub>		30	50	50	30	30	30

D'après ces résultats, toutes les conditions citées ci-dessus sont vérifiées.

### - Poutres

Selon l'Art 4.2.1.2 du RPA 81, les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après:

-  $b \geq 20 \text{ cm}$  en zones I et II et  $b_{\text{max}} \leq 1,5 h + b_1$

-  $h \geq 30 \text{ cm}$

-  $\frac{1}{6} \leq \frac{b}{h} \leq 3$

Avec un prédimensionnement classique on a :  $\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10}$

$0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec  $L_{\text{max}} = 5,88 \text{ m} \rightarrow 39,2 \leq h \leq 58,8$   
 $15 \leq b \leq 35$

$\rightarrow$  On prendra  $h = 50 \text{ cm}$   
 et  $b = 30 \text{ cm}$ .

## PLANCHER TERRASSE

Le plancher terrasse sera dimensionner à partir de la condition de limitation de flèche car cette dernière est à la base des fissurations provoquées dans les revêtements et les cloisons.

La flèche est donnée par la formule suivante:

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

avec  $f_{\text{max}} \leq \frac{l}{500}$

$$f_{max} \geq \frac{5 q l^4}{384 EI}$$

$$\text{avec } I = \frac{b e^3}{12}$$

$b = 100 \text{ cm}$  (largeur de 1ml)

$e$ : épaisseur du plancher

$E$ : module de déformation

Longit. du béton.  $E = 7000 \sqrt{f_{c28}}$   
à 90 jours.  $f_{c90} = 1,2 \sqrt{f_{c28}}$

$$l_{max} = 5,88 \text{ m}$$

$$q(6 \times 1,25) = 870 \text{ Kg/ml}$$

Tout calcul fait, on trouve  $I \geq 89596,14 \text{ cm}^4 \rightarrow e = \sqrt[3]{\frac{12 I}{b}} \geq 22 \text{ cm}$

- Condition de la résistance à la flexion  
Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 côtés on a:

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \quad \rightarrow \quad 11,76 \text{ cm} \leq e \leq 14,7 \text{ cm}$$

Vue les deux conditions, on prendra la moyenne des deux valeurs.  $e = 16$

### PLANCHER A CORPS CREUX

Le choix du plancher à corps creux est basé sur les critères suivants.

- Bonne isolation acoustique.
- Facilité et rapidité d'exécution
- Economie de coffrage

L'épaisseur du plancher est donnée d'après l'Art 58.A du CCBA 68

$$e \geq \frac{L}{35} \quad \text{avec } L = 5,88 \text{ m} \quad \text{on trouve } e \geq 17 \text{ cm}$$

Enfin, on prendra  $e = 20 + 5$

### VOILES

D'après le RPA 81 Art 4.3.1.2, l'épaisseur du voile doit satisfaire les conditions suivantes:

- $e \geq 15$  en zone II
- $e \geq \max \left( \frac{h}{25}, \frac{h}{22}, \frac{h}{20} \right) = 14 \text{ cm}$

En définitif on prendra  $e = 20 \text{ cm}$ .

## EVALUATION DES CHARGES

### 1. Poids Propre

#### 1. Plancher Terrasse

- Gravier roulé	-----	75 Kg/m <sup>2</sup>
- Etanchéité	-----	15 "
- Isolation Thermique	-----	13,5 "
- Béton de Pente (10%)	-----	220 "
- Dalle en B.A (e=16 cm)	-----	400 "
- Enduit plâtre	-----	25 "

Tot = 750 Kg/m<sup>2</sup>

#### 2. Plancher Courant

- Carrelage (2 cm)	-----	44 Kg/m <sup>2</sup>
- Mortier de pose (2 cm)	-----	40 "
- Sable sec (3 cm)	-----	59 "
- Enduit en plâtre (2 cm)	-----	28 "
- Isolation phonique (3 cm)	-----	10 "
- Cloison	-----	75 "
- Dalle (poutrelle-Hourdis - 20+5)	-----	325 "

Tot = 573 Kg/m<sup>2</sup>

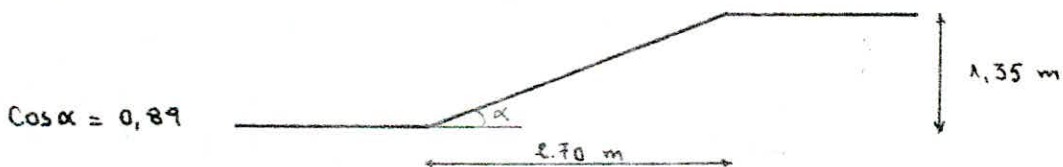
### 3. Escalier

#### a. Palier

- Carrelage (2 cm)	-----	44 Kg/m <sup>2</sup>
- Mortier de Pose (2 cm)	-----	40 "
- Sable (3 cm)	-----	59 "
- Dalle en B.A (e=16 cm)	-----	400 "

Tot = 535 Kg/m<sup>2</sup>

#### b. Volet



- Poids propre de la pailleuse	-----	$\frac{2500 \cdot 0,16}{\cos 26,56} = 447,19$ Kg
- Poids des Marches	-----	$\frac{2200 \cdot 0,15}{2} = 165$ "
- Mortier (2 cm)	-----	40 "
- Revêtement (3 cm)	-----	66 "
- Garde - corps	-----	100 "

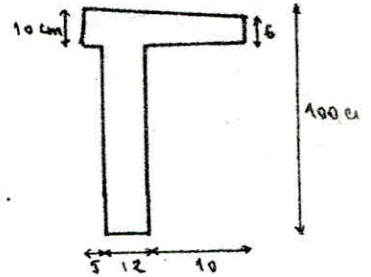
Tot = 818,19 Kg

#### 4. Acrotère

Dimensions  $h = 100 \text{ cm}$  et  $e = 12 \text{ cm}$ .

Surface:  $S = 1296 \text{ cm}^2$ .

Poids Propre de l'Acrotère:  $G = 2500 \cdot 0,1296 = 324 \text{ Kg/ml}$ .



#### 5. Façades

- Le remplissage entre ossature est fait en Brique de 15 cm d'épaisseur dont la masse est: ----- 210 Kg/m<sup>2</sup>
- Enduit en plâtre (2 cm) ----- 28 Kg/m<sup>2</sup>

Tot = 238 Kg/m<sup>2</sup>

- Au niveau des Sechoirs et Loggias, on a prévu des Gardes-Corps en métal dont la masse est de: 100 Kg/ml

#### 6. Gaines

On a deux types de gaine: - Ventillation - fumée.

Le poids volumique est estimé à 1,5 t/m<sup>3</sup>.

- Gaine de Ventillation -----  $0,47 \cdot 0,8 \cdot 2,8 \cdot 1,5 = 1,58$
- Gaines de fumée (deux) -----  $0,73 \cdot 0,38 \cdot 2,8 \cdot 1,5 = 1,16$

#### 7. Cape d'Ascenseur

- Dalle Locale Machinerie ( $e = 10 \text{ cm}$ ) -----  $0,10 \cdot 2,5 = 0,25 \text{ t/ml}$
- Dalle d'Ascenseur de 16 cm d'épaisseur -----  $0,4 \text{ t/ml}$

### B - SURCHARGES D'EXPLDITATIONS

- Plancher Terrasse -----	100 Kg/m <sup>2</sup>
- Plancher R.D.C et étage courant -----	175 "
- Escalier: Palier -----	250 "
Volet -----	250 "
- Loggia et Sechoir -----	350 "
- Accrotère -----	100 "

## DESCENTE DE CHARGES

La descente de charges dues aux poids morts peut s'effectuer en considérant pour chaque élément porteur :

- Son poids propre
- La part des charges et surcharges dues aux planchers.
- La part des cloisons et le poids des façades.
- Éléments spéciaux ( Gaines - escaliers - garde corps ... )

Dans le cas d'un bâtiment à usage d'habitation, on procède à une dégression des surcharges :

- Plancher terrassé et dernier étage, 100% des surcharges.
- Avant dernier étage, réduction de 10%.
- Étage en dessous, réduction de 20%.
- Étage inférieur, réduction de 30%.
- Étage inférieur à ce dernier, réduction de 40%.
- Tous les autres étages, Rez de chaussée et sous sol, 50% de réduction.

Il ya lieu de tenir compte d'une façon admissible la majoration de la charge sur les poteaux centraux de 10 à 15%, et la minoration des poteaux de rive de 5 à 10%.

### I. VOILES

Exemple : Voile  $V_{T2}$

#### Niveau Terrasse

- Poids propre du plancher - - - - -  $(3,6 + 8,14) \cdot 0,750 = 8,805 \text{ t}$
- Poids propre de l'Acerotère - - - - -  $(10,4 \cdot 0,324) = 3,37 \text{ t}$

$$\Sigma = 12,175 \text{ t}$$

#### Plancher étage courant

- Poids propre du voile - - - - -  $(10,4 \cdot 2,8 - 3 \cdot 1,2 \cdot 1,4) \cdot 2,5 \cdot 0,2 = 12,04 \text{ t}$
- Poids propre du plancher - - - - -  $(5,2 \cdot 5,7 + 5,2 \cdot 4) \cdot 0,573 = 14,45 \text{ t}$

#### Niveau Etage 1 +

$$\text{---} \text{---} \text{---} 12,175 + 8,26,49 = 244,103 \text{ t}$$

$$\Sigma = 244,796 \text{ t}$$

Le poids total revenant au voile  $V_{T2}$  jusqu'à la fondation est de 244,796 t.

Ce raisonnement de calcul est valable pour tous les voiles.







CHARGES VERTICALES REVENANT A CHAQUE POTEAU

- Exemple de Calcul

Niveau  $n_1$

Poteau  $P_1$

- Poutre Transversale	-----	1,05 t
- P. propre du plancher	-----	6,02 t
		$\Sigma = 7,07 t$

Poteau  $P_2 = P_{2sym}$

- Poutre Longit.	-----	1,84 t
- Poutre Transv.	-----	1,84 t
- P. propre du Plancher	-----	17,97 t
		$\Sigma = 22,65 t$

Poteau  $P_3$

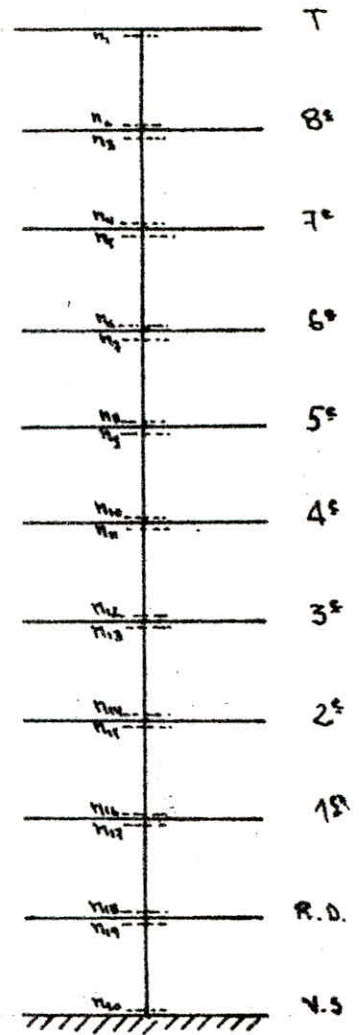
- Poutre Transv.	-----	0,75 t
- P. propre du plancher	-----	3,02 t
		$\Sigma = 3,77 t$

Poteau  $P_4$

- Poutre Transv.	-----	0,49 t
- Poutre Longit.	-----	0,95 t
- P. propre du plancher	-----	2,5 t
		$\Sigma = 3,94 t$

Poteau  $P_5$

- Poutre Transv.	-----	1,56 t
- P. propre du plancher	-----	6,66 t
		$\Sigma = 8,22 t$



TABLEAUX REGROUPANT LES VALEURS A TOUS LES NIVEAUX

Niveau \ Pot	$P_1$	$P_2$	$P_3$	$P_4$	$P_5$
$n_1$	7,07	22,65	3,77	3,94	8,22
$n_2$	7,7	24,40	5,52	5,69	9,97
$n_3$	16,846	40,67	11,47	11,57	20,19
$n_4$	17,476	42,45	13,22	13,32	21,94
$n_5$	26,622	58,75	19,17	19,80	32,16
$n_6$	27,252	58,76	19,8	19,83	32,79
$n_7$	36,398	60,49	25,75	25,71	43,0
$n_8$	37,028	76,79	26,38	26,34	43,64
$n_9$	46,174	78,54	32,33	32,22	53,85
$n_{10}$	46,804	96,59	32,96	32,85	54,48

Niv \ Pot	$P_1$	$P_2$	$P_3$	$P_4$	$P_5$
$n_{11}$	55,95	112,89	38,91	38,73	64,71
$n_{12}$	56,58	114,64	39,54	39,36	65,33
$n_{13}$	65,726	130,94	45,49	45,24	75,55
$n_{14}$	66,35	132,69	46,12	45,87	76,18
$n_{15}$	75,50	148,99	52,07	51,75	86,40
$n_{16}$	76,13	150,74	52,7	52,38	87,03
$n_{17}$	85,27	167,04	58,65	58,26	97,25
$n_{18}$	85,99	168,8	59,28	58,89	97,88
$n_{19}$	95,05	185,1	65,23	64,77	108,10
$n_{20}$	95,32	185,84	65,5	65,04	108,37

## EFFORTS DANS LES POTEAUX (surcharges avec dégression).

Niveau	Poteaux charges	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>
T	G	6,72	2. 26,04	2. 3,58	2. 3,74	9,04
	1,2 P	0,91	2. 3,31	2. 0,46	2. 0,37	1,17
8	G	16	2. 46,80	2. 10,87	2. 10,99	22,21
	1,2 P	2,81	2. 5,79	2. 1,97	2. 0,66	3,26
7	G	25,29	2. 67,56	2. 18,21	2. 18,24	35,37
	1,2 P	4,93	2. 5,21	2. 1,76	2. 0,59	2,93
6	G	34,58	2. 88,32	2. 24,46	2. 24,42	47,30
	1,2 P	2,24	2. 4,63	2. 1,57	2. 0,52	2,60
5	G	43,86	2. 109,07	2. 30,73	2. 30,61	59,24
	1,2 P	1,97	2. 4,05	2. 1,38	2. 0,46	2,29
4	G	53,15	2. 129,83	2. 36,96	2. 36,79	71,17
	1,2 P	1,69	2. 3,47	2. 1,18	2. 0,40	1,95
3	G	62,44	2. 150,58	2. 43,21	2. 42,98	83,11
	1,2 P	1,4	2. 2,89	2. 0,98	2. 0,33	1,62
2	G	71,73	2. 171,34	2. 49,46	2. 49,16	95,04
	1,2 P	1,4	2. 2,89	2. 2,89	2. 0,33	1,62
1	G	81,01	2. 192,09	2. 55,72	2. 55,35	106,98
	1,2 P	1,4	2. 2,89	2. 0,98	2. 0,33	1,62
R.D.C V.S	G	90,56	2. 213,31	2. 62,22	2. 61,79	119,21
	1,2 P	1,4	2. 2,89	2. 0,98	2. 0,33	1,62
$\Sigma$	G + 1,2 P	110,71	503,48	148,93	132,22	139,88

Précision : Les poteaux P<sub>1</sub>, P<sub>3</sub> et P<sub>4</sub> sont minorés de 5%.  
Les poteaux P<sub>2</sub> et P<sub>5</sub> sont majorés respectivement de 15 et 10%.

Poids Total du Batiment : G + 1,2 P

- P. des voiles :  $G + 1,2 P = 1842,961 \text{ t}$
- P. des poteaux :  $G + 1,2 P = 1035,307 \text{ t}$
- P. des Grives :  $2 (G_1 + G_2) = 70,2 \text{ t}$

Le Poids Total est :

$P_T = 2948,368 \text{ t}$

# CALCUL DES CENTRES DE MASSE ET D'INERTIE

## 1. CENTRE DE MASSE

Les efforts sismiques étant supposés concentrer au niveau des planchers d'où la nécessité de calculer le centre de masse des éléments.  
Les coordonnées cartésiennes sont définies de la manière suivante:

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

### a. Centre de Masse Au Niveau de La Terrasse

Elements	M <sub>i</sub>	X <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> X <sub>i</sub>	Y <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>
Acrotère	34,82	9,481	329,43	5,63	196,03
Plan. Terr.	176,25	12,33	2173,16	5,66	997,57
1/2 Voiles	51,40	11,53	592,64	5,056	259,87
1/2 Façades	3,25	20,67	67,17	12,55	40,78
1/2 Gaiues	3,90	11,84	46,17	2,13	8,30
Poutres. Trav.	9,26	13,76	127,41	6,63	61,39
Poutres. Louf.	9,50	13,75	130,62	6,13	58,23
1/2 Poteaux	3,64	13,588	48,73	6,18	22,49
TOTAL	292,02		2515,33		1644,66

Enfin  $X_G = 12,035 \text{ m}$   $Y_G = 5,63 \text{ m}$

### b. Centre de Masse Au Niveau de l' Etage Courant

Elements	M <sub>i</sub>	X <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> X <sub>i</sub>	Y <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>
Plan. Cour.	128,18	12,33	1585,31	5,58	718,59
Voiles	102,80	11,53	1185,28	5,056	519,75
Façades	6,50	20,67	134,35	12,55	81,57
Gaiues	7,80	11,84	92,35	2,13	16,61
Poutres. Trav.	9,26	13,76	127,41	6,63	61,39
Poutres. Louf.	9,50	13,75	130,62	6,13	58,23
Poteaux	7,28	13,89	97,46	6,18	44,99
Palier	3,04	11,84	35,99	9,55	29,03
Volet	19,47	11,84	230,52	7,55	146,99
Garde Corps	0,87	11,82	10,28	5,57	4,84
TOTAL	295,10		3629,57		1681,99

Enfin  $X_G = 12,299 \text{ m}$   $Y_G = 5,699 \text{ m}$

c. Centre de Masse Au Niveau du Rez de Chaussée

Element	M <sub>i</sub>	X <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> X <sub>i</sub>	Y <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>
Plancher	128,58	12,33	1585,93	5,58	718,59
1/2 Voile RAC	51,40	11,53	592,64	5,056	259,87
Voile V.S	64,31	12,79	822,52	5,72	367,85
1/2 Façade	3,25	20,67	67,17	12,55	40,78
1/2 Gaires	5,90	11,84	46,17	2,13	8,307
Pout. Trans	9,26	13,76	127,41	6,63	61,39
Pout. Long	9,50	13,75	130,62	6,13	58,23
Poteaux	6,64	13,39	88,89	6,18	41,035
Volet	14,83	11,84	175,58	7,55	111,96
G. Corps	0,87	11,82	10,28	5,75	4,84
TOTAL	292,54		3646,59		1672,85

$\Sigma_{i=1}^n X_i = 12,465 \text{ m}$

$Y_0 = 5,71 \text{ m.}$

2. CENTRE D'INERTIE

Les coordonnées cartésiennes du centre d'Inertie sont définies de la manière suivante :

$$X_{CT} = \frac{\sum X_i I_{xx}^0}{\sum I_{xx}^0}$$

$$Y_{CT} = \frac{\sum Y_i I_{yy}^0}{\sum I_{yy}^0}$$

Voiles	X <sub>i</sub>	Y <sub>i</sub>	I <sub>e</sub> <sup>xx</sup>	I <sub>e</sub> <sup>yy</sup>	I <sub>e</sub> <sup>xx</sup> · X <sub>i</sub>	I <sub>e</sub> <sup>yy</sup> · Y <sub>i</sub>
V <sub>L1</sub>	—	0,10	—	0,66	—	0,066
V <sub>L1 sym</sub>	—	0,10	—	0,66	—	0,066
V <sub>L2</sub>	—	0,10	—	2,115	—	0,2115
V <sub>L2 sym</sub>	—	0,10	—	2,115	—	0,2115
V <sub>L3</sub>	—	10,30	—	8,186	—	84,31
V <sub>L4</sub>	—	10,30	—	0,448	—	4,614
V <sub>L5</sub>	—	10,30	—	7,25	—	74,67
V <sub>L6</sub>	—	0,36	—	0,366	—	0,131
V <sub>T1</sub>	0,10	—	15,829	—	1,58	—
V <sub>T1 sym</sub>	23,58	—	15,829	—	373,24	—
V <sub>T2</sub>	10,40	—	17,575	—	182,78	—
V <sub>T2 sy</sub>	13,40	—	17,575	—	235	—
TOT			66,808		792,60	164,28

$\Sigma_{i=1}^n X_{CT} = 11,86 \text{ m}$

$Y_{CT} = 7,53 \text{ m.}$

Précision : Les inerties des voiles ont été calculées de la manière suivante :  
"Inertie Equivalente"

### 3- EXCENTRICITÉS

Selon l'Art 3.3.5 du RPA 81, La résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce Niveau.
- Excentricité Théorique résultant des plans.

#### a. Excentricité Accidentelle

$$e_x = e_y = \frac{5}{100} L = 1,19 \text{ m}$$

#### b. Excentricités Théoriques

$$e_x = |x_G - x_{CT}|$$

$$e_y = |y_G - y_{CT}|$$

##### Niveau terrasse

$$e_x = |12,035 - 11,86| = 0,175$$

$$e_y = |5,63 - 7,53| = 1,9$$

Où prendra enfin  $e_x = 1,19 \text{ m}$

et  $e_y = 1,9 \text{ m}$

##### Niveau Etage Courant

$$e_x = |12,5 - 11,86| = 0,64$$

$$e_y = |5,699 - 7,53| = 1,831$$

On prendra enfin  $e_x = 1,19 \text{ m}$

et  $e_y = 1,831 \text{ m}$

##### Niveau R.D.C et V.S

$$e_x = |12,46 - 11,86| = 0,6$$

$$e_y = |5,71 - 7,53| = 1,82$$

Où prendra enfin  $e_x = 1,19 \text{ m}$

et  $e_y = 1,82 \text{ m}$ .

# CHAPITRE 2

## ETUDE

### PSYCHO-DYNAMIQUE

# EVALUATION DE LA PERIODE PROPRE D'OSCILLATION

## ETAPES DE CALCUL ET METHODES

1<sup>re</sup> Etape: Calcul dynamique des périodes propres d'oscillation par l'une des deux méthodes numériques approximatives qui sont:

- Méthode de M<sup>r</sup> LORD RAYLEIGH.
- Méthode de M<sup>r</sup> STODOLA VIANELLO.

2<sup>e</sup> Etape: Evaluation des forces d'Inertie du système statique équivalent par RPA 81 en utilisant la période la plus défavorable des périodes calculées dans la 1<sup>re</sup> Etape.

Remarque: La 3<sup>e</sup> Etape sera la distribution de ces forces entre élément par qu'on appelle contreventement par une méthode classique d'RDM.

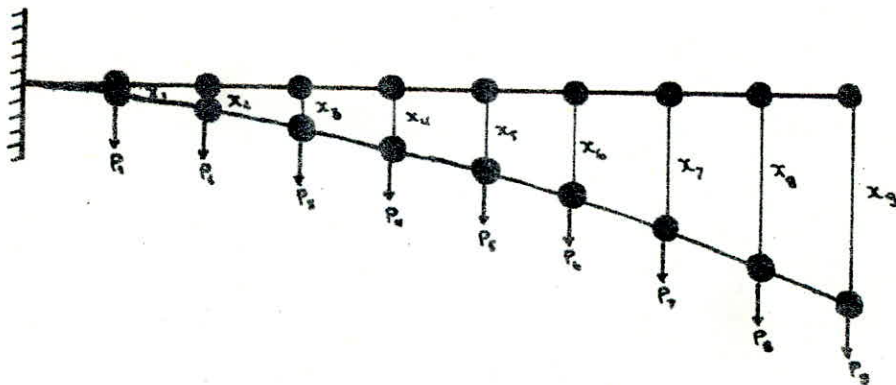
## Exposée de la méthode de RAYLEIGH

Cette méthode est basée sur la conservation d'énergie, elle suppose des systèmes non amortis conservatifs. Mais compte tenu de l'influence négligeable de l'amortissement sur les valeurs de pulsation propre elle peut être utilisée pour le calcul des caractéristiques dynamiques des structures réelles.

Domaine d'Application: La fréquence propre de vibration d'un système à un degré de liberté constitue l'information primordiale, pour cette raison il est souhaitable de savoir déterminer cette fréquence fondamentale de manière simple. La méthode de RAYLEIGH est très utile pour la détermination du 1<sup>er</sup> mode fondamentale, son utilisation pour les modes supérieurs est très laborieux.

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

## Schéma de Calcul



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

$$[P] = [K] [D]$$

Avec :  $[P]$  vecteur colonne des forces.  
 $[K]$  Matrice de rigidité de la console.  
 $[D]$  vecteur colonne des déplacements.

Donc  $[D] = [K^{-1}][P]$  En posant  $[S] = [K^{-1}]$  matrice de souplesse de la console.

On aura  $[D] = [S][P]$

Avec  $[P] = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \vdots \\ P_n \end{bmatrix}$  ;  $[D] = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_n \end{bmatrix}$  ;  $[S] = \begin{bmatrix} s_{11} & s_{12} & \dots & s_{1j} & \dots & s_{1n} \\ s_{21} & s_{22} & \dots & s_{2j} & \dots & s_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ s_{i1} & s_{i2} & \dots & s_{ij} & \dots & s_{in} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ s_{n1} & s_{n2} & \dots & s_{nj} & \dots & s_{nn} \end{bmatrix}$

d'où

$$\begin{aligned} x_1 &= s_{11} P_1 + s_{12} P_2 + \dots + s_{1j} P_j + \dots + s_{1n} P_n \\ x_2 &= s_{21} P_1 + s_{22} P_2 + \dots + s_{2j} P_j + \dots + s_{2n} P_n \\ \vdots & \\ x_i &= s_{i1} P_1 + s_{i2} P_2 + \dots + s_{ij} P_j + \dots + s_{in} P_n \\ \vdots & \\ x_n &= s_{n1} P_1 + s_{n2} P_2 + \dots + s_{nj} P_j + \dots + s_{nn} P_n \end{aligned}$$

### Calcul Des Coefficients De La Matrice De Souplesse

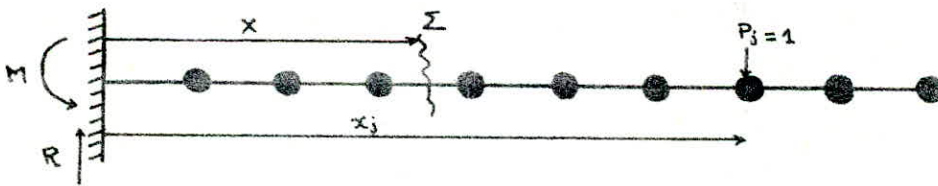
Ces coefficients se calculent par l'évaluation des déplacements pour que toutes les forces soient nulles sauf une.

En effet si toutes les forces sont nulles sauf  $P_j$  laquelle on impose la valeur  $P_j = 1$  on aura :

$$\begin{aligned} x_1 &= s_{1j} \\ x_2 &= s_{2j} \\ \vdots & \\ x_i &= s_{ij} \\ \vdots & \\ x_n &= s_{nj} \end{aligned}$$

On peut ainsi calculer les coefficients de la matrice en évaluant les déplacements aux nœuds (masses) pour les n cas de forces appliquées.

### Evaluation Des Déplacements pour $P_j = 1$



$$M = P_j \cdot x_j \quad ; \quad R = P_j = 1$$

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

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

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

$$y(x) = \frac{1}{EI} \left[ x_j \frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{6} \right] + c_1 \quad \text{pour } x=0 \longrightarrow y(0) = 0 \longrightarrow c_1 = 0$$



d'où :

$$x_i = \frac{1}{EI} \left[ \frac{x_i^4}{2} \left( x_j - \frac{x_i}{3} \right) \right] = S_{ij}$$

D'après Maxwell - Betti on a :  $S_{ij} = S_{ji}$

$S_{ij}$  = Déplacement en  $i$  due à une force unitaire appliquée en  $j$ .  
Après détermination des  $S_{ij}$ , on calculera les déplacements statiques en pondant à l'action des charges  $P_{ij}$  statiquement appliquées.  
On calculera la période par la formule suivante :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i x_i^4}{g \sum P_i x_i^3}}$$

$T$  est donnée d'après le principe de conservation :

$$\frac{1}{2} \sum_{i=1}^n P_i x_i = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{i=1}^n P_i x_i^3 \implies \omega = \sqrt{\frac{g \sum P_i x_i}{\sum P_i x_i^3}} \implies T = \frac{2\pi}{\omega}$$

### Modélisation :

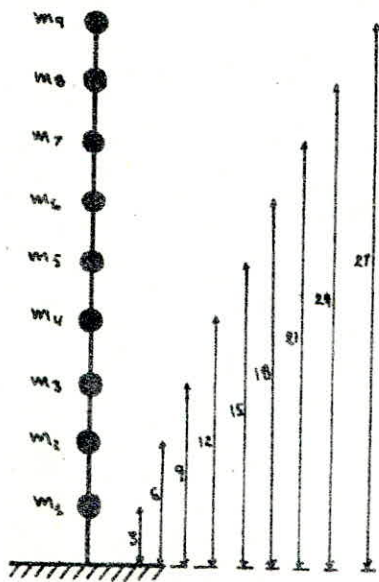
Cette étude dépend de deux paramètres :

- Le respect de la position du centre de gravité des masses et leur répartition dans la structure.
- La rigidité des éléments.

La modélisation de notre structure sera représentée par une console verticale flexible, rigidement encastrée à la base, où les masses sont concentrées de manière ponctuelle aux niveaux des planchers. Nous obtenons ainsi un modèle de 9 masses concentrées, le système présente donc 9 degrés de liberté :

Précision : Nous étudions notre structure suivant deux plans verticaux perpendiculaires, indépendants. De plus, le déplacement vertical et la rotation ont été négligés.

### Evaluation Des Masses Concentrées



$$m = m_1 = m_2 = \dots = m_8 \neq m_9$$

$m$  : Masse concentrée de l'étage courant.

$m_9$  : Masse concentrée de la Terrasse

Ou a :

$$m = 276,55 \text{ t}$$

$$m_9 = 290,9 \text{ t}$$

Ou aura  $\omega_T = 22,0 \text{ s}^{-1}$



$$T_T = \frac{2\pi}{\omega_T} = 0,28 \text{ s}$$

b. Sens Longitudinal

$$\sum_{i=1}^2 P_i x_i = 101,447 \text{ t.m}$$

$$\sum_{i=1}^2 P_i x_i^2 = 6,3037 \text{ t.m}^2$$

Ou aura  $\omega_L = 12,564 \text{ s}^{-1}$



$$T_L = \frac{2\pi}{\omega_L} = 0,50 \text{ s}$$

### Poids du mode de vibration sismique

Le poids du mode de vibration (i) exprime l'importance ou l'influence de ce mode sur la force sismique latérale totale.  
le coefficient de participation modale est donné par:

$$\varepsilon_i = \frac{(\sum w_k x_{k,i})^2}{\sum w_k \cdot \sum w_k x_{k,i}^2}$$

Expression dans laquelle:

$w_k$  : masse du Niveau (k)

$x_{k,i}$  : Composante du vecteur propre ou déplacement de la masse (k) au mode (i)

Application au 1<sup>er</sup> Mode:

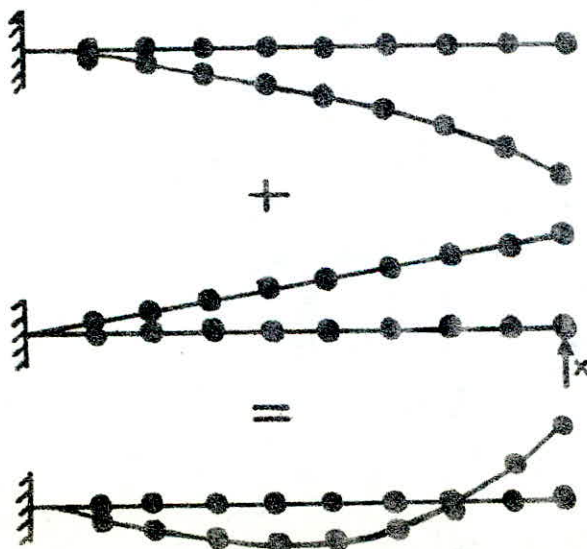
• Sens Longitudinal : 1 Mode  $\implies$

$$\varepsilon_1 = \frac{(101,447)^2}{2226,81 \cdot 6,3037} = 73,31\%$$

• Sens Transversal : 1 Mode  $\implies$

$$\varepsilon_1 = \frac{(33,0886)^2}{2226,81 \cdot 0,6706} = 73,3\%$$

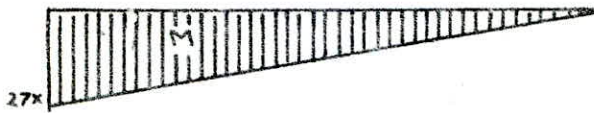
### Calcul de la période du 2<sup>ème</sup> Mode fondamental



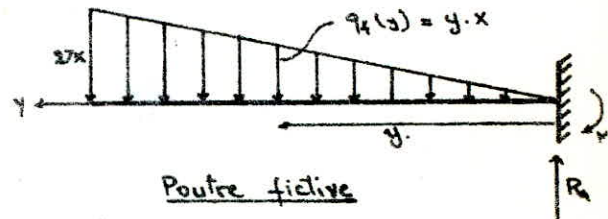
Les déformations du 1<sup>er</sup> Mode aux quelles on ajoute les déformations provoquées par une force x (à déterminer) nous donne la déformée du 2<sup>e</sup> mode.

$$\rightarrow X_i^I = X_i^I + X_i^E$$

- Calcul des déformations sous X



Après l'application de la force x on obtient le diagramme des moments suivant, puis on applique la méthode de la poutre auxiliaire.



$$q_f = y \cdot x$$

$$R_A = \frac{l^2 x}{2} = \frac{27 \cdot 27x}{2}$$

$$M_A = \frac{l^3 \cdot x}{3}$$

D'où l'équation du moment:

$$M_2^1(y) = M_A + R_A \cdot y - q_f(y) \cdot \frac{y}{2} \cdot \frac{y}{3} = -\frac{x}{3} y^3 + \frac{x l^2}{2} \cdot y - \frac{1}{2} x y \cdot y \cdot \frac{1}{3} y$$

$$M_2^1(y) = -\frac{x l^3}{3} + \frac{x l^2 y}{2} - \frac{x y^3}{6} = v(y)$$

Les déplacements :  $EI \delta_{ix} = M_2^1(y_i)$

Avec  $y_i = 27 - h_i$

Où a  $EI_{xx} = 2,4178 \cdot 10^8 \text{ t} \cdot \text{m}^2$  et

$EI_{yy} = 7,8855 \cdot 10^7 \text{ t} \cdot \text{m}^2$

• Sens Transversal

• Sens Longitudinal

$$\begin{aligned} \delta_{1x} &= 0,483 \cdot 10^{-6} X \\ \delta_{2x} &= 1,861 \cdot 10^{-6} X \\ \delta_{3x} &= 4,02 \cdot 10^{-6} X \\ \delta_{4x} &= 6,849 \cdot 10^{-6} X \\ \delta_{5x} &= 10,516 \cdot 10^{-6} X \\ \delta_{6x} &= 1,407 \cdot 10^{-5} X \\ \delta_{7x} &= 1,824 \cdot 10^{-5} X \\ \delta_{8x} &= 2,263 \cdot 10^{-5} X \\ \delta_{9x} &= 2,713 \cdot 10^{-5} X \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{1y} &= 1,483 \cdot 10^{-6} X \\ \delta_{2y} &= 5,706 \cdot 10^{-6} X \\ \delta_{3y} &= 1,232 \cdot 10^{-5} X \\ \delta_{4y} &= 2,099 \cdot 10^{-5} X \\ \delta_{5y} &= 3,1384 \cdot 10^{-5} X \\ \delta_{6y} &= 4,314 \cdot 10^{-5} X \\ \delta_{7y} &= 5,592 \cdot 10^{-5} X \\ \delta_{8y} &= 6,933 \cdot 10^{-5} X \\ \delta_{9y} &= 8,3198 \cdot 10^{-5} X \end{aligned}$$

→

$$\begin{aligned} X_1 &= 0,0006302 - 0,483 \cdot 10^{-6} X \\ X_2 &= 0,00231 - 1,861 \cdot 10^{-6} X \\ X_3 &= 0,00482 - 4,02 \cdot 10^{-6} X \\ X_4 &= 0,008134 - 6,849 \cdot 10^{-6} X \\ X_5 &= 0,011809 - 1,023 \cdot 10^{-5} X \\ X_6 &= 0,01579 - 1,407 \cdot 10^{-5} X \\ X_7 &= 0,019972 - 1,824 \cdot 10^{-5} X \\ X_8 &= 0,02424 - 2,263 \cdot 10^{-5} X \\ X_9 &= 0,02854 - 2,713 \cdot 10^{-5} X \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_1 &= 0,001932 - 1,483 \cdot 10^{-6} X \\ X_2 &= 0,007084 - 5,706 \cdot 10^{-6} X \\ X_3 &= 0,01509 - 1,232 \cdot 10^{-5} X \\ X_4 &= 0,02494 - 2,099 \cdot 10^{-5} X \\ X_5 &= 0,036209 - 3,1384 \cdot 10^{-5} X \\ X_6 &= 0,04843 - 4,314 \cdot 10^{-5} X \\ X_7 &= 0,06123 - 5,592 \cdot 10^{-5} X \\ X_8 &= 0,07434 - 6,933 \cdot 10^{-5} X \\ X_9 &= 0,087568 - 8,3198 \cdot 10^{-5} X \end{aligned}$$

En utilisant la formule  $E I \delta_{ij} = X_i^2 (x_j - x_i)$  on obtient le tableau suivant

$E I \delta_{ij}$	$j=1$	$j=2$	$j=3$	$j=4$	$j=5$	$j=6$	$j=7$	$j=8$	$j=9$
$i=1$	9	22,5	36	48,4	63	76,5	90	103,5	117
$i=2$	22,5	52	126	180	234	288	342	396	450
$i=3$	36	126	243	364,5	486	607,5	729	800,5	972
$i=4$	48,4	180	364,5	576	792	1008	1224	1440	1656
$i=5$	63	234	486	792	1125	1462,5	1800	2137,5	2475
$i=6$	76,5	288	607,5	1008	1462,5	1944	2430	2916	3402
$i=7$	90	342	729	1224	1800	2430	3087	3748,5	4410
$i=8$	103,5	396	850,5	1440	2137,5	2916	3748,5	4608	5742
$i=9$	117	450	972	1656	2475	3402	4410	5742	6564

### Calcul Des Déformées sous Les $G_i$ (masses)

Soit  $x_i$  le déplacement de la  $i$ ème masse, sous les  $P_i$  ( $G_i$ ) avec  $i$  variant de 1 à 9, la valeur de chaque  $x_i$  est donnée par la formule :

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^9 P_j \cdot \delta_{ij}}{EI}$$

Avec

$$I_{xx} = 66,81 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 21,79 \text{ m}^4$$

$$E = 21000 \sqrt{5} = 3,91 \times 10^7$$

#### Sous Longitudinal (m)

$X_1$	0,00200
$X_2$	0,0074133
$X_3$	0,015658
$X_4$	0,025863
$X_5$	0,0375373
$X_6$	0,042520
$X_7$	0,063440
$X_8$	0,077000
$X_9$	0,090676

#### Sous Transversal (m)

$X_1$	0,0006542
$X_2$	0,0024180
$X_3$	0,0051072
$X_4$	0,0084357
$X_5$	0,012243
$X_6$	0,013860
$X_7$	0,0206975
$X_8$	0,0251144
$X_9$	0,029575

la pulsation du 1<sup>er</sup> mode est donnée par la formule suivante :

$$\omega = \sqrt{\frac{g \sum_{i=1}^n P_i x_i}{\sum_{i=1}^n P_i x_i^2}}$$

#### a. Sous Transversal

Ou a :  $\sum_{i=1}^9 P_i x_i = 33,0886 \text{ t.m}$

$$\sum_{i=1}^9 P_i x_i^2 = 0,6706 \text{ t.m}^2$$

et Avec  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ .

D'après le principe d'orthogonalité des modes on a :

$$\sum m_i \dot{x}_i^T \dot{x}_i^R = 0 \quad \rightarrow \quad x = \frac{\sum m_i \dot{x}_i^2}{\sum m_i \dot{x}_i^2 \delta_{ix}}$$

• Sens Transversal

$$\sum_1^9 m_i \dot{x}_i^2 = 0,62512$$

$$\sum_1^9 m_i \dot{x}_i^2 \delta_{ix} = 5,756 \cdot 10^{-4}$$

$$\rightarrow x_T = 1,086 \cdot 10^3$$

• Sens Longitudinal

$$\sum_1^9 m_i \dot{x}_i^2 = 5,8786$$

$$\sum_1^9 m_i \dot{x}_i^2 \delta_{ix} = 5,4304 \cdot 10^{-3}$$

$$\rightarrow x_L = 1,082 \cdot 10^3$$

- Déformées du 2<sup>e</sup> mode est :

• Sens Transversal

$$x_1 = 1,056 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$x_2 = 2,889 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$x_3 = 5,54 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$x_4 = 6,459 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$x_5 = 6,902 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$x_6 = 5,099 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$x_7 = 1,633 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$x_8 = -3,36 \cdot 10^{-4} \text{ ''}$$

$$x_9 = -2,2132 \cdot 10^{-4} \text{ ''}$$

• Sens Longitudinal

$$x_1 = 3,214 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$x_2 = 8,872 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$x_3 = 1,710 \cdot 10^{-3} \text{ ''}$$

$$x_4 = 2,144 \cdot 10^{-3} \text{ ''}$$

$$x_5 = 2,126 \cdot 10^{-3} \text{ ''}$$

$$x_6 = 1,579 \cdot 10^{-3} \text{ ''}$$

$$x_7 = 0,5009 \cdot 10^{-3} \text{ ''}$$

$$x_8 = -1,017 \cdot 10^{-3} \text{ ''}$$

$$x_9 = -2,785 \cdot 10^{-3} \text{ ''}$$

- Périodes du 2<sup>e</sup> mode

La Pulsation est donnée par :

$$\omega_{\Pi} = \sqrt{\frac{g \sum P_i x_i}{\sum P_i x_i^2}} \quad \rightarrow \quad T_{\Pi} = 2\pi / \omega_{\Pi}$$

• Sens Transversal

$$\sum_1^9 P_i x_i^2 = 0,436$$

$$\sum_1^9 P_i x_i^2 = 7,149 \cdot 10^{-4}$$

$$\rightarrow \omega_{\Pi_T} = 77,35 \text{ s}^{-1}$$

$$\rightarrow T_{\Pi_T} = 0,081 \text{ s}$$

• Sens Longitudinal

$$\sum_1^9 P_i x_i^2 = 1,365$$

$$\sum_1^9 P_i x_i^2 = 6,661 \cdot 10^{-3}$$

$$\rightarrow \omega_{\Pi_L} = 44,836 \text{ s}^{-1}$$

$$\rightarrow T_{\Pi_L} = 0,140 \text{ s}$$

- Poids du mode de vibration Sismique

Le coeff de participation modale est donné par :  $\epsilon_i = \frac{(\sum W_k x_{ki})^2}{\sum W_k \cdot \sum W_k \cdot x_{ki}^2}$

• Sens Transversal : 2<sup>e</sup> mode  $\epsilon_2 = \frac{(0,436)^2}{7,149 \cdot 10^{-4} \cdot 2226,81} = 11,94 \%$

• Sens Longitudinal : 2<sup>e</sup> mode  $\epsilon_2 = \frac{(1,365)^2}{6,661 \cdot 10^{-3} \cdot 2226,81} = 12,56 \%$

# **CHAPITRE 3**

## **ETUDE AU**

### **S'EISME**

# ETUDE AU SEISME

## INTRODUCTION

L'objet de cette étude a pour but de prendre des mesures sécuritaires anti-sismique. Elle consiste à vérifier la résistance et la stabilité du bâtiment vis à vis des sollicitations d'ensemble et ce afin de justifier par le calcul la sécurité de la construction devant des efforts d'origines sismiques. Ces efforts peuvent être évalués soit par un calcul dynamique pour cela il faudrait disposer des enregistrements d'un accélérogramme dont ces graphes donnent directement l'accélération du sol en fonction du temps pour un séisme antérieur connu.

Soit par l'application à la construction d'un système de forces dont les effets statiques seront censés engendrer les mêmes sollicitations à ceu de l'action sismique.

Pour notre ouvrage, on va appliquer la 2<sup>ème</sup> méthode citée c'est à dire un calcul statique équivalent en appliquant le règlement en vigueur depuis quelques années (R.P.A 81)

## FORCE SISMIQUE (formule de base)

Tout ouvrage sera conçu et construit pour résister aux forces sismique horizontales totales agissantes non simultanément dans les deux directions de chacun des deux axes principaux de la structure conformément à la formule

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

Art. 3.1. RPA 81

Avec

V: Force latérale totale ou effort tranchant à la base.

A: Coeff d'accélération des zones (voir Tab. 1. p 30 RPA 81)

Pour notre cas: zone II  $\rightarrow$   $A = 0,15$

B: Facteur de comportement de la structure, dépend du type de la structure et de la nature de ces contreventements. Il est tiré du Table 2 p. 35. RPA 81. Pour notre cas: structure à voiles porteurs  $B = 1/4$

D: Facteur d'amplification dynamique moyen. Sa valeur est déterminée d'après le type du sol et de la période T du bâtiment comme l'indique la figure 4. page 31 RPA 81.

- Détermination de la période T

$$T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}}$$

Avec

H: hauteur du bâtiment = 29,5 m

L: Dimension dans le sens de l'action sismique  $L_{xx} = 23,80$  m

$L_{yy} = 10,40$  m

### Sens Longitudinal

$$T_{xx} = \frac{0,09 \cdot 29,5}{\sqrt{23,8}} = 0,54 \text{ s} \longrightarrow D_{DRA} = 1,91.$$

### Sens Transversal

$$T_{yy} = \frac{0,09 \cdot 29,5}{\sqrt{10,4}} = 0,72 \text{ s} \longrightarrow D_{DRA} = 1,66.$$

Selon RAYLEIGH : D'après l'étude pseudo-dynamique on a trouvé :

$$T_{xx} = 0,285 \text{ s} \longrightarrow D_{RAY} = 2$$

$$T_{yy} = 0,50 \text{ s} \longrightarrow D_{RAY} = 2$$

On remarque que  $D_{RAY} > D_{DRA}$ , cela nous ramène à prendre  $D = 2$  (dans les deux sens)

Q : facteur de qualité.

Ce facteur de qualité du système de contreventement d'une structure donnée est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité d'exécution pendant la construction.

La valeur de Q devra être déterminée par la formule :

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

Avec  $P_q$  : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q

- Conditions minimales des files porteuses	0	0,1
- Surabondance en plan	0,1	0
- Symétrie en plan	0	0
- Régularité en élévation	0	0
- Contrôle de la qualité des Matériaux	0,1	0,1
- Contrôle de la qualité de la Construction	0,1	0,1

d'où  $Q_L = 1,3$  et  $Q_T = 1,3$

W : Poids de la Structure

$$W = 1666,46 + 885,226 + 70,20 = 2621,88 \text{ t}$$

### Evaluation Des Forces Sismiques

- Sens Longitudinal

$$V_{xx} = 0,15 \cdot 0,25 \cdot 2 \cdot 1,3 \cdot 2621,88 = 255,63 \text{ t}$$

- Sens Transversal.

$$V_{yy} = 0,15 \cdot 0,25 \cdot 2 \cdot 1,3 \cdot 2621,88 = 255,63 \text{ t}$$



## DISTRIBUTION DES FORCES LATÉRALES

La force latérale  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_e + \sum F_i$$

$F_e$  : force concentrée au sommet de la structure doit être déterminée par la formule suivante :

$$F_e = 0,07 T \cdot V \quad \text{Avec } (T \text{ en s})$$

La valeur de  $F_e$  ne dépassera en aucun cas  $0,25 V$ . La valeur de  $F_e$  peut être prise égale à zéro quand  $T \leq 0,7 \text{ s}$

$$\begin{aligned} T_{xx} &= 0,285 \text{ s} \\ T_{yy} &= 0,50 \text{ s} \end{aligned}$$

→  $F_e = 0$  dans les deux sens

→  $V = \sum F_i$

Alors 
$$F_x = \frac{V \cdot W_k \cdot h_k}{\sum_{\text{tot}} W_i \cdot h_i}$$

Avec  $F_x$  : Effort Horizontal au Niveau  $k$

### Application

Niveau	$W_k$ (t)	$h_k$ (m)	$W_k \cdot h_k$ (t.m)	$\sum W_i \cdot h_i$	$F_{xx} = F_{yy}$ (t)
T	290,960	27,000	7855,920	37722,97	53,236
8	276,550	24,000	6637,200	"	44,977
7	276,550	21,000	5807,550	"	39,355
6	276,550	18,000	4977,900	"	33,732
5	276,550	15,000	4148,250	"	28,110
4	276,550	12,000	3318,600	"	22,488
3	276,550	9,000	2488,950	"	16,866
2	276,550	6,000	1659,300	"	11,240
1	276,550	3,000	829,65	"	5,622
R.D.C	276,550	0,000	0,000	"	0,000

Les efforts Cumulés engendrés par l'action Sismique par hauteur d'étage sont donnés par le tableau ci-dessous.

SENS X-X = SENS Y-Y		
Niveau	T (effort Tranchant) (t)	Moment (t.m)
T	53,236	0,000
8	98,213	159,708
7	137,568	254,347
6	171,300	367,051
5	199,410	498,951
4	221,898	649,176
3	238,764	818,875
2	250,004	1007,167
1	255,626	1214,177
R.D.C	255,626	1487,057

# **CHAPITRE 3-1**

## **ETUDE AU**

### **VENT**

# ETUDE AU VENT

## INTRODUCTION.

A de faibles vitesses le régime du vent est généralement laminaire, les effets sur les constructions ayant un caractère statique. Pour des vitesses plus élevées, le vent devient turbulent et agit sur la construction par des rafales successives. Ces rafales sont d'autant plus dangereuses qu'elles présentent un caractère périodique et que leur période devient plus voisine de la période propre de vibration de l'ouvrage, ce qui peut entraîner la résonance, dans ce cas les effets du vent deviennent dynamiques.

Les actions du vent sur les différentes parois d'une construction admettent une résultante géométrique ( $R$ ) qui peut être décomposée en trois forces:

- Force de traînée  $T$ : Composante de la force du vent dans la direction parallèle à celle du vent.
- Force de dérive  $L$ : Est la composante de la force du vent dans la direction perpendiculaire à celle du vent.
- Portance  $U$ : Est la composante de la force du vent dans la direction verticale ascendante et qui peut entraîner un soulèvement ou un écrasement de notre construction.

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

## DETERMINATION DE L'EFFORT DE TRAÎNÉ "T"

L'effort de traîné est donné par la formule suivante:

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

Avec: 1-  $C_t$  coeff de traînée  $C_t = C_{t_0} \cdot \gamma_0$ , dépendant de l'éclairement de la tour et de la rugosité de sa surface. Dans notre cas  $C_{t_0} = 1,3$ .

$\gamma_0$  coeff dépendant des rapports de dimensions donné par la fig R.II.5. N.V.65.

a. Vent  $\perp$  à la grande face.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{b}{a} = \frac{13,4}{23,8} = 0,56 \\ \lambda_a = \frac{z}{a} = \frac{29,5}{23,8} = 1,24 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \longrightarrow \gamma_0 = 1 \\ \longrightarrow C_t = 1,3 \end{array}$$

b. Vent  $\perp$  à la petite face.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{b}{a} = 0,56 \\ \lambda_b = \frac{z}{b} = \frac{29,5}{13,4} = 2,2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \longrightarrow \gamma_0 = 1 \\ \longrightarrow C_t = 1,3 \end{array}$$

2 - Coeff de majoration dynamique  $\beta$  : Dépend de la période propre de résonance provoquée par les oscillations de l'ouvrage.

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

$\zeta$  : Coeff de réponse donné en fonction de la période  $T$  propre de vibration déterminée à l'aide de l'annexe M des Règles N.V 65.  
Dans le cas d'un contreventement par voiles en B.A :

$$T = \frac{0,08 H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{L}{L+H}}$$

• Sous Transversal :  $T_{Ty} = \frac{0,08 \cdot 29,5}{\sqrt{13,4}} \sqrt{\frac{29,5}{13,4 + 29,5}} = 0,534 \text{ s.} \rightarrow \zeta_{Ty} = 0,35.$

• Sous Longitudinal :  $T_{Tx} = \frac{0,08 \cdot 29,5}{\sqrt{23,8}} \sqrt{\frac{29,5}{23,8 + 29,5}} = 0,36 \text{ s.} \rightarrow \zeta_{Tx} = 0,25.$

$\zeta$  : Coeff de pulsation. Dans notre cas  $\zeta = 0,33.$

$\theta$  : Coeff global dépendant du type de construction.

$H = 29,5 \text{ m} < 30 \rightarrow \theta = 0,7$  (Bâtiment à usage d'habitation).

Enfin :

$\beta_{xx} = 0,7 (1 + 0,25 \cdot 0,33) = 0,76$  on prendra  $\beta_{xx} = 1.$

$\beta_{yy} = 0,7 (1 + 0,35 \cdot 0,33) = 0,78$  on prendra  $\beta_{yy} = 1.$

3 - Coeff de dimension  $\delta$  : Tient compte de l'effet de dimension de l'ouvrage. Donnée en fonction du niveau  $H$  et de la grande dimension de la surface offerte au vent.

$0 \leq H \leq 30$   
 $a = 23,8 \text{ m}$  )  $\rightarrow \delta = 0,78.$

4 - Pression du vent  $q$  : donnée par la formule  $q = K_s \cdot K_m \cdot q_H$   
Avec  $K_s$  : Coeff de site. Dans notre cas on a un site exposé (ALGER)  $\rightarrow K_s = 1,3$   
 $K_m$  : Coeff de masque. Dans notre cas, on supposera que notre construction n'est pas abritée par une autre d'où  $K_m = 1.$   
 $q_H$  : pression dynamique donnée par la formule :

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

Avec  $q_{10}$  : pression dynamique de base à 10 m de hauteur.  $q_{10} = 70 \text{ Kg/m}^2.$   
 $H$  : Hauteur comptée à partir du sol environnant.

d'où  $q_H = 2,5 \cdot 70 \cdot \frac{29,5 + 18}{29,5 + 60} = 92,877 \text{ Kg/m}^2.$

5 - Largeur du maître couple  $D$  : C'est la dimension en plan du bâtiment suivant la direction du vent.

- Vent agissant Longitudinalement :  $D = b = 13,40 \text{ m}$ .
- Vent agissant Transversalement :  $D = a = 23,80 \text{ m}$ .

Tous les coefficients étant déterminés, on peut calculer l'effort de traîné

### DETERMINATION DE L'EFFORT DE DERIVE "N"

L'effort de dérive est une action perpendiculaire à l'action du vent, sa valeur maximale est donnée à chaque niveau par l'expression :

$$L = S \cdot C_L \cdot \beta \cdot q_e \cdot d \cdot \frac{H}{h}$$

Cet effort prend en compte l'action des tourbillons de B. KARMAN dont la période est :

Annexe B.81 N.V.65.  $T_N = \frac{d}{S \cdot V}$

Avec

$V$  : vitesse du fluide.

$d$  : Largeur du maître couple.

$S$  : nombre de Strouhal.

L'augmentation de la vitesse du vent diminue la possibilité de mise en résonance. Les règles N.V.65 admettent qu'à partir d'une vitesse de 25 m/s, il serait inutile de faire un calcul à la résonance.

Remarque: Il y a résonance lorsque  $T = T_N$  avec  $T$  : période de vibration de la construction.

Application:

- Sens Longitudinal :  $T_L = 0,495 \text{ s}$  ;  $S = 0,25 \div 0,3$  et  $d = 23,8 \text{ m}$

$$V_{cr} = \frac{d}{S \cdot T} = \frac{23,8}{0,3 \cdot 0,495} = 160,27 \text{ m/s.}$$

- Sens Transversal :  $T_T = 0,28 \text{ s}$  ;  $S = 0,3$  et  $d = 13,4 \text{ m}$ .

$$V_{cr} = \frac{d}{S \cdot T} = \frac{13,40}{0,3 \cdot 0,28} = 159,52 \text{ m/s.}$$

→  $V_{cr} > 25 \text{ m/s}$  → Il est inutile de faire un calcul à la résonance ainsi que le calcul de l'effort de dérive  $L$ .

Généralement, seuls les ouvrages de très grandes hauteurs et de période propre importante ( $\geq 1,5 \text{ s}$ ) nécessitent un calcul à la résonance.

### DETERMINATION DE L'EFFORT DE PORTANCE "U"

C'est une action perpendiculaire à la poussée du vent. Il est donné par la formule :

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

- Avec  $C_u$  coeff de portance donné par la formule:  $C_u = C_i - C_e$ .  
 $C_i$  coeff de surpression intérieur sur la terrasse.  
 Dans notre cas  $M \leq 5$  (construction fermée)  $\rightarrow C_i = 0,6 (1,8 - 1,3 \delta_0)$   
 $C_i = 0,6 (1,8 - 1,3 \cdot 1) = 0,3$  Annexe 2.141 N.V.65.

$C_e$  coeff de depression extérieure (Annexe 2.131 N.V.65)  
 $\alpha = 0$  (plancher terrasse plan)  
 $\delta_0 = 1$  )  $\rightarrow C_e = -0,5$  (Fig. R III.6)

d'où  $C_u = C_i - C_e = 0,3 - (-0,5) = 0,8$ .

- $S$  coeff de dimension = 0,78 (déjà trouvé)
- $q$  pression du vent:  $q = K_s \cdot q_M = 1,3 \cdot 92,877 = 120,74 \text{ Kg/m}^2$ .
- $S_u$  Aire de la terrasse  
 $S_u = 263,319 \text{ m}^2$

finalement on a:  $U = C_u \cdot S \cdot q \cdot S_u = 0,8 \cdot 0,78 \cdot 120,74 \cdot 263,319 = 19,84 \text{ t}$ .  
 Pour le cas extrême:  $U_e = 1,75 U = 34,718 \text{ t}$ .

Par risque de soulèvement, on vérifiera que  $G \gg U_e$

### FORCES DE TRAÎNÉE - à DIFFÉRENTS NIVEAUX

SENS TRANSVERSAL.

Niv	C <sub>t</sub>	ξ	ζ	θ	β	δ	K <sub>0</sub>	q <sub>n</sub> (dan/le)	δ q <sub>n</sub>	d	T <sub>n</sub> dan/le	T <sub>c</sub> dan/le
29,5	1,3	0,35	0,334	0,70	1,0	0,78	1,3	92,877	72,44	23,80	2241,3	3922,26
24,0	1,3	0,35	0,340	0,70	1,0	0,78	1,3	87,50	68,25	23,80	2111,65	3695,40
20,0	1,3	0,35	0,345	0,70	1,0	0,78	1,3	83,12	64,83	23,80	2005,84	3510,22
16,0	1,3	0,35	0,352	0,70	1,0	0,78	1,3	78,29	61,066	23,80	1889,38	3306,42
12,0	1,3	0,35	0,357	0,70	1,0	0,78	1,3	72,92	56,87	23,80	1759,56	3079,22
8,0	1,3	0,35	0,360	0,70	1,0	0,78	1,3	66,91	52,19	23,80	1619,75	2825,82
4,0	1,3	0,35	0,360	0,70	1,0	0,78	1,3	60,15	46,917	23,80	1451,61	2540,32
0,0	1,3	0,35	0,360	0,70	1,0	0,78	1,3	52,50	40,95	23,80	1266,99	2217,24

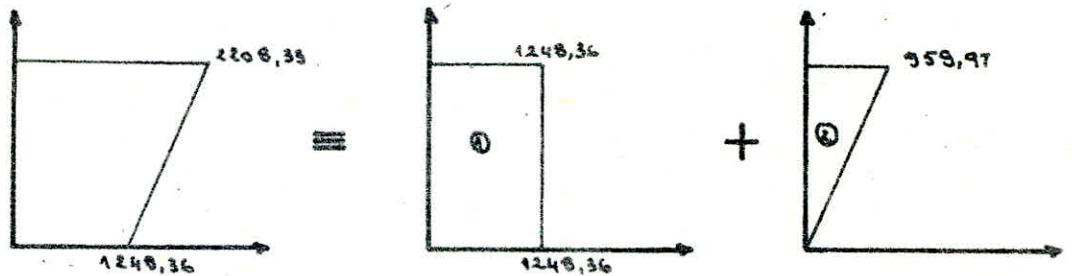
SENS LONGITUDINAL

Niv	C <sub>t</sub>	ξ	ζ	θ	β	δ	K <sub>0</sub>	q <sub>n</sub> dan/le	δ q <sub>n</sub>	d	T <sub>n</sub> dan/le	T <sub>c</sub> dan/le
29,5	1,3	0,25	0,334	0,70	1,0	0,78	1,3	92,877	72,44	13,40	1261,90	2208,33
24,0	1,3	0,25	0,340	0,70	1,0	0,78	1,3	87,50	68,25	13,40	1188,91	2080,6
20,0	1,3	0,25	0,345	0,70	1,0	0,78	1,3	83,12	64,83	13,40	1129,33	1976,34
16,0	1,3	0,25	0,352	0,70	1,0	0,78	1,3	78,29	61,066	13,40	1063,77	1861,60
12,0	1,3	0,25	0,357	0,70	1,0	0,78	1,3	72,92	56,87	13,40	990,67	1733,68
8,0	1,3	0,25	0,360	0,70	1,0	0,78	1,3	66,91	52,19	13,40	909,15	1591,01
4,0	1,3	0,25	0,360	0,70	1,0	0,78	1,3	60,15	46,917	13,40	817,29	1430,26
0,0	1,3	0,25	0,360	0,70	1,0	0,78	1,3	52,50	40,95	13,40	713,35	1248,36

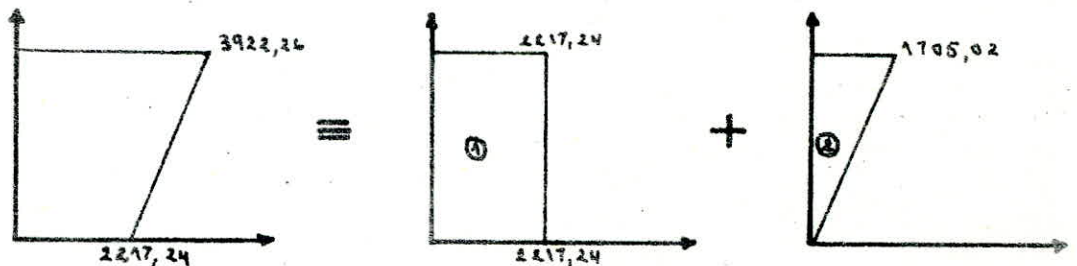


Le diagramme donnant  $T_e$  en fonction de  $H$  peut être remplacé par un diagramme trapézoïdale équivalent.

• Sens Longitudinal



• Sens Transversal



- Calcul des efforts

• Sens Longitudinal

Diagramme ① donne  $He_1 = P_0 \cdot H = 1248,36 \cdot 29,5 = 36,826 \text{ t.}$   
 $Me_1 = He_1 \cdot H/2 = 543,192 \text{ t.m}$

Diagramme ② donne  $He_2 = P_1 \cdot H/2 = 959,97 \cdot 29,5/2 = 14,159 \text{ t.}$   
 $Me_2 = He_2 \cdot 2/3 H = 278,46 \text{ t.m.}$

→  $He = He_1 + He_2 = 50,985 \text{ t}$  et  $Me = Me_1 + Me_2 = 821,65 \text{ t.m}$

• Sens Transversal

Diagramme ① donne  $He_1 = P_0 \cdot H = 65,408 \text{ t}$   
 $Me_1 = He_1 \cdot H/2 = 964,77 \text{ t.m}$

Diagramme ② donne  $He_2 = P_1 \cdot H/2 = 25,15 \text{ t.}$   
 $Me_2 = He_2 \cdot 2/3 H = 494,59 \text{ t.m}$

→  $He = 90,558 \text{ t}$

$Me = 1459,36 \text{ t.m}$

- Conclusion : D'après cette étude au vent et celle qui a précédé, concernant l'étude au séisme, on conclue que le séisme est plus défavorable que le vent.

---

# **CHAPITRE 4**

## **ETUDE AU**

## **CONTREVENTEMENT**



On a  $\alpha = \bar{\omega} H$  Avec  $\bar{\omega}^2 = \frac{3 E' i}{E (I_1 + I_2)} \frac{I}{m} \frac{c}{\alpha^2 h e}$

Pour une charge triangulaire la flèche au sommet est:

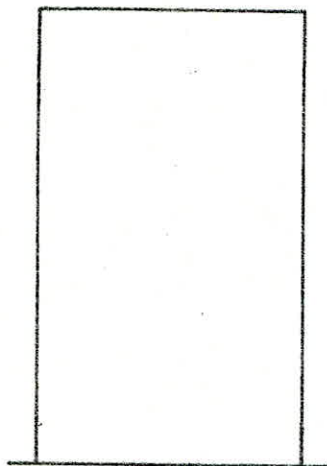
$$f = H_0 Z^3 \left[ \frac{11}{60 EI} + \frac{2mc}{I} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} \frac{1}{E(I_1 + I_2)} \right] \quad (a)$$

Pour le refend fictif:

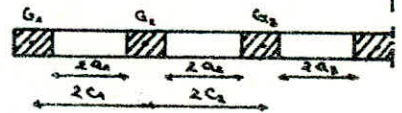
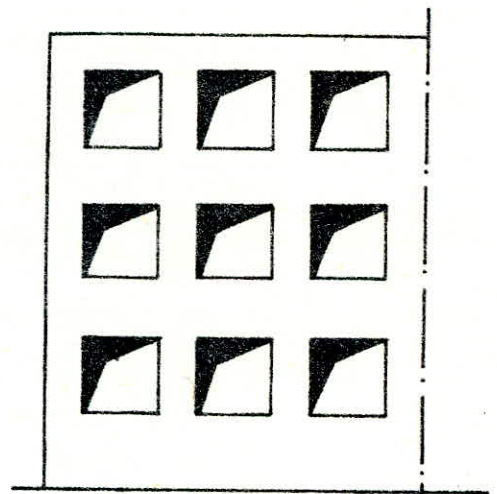
$$f = \frac{11}{60} \frac{H_0 \cdot Z^3}{E I_e} \quad (b)$$

$$(a) = (b) \rightarrow I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \frac{2mc \psi_0}{I_0 \alpha^2} + 1}$$

### CALCUL DES INERTIES POUR UN REFEND A PLUSIEURS FILES D'OUVERTURE



$I_e$



$$\alpha = \bar{\omega} Z \quad \text{avec} \quad \bar{\omega}^2 = \frac{6 E'}{E (I_1 + I_2 + \dots) h} \left( \frac{I_1 C_1^2}{a_1^3} + \frac{I_2 C_2^2}{a_2^3} + \dots \right)$$

L'inertie équivalente pour le cas d'une charge triangulaire est:

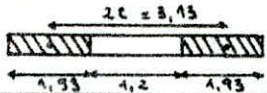
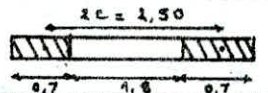
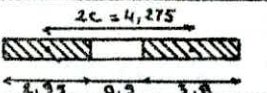
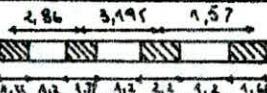
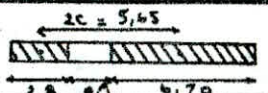
$$I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \frac{I}{\sum I_i} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

Nous résumons les valeurs des Inerties équivalentes des voiles dans le tableau suivant:

1: Voiles Pleins

Voiles	$V_{L1} \cdot V_{L4 \text{ et } m}$	$V_{L3}$	$V_{L6}$
Schema			
$I (m^4)$	0,66	7,573	0,36

2. Voiles avec files d'ouvertures

Voiles	$V_{L2}$	$V_{L4}$	$V_{L5}$	$V_{T1}$	$V_{T2}$
Schema					
$\Sigma I_i$ (m <sup>4</sup> )	0,239	0,0114	1,3423	0,4122	5,3785
m	0,604	0,175	1,4199	—	2,23
I (m <sup>4</sup> )	2,130	0,449	7,4123	16,05	17,978
w	2,79	6,34	0,9130	3,4	0,65
$\alpha$	64,66	187	26,88	100,38	19,19
$\psi$	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66
$I_e$ (m <sup>4</sup> )	2,124	0,448	7,2499	15,829	17,575

# DISTRIBUTION DES EFFORTS DANS LES REFENDS

Les forces sismiques horizontales revenant à chaque plancher ont été définies dans le chap précédent ; il reste à répartir ces efforts dans les différents refends de contreventement.

## Hypothèse de calcul

1. Les planchers sont indéformables horizontalement.
2. Les refends sont parfaitement encastrés à leurs bases.
3. L'inertie des refends est constante sur toute la hauteur ou bien la variation d'inertie suit la même loi pour tous les refends.

## DISTRIBUTION DES SOLLICITATIONS D'ENSEMBLES DANS LES REFENDS

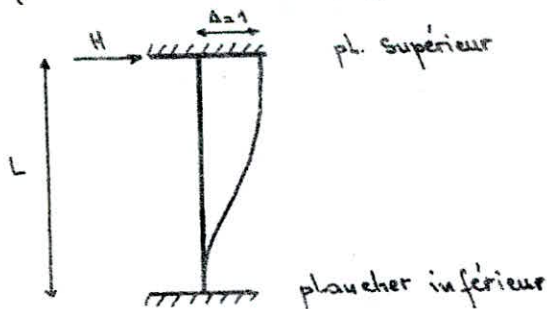
### Exposé De La Methode du Centre de Torsion

Le centre de torsion d'un groupe de refends est le point défini par :

1. Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion provoque uniquement une translation de direction parallèle à celle de la force.

2. Un moment vertical dont la direction passe par le centre de torsion engendre seulement une rotation de même sens que celle du moment.

Les forces horizontales se répartissent dans les refends suivant leur rigidité. La rigidité à la flexion d'un refend est la force (ou le couple) : rappel par laquelle le refend réagit quand une force extérieure produit une translation (ou rotation) unitaire telle - qu'elle est représentée sur la figure.



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

Avec  $R$ : rigidité  
 $I$ : moment d'inertie  
 $L$ : hauteur d'étage.

## APPLICATION DE LA METHODE A LA STRUCTURE

Le cas étudié se caractérise par le fait suivant :

1. Un refend parallèle à la direction de la force sismique est sou...

à un effort de translation ( $H_{tr}$ ) et à un effort de rotation ( $H_{rot}$ ).

z- $H_{tr}$  est perpendiculaire à la direction de la force sismique et soumis uniquement à un effort de rotation ( $H_{rot}$ ).

### FORCE SISMIQUE AGISSANTE TRANSVERSALEMENT

Refend Transversal ( $i$ )

$$H_i = H_{i,rot} + H_{i,trans}$$

avec

$$H_{i,rot} = \frac{H_y \cdot e_x \cdot I_i^{xx} \cdot x_i}{J}$$

$$H_{i,trans} = \frac{H_y \cdot I_i^{xx}}{\sum I_i^{xx}}$$

Refend Longitudinal ( $j$ )

$$H_j = H_{j,rot} = \frac{H_y \cdot e_x \cdot I_j^{yy} \cdot y_j}{J}$$

### FORCE SISMIQUE AGISSANTE LONGITUDINALEMENT

Refend Transversal ( $i$ )

$$H_i = H_{i,rot} = \frac{H_x \cdot e_y \cdot I_i^{xx} \cdot x_i}{J}$$

Refend Longitudinal ( $j$ )

$$H_j = H_{j,trans} + H_{j,rot}$$

Avec

$$H_{j,rot} = \frac{H_x \cdot e_y \cdot I_j^{yy} \cdot y_j}{J}$$

$$H_{j,trans} = \frac{H_x \cdot I_j^{yy}}{\sum I_j^{yy}}$$

$$\text{Avec } J = \sum I_i^{xx} \cdot x_i^2 + \sum I_j^{yy} \cdot y_j^2$$

- Pour un refend, l'effort le plus défavorable qui lui revient, correspond à un séisme de même direction que le refend.
- Pour les planchers d'étage courant, et vu que les excentricités sont identiques, on prendra  $H = 100t$ , ensuite par une règle de répartition on déterminera l'effort ( $H_i$  ou  $H_j$ ) à chaque niveau.
- Par l'application de l'Art 3.3.5 du (RPA 81) les efforts tranchants négatifs dus à la torsion seront négligés.

FORCES STATIQUES A CHAQUE NIVEAU POUR CHAQUE REFEND

L'excentricité en résulte de l'excentricité accidentelle prévue par le règlement, elle peut être positive à gauche du centre de masse ou négative à droite du centre de masse, cela nous amène à conclure que pour deux refends transversaux symétriques, nous prendrons la valeur la plus défavorable des forces sismique

a. Sens Longitudinal

NIVEAU Voile	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$V_{L1}$	0,185	0,37	0,555	0,7405	0,925	1,11	1,295	1,481	1,757
$V_{L1, sym}$	0,185	0,37	0,555	0,7405	0,925	1,11	1,295	1,481	1,757
$V_{L2}$	0,593	1,185	1,778	2,371	2,964	3,557	4,15	4,743	5,339
$V_{L2, sym}$	0,593	1,185	1,778	2,371	2,964	3,557	4,15	4,743	5,339
$V_{L3}$	2,012	4,023	6,036	8,048	10,06	12,072	14,085	16,097	18,053
$V_{L4}$	0,118	0,237	0,356	0,474	0,593	0,711	0,8303	0,95	1,123
$V_{L5}$	1,924	3,848	5,77	7,69	9,622	11,546	13,47	15,39	18,222
$V_{L6}$	0,100	0,202	0,303	0,404	0,505	0,606	0,707	0,808	0,956

b. Sens Transversal

NIVEAU Voile	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$V_{T1}$	1,585	3,168	4,754	6,34	7,92	9,51	11,09	12,68	15,007
$V_{T1, sym}$	1,585	3,168	4,754	6,34	7,92	9,51	11,09	12,68	15,007
$V_{T2}$	1,544	3,026	4,541	6,055	7,57	9,51	10,597	12,111	14,334
$V_{T2, sym}$	1,544	3,026	4,541	6,055	7,57	9,083	10,597	12,111	14,334



## APPLICATION

### Plancher Terrasse

#### a. Seisme Longitudinal

Voile j	V <sub>L1</sub>	V <sub>L1 sym</sub>	V <sub>L2</sub>	V <sub>L2 sym</sub>	V <sub>L3</sub>	V <sub>L4</sub>	V <sub>L5</sub>	V <sub>L6</sub>
y <sub>i</sub> [m]	-7,43	-7,43	-7,43	-7,43	2,77	2,77	2,77	-7,17
I <sub>i</sub> <sup>yy</sup> [m <sup>4</sup> ]	0,66	0,66	2,11	2,11	7,579	0,448	7,249	0,360
H <sub>i,tran</sub> [t]	3,11	3,11	9,96	9,96	35,79	2,11	34,23	1,70
H <sub>i,rot</sub> [t]	0,191	0,191	0,614	0,614	-0,822	-0,048	-0,786	0,107
<small>seis. Trans</small> H <sub>i,rot</sub> [t]	0,118	0,118	0,379	0,379	0,507	0,0233	0,485	0,062

#### b. Seisme Transversal

Voile i	V <sub>T1</sub>	V <sub>T1 sym</sub>	V <sub>T2</sub>	V <sub>T2 sym</sub>
x <sub>i</sub> [m]	-11,76	11,84	1,46	1,48
I <sub>i</sub> <sup>xx</sup> [m <sup>4</sup> ]	15,829	15,829	17,575	17,575
H <sub>i,tran</sub> [t]	23,693	23,693	26,307	26,307
H <sub>i,rot</sub> [t]	-4,437	4,528	-0,620	0,628
<small>seis. Long</small> H <sub>i,rot</sub> [t]	7,294	-7,340	1,005	-1,029

### Plancher Etage Courant

#### a. Seisme Longitudinal

Voile j	V <sub>L1</sub>	V <sub>L1 sym</sub>	V <sub>L2</sub>	V <sub>L2 sym</sub>	V <sub>L3</sub>	V <sub>L4</sub>	V <sub>L5</sub>	V <sub>L6</sub>
y <sub>i</sub>	-7,43	-7,43	-7,43	-7,43	2,77	2,77	2,77	-7,17
I <sub>i</sub> <sup>yy</sup>	0,66	0,66	2,11	2,11	7,579	0,448	7,249	0,360
H <sub>i,tra</sub>	3,11	3,11	9,96	9,96	35,79	2,11	34,23	1,70
H <sub>i,rot</sub>	0,183	0,183	0,585	0,585	-0,784	-0,046	-0,750	0,096
<small>seis. Trans</small> H <sub>i,rot</sub>	0,118	0,118	0,379	0,379	0,507	0,0233	0,485	0,062

#### b. Seisme Transversal

Voile i	V <sub>T1</sub>	V <sub>T1 sym</sub>	V <sub>T2</sub>	V <sub>T2 sym</sub>
x <sub>i</sub>	-11,76	+11,84	-1,46	1,48
I <sub>i</sub> <sup>xx</sup>	15,829	15,829	17,575	17,575
H <sub>i,Trans</sub>	23,693	23,693	26,307	26,307
H <sub>i,rot</sub>	4,437	4,528	0,620	0,628
<small>seis. Long</small> H <sub>i,rot</sub>	6,954	-7,007	0,958	-0,992

## EFFORTS (M, T) DANS LES VOILES

## Seisme Transversal

VOILE NIVEAU	$V_{T1}$		$V_{T1}$ sym		$V_{T2}$		$V_{T2}$ sym	
	H (t)	M (t.m)	H	M	H	M	H	M
27	15,007	0	15,007	0	14,334	0	14,334	0
24	27,687	45,021	27,687	45,021	26,445	43,002	26,445	43,002
21	38,777	128,082	38,777	128,082	36,992	122,337	36,992	122,337
18	48,287	244,413	48,287	244,413	46,075	233,463	46,075	233,463
15	55,807	389,274	55,807	389,274	53,645	371,838	53,645	371,838
12	62,147	557,895	62,147	557,895	59,70	532,932	59,70	532,932
9	66,901	745,536	66,901	745,536	64,241	712,173	64,241	712,173
6	70,069	947,439	70,069	947,439	67,267	905,046	67,267	905,046
3	71,654	1158,846	71,654	1158,846	68,781	1106,937	68,781	1106,937
0	—	1213,339	—	1213,339	—	1313,490	—	1313,490

## EFFORTS (M, T) DANS LES VOILES

## Seisme Longitudinal

Niveau Voile	VL1		VL1 sym		VL2		VL2 sym		VL3		VL4		VL5		VL6	
	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M
27	1,757	0	1,757	0	5,69	0	5,69	0	19,05	0	1,143	0	18,222	0	9,958	0
24	3,238	5,271	3,238	5,271	10,372	16,887	10,372	16,887	35,15	57,159	2,073	1,261	33,612	54,666	1,766	2,874
21	4,533	14,985	4,533	14,985	14,522	48,003	14,522	48,003	43,235	162,609	2,903	7,688	47,082	155,502	2,473	8,172
18	5,643	28,584	5,643	28,584	18,079	83,269	18,079	83,269	61,307	370,314	3,614	18,298	58,628	296,745	3,079	15,591
15	6,568	45,513	6,568	45,513	21,043	145,806	21,043	145,806	71,367	494,23	4,207	29,14	68,25	472,63	3,584	24,828
12	7,308	65,217	7,308	65,217	23,414	208,93	23,414	208,93	79,415	708,33	4,681	41,762	75,94	672,38	3,988	35,58
9	7,863	87,162	7,863	87,162	25,194	279,177	25,194	279,177	85,451	946,581	5,037	55,806	81,71	905,202	4,281	47,544
6	8,233	110,733	8,233	110,733	26,377	354,75	26,377	354,75	89,474	1202,9	5,274	70,918	85,557	1150,33	4,493	60,417
3	8,418	135,43	8,418	135,43	26,970	433,88	26,970	433,88	91,486	1471,35	5,392	86,741	87,481	1407,0	4,593	73,89
0	160,68	160,68	160,68	160,68	514,79	514,79	514,79	514,79	1745,81	1745,81	102,92	102,92	1669,44	1669,44	87,675	87,675

# **CHAPITRE 5**

---

**ETUDE DES**

---

**VOILES**

---

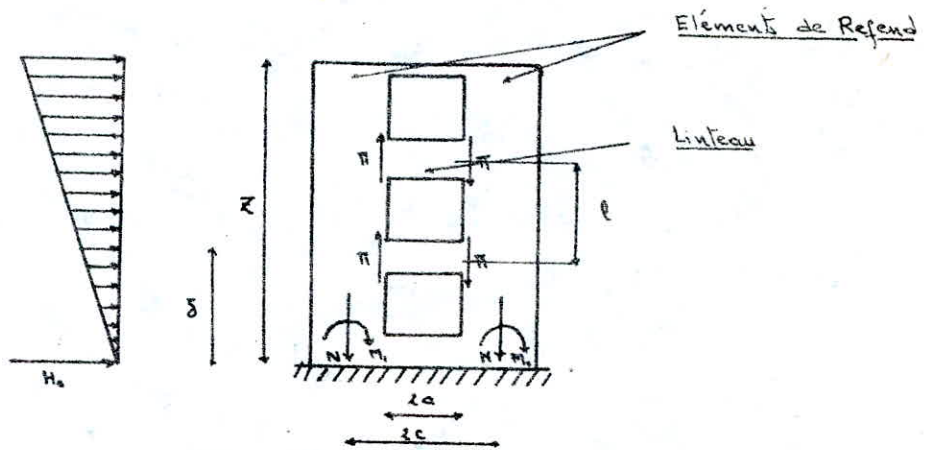
# ETUDE DES VOILES

## INTRODUCTION

Les voiles ayant participé au contreventement feront l'objet de notre étude. Le calcul des efforts sollicitant chaque élément (M.N.T) de refend est celle exposée dans l'ouvrage de M<sup>r</sup> MARIUS DIVER "Calcul Pratique des Toitures en B.A.". Précisons que les règles du RPA 81 conduisent à des efforts horizontaux par niveau dont la variation est assimilable à une charge triangulaire répartie sur toute la hauteur du bâtiment.

## REFENDS A UNE FILE D'OUVERTURE

### a. Etude Des Linteaux



- L'étape de calcul est exposée dans l'ouvrage de M<sup>r</sup> Diver (CHAP B.4. p.97)
- l'effort tranchant à la section d'encastrement est donné par la formule

$$\pi = H_0 \frac{m \cdot l}{I} \phi(\alpha, \xi)$$

Avec  $m = \frac{2c}{\frac{1}{\alpha_1} + \frac{1}{\alpha_2}}$  m: statique de chacun des éléments / au centre de gravité de l'ensemble

$\phi$  est déterminé à partir de l'abaque B.23 a page 104 "Diver"

- Le dimensionnement du linteau se fait en le considérant comme une poutre encastree avec :

$$M = \pi \cdot a$$

b. Etude des Éléments de Refends (Trumeaux)  
Le calcul est effectué au droit de chaque linteau.

- Calcul des moments dans les éléments de Refends

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[ \frac{z - 3\eta + \eta^3}{3} - \frac{zcm}{I} \psi(\alpha, \eta) \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[ \frac{z - 3\eta + \eta^3}{3} - \frac{zcm}{I} \psi(\alpha, \eta) \right]$$

Avec  $\psi(\alpha, \eta)$  déterminé à partir de l'abaque B.23b

- Calcul des efforts axiaux : A chaque étage ou a  $N = \sum \Pi$

c. Vérification de l'équilibre extérieur à la base du Refend.

$$M = M_1 + M_2 + z N \cdot c$$

où M: moment d'ensemble et  $M_1, M_2, N$  sont ceux calculés à la base

d. Cas de Petites ouvertures

Le refend se comporte comme un mur plein ou a:  $\Pi = H_0 \frac{m \rho}{I} (1 - \eta)^2$

e. Cas de Grandes ouvertures

Dans ce cas ou a:  $M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} M$  et  $M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} M$

## 2- REFENDS A PLUSIEURS FILES D'OUVERTURES

La même théorie peut être généraliser pour le cas de Refends à plusieurs files d'ouvertures tout en négligeant la déformation due aux efforts normaux dans les éléments de refends.

- l'effort tranchant dans les linteaux sera donné par la formule:

$$\Pi_1 = H_0 \rho \frac{l_1 c_1}{2 a_1^2 \left( \frac{l_1 c_1^2}{a_1^2} + \frac{l_2 c_2^2}{a_2^2} + \dots \right)} \quad \phi$$

de même pour  $\Pi_2, \dots$

- Efforts Normaux Dans les éléments de Refend.

$$\begin{cases} N_1 = \sum \Pi_1 \\ N_2 = \sum \Pi_2 - \sum \Pi_1 \\ N_3 = \sum \Pi_3 - \sum \Pi_2 \end{cases} \quad \text{Avec} \quad (\sum \Pi_1, \sum \Pi_2, \dots) \text{ étant les sommes des efforts } \Pi \text{ à partir du Som jusqu'à l'étage considéré.}$$

- Moments dans les éléments de Refend

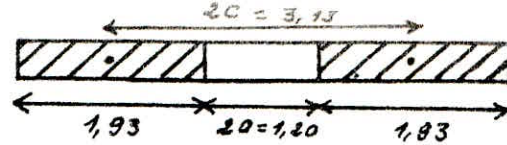
$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2 + \dots} H_0 Z \left[ \frac{(1 - \eta)^2 (z + \eta)}{3} - \psi \right]$$

$\psi$  est donné par l'abaque B.23b

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2 + \dots} H_0 Z \left[ \frac{(1 - \eta)^2 (z + \eta)}{3} - \psi \right]$$

- Equilibre extérieur :  $M = M_1 + M_2 + \dots + 2N_1(c_1 + c_2 + \dots) + zN_2(c_2 + \dots)$

Voile VL2



$$\alpha = 82,34 > 10$$

$$\pi = \frac{H_0 \cdot m \cdot f}{I} (1 - \eta^2)$$

$$M_1 = \frac{I_1}{\sum I} H_0 Z \left[ \frac{(1 - \eta)^2 (2 + \eta)}{3} - \frac{2m\psi}{I} \right]$$

$$M_2 = M_1 \frac{I_2}{I_1}$$

$$M_{int} = M_1 + M_2 + 2NC$$

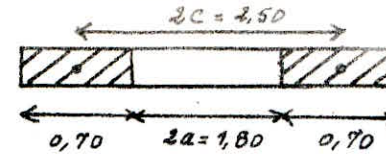
$$H_0 = 26,97 \text{ t}$$

$$M_{ext} = 514,79 \text{ t.m}$$

$$M_{int} = 524,64 \text{ t.m}$$

$$\text{erreur} = \frac{M_{ext} - M_{int}}{M_{ext}} = 1,9\%$$

Voile VL4



$$\alpha = 187 > 10$$

$$H_0 = 5,392 \text{ t}$$

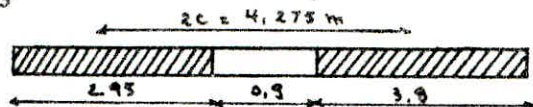
$$M_{ext} = 102,918 \text{ t.m}$$

$$M_{int} = 105,60 \text{ t.m}$$

$$\text{erreur} = 2,66\%$$

Niveau	f	φ	ψ	$\frac{(1-\eta)^2(2+\eta)}{3} - \frac{2m\psi}{I}$	π (t)	M <sub>1</sub> (t.m)	M <sub>2</sub> (t.m)	N (t)
Voile VL2	T	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	8	0,888	0,210	0,012	0,001	4,851	0,517	0,517
	7	0,777	0,380	0,040	0,010	9,091	3,823	3,823
	6	0,666	0,560	0,098	0,018	12,766	4,423	4,423
	5	0,555	0,688	0,170	0,018	15,876	6,444	6,444
	4	0,444	0,800	0,255	0,025	18,420	9,284	9,284
	3	0,333	0,888	0,350	0,035	20,399	12,852	12,852
	2	0,222	0,950	0,440	0,058	21,813	21,008	21,008
	1	0,111	0,980	0,550	0,068	22,660	24,722	24,722
	R.D.C	0,000	1,000	0,660	0,080	22,943	29,419	29,419
Voile VL4	T	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	8	0,888	0,210	0,012	0,0004	1,333	0,028	0,028
	7	0,777	0,380	0,040	0,007	2,498	0,513	0,513
	6	0,666	0,560	0,098	0,004	3,508	0,265	0,265
	5	0,555	0,688	0,170	0,0041	4,362	0,218	0,218
	4	0,444	0,800	0,255	0,0043	5,061	0,245	0,245
	3	0,333	0,888	0,350	0,0049	5,605	0,359	0,359
	2	0,222	0,950	0,440	0,009	5,994	1,425	1,425
	1	0,111	0,980	0,550	0,020	6,227	1,470	1,470
	R.D.C	0,000	1,000	0,660	0,023	6,305	1,715	1,715

Voile  $V_{L5}$



$\alpha = 26,88 > 10$  et  $H_0 = 87,481 \text{ t.}$

$M_{ext} = 1669,44 \text{ t.m}$

$M_{int} = M_1 + M_2 + 2NC = 1691,9 \text{ t.m.}$

erreur =  $\frac{M_{ext} - M_{int}}{M_{ext}} = 1,34 \%$

Voile  $V_{T2}$



$\alpha = 19,12 > 10$  et  $H_0 = 68,781 \text{ t.}$

$M_{ext} = 1313,490 \text{ t.m}$

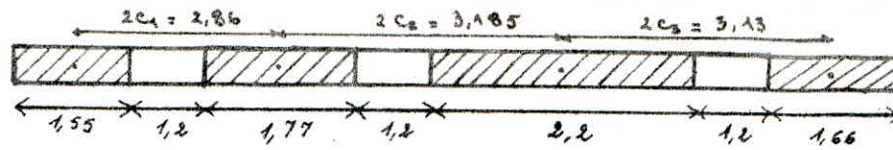
$M_{int} = M_1 + M_2 + 2NC = 1316,82 \text{ t.m.}$

erreur =  $\frac{M_{ext} - M_{int}}{M_{ext}} = 0,25 \%$

Niveau	$f$	$\Phi$	$\Psi$	$(1 - \frac{f^2(2+f)}{3}) \frac{2mcy}{I}$	$\pi$ (t)	$M_1$ (t.m)	$M_2$ (t.m)	$N$ (t)	
Voile $V_{L5}$	T	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
	8	0,888	0,210	0,012	0,002	10,630	1,686	3,604	10,630
	7	0,777	0,380	0,040	0,013	19,922	9,936	21,240	30,553
	6	0,666	0,560	0,098	0,019	27,974	14,212	30,380	58,526
	5	0,555	0,688	0,170	0,029	34,788	22,131	47,309	83,314
	4	0,444	0,800	0,255	0,043	40,363	32,369	69,174	133,677
	3	0,333	0,888	0,350	0,059	44,698	44,639	85,424	178,370
	2	0,222	0,950	0,440	0,088	47,795	66,169	141,448	226,170
	1	0,111	0,980	0,550	0,106	49,654	79,568	170,091	275,824
	R.D.C	0,000	1,000	0,660	0,126	50,273	94,935	202,919	326,097
Voile $V_{T2}$	T	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
	8	0,888	0,210	0,012	0,007	5,412	0,462	6,330	5,412
	7	0,777	0,380	0,040	0,018	10,142	2,273	31,147	15,554
	6	0,666	0,560	0,096	0,030	14,240	3,839	52,607	29,794
	5	0,555	0,688	0,170	0,049	17,711	6,252	85,637	47,505
	4	0,444	0,800	0,255	0,073	20,549	9,132	126,510	68,054
	3	0,333	0,888	0,350	0,100	22,756	12,706	174,115	90,810
	2	0,222	0,950	0,440	0,139	24,333	17,556	240,576	115,143
	1	0,111	0,980	0,550	0,170	25,279	21,547	295,266	140,422
	R.D.C	0,000	1,000	0,660	0,204	25,594	25,766	353,078	166,016



Voile  $V_{1/2}$



$$\alpha = 100,38$$

$$H_0 = 71,654 \text{ m}$$

$$M_{ext} = 1213,54 \text{ t.m}$$

$$S_{ouv} = 5,04 \text{ m}^2$$

$$S_{tot} = 31,2 \text{ m}^2$$

Avec

$$\frac{S_{ouv}}{S_{tot}} = 16\% < 25\%$$

Niveau	f	$\phi$	$\psi$	$\pi_1$	$\pi_2$	$\pi_3$	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$M_4$	$N_1$	$N_2$	$N_3$	$N_4$
T	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
B	0,888	0,210	0,012	4,410	5,295	4,482	0,022	0,033	0,065	0,027	4,410	0,885	0,893	4,482
7	0,777	0,380	0,040	7,985	9,582	8,112	1,755	2,605	5,153	2,157	12,395	2,482	2,283	12,594
6	0,666	0,560	0,098	11,771	14,121	11,955	0,330	0,490	0,970	0,406	24,166	4,832	4,449	24,549
5	0,555	0,688	0,170	14,462	17,350	14,688	-0,392	-0,582	-1,152	-0,402	38,628	7,720	7,111	39,237
4	0,444	0,800	0,255	16,851	20,170	17,078	-0,918	-1,363	-2,697	-1,129	55,479	11,039	10,203	56,315
3	0,333	0,888	0,350	18,666	22,392	18,958	-1,171	-1,737	-3,488	-1,439	74,145	14,765	13,637	75,273
2	0,222	0,950	0,440	19,969	23,956	20,281	-2,419	3,589	7,102	2,973	94,114	18,752	17,312	95,554
1	0,111	0,980	0,550	20,600	24,713	20,921	1,781	2,644	5,229	2,189	114,714	22,865	21,104	116,475
R.D.C	0,000	1,000	0,660	21,020	25,216	21,348	1,339	2,878	5,695	2,384	135,734	27,062	24,972	137,823

Remarque Dans le cas des petites ouvertures les formules précédentes fournissent les valeurs de  $\pi_1, \pi_2, \dots$  n'ont pas le caractère général qu'avait la relation  $\pi = H_0 \frac{ml}{I} \phi$  à cause des approximations effectuées dans ce cas.

$$\frac{S_{ouv}}{S_{tot}} < 25\%$$

Le Marius Divers nous conseille d'effectuer deux évaluations de  $\pi$ . Une première avec les formules précédentes et une 2<sup>e</sup> avec la relation:

$$\pi = \frac{H_0 ml}{I} \phi \quad \text{et prendre une valeur de } \pi \text{ intermédiaire}$$

## CHARGES VERTICALES (Cas de refends à files d'ouvertures Asymétriques)

M<sup>r</sup> V. DAVIDOVICI a étudié l'effet des charges verticales sur les refends d'une série d'ouvertures. Il s'agit de charges permanentes ou utiles excentrées appliquées sur des refends dont les ouvertures sont disposées d'une manière asymétrique par rapport à leur axe.  
La distribution des efforts dans les éléments de refend engendre des moments  $M_1, M_2$  ainsi que des forces axiales  $N_1$  et  $N_2$ .  
La méthode de M<sup>r</sup> Davidovici est exposée dans l'ouvrage de M<sup>r</sup> Diver (ch. 8.42 p. 115)

### a. Etude des Linteaux

- Effort tranchant à l'encastrement du linteau :

$$\pi = K \Delta$$

$$\text{avec } K = \frac{m}{I} \left[ v_2 \left( -e_2 + \frac{I_1 + I_2}{2c} \frac{1}{\Omega_2} \right) - v_1 \left( e_1 + \frac{I_1 + I_2}{2c} \right) \right]$$

et  $\Delta$  donné par l'abaque B.29 p. 116.

### b. Etude des deux éléments de refend

- Moments fléchissants dans les éléments de refend (provoqués évidemment, uniquement par les charges verticales)

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \frac{z}{l} \left[ (1 - \eta) (v_1 \cdot e_1 + v_2 \cdot e_2) - (K \cdot c \cdot \Gamma) \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} \frac{z}{l} \left[ (1 - \eta) (v_1 \cdot e_1 + v_2 \cdot e_2) - (K \cdot c \cdot \Gamma) \right]$$

$v_1$  et  $v_2$  charges verticales due à un étage pour l'élément 1 et 2  
 $z$  hauteur du bâtiment.  
 $2c$  : distance ( $G_1, G_2$ )

- Forces Axiales dans les éléments de Refend

$$N_1 = \frac{z}{l} \left[ -v_1(1 - \eta) + K \Gamma \right] \text{ et } N_2 = \frac{z}{l} \left[ -v_2(1 - \eta) - K \Gamma \right]$$

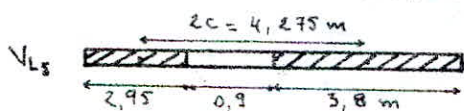
### c. Vérification à la base

$$N_1 + N_2 = \sum v_1 + \sum v_2$$

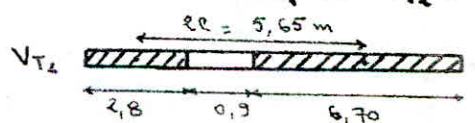
1 Moment / o ( $\sum v_1, \sum v_2, M_1, M_2, N_1$  et  $N_2$ ) = 0

### d. Application

La méthode de M<sup>r</sup> Davidovici s'applique pour les voiles  $V_{L1}$  et  $V_{L2}$ .



Avec  $m = 1,42$  .  $\alpha = 26,88$



Avec  $m = 2,23$  .  $\alpha = 19,19$

Voile V<sub>25</sub>

	Niveau	f	$\Delta(f, \alpha)$	$\Pi = k \cdot \Delta$	$\Gamma(f, \alpha)$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>
Charges permanentes	T	1,000	-1,000	-2,302	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	8	0,888	-1,000	-2,296	-0,115	-0,645	-1,379	-8,900	-5,555
	7	0,777	-1,000	-2,296	-0,200	-2,100	-4,490	-16,730	-11,620
	6	0,666	-1,000	-2,296	-0,315	-2,711	-5,795	-25,983	-17,085
	5	0,555	-1,000	-2,296	-0,450	-2,758	-5,897	-34,440	-22,136
	4	0,444	-1,000	-2,296	-0,550	-3,791	-8,105	-42,785	-27,911
	3	0,333	-1,000	-2,296	-0,670	-4,261	-9,109	-51,537	-33,272
	2	0,222	-1,000	-2,296	-0,775	-5,153	-11,017	-59,980	-38,944
	1	0,111	-1,000	-2,296	-0,887	-5,834	-12,472	-68,577	-44,460
	R.D.C	0,000	0,000		-1,000	-6,615	-13,928	-77,175	-49,977
	Vide Sanitari	/	/	/	/	-6,615	-13,928		
Surcharges d'exploitation	T	1,000	-1,000	-0,282	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	8	0,888	-1,000	-0,196	-0,115	-0,055	-0,119	-0,744	-0,774
	7	0,777	-1,000	-0,196	-0,200	-0,18	-0,386	-1,431	-0,934
	6	0,666	-1,000	-0,196	-0,315	-0,233	-0,499	-2,171	-1,464
	5	0,555	-1,000	-0,196	-0,450	-0,238	-0,509	-2,946	-1,897
	4	0,444	-1,000	-0,196	-0,550	-0,327	-0,699	-3,659	-2,392
	3	0,333	-1,000	-0,196	-0,670	-0,368	-0,786	-4,407	-2,852
	2	0,222	-1,000	-0,196	-0,775	-0,444	-0,950	-5,129	-3,338
	1	0,111	-1,000	-0,196	-0,887	-0,503	-1,076	-5,865	-3,811
	R.D.C	0,000	0,000		-1,000	-0,562	-1,200	-6,600	-4,284
	Vide Sanitari	/	/			-0,562	-1,200		

Voile  $V_{12}$ 

	Niveau	$\xi$	$\Delta(\xi, \alpha)$	$\Pi = k \cdot \Delta$	$\Gamma(\xi, \alpha)$	$M_1$	$M_2$	$N_1$	$N_2$
Charges permanentes	T	1,000	-1,000	-4,048	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	8	0,888	-1,000	-5,042	-0,112	-0,915	-12,537	-14,749	-16,115
	7	0,777	-1,000	-5,042	-0,200	-2,239	-30,695	-28,278	-33,175
	6	0,666	-1,000	-5,042	-0,337	-2,693	-36,906	-44,076	-47,967
	5	0,555	-1,000	-5,042	-0,450	-3,582	-49,091	-49,181	-63,893
	4	0,444	-1,000	-5,042	-0,550	-4,689	-64,262	-72,836	-80,386
	3	0,333	-1,000	-5,042	-0,670	-5,448	-74,655	-87,840	-95,972
	2	0,222	-0,987	-4,979	-0,775	-6,648	-88,632	-102,163	-112,238
	1	0,111	-0,875	-4,411	-0,887	-7,357	-100,817	-116,820	-128,164
	R.D.C	0,000	0,000		-0,950	-9,118	-124,949	-129,221	-146,358
	Vide Sanitai	/	/			-9,118	-124,949		
	Surcharges d'exploitations	T	1,000	-1,000	-0,381	0,000	0,000	0,000	0,000
8		0,888	-1,000	-0,959	-0,112	-0,174	-2,383	-2,800	-3,071
7		0,777	-1,000	-0,959	-0,200	-0,426	-5,032	-5,370	-6,321
6		0,666	-1,000	-0,959	-0,337	-0,512	-7,017	-8,371	-9,141
5		0,555	-1,000	-0,959	-0,450	-0,681	-9,334	-11,156	-12,176
4		0,444	-1,000	-0,959	-0,550	-0,891	-12,220	-13,834	-15,318
3		0,333	-1,000	-0,959	-0,670	-1,035	-14,195	-16,684	-18,289
2		0,222	-0,987	-0,947	-0,775	-1,229	-16,853	-19,404	-21,388
1		0,111	-0,875	-0,839	-0,887	-1,398	-19,170	-22,189	-24,423
R.D.C		0,000	0,000		-0,950	-1,733	-23,760	-24,545	-27,888
Vide Sanitai		/	/			-1,733	-23,760		

# CALCUL DES DEFORMATIONS

## INTRODUCTION

Connaissant les forces sismiques agissant à chaque niveau, on calculera les déformations élastiques données ci-après. Puis conformément à l'article 3.3.7.1 du RPA 81 ces déformations seront multipliées par  $\frac{1}{2B}$  ( $\geq 1$ ) pour tenir compte de la ductilité de la structure.

Nous obtenons ainsi les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser  $0,0075 h$ . Avec  $h =$  hauteur de l'étage.

On a  $f_j = \sum S_{ij} F_i$  flèche au niveau  $j$ .

Avec  $S_{ij}$ : flèche provoquée par une force unitaire.

$$S_{ij} = \frac{1}{2EI} x_j^2 \left( x_i - \frac{x_j}{3} \right) \quad (\text{voir chap: Etude Pseudo-dynamique})$$

EI $S_{ij}$	$j = 1$	$j = 2$	$j = 3$	$j = 4$	$j = 5$	$j = 6$	$j = 7$	$j = 8$	$j = 9$
$i = 1$	9	22,5	36	48,4	63	76,5	90	103,5	117
$i = 2$	22,5	52	126	180	234	288	342	396	450
$i = 3$	36	126	243	364,5	486	607,5	729	850,5	972
$i = 4$	48,4	180	364,5	576	792	1008	1224	1440	1656
$i = 5$	63	234	486	792	1125	1462,5	1800	2137,5	2475
$i = 6$	76,5	288	607,5	1008	1462,5	1944	2430	2916	3402
$i = 7$	90	342	729	1224	1800	2430	3087	3748,5	4410
$i = 8$	103,5	396	850,5	1440	2137,5	2916	3748,5	4608	5470
$i = 9$	117	450	972	1656	2475	3402	4410	5472	6561

On a  $f'_j = f_j \cdot \frac{1}{2B}$  Avec  $B = 1/4$  (facteur de Comportement de la structure).

et  $f'_j$ : Déplacement relatif d'un étage  $j$ .

$$\Delta f' = f'_{i+1} - f'_i$$

Avec  $\left( \frac{\Delta f'}{h} \right)_{adm} = 750 \cdot 10^{-5}$

NIVEAU VOILE		fLèches	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$V_{L1}, V_{L1, sym}$	$f_j 10^{-3} m$		0,286	1,081	2,268	3,844	5,636	7,601	9,676	11,790	13,953
	$f_j' 10^{-3}$		0,564	2,162	4,536	7,688	11,272	15,202	19,352	23,580	27,906
	$\frac{\Delta f_j'}{h} 10^{-3}$		0,532	0,791	1,051	1,195	1,310	1,383	1,409	1,442	
$V_{L2}, V_{L2, sym}$	$f_j 10^{-3}$		0,286	1,081	2,268	3,844	5,636	7,601	9,676	11,790	13,953
	$f_j' 10^{-3}$		0,564	2,162	4,536	7,688	11,272	15,202	19,352	23,580	27,906
	$\frac{\Delta f_j'}{h} 10^{-3}$		0,532	0,791	1,051	1,195	1,310	1,383	1,409	1,442	
$V_{L3}$	$f_j 10^{-3}$		0,271	1,389	2,976	4,941	7,244	9,769	12,436	15,163	17,949
	$f_j' 10^{-3}$		0,542	2,778	5,832	9,882	14,488	19,538	24,872	30,326	35,898
	$\frac{\Delta f_j'}{h} 10^{-3}$		0,745	1,078	1,350	1,535	1,683	1,778	1,818	1,857	
$V_{L4}$	$f_j 10^{-3}$		0,270	1,020	2,140	3,627	5,318	7,172	9,130	11,132	13,178
	$f_j' 10^{-3}$		0,540	2,040	4,280	7,272	10,636	14,344	18,260	22,264	26,356
	$\frac{\Delta f_j'}{h} 10^{-3}$		0,500	0,746	0,997	1,121	1,236	1,305	1,354	1,364	
$V_{L5}$	$f_j 10^{-3}$		0,271	1,022	2,145	3,636	5,331	7,189	9,151	11,158	13,208
	$f_j' 10^{-3}$		0,542	2,044	4,290	7,272	10,662	14,378	18,302	22,316	26,416
	$\frac{\Delta f_j'}{h} 10^{-3}$		0,500	0,748	0,994	1,130	1,238	1,308	1,338	1,366	
$V_{L6}$	$f_j 10^{-3}$		0,286	1,081	2,268	3,844	5,636	7,601	9,676	11,793	13,960
	$f_j' 10^{-3}$		0,572	2,162	4,536	7,688	11,272	15,202	19,352	23,586	27,920
	$\frac{\Delta f_j'}{h} 10^{-3}$		0,530	0,791	1,050	1,194	1,310	1,383	1,411	1,444	
$V_{T1}, V_{T1, sym}$	$f_j 10^{-3}$		0,102	0,386	0,822	1,371	2,011	2,712	3,457	4,209	4,982
	$f_j' 10^{-3}$		0,204	0,772	1,644	2,742	4,022	5,424	6,914	8,418	9,964
	$\frac{\Delta f_j'}{h} 10^{-3}$		0,189	0,290	0,366	0,426	0,467	0,496	0,501	0,516	
$V_{T2}, V_{T2, sym}$	$f_j 10^{-3}$		0,089	0,332	0,707	1,180	1,730	2,333	2,974	3,621	4,287
	$f_j' 10^{-3}$		0,178	0,664	1,414	2,360	3,460	4,666	5,948	7,242	8,574
	$\frac{\Delta f_j'}{h} 10^{-3}$		0,162	0,250	0,315	0,366	0,402	0,427	0,431	0,444	

---

# **CHAPITRE 6**

## **ETUDE DES**

## **PORTIQUES**

# EFFORTS DANS LES PORTIQUES

La méthode utilisée pour le calcul des efforts dans les portiques est celle de M<sup>r</sup> CAQUOT (exposée dans l'Annexe A. C.C.B.A. 68). Cette méthode s'applique essentiellement aux éléments de planchers constitués de nervures et de poutres associées à des nervures.

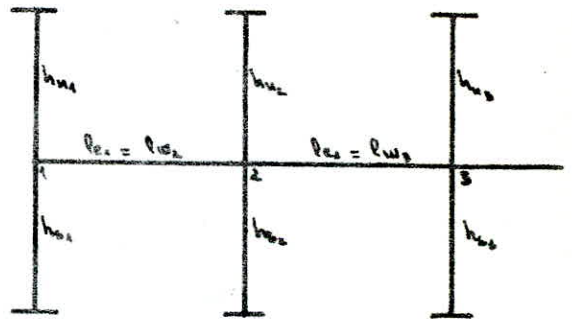
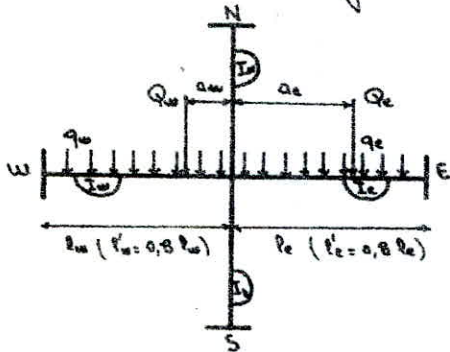
## HYPOTHESES DE CALCUL

- Les poutres sont solidaires des poteaux.
- Moments d'Inertie des poteaux, sont constants.
- Il n'est pas tenu compte des déplacements horizontaux relatifs des planchers.

Le principe de cette méthode consiste à considérer chaque nœud (croisement poteau-poutre) et à déterminer les moments de continuité dans les sections des nus, en ne tenant compte que des charges des travées encadrant l'appui et de la résistance offerte par les trousons inférieur et supérieur des poteaux.

## METHODE DE CALCUL

La méthode de calcul est celle exposée dans le livre "traité de S.A. IV". Considérant le cas général (charge uniformément répartie et ch. concentrée)



### Ⓐ Travée Intermédiaire

### Ⓑ Travée de Rive

Précision:  $h_w = 0,9 h_w$  dans le cas où N représente le dernier plancher.  
 $h_w = 0,8 h_w$  dans les autres cas.

### Ⓐ Travée Intermédiaire

En posant :  $M_w' = \frac{q_w l_w^2}{8,5} + l_w \sum K_w Q_w$

$M_e' = \frac{q_e l_e^2}{8,5} + l_e \sum K_e Q_e$

$K_w$  et  $K_e$  étant des valeurs de K données par une échelle fonctionnelle.



Avec  $K_w = \frac{I_w}{l_w}$  ;  $K_e = \frac{I_e}{l_e}$  ;  $K_n = \frac{I_n}{l_n}$  et  $K_s = \frac{I_s}{l_s}$

et  $D = K_w + K_e + K_n + K_s$

on aura alors :  $M_e = M'_{iw} \frac{K_e}{D} + M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right)$

$M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_{iw} \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$

$M_n = (M'_e - M'_{iw}) \frac{K_n}{D}$  et  $M_s = (M'_e - M'_{iw}) \frac{K_s}{D}$

ⓑ Travée de Rive (voir schéma)

Nœud 1

En posant :  $l'_{w1}$ ,  $l'_{e1}$ ,  $h'_{w1}$  et  $h'_{e1}$  comme pour les travées intermédiaires.

on a :  $M'_{e1} = \frac{q_e l_{e1}^2}{8,5} + l'_{e1} \sum K_e Q_e$

on aura  $M_{w1} = 0$

$M_{e1} = M'_{w1} \frac{K_{e1}}{D_1} + M'_{e1} \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1}\right)$

$M_{s1} = (M'_{e1} - M'_{w1}) \frac{K_{s1}}{D_1}$

$M_{n1} = (M'_{e1} - M'_{w1}) \frac{K_{n1}}{D_1}$

Nœud 2

on a  $l'_{w2} = X_1 l_{w2}$  avec  $\begin{cases} X_1 = 0,8 & \text{si } K_{n1} + K_{n2} \geq 1,5 K_{e1} \\ X_1 = 1 - \frac{K_{n1} + K_{n2}}{1,5 K_{e1}} & \text{si } K_{n1} + K_{n2} < 1,5 K_{e1} \end{cases}$

et  $l'_{e2} = \begin{cases} 0,8 l_{e2} & \text{si le nœud 3 n'est pas un nœud de rive.} \\ X_2 l_{e2} & \text{si le nœud 3 est un nœud de rive.} \end{cases}$

Avec  $\begin{cases} X_3 = 0,8 & \text{si } K_{s3} + K_{n3} \geq 1,5 K_{w3} \\ X_3 = 1 - \frac{K_{s3} + K_{n3}}{1,5 K_{w3}} & \text{si } K_{s3} + K_{n3} < 1,5 K_{w3} \end{cases}$

on a  $M'_{w2} = \left( \frac{q_w l_w^2}{8,5} + l'_w \sum K_w Q_w \right)$

$M'_{e2} = \left( \frac{q_e l_e^2}{8,5} + l'_e \sum K_e Q_e \right)$

et  $M''_{w2} = M'_{w2} - \frac{1}{2,125} \frac{K_{e1}}{D_1} M_{w1}$  Avec  $D_1 = \sum K_1$  ;  $D_2 = \sum K_2$   
et  $D_3 = \sum K_3$ .

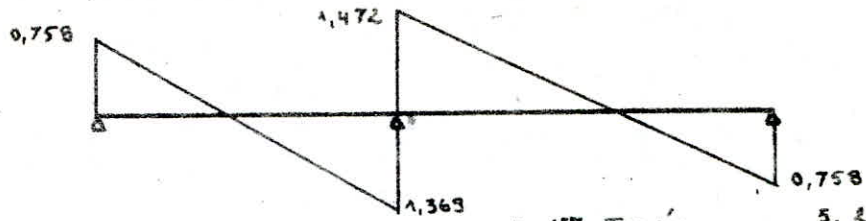
finalement on aura :

$M_{w2} = M'_{e2} \frac{K_{w2}}{D_2} + M''_{w2} \left(1 - \frac{K_{w2}}{D_2}\right)$

$M_{e2} = M''_{w2} \frac{K_{e2}}{D_2} + M'_{e2} \left(1 - \frac{K_{e2}}{D_2}\right)$

$M_{s2} = (M'_{e2} - M''_{w2}) \frac{K_{s2}}{D_2}$  et  $M_{n2} = (M'_{e2} - M''_{w2}) \frac{K_{n2}}{D_2}$

On aura :



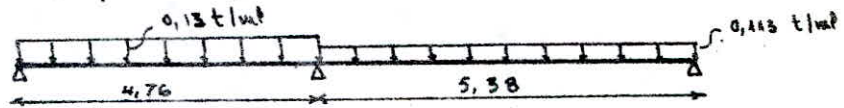
d'où  $Q = |T_d| + |T_g| = 2,841 \text{ t}$

1<sup>re</sup> Travée :  $q = \frac{5 \cdot 2,841}{3,75} = 3,788$   
 2<sup>e</sup> Travée :  $q = \frac{8 \cdot 2,841}{5,6} = 4,058$

b. Sous la surcharge d'Exploitation

De la même manière on aura :

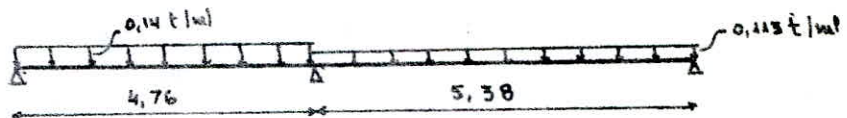
- Pour la 1<sup>re</sup> travée (5 poutrelles)



$Q_{r1} = 0,767 \text{ t}$

$q_{r1} = \frac{5 \cdot 0,767}{3,75} = 1,0226 \text{ t/ml}$

- Pour la 2<sup>e</sup> travée (8 poutrelles)

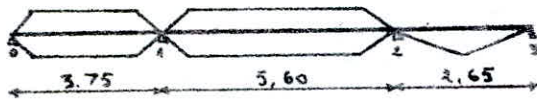


$Q_{r2} = 0,795 \text{ t}$

$q_{r2} = \frac{8 \cdot 0,795}{5,60} = 1,135 \text{ t/ml}$

- Niveau Terrasse

Le plancher terrasse est une dalle pleine, on fait une répartition des charges par un découpage à 45°.



Travée 0-1

$l_{m1} = (0,5 - \frac{3_1^2}{6}) l_{x1} = 1,47 \text{ m}$

$l_{m2} = (0,5 - \frac{3_2^2}{6}) l_{x2} = 1,56 \text{ m}$

$l_{e1} = (0,5 - \frac{3_1}{4}) l_{x1} = 1,12 \text{ m}$

$l_{e2} = (0,5 - \frac{3_2}{4}) l_{x2} = 1,13 \text{ m}$

finalement :  $l_m = l_{m1} + l_{m2} = 3,03 \text{ m}$

et  $l_e = l_{e1} + l_{e2} = 2,25 \text{ m}$

Avec

$\beta_1 = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,86}{4,61} = 0,84$

$\beta_2 = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,86}{5,08} = 0,76$

( $l_m$  : Pour le calcul des moments)

( $l_e$  : " " de l'eff. tranchant)

Travée 1-2

$l_m = 3,68 \text{ m}$

$l_e = 2,798 \text{ m}$

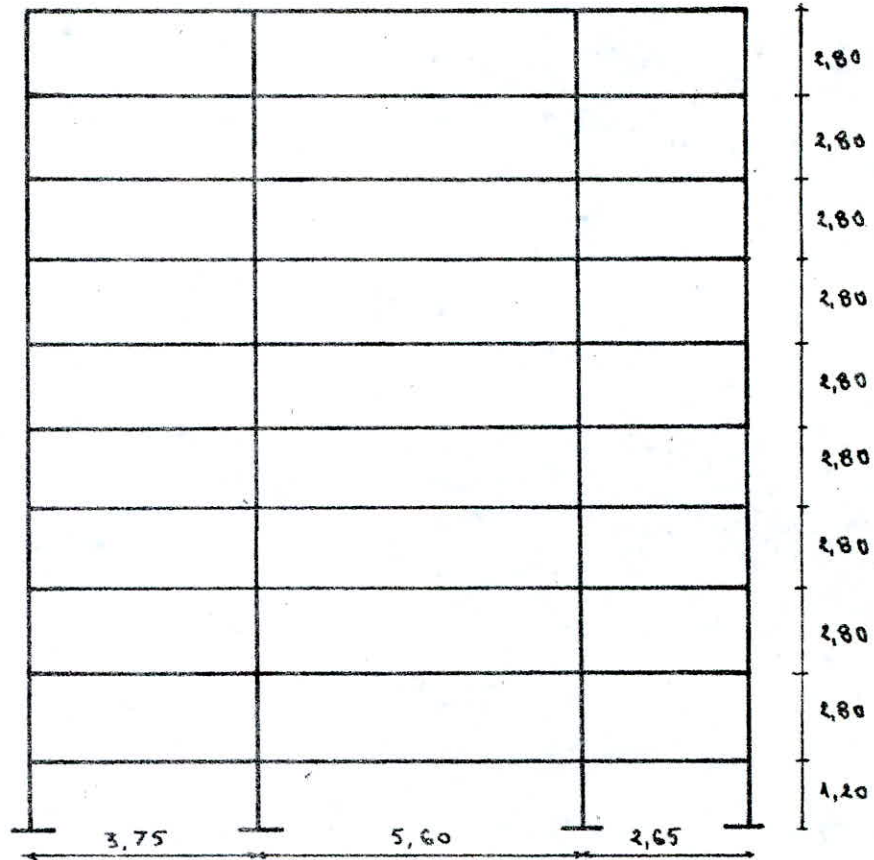
Travée 2-3

$l_m = 0,333 l_x = 0,922 \text{ m}$

$l_e = 0,25 l_x = 0,692 \text{ m}$

# EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES DANS LES POUTRES

## A. PORTIQUE TRANSVERSAL



### Effort tranchant dans les poutrelles

- Niveau étage courant

1<sup>er</sup> travée  $l = 3,75 \text{ m}$  → on peut disposer de 5 poutrelles.

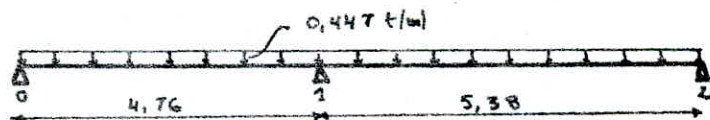
2<sup>e</sup> travée  $l = 5,60 \text{ m}$  → " " " " de 8 poutrelles.

#### a. Sous le poids propre G

- Poids propre du plancher - - - - -  $0,65 \cdot 0,573 = 0,372 \text{ t/m}$

- Poids propre des poutrelles - - - - -  $2,5 \cdot 0,12 \cdot 0,25 = 0,075 \text{ t/m}$

$$G = 0,447 \text{ t/m}$$



D'après l'équation des trois moments on a:  $M_0$  et  $M_2 = 0$  ;  $M_1 = -2,452 \text{ t}$

L'effort tranchant est donné par:  $T_{i0} = \frac{q l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$

$$T_{i1} = -\frac{q l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

## EVALUATION DE G

### - Travée 0-1

pois propre de la poutre :  $0,3 \cdot 0,5 \cdot 2,5 = 0,375 \text{ t/ml}$ .

pois du Plancher  $\left\{ \begin{array}{l} \text{pour le calcul de M : } 0,750 \cdot 3,03 = 2,27 \text{ t/ml} \\ \text{pour le calcul de T : } 0,750 \cdot 2,31 = 1,73 \text{ t/ml} \end{array} \right.$

$$\rightarrow \left[ \begin{array}{l} G_M = 2,645 \text{ t/ml} \\ G_T = 2,105 \text{ t/ml} \end{array} \right.$$

### - Travée 1-2

$$\left[ \begin{array}{l} G_M = 3,135 \text{ t/ml} \\ G_T = 2,473 \text{ t/ml} \end{array} \right.$$

### - Travée 2-3

$$\left[ \begin{array}{l} G_M = 1,066 \text{ t/ml} \\ G_T = 0,894 \text{ t/ml} \end{array} \right.$$

## EVALUATION DE P

### - Travée 0-1

$$\left[ \begin{array}{l} q_M = 0,1 \cdot 3,03 = 0,303 \text{ t/ml} \\ q_T = 0,1 \cdot 2,798 = 0,231 \text{ t/ml} \end{array} \right.$$

### - Travée 1-2

$$\left[ \begin{array}{l} q_M = 0,368 \text{ t/ml} \\ q_T = 0,279 \text{ t/ml} \end{array} \right.$$

### - Travée 2-3

$$\left[ \begin{array}{l} q_M = 0,0922 \text{ t/ml} \\ q_T = 0,0692 \text{ t/ml} \end{array} \right.$$

Tableaux Récapitulatifs donnant les charges et surcharges  
- du portique Transversal

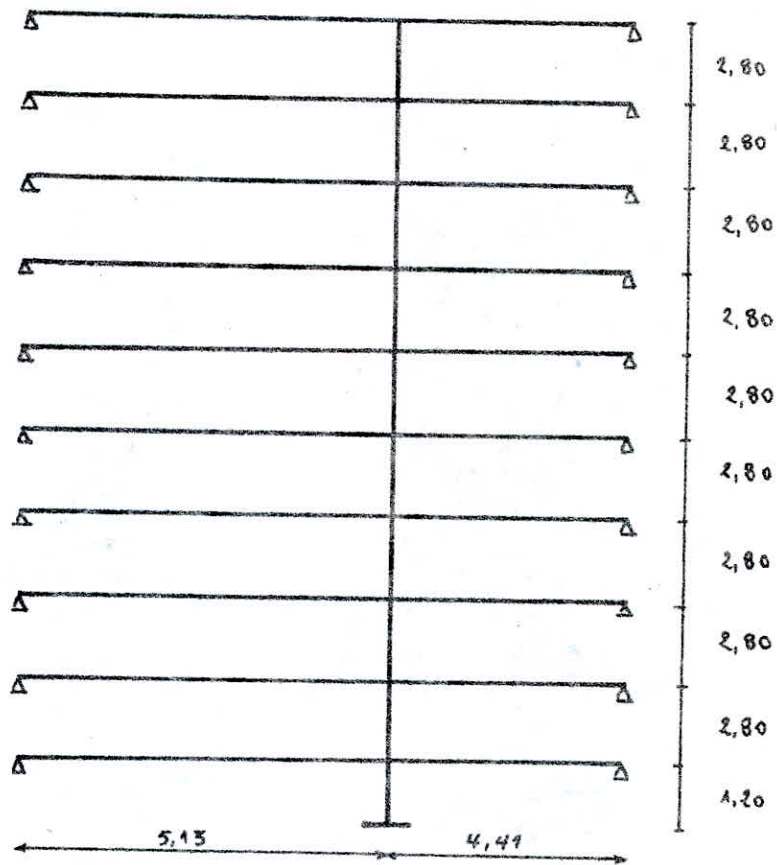
### - Niveau Terrasse

SOLLIC. / TRAVÉE		TRAVÉE		
		0 - 1	1 - 2	2 - 3
$q_G$	$G_M$	2,645	3,135	1,066
	$G_T$	2,105	2,473	0,894
$q_P$	$P_M$	0,303	0,368	0,0922
	$P_T$	0,231	0,279	0,0692

### - Niveau étage courant

SOLLIC. / TRAVÉE		TRAVÉE		
		0 - 1	1 - 2	2 - 3
$q_G \text{ (t/ml)}$		4,163	4,453	0,4125
$q_P \text{ (t/ml)}$		1,0526	1,165	0,0868

## B. PORTIQUE LONGITUDINAL



Le portique s'appuie sur les voiles de rive et sur un poteau central.

### Effort Tranchant dans Les poutrelles

#### - Niveau Etage Courant

A ce niveau le plancher se constitue de poutrelles - corps creux. Les poutres constituant le portique sont non porteuses.

#### a. Sous le poids propre G

- Poids propre de la poutre - - - - -  $0,2 \cdot 0,3 \cdot 2500 = 0,15 \text{ t/ml}$
- Poids prop de l'Hourdis - - - - -  $0,65 \cdot 110 = 0,0715 \text{ t/ml}$

$$G = 0,2215 \text{ t/ml}$$

#### b. Sous les surcharges

- $p = 0,65 \cdot 0,175 = 0,113 \text{ t/ml}$

#### - Niveau Terrasse

Répartition des charges par un découpage à 45°.



c. Portique Longitudinal (Porteur) à une seule travée

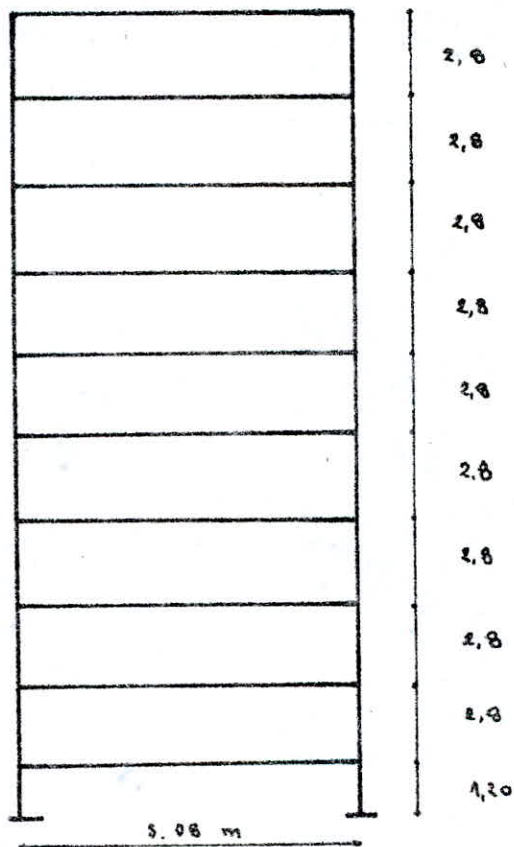
- Exposé de la méthode (GUERRIN IV)

on a  $M' = \frac{q l^2}{8,5} + l \sum K \theta$

Au nu intérieur de l'appui, dans la poutre  $M = M' \cdot \frac{K_b + K_n}{K + 1,5b(K_b + K_n)}$

Nu inférieur de la poutre :  $M_s = M' \frac{K_b}{K + 1,5b(K_b + K_n)}$

Nu Supérieur de la poutre :  $M_n = M' \frac{K_n}{K + 1,5b(K_b + K_n)}$



- Charge et Surcharge

• Niveau Terrasse

Travée		0 - 1
q <sub>G</sub>	G <sub>M</sub>	1,608
	G <sub>T</sub>	1,437
q <sub>P</sub>	P <sub>M</sub>	0,1212
	P <sub>T</sub>	0,0984

• Niveau étage courant et s

Travée		0 - 1
q <sub>G</sub>		1,861
q <sub>P</sub>		0,2605

- Travée 0-1 Avec  $s = 0,762$   
charge trapézoïdale

$$\left[ \begin{array}{l} l_m = (0,5 - \frac{s^2}{6}) l_u = 1,46 \text{ m} \\ l_t = (0,5 - \frac{s}{4}) l_u = 1,21 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow$$

$$\left[ \begin{array}{l} G_m = 1,46 \cdot 0,75 = 1,095 \text{ t/m} \\ G_T = 1,21 \cdot 0,75 = 0,91 \text{ t/m} \end{array} \right.$$

charge triangulaire

$$\left[ \begin{array}{l} l_m = 0,333 l_u = 1,3 \text{ m} \\ l_t = 0,25 l_u = 0,97 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow$$

$$\left[ \begin{array}{l} G_m = 1,3 \cdot 0,75 = 0,975 \text{ t/m} \\ G_T = 0,97 \cdot 0,75 = 0,73 \text{ t/m} \end{array} \right.$$

- Travée 1-2 Avec  $s = 0,886$ .

charge Trapézoïdal

$$\left[ \begin{array}{l} l_m = (0,5 - \frac{s^2}{6}) l_u = 1,377 \text{ m} \\ l_t = (0,5 - \frac{s}{4}) l_u = 1,08 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow$$

$$\left[ \begin{array}{l} G_m = 1,377 \cdot 0,75 = 1,03 \text{ t/m} \\ G_T = 1,08 \cdot 0,75 = 0,81 \text{ t/m} \end{array} \right.$$

charge triangulaire

$$\left[ \begin{array}{l} l_m = 0,333 l_u = 1,3 \text{ m} \\ l_t = 0,25 l_u = 0,97 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow$$

$$\left[ \begin{array}{l} G_m = 0,975 \text{ t/m} \\ G_T = 0,730 \text{ t/m} \end{array} \right.$$

### EVALUATION DE P

- Travée 0-1

charge Trapéz.  $\left[ \begin{array}{l} P_m = 1,46 \cdot 0,1 = 0,146 \text{ t/m} \\ P_T = 1,21 \cdot 0,1 = 0,121 \text{ t/m} \end{array} \right.$

charge. Trian  $\left[ \begin{array}{l} P_m = 0,17 \text{ t/m} \\ P_T = 0,097 \text{ t/m} \end{array} \right.$

- Travée 1-2

charge Trapéz.  $\left[ \begin{array}{l} P_m = 1,377 \cdot 0,1 = 0,137 \text{ t/m} \\ P_T = 1,08 \cdot 0,1 = 0,108 \text{ t/m} \end{array} \right.$

charge. Trian.  $\left[ \begin{array}{l} P_m = 0,13 \text{ t/m} \\ P_T = 0,097 \text{ t/m} \end{array} \right.$

### Tableau Récapitulatif

Niveau	sollici.	Travée	
		0 - 1	1 - 2
Niveau Terrasse	q <sub>0</sub>	G <sub>m</sub>	2,445
		G <sub>T</sub>	1,945
	q <sub>p</sub>	P <sub>m</sub>	0,316
		P <sub>T</sub>	0,218
Niveau étage courant	q <sub>0</sub> (t/m)	0,2215	0,2215
	q <sub>p</sub> (t/m)	0,113	0,113

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Niveau	noeud	$l_w$	$l_e$	$h_n$	$h_s$	$I_w$ $10^3$	$I_e$ $10^{-3}$	$I_n$ $10^{-3}$	$I_s$ $10^{-3}$	$l'_w$	$l'_e$	$h'_n$	$h'_s$	$K_w$ $10^{-3}$	$K_e$ $10^{-3}$	$K_n$ $10^{-3}$	$K_s$ $10^{-3}$	$D$ $10^{-3}$
10	0	/	3,75	2,8	2,8	/	3,12	/	0,67	/	3	/	2,24	/	1	/	0,3	1,3
	1	3,75	5,60	2,8	2,8	3,12	3,12	/	5,2	3	4,48	/	2,24	1	0,7	/	2,3	4
	2	5,60	2,65	2,8	2,8	3,12	3,12	/	3,12	4,48	2,12	/	2,24	0,7	1,47	/	1,4	3,60
	3	2,65	/	2,8	2,8	3,12	/	/	0,67	2,12	/	/	2,24	1,47	/	/	0,3	1,77
9	0	/	3,75	2,8	2,8	/	3,12	0,67	0,67	/	3	2,52	2,24	/	1	0,26	0,3	1,56
	1	3,75	5,60	2,8	2,8	3,12	3,12	5,2	5,2	3	4,48	2,52	2,24	1	0,7	2,06	2,3	6,06
	2	5,60	2,65	2,8	2,8	3,12	3,12	3,12	3,12	4,48	2,12	2,52	2,24	0,7	1,47	1,24	1,4	4,8
	3	2,65	/	2,8	2,8	3,12	/	0,67	0,67	2,12	/	2,52	2,24	1,47	/	0,26	0,3	2,03
8 7 6 5 4 3 2	0	/	3,75	2,8	2,8	/	3,12	5,2	0,67	/	3	2,24	2,24	/	1	2,06	0,3	1,6
	1	3,75	5,60	2,8	2,8	3,12	3,12	3,12	5,2	3	4,48	2,24	2,24	1	0,7	1,24	2,3	6,3
	2	5,60	2,65	2,8	2,8	3,12	3,12	0,67	3,12	4,48	2,12	2,24	2,24	0,7	1,47	1,4	1,4	4,9
	3	2,65	/	2,8	2,8	3,12	/	0,67	0,67	2,12	/	2,24	2,24	1,47	/	1,4	0,3	3,77
1	0	/	3,75	2,8	1,2	/	3,12	0,67	0,67	/	3	2,24	2,24	/	1	0,3	0,7	2
	1	3,75	5,60	2,8	1,2	3,12	3,12	5,2	5,2	3	4,48	2,24	2,24	1	0,7	2,3	1,4	9,4
	2	5,60	2,65	2,8	1,2	3,12	3,12	3,12	3,12	4,48	2,12	2,24	2,24	1,47	1,47	1,4	3,2	6,7
	3	2,65	/	2,8	1,2	3,12	/	0,67	0,67	2,12	/	2,24	2,24	1,47	/	0,3	0,7	2,47



Moments aux Noeuds Sous G, P (Portique transversal)

G

Niveau	Noeuds	$q_w$	$q_e$	$M_w'$	$M_e'$	$M_w$	$M_e$	$M_n$	$M_s$
10	0	/	2,645	/	2,8	/	0,646	/	0,646
	1	2,645	3,135	4,03	7,4	4,372	6,81	/	1,837
	2	3,135	1,066	7,4	0,83	5,788	3,369	/	2,418
	3	1,066	/	0,563	/	0,095	/	/	0,095
9	0	/	4,163	/	4,407	/	1,582	0,734	0,847
	1	4,163	4,433	5,83	10,46	6,644	9,932	1,553	1,734
	2	4,433	0,412	10,46	0,307	8,671	3,305	2,856	2,523
	3	0,412	/	0,22	/	0,060	/	0,028	0,032
8-7 6-5 4-3 2	0	/	4,163	/	4,407	/	1,652	0,826	0,826
	1	4,163	4,433	5,83	10,46	6,565	9,945	1,69	1,69
	2	4,433	0,412	10,46	0,244	8,70	3,2	2,819	2,819
	3	0,412	/	0,22	/	0,118	/	0,097	0,020
1	0	/	4,163	/	4,407	/	2,203	0,661	1,542
	1	4,163	4,433	5,17	10,46	5,732	10,066	1,294	3,038
	2	4,433	0,412	10,46	0,282	8,866	2,385	2,003	4,578
	3	0,412	/	0,22	/	0,088	/	0,026	0,016
10	0	/	4,163	/	0,32	/	0,074	/	0,074
	1	0,303	4,433	0,461	0,868	0,563	0,796	/	0,234
	2	0,368	0,412	0,868	0,072	0,670	0,378	/	0,292
	3	0,092	/	0,043	/	0,008	/	/	0,008
9	0	/	4,163	/	1,114	/	0,339	0,185	0,214
	1	1,053	4,433	1,489	2,748	1,696	2,602	0,428	0,477
	2	1,165	0,412	2,748	0,064	2,257	0,850	0,663	0,748
	3	0,087	/	0,046	/	0,012	/	0,059	0,007
8-7 6-5 4-3 2	0	/	1,053	/	1,114	/	0,417	0,208	0,208
	1	1,053	1,165	1,474	2,748	1,676	2,606	0,465	0,465
	2	1,165	0,087	2,748	0,051	2,287	0,833	0,745	0,745
	3	0,087	/	0,046	/	0,025	/	0,020	0,005
1	0	/	1,053	/	1,114	/	0,557	0,167	0,399
	1	1,053	1,165	1,307	2,748	1,460	2,664	0,352	0,827
	2	1,165	0,087	2,748	0,053	2,421	0,692	0,551	1,259
	3	0,087	/	0,046	/	0,018	/	0,005	0,0129

P

## Efforts tranchants dans les poutres.

G

Niveau	travée	l	q	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
10	0-1	3,75	2,105	0,646	4,872	5,074	-2,82
	1-2	5,6	2,473	6,81	5,788	6,742	-7,107
	2-3	2,65	0,894	3,369	0,095	-0,05	-2,419
9	0-1	3,75	4,163	1,582	6,644	9,155	-6,455
	1-2	5,6	4,433	9,932	8,671	12,187	-12,637
	2-3	2,65	0,412	3,305	0,0606	-0,677	-1,77
8-7-6	0-1	3,75	4,163	1,653	6,565	9,115	-6,495
5-4-3	1-2	5,6	4,433	9,945	8,7	12,19	-12,634
	2	2-3	2,65	0,412	3,2	0,117	0,616
1	0-1	3,75	4,163	2,203	5,732	8,746	-6,859
	1-2	5,6	4,433	10,066	8,866	12,198	-12,626
	2-3	2,65	0,412	2,385	0,088	-0,32	-1,418

P

10	0-1	3,75	0,231	0,074	0,563	0,563	-0,303
	1-2	5,6	0,279	0,796	0,671	0,655	-0,906
	2-3	2,65	0,069	0,378	0,008	-0,048	-0,231
9	0-1	3,75	1,053	0,399	1,696	2,319	-1,628
	1-2	5,6	1,165	2,602	2,257	3,200	-3,32
	2-3	2,65	0,0868	0,857	0,013	-0,203	-0,433
8-7-6	0-1	3,75	1,053	0,417	1,676	2,309	-1,638
5-4-3	1-2	5,6	1,165	2,606	2,287	3,205	-3,318
	2	2-3	2,65	0,0868	0,833	0,025	-0,190
1	0-1	3,75	1,053	0,557	1,460	2,214	-1,732
	1-2	5,60	1,165	2,640	2,421	3,222	-3,301
	2-3	2,65	0,0686	0,638	0,018	-0,118	-0,348

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

Moments et efforts Normaux dans Les poteaux (sous G)

Niveau	Poteau	Mn	Ms	Te	Tw	NTcumulé	Nbase (cum)
10	P <sub>0</sub>	0,646	0,734	5,074	/	5,074	5,704
	P <sub>1</sub>	1,937	1,553	6,742	-2,82	9,562	11,312
	P <sub>2</sub>	2,418	2,856	-0,05	-9,107	7,157	8,207
	P <sub>3</sub>	0,095	0,028	/	-2,418	2,419	3,049
9	P <sub>0</sub>	0,847	0,826	9,155	/	14,858	15,486
	P <sub>1</sub>	1,734	1,690	2,187	-6,455	29,954	31,704
	P <sub>2</sub>	2,529	2,819	-0,677	-12,63	21,521	22,571
	P <sub>3</sub>	0,032	0,097	/	-1,77	4,919	5,449
8	P <sub>0</sub>	0,826	0,826	/	/	24,69	25,23
	P <sub>1</sub>	1,690	1,690	9,155	-6,495	50,389	52,139
	P <sub>2</sub>	2,819	2,819	12,19	-12,634	35,821	36,871
	P <sub>3</sub>	0,021	0,097	-0,616	-1,703	7,152	9,782
7	P <sub>0</sub>	0,826	0,826	/	/	34,388	35,016
	P <sub>1</sub>	1,690	1,690	9,155	-6,445	70,781	72,531
	P <sub>2</sub>	2,819	2,819	12,19	-12,634	50,186	51,236
	P <sub>3</sub>	0,021	0,097	-0,677	-1,77	9,552	10,182
6	P <sub>0</sub>	0,826	0,826	9,155	/	44,170	44,800
	P <sub>1</sub>	1,690	1,690	12,19	-6,455	91,173	92,923
	P <sub>2</sub>	2,819	2,819	-0,677	-12,634	64,55	65,6
	P <sub>3</sub>	0,021	0,097	/	-1,77	11,932	12,526
5	P <sub>0</sub>	0,826	0,826	9,155	/	53,958	54,586
	P <sub>1</sub>	1,690	1,690	12,19	-6,455	111,565	113,315
	P <sub>2</sub>	2,819	2,819	-0,677	-12,634	78,910	79,96
	P <sub>3</sub>	0,021	0,097	/	-1,77	14,352	14,382
4	P <sub>0</sub>	0,826	0,826	9,155	/	63,943	64,573
	P <sub>1</sub>	1,69	1,690	12,19	-6,455	131,957	133,707
	P <sub>2</sub>	2,819	2,819	-0,677	-12,634	93,274	94,324
	P <sub>3</sub>	0,021	0,097	/	-1,77	76,752	77,382
3	P <sub>0</sub>	0,826	0,826	9,155	/	73,528	74,158
	P <sub>1</sub>	1,690	1,690	12,19	-6,445	152,349	154,099
	P <sub>2</sub>	2,819	2,819	-0,677	-12,634	107,64	108,69
	P <sub>3</sub>	0,021	0,097	/	-1,77	19,152	19,782
2	P <sub>0</sub>	0,826	0,661	9,155	/	83,313	83,943
	P <sub>1</sub>	1,690	1,294	12,19	-6,455	172,741	174,491
	P <sub>2</sub>	2,819	2,003	-0,677	-12,637	122,01	123,06
	P <sub>3</sub>	0,021	0,026	/	-1,77	21,552	22,182
1	P <sub>0</sub>	1,542	0,661	8,746	/	92,683	92,955
	P <sub>1</sub>	3,039	1,294	12,98	-6,859	193,540	194,29
	P <sub>2</sub>	4,579	2,003	-0,320	-12,626	136,00	136,45
	P <sub>3</sub>	0,062	0,026	/	-1,413	23,595	23,865

Moments et efforts Normaux dans Les poteaux (sous P)

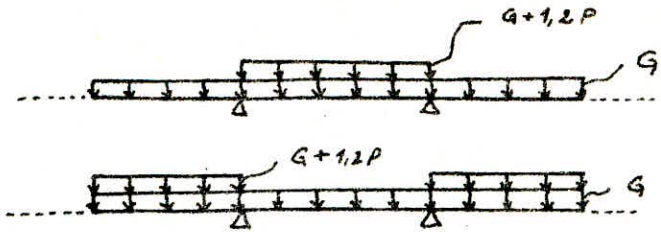
Niveau	Poteau	Mn	M <sub>s</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	N <sub>Tcumulé</sub>	N <sub>basalcum</sub>
10	P <sub>0</sub>	0,074	0,185	0,563	/	0,563	0,563
	P <sub>1</sub>	0,234	0,428	0,656	-0,303	0,958	0,958
	P <sub>2</sub>	0,292	0,663	-0,048	-0,906	0,954	0,954
	P <sub>3</sub>	0,008	0,006	/	-0,231	0,231	0,231
9	P <sub>0</sub>	0,214	0,208	2,379	/	2,882	2,882
	P <sub>1</sub>	0,477	0,465	3,200	-1,628	5,787	5,787
	P <sub>2</sub>	0,748	0,745	-0,203	-3,323	4,487	4,487
	P <sub>3</sub>	0,007	0,024	/	-0,433	0,664	0,664
8	P <sub>0</sub>	0,208	0,208	2,309	/	5,191	5,191
	P <sub>1</sub>	0,465	0,465	3,205	-1,638	10,629	10,629
	P <sub>2</sub>	0,745	0,745	-0,190	-3,318	7,989	7,989
	P <sub>3</sub>	0,004	0,020	/	-0,420	1,084	1,084
7	P <sub>0</sub>	0,208	0,208	2,309	/	7,500	7,500
	P <sub>1</sub>	0,465	0,465	3,205	-1,638	15,473	15,473
	P <sub>2</sub>	0,745	0,745	-0,190	-3,318	11,497	11,497
	P <sub>3</sub>	0,004	0,020	/	-0,420	1,504	1,504
6	P <sub>0</sub>	0,208	0,208	2,309	/	9,807	9,807
	P <sub>1</sub>	0,465	0,465	3,205	-1,638	20,316	20,316
	P <sub>2</sub>	0,745	0,745	-0,190	-3,318	15,005	15,005
	P <sub>3</sub>	0,004	0,020	/	-0,420	1,925	1,925
5	P <sub>0</sub>	0,208	0,208	2,309	/	12,118	12,118
	P <sub>1</sub>	0,465	0,465	3,205	-1,638	25,188	25,188
	P <sub>2</sub>	0,745	0,745	-0,190	-3,318	18,513	18,513
	P <sub>3</sub>	0,004	0,020	/	-0,420	2,345	2,345
4	P <sub>0</sub>	0,208	0,208	2,309	/	14,427	14,427
	P <sub>1</sub>	0,465	0,465	3,205	-1,638	30,002	30,002
	P <sub>2</sub>	0,745	0,745	-0,190	-3,318	22,022	22,022
	P <sub>3</sub>	0,004	0,020	/	-0,420	2,765	2,765
3	P <sub>0</sub>	0,208	0,208	2,309	/	16,736	16,736
	P <sub>1</sub>	0,465	0,465	3,205	-1,638	34,845	34,845
	P <sub>2</sub>	0,745	0,745	-0,190	-3,318	25,530	25,530
	P <sub>3</sub>	0,004	0,020	/	-0,420	3,185	3,185
2	P <sub>0</sub>	0,208	0,167	2,309	/	19,045	19,045
	P <sub>1</sub>	0,465	0,352	3,205	-1,638	39,680	39,680
	P <sub>2</sub>	0,745	0,551	-0,190	-3,318	29,038	29,038
	P <sub>3</sub>	0,004	0,006	/	-0,420	3,606	3,606
1	P <sub>0</sub>	0,389	0,167	2,214	/	21,259	21,259
	P <sub>1</sub>	0,827	0,352	3,222	-1,732	44,647	44,647
	P <sub>2</sub>	1,259	0,551	-0,118	-3,301	32,457	32,457
	P <sub>3</sub>	0,013	0,006	/	-0,387	3,954	3,954

# Moment en travées de poutres (portique transversal).

- on a 2 Cas de surcharge à Considerer

$$\textcircled{1} M_{E1} = M_0(G+1,2P) + \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$$

$$\textcircled{2} M_{E2} = M_0(G) + \frac{M_w(G+1,2P) + M_e(G+1,2P)}{2}$$



Niveau	travée	$q_G$	$q_P$	$l$	$M_0(G)$	$M_0(G+1,2P)$	$\frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$	$\frac{M_w(G+1,2P) + M_e(G+1,2P)}{2}$	$M_{E1}$	$M_{E2}$
10	0-1	2,645	0,303	3,75	4,649	5,288	- 2,757	- 4,249	2,531	0,400
	1-2	3,135	0,368	5,6	12,289	14,02	- 4,120	- 7,178	9,899	5,110
	2-3	1,066	0,092	2,65	0,936	1,033	- 1,732	- 3,349	- 0,699	- 2,413
9	0-1	4,163	1,053	3,75	7,318	9,538	- 4,113	- 7,557	5,425	- 0,239
	1-2	4,433	1,165	5,6	17,377	22,857	- 4,974	- 12,211	17,883	5,166
	2-3	0,412	0,087	2,65	0,362	0,453	- 1,623	- 5,723	1,229	- 5,361
8-7	0-1	4,163	1,053	3,75	7,318	9,538	- 4,109	- 7,609	5,423	- 0,291
6-5	1-2	4,433	1,165	5,6	17,377	22,857	- 4,882	- 12,250	17,974	5,127
4-3	2-3	0,412	0,087	2,65	0,362	0,453	- 1,659	- 5,791	- 1,2	- 5,429
1	0-1	4,163	1,053	3,75	7,318	9,538	- 3,967	- 8,053	5,571	- 0,935
	1-2	4,433	1,165	5,6	17,377	22,857	- 4,058	- 12,502	18,799	4,875
	2-3	0,412	0,087	2,65	0,362	0,495	- 1,296	- 2,700	- 0,783	- 2,338

Moments aux Noeuds Sous G, P (portique longitudinal)

Niveau	Noeuds	q	M'	M	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>
10	0	1,608	4,882	1,355	/	1,355
	1	1,608	4,882	1,355	/	1,355
9	0	1,861	5,65	2,138	1,005	1,132
	1	1,861	5,65	2,138	1,005	1,132
8-7-6 5-4-3 2	0	1,861	5,65	2,138	1,094	1,094
	1	1,861	5,65	2,138	1,094	1,094
1	0	1,861	5,65	2,600	0,779	1,82
	1	1,861	5,65	2,600	0,779	1,82

10	0	0,121	0,378	0,102	/	0,102
	1	0,121	0,378	0,102	/	0,102
9	0	0,260	0,79	0,299	0,140	0,158
	1	0,260	0,79	0,299	0,140	0,158
8-7-6 5-4-3 2	0	0,260	0,79	0,306	0,152	0,152
	1	0,260	0,79	0,306	0,152	0,152
1	0	0,260	0,79	0,109	0,109	0,254
	1	0,260	0,79	0,109	0,109	0,254

Efforts tranchants dans les poutres.

Niveau	Travée	l	q <sub>g</sub>	q <sub>p</sub>	T <sub>w(g)</sub>	T <sub>cg(g)</sub>	T <sub>w(p)</sub>	T <sub>cg(p)</sub>
10	0-1	5,08	1,437	0,098	3,649	-3,649	0,250	-0,250
9	0-1	5,08	1,861	0,260	4,727	-4,727	0,662	-0,662
8-7-6 5-4-3 2	0-1	5,08	1,861	0,260	4,727	-4,727	0,662	-0,662
1	0-1	5,08	1,861	0,260	4,727	-4,727	0,662	-0,662

Moments et Efforts Normaux dans les poteaux.

G

Niveau	Poteaux	$M_n$	$M_s$	$T_w$	$T_e$	$N_T$ cumulé	$N_{base}$ (c.c.m)
10	$P_0$	1,355	1,005	/	3,649	3,649	4,279
	$P_1$	1,355	1,005	-3,649	/	3,649	4,279
9	$P_0$	1,132	1,094	/	4,727	9,006	9,637
	$P_1$	1,132	1,094	-4,727	/	9,007	9,637
8	$P_0$	1,094	1,094	/	4,727	14,369	14,999
	$P_1$	1,094	1,094	-4,727	/	14,369	14,999
7	$P_0$	1,094	1,094	/	4,727	19,72	20,35
	$P_1$	1,094	1,094	-4,727	/	19,72	20,35
6	$P_0$	1,094	1,094	/	4,727	25,078	25,708
	$P_1$	1,094	1,094	-4,727	/	25,078	25,708
5	$P_0$	1,094	1,094	/	4,727	30,435	31,065
	$P_1$	1,094	1,094	-4,727	/	30,435	31,065
4	$P_0$	1,094	1,094	/	4,727	35,79	36,42
	$P_1$	1,094	1,094	-4,727	/	35,79	36,42
3	$P_0$	1,094	1,094	/	4,727	41,149	41,779
	$P_1$	1,094	1,094	-4,727	/	41,149	41,779
2	$P_0$	1,094	1,094	/	4,727	46,189	46,819
	$P_1$	1,094	1,094	-4,727	/	46,189	46,819
1	$P_0$	1,82	0,779	/	4,727	51,863	52,133
	$P_1$	1,82	0,779	-4,727	/	51,863	52,133

P

10	$P_0$	0,102	0,140	/	0,249	0,249	0,249
	$P_1$	0,102	0,140	-0,249	/	0,249	0,249
9	$P_0$	0,158	0,152	/	0,249	0,911	0,911
	$P_1$	0,158	0,152	-0,662	/	0,911	0,911
8	$P_0$	0,152	0,152	/	0,662	1,573	1,573
	$P_1$	0,152	0,152	-0,662	/	1,573	1,573
7	$P_0$	0,152	0,152	/	0,662	2,235	2,235
	$P_1$	0,152	0,152	-0,662	/	2,235	2,235
6	$P_0$	0,152	0,152	/	0,662	2,896	2,896
	$P_1$	0,152	0,152	-0,662	/	2,896	2,896
5	$P_0$	0,152	0,152	/	0,662	3,558	3,558
	$P_1$	0,152	0,152	-0,662	/	3,558	3,558
4	$P_0$	0,152	0,152	/	0,662	4,219	4,219
	$P_1$	0,152	0,152	-0,662	/	4,219	4,219
3	$P_0$	0,152	0,152	/	0,662	4,881	4,881
	$P_1$	0,152	0,152	-0,662	/	4,881	4,881
2	$P_0$	0,152	0,152	/	0,662	5,420	5,420
	$P_1$	0,152	0,152	-0,662	/	5,420	5,420
1	$P_0$	0,254	0,109	/	0,662	6,204	6,204
	$P_1$	0,254	0,109	-0,662	/	6,204	6,204

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES NOEUDS

Niveau	noeud	$l_w$	$l_e$	$h_n$	$h_s$	$I_w$ $10^{-3}$	$I_e$ $10^{-3}$	$I_s$ $10^{-3}$	$l'_w$	$l'_e$	$h'_n$	$h'_s$	$K_w$ $10^{-3}$	$K_e$ $10^{-3}$	$K_n$ $10^{-3}$	$K_s$ $10^{-3}$	$I_n$ $10^{-3}$	D
10	1	5,13	4,41	2,8	2,8	3,1	3,1	5,2	5,13	4,41	/	2,24	0,6	0,7	/	2,3	/	3,6
9	1	5,13	4,41	2,8	2,8	0,13	0,13	5,2	5,13	4,41	2,52	2,24	0,6	0,7	2	2,3	5,2	5,7
8-7-6 5-4-3 2	1	5,13	4,41	2,8	2,8	0,13	0,13	5,2	5,13	4,41	2,24	2,24	0,6	0,7	2,3	2,3	5,2	5,9
1	1	5,13	4,41	2,8	1,2	0,13	0,13	5,2	5,13	4,41	2,24	0,96	0,6	0,7	2,3	6,4	5,2	9,0



## Efforts tranchants - dans les Poutres

G

Niveau	travée	$l$	$q$	$M_w$	$M_e$	$T_w$	$T_e$
10	0-1	5,13	1,945	2,410	7,215	5,925	- 4,052
	1-2	4,41	1,915	5,856	1,73	3,287	- 5,158
9	0-1	5,13	0,221	0,218	0,665	0,665	- 0,481
	1-2	4,41	0,221	0,528	0,161	0,417	- 0,577
8-7-6 5-4-3 2	0-1	5,13	0,221	0,218	0,666	0,665	- 0,481
	1-2	4,41	0,221	0,528	0,161	0,417	- 0,577
1	0-1	5,13	0,221	0,218	0,673	0,656	- 0,482
	1-2	4,41	0,221	0,520	0,161	0,407	- 0,569

P

10	0-1	5,13	0,218	0,098	0,916	0,718	- 0,333
	1-2	4,41	0,208	0,681	0,073	0,321	- 0,596
9	0-1	5,13	0,113	0,173	0,339	0,322	- 0,257
	1-2	4,41	0,113	0,269	0,127	0,217	- 0,281
8-7-6 5-4-3 2	0-1	5,13	0,113	0,173	0,339	0,322	- 0,281
	1-2	4,41	0,113	0,269	0,127	0,217	- 0,281
1	0-1	5,13	0,113	0,173	0,343	0,322	- 0,281
	1-2	4,41	0,113	0,265	0,127	0,217	- 0,281

$$T_w = \frac{q l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$T_e = - \frac{q l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

# Moment en travées de poutres (portique Longitudinal)

$$M_{E1}^{\max} = M_0(G+1,2P) + \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$$

$$M_{E2}^{\max} = M_0(G) + \frac{M_w(G+1,2P) + M_e(G+1,2P)}{2}$$

Niveau	travée	$q_G$	$q_P$	$l$	$M_0(G)$	$M_0(G+1,2P)$	$\frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$	$\frac{M_w(G+1,2P) + M_e(G+1,2P)}{2}$	$M_{E1}$	$M_{E2}$
10	0-1	2,445	0,316	5,13	8,043	9,290	- 4,133	- 5,421	5,157	2,662
	1-2	2,380	0,267	4,41	5,786	6,565	- 3,793	- 5,571	2,772	0,215
9	0-1	0,221	0,113	5,13	0,728	1,175	- 0,373	- 0,748	0,802	- 0,020
	1-2	0,221	0,113	4,41	0,538	0,868	- 0,344	- 0,692	0,524	- 0,154
8-7 6-5 4-3 2	0-1	0,221	0,113	5,13	0,728	1,175	- 0,373	- 0,749	0,802	- 0,021
	1-2	0,221	0,113	4,41	0,538	0,868	- 0,344	- 0,693	0,524	- 0,156
1	0-1	0,221	0,113	5,13	0,728	1,175	- 0,369	- 0,755	0,806	- 0,027
	1-2	0,221	0,113	4,41	0,538	0,868	- 0,340	- 0,753	0,528	- 0,215

Moments et efforts Normaux dans les poteaux (sous p).

Niveau	Poteau	$M_n$	$M_s$	$T_e$	$T_w$	$N_T$ cumulé	$N_{base}$ cumulé
10	Voile "g"	/	/	/	0,718	0,718	/
	Pot 1	0,235	0,033	0,217	-0,257	0,720	0,720
	Voile "d"	/	/	-0,281	/	0,596	/
9	Voile "g"	/	/	/	0,322	1,040	/
	Pot 1	0,037	0,035	0,217	-0,257	1,194	1,194
	Voile "d"	/	/	-0,281	/	0,877	/
8	Voile "g"	/	/	/	0,322	1,362	/
	Pot 1	0,035	0,035	0,217	-0,257	1,668	1,668
	Voile "d"	/	/	-0,281	/	1,158	/
7	Voile "g"	/	/	/	0,322	1,684	/
	Pot 1	0,035	0,035	0,217	-0,257	2,142	2,142
	Voile "d"	/	/	-0,281	/	1,439	/
6	Voile "g"	/	/	/	0,322	2,006	/
	Pot 1	0,035	0,035	0,217	-0,257	2,676	2,676
	Voile "d"	/	/	-0,281	/	1,720	/
5	Voile "g"	/	/	/	0,322	2,328	/
	Pot 1	0,035	0,035	0,217	-0,257	3,090	3,090
	Voile "d"	/	/	-0,281	/	2,007	/
4	Voile "g"	/	/	/	0,322	2,650	/
	Pot 1	0,035	0,035	0,217	-0,257	3,564	3,564
	Voile "d"	/	/	-0,281	/	2,282	/
3	Voile "g"	/	/	/	0,322	2,972	/
	Pot 1	0,035	0,035	0,217	-0,257	4,038	4,038
	Voile "d"	/	/	-0,281	/	2,563	/
2	Voile "g"	/	/	/	0,322	3,294	/
	Pot 1	0,035	0,035	0,217	-0,257	4,572	4,572
	Voile "d"	/	/	-0,281	/	2,844	/
1	Voile "g"	/	/	/	0,322	3,616	/
	Pot 1	0,035	0,23	0,217	-0,281	5,010	5,010
	Voile "d"	/	/	-0,281	/	3,125	/

Moments et efforts Normaux dans les poteaux (sous G).

Niveau	Poteau	$M_n$	$M_s$	$T_e$	$T_w$	$N_T$ cumulé	$N_{loss}$ cumulé
10	Voile "g"	/	/	/	5,925	5,925	/
	pot 1	1,359	0,064	3,287	-4,052	7,339	9,089
	Voile "d"	/	/	-5,158	/	5,148	/
9	Voile "g"	/	/	/	0,655	6,580	/
	pot 1	0,073	0,069	0,417	-0,481	9,987	11,737
	Voile "d"	/	/	-0,571	/	5,719	/
8	Voile "g"	/	/	/	0,655	7,235	/
	pot 1	0,069	0,069	0,417	-0,481	12,635	14,885
	Voile "d"	/	/	-0,571	/	6,290	/
7	Voile "g"	/	/	/	0,655	7,890	/
	pot 1	0,069	0,069	0,417	-0,481	15,283	17,035
	Voile "d"	/	/	-0,571	/	6,861	/
6	Voile "g"	/	/	/	0,665	8,545	/
	pot 1	0,069	0,069	0,417	-0,481	17,931	19,681
	Voile "d"	/	/	-0,571	/	7,432	/
5	Voile "g"	/	/	/	0,665	9,200	/
	pot 1	0,069	0,069	0,417	-0,481	20,579	22,329
	Voile "d"	/	/	-0,571	/	8,003	/
4	Voile "g"	/	/	/	0,665	9,855	/
	pot 1	0,069	0,069	0,417	-0,481	23,227	24,977
	Voile "d"	/	/	-0,571	/	8,574	/
3	Voile "g"	/	/	/	0,665	10,510	/
	pot 1	0,069	0,069	0,417	-0,481	25,875	27,625
	Voile "d"	/	/	-0,571	/	9,800	/
2	Voile "g"	/	/	/	0,665	11,165	/
	pot 1	0,069	0,069	0,417	-0,481	28,523	30,273
	Voile "d"	/	/	-0,571	/	10,377	/
1	Voile "g"	/	/	/	0,656	11,821	/
	pot 1	0,091	0,039	0,407	-0,482	31,162	31,912
	Voile "d"	/	/	-0,569	/	10,940	/

**CHAPITRE 7**

**SUPERPOSITION**

**DES**

**SOLLICITATIONS**

# SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

Les combinaisons de forces sismiques et des charges verticales spécifiées sont données ci-dessous.

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour ces combinaisons de charges sur la base des règlements en vigueur. (R.P.A 81)

## 1. VOILES

Les combinaisons à prendre en compte pour le calcul des voiles sont données dans l'Art 3.3.2 RPA 81 et qui sont les suivantes :

$$\begin{array}{ll} G + Q + E & (1) \\ 0,8G \pm E & (2) \end{array} \quad \text{Avec} \quad \begin{array}{l} G : \text{charge permanente.} \\ Q : \text{charge d'Exploitation} \\ E : \text{Effets des séismes} \end{array}$$

Bien qu'aucune mention spécifique n'ait été faite des effets de l'accélération verticale due aux séismes, ses effets sont inclus comme suit :

- La combinaison (1) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales.

- La combinaison (2) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale. La valeur  $\pm E$  permet de prendre en compte la réversibilité des charges sismiques.

## 2. PORTIQUES

Pour les poteaux et poutres, on ne considère que la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre à savoir :

$$G + 1,2P \quad \text{Avec} \quad \begin{array}{l} G : \text{charge permanente.} \\ P : \text{surcharge d'Exploitation.} \end{array}$$

Voiles  $V_{T_2}$  et  $V_{t_2 \text{ sym}}$

Superposi	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C	
Trumeau I	G (t)	2,52	7,99	13,46	18,94	24,42	29,89	35,37	40,85	46,32
	Q (t)	0,24	1,15	1,97	2,69	3,33	3,87	4,32	4,77	5,23
	E (t)	4,41	12,39	24,16	38,63	55,48	74,14	94,11	114,71	135,73
	G+Q+E	7,17	21,53	39,59	60,26	83,22	107,91	133,81	160,34	187,28
	0,8G+E	6,42	18,79	34,93	53,78	75,02	98,06	122,41	147,39	172,79
	0,8G-E	-2,39	-6,00	-13,40	-23,48	-35,94	-50,23	-65,82	-82,03	-98,68
	$M_2$ (t.m)	+0,022	+1,755	+0,33	-0,39	-0,92	-1,17	-2,42	+1,78	+1,94
Trumeau II	G (t)	3,48	11,04	18,61	26,17	33,74	41,30	48,87	56,43	64,00
	Q (t)	0,33	1,59	2,72	3,71	4,59	5,35	5,97	6,60	7,23
	E (t)	0,88	2,48	4,83	7,72	11,04	14,76	18,75	22,86	27,06
	G+Q+E	4,70	15,11	26,16	37,60	49,38	61,41	73,59	85,89	98,29
	0,8G+E	3,66	11,31	19,72	28,65	38,03	47,80	57,85	68,01	78,26
	0,8G-E	1,89	6,35	10,05	13,21	15,95	18,27	20,34	22,28	24,74
	$M_2$ (t.m)	+0,033	+2,61	+0,49	-0,58	-1,36	-1,74	+3,59	+2,64	+2,88

VOIES  $v_{T_2}$  et  $v_{T_2 \text{ sym}}$  (Suite)

Superposit		8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Trameau III	G (t)	3,98	12,64	21,30	29,96	38,52	47,18	55,84	64,51	73,16
	Q (t)	0,38	1,82	3,11	4,26	5,47	6,33	7,05	7,76	8,48
	E (t)	0,81	2,28	4,45	7,11	10,20	13,64	17,31	21,10	24,97
	G+Q+E	5,17	16,74	28,86	41,33	54,20	67,15	80,20	93,37	106,62
	0,8G+E	3,57	12,39	21,49	31,08	41,02	51,39	61,99	72,71	83,50
	0,8G-E	2,37	7,83	12,59	16,86	20,62	24,11	27,36	30,50	33,56
	$M_3$ (tm)	0,067	5,15	0,97	-1,15	-2,70	-3,44	7,10	5,23	5,69
Trameau IV	G (t)	2,65	8,40	14,16	19,91	25,67	31,43	37,18	42,92	48,70
	Q (t)	0,225	1,21	2,07	2,83	3,50	4,07	4,58	5,02	5,50
	E (t)	4,48	12,59	24,55	39,24	56,31	75,27	95,55	116,47	137,82
	G+Q+E	7,38	22,20	40,77	61,98	85,48	110,77	137,28	164,42	192,02
	0,8G+E	6,70	19,31	35,87	55,17	76,85	100,41	125,30	150,81	176,78
	0,8G-E	-2,37	-5,87	-13,22	-46,05	-35,78	-50,13	-65,80	-82,14	-98,86
	$M_4$ (tm)	0,027	2,16	0,41	-0,48	-1,13	-1,44	2,97	2,19	2,38



Superposi		8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Voiles $V_{L1}$ et $V_{L1, sym}$	G (H)	6,19	11,06	15,93	20,80	25,67	30,54	35,41	40,29	45,16
	Q (E)	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64
	E (E)	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	G+Q+E	6,82	11,69	16,57	21,44	26,31	31,18	36,05	40,92	45,79
	0,8G+E	4,95	8,85	12,74	16,64	20,54	24,44	28,33	32,22	36,12
	0,8G-E	4,95	8,85	12,74	16,64	20,54	24,44	28,33	32,22	36,12
	M (E.m)	5,27	14,98	28,58	45,51	65,22	87,14	110,73	135,43	160,68
Voile $V_{L3}$	G (H)	12,04	23,21	34,38	45,55	56,72	67,89	79,06	90,23	101,40
	Q (E)	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21
	E (H)	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	G+Q+E	13,27	24,43	35,59	46,76	57,93	69,11	80,28	91,47	102,61
	0,8G+E	8,63	18,57	27,50	36,44	45,37	54,31	63,25	72,18	81,12
	0,8G-E	9,63	18,57	27,50	36,44	45,37	54,31	63,25	72,18	81,12
	M (E.m)	57,16	162,61	310,23	494,23	708,33	946,58	1202,93	1471,35	1745,81

N.B.  $E=0$  dans les refends pleins.

Superpave		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	R.D.C
Voile V <sub>4</sub> Trumeaux I, II	G (t)	1,63	3,77	5,91	8,05	10,19	12,33	14,47	16,61	18,75	20,89	23,03
	Q (t)	0,098	0,327	0,55	0,77	0,99	1,22	1,45	1,67	1,89	2,12	2,35
	E (t)	0,66	1,91	3,67	5,85	8,38	11,18	14,18	17,29	20,45	23,66	26,91
	G+Q+E	2,39	6,01	10,13	14,67	19,57	24,73	30,10	35,57	41,10	46,67	52,28
	0,8G+E	1,15	4,93	8,34	12,29	16,53	21,04	25,76	30,58	35,45	40,37	45,34
	0,8G-E	0,64	1,10	1,06	0,59	-0,23	-1,32	-2,60	-4,00	-5,45	-6,91	-8,37
	M <sub>1</sub> (t.m)	0,03	0,51	0,26	0,22	0,24	0,36	1,42	1,47	1,72	2,22	2,72
Voiles V <sub>2</sub> et V <sub>2, sym</sub> Trumeaux I et II	G (t)	2,84	6,01	9,18	12,35	15,52	18,70	21,86	25,03	28,21	31,38	34,56
	Q (t)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	E (t)	2,42	6,97	13,36	21,30	30,50	40,70	51,60	62,93	74,41	86,14	98,12
	G+Q+E	5,52	13,23	22,79	33,90	46,27	59,65	73,71	88,21	102,87	117,68	132,73
	0,8G+E	4,70	11,78	20,70	31,18	42,94	55,66	69,10	82,85	96,98	111,41	126,14
	0,8G-E	-0,149	-2,16	-6,02	-11,42	-18,10	-25,74	-34,11	-42,90	-51,84	-60,94	-70,20
	M <sub>2</sub> (t.m)	0,52	3,82	4,42	6,44	9,28	12,85	18,01	24,72	32,01	40,01	48,72

Superposi		8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Voile VL <sub>6</sub>	G (t)	7,16	10,94	14,72	18,50	22,28	26,06	29,84	33,62	37,40
	Q (t)	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19
	E (t)	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	G+Q+E	7,35	11,13	14,91	18,69	22,47	26,25	48,84	33,81	37,59
	0,8G+E	5,73	8,75	11,78	14,80	17,82	20,85	23,87	26,89	29,92
	0,8G-E	5,73	8,75	11,78	14,80	17,82	20,85	23,87	26,89	29,92
	M (t.m)	2,87	8,17	15,59	24,83	35,58	47,54	60,42	73,89	87,67

Voile VT<sub>2</sub>

Combinaison		8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Trumeau I	G	14,749	28,278	44,076	49,181	72,836	87,836	102,163	116,820	129,221
	Q	2,800	5,370	8,371	11,156	13,834	16,684	19,404	22,189	24,545
	E	5,412	15,554	29,794	47,505	68,054	90,810	115,143	140,422	166,016
	G+Q+E	22,952	49,202	82,241	107,842	154,724	195,734	236,710	279,431	319,782
	0,8G+E	17,211	38,176	65,055	86,849	126,322	161,082	196,873	233,878	269,392
	0,8G-E	6,387	7,068	5,467	- 8,160	- 9,785	- 20,538	- 33,417	- 46,966	- 62,639
	M <sub>1</sub> (G+Q+E)	1,551	4,939	7,044	10,515	14,812	19,189	25,253	30,302	36,677
	M <sub>2</sub> (0,8G+E)	1,194	4,065	5,993	9,177	12,983	17,064	22,730	27,432	33,06
	M <sub>3</sub> (0,8G-E)	0,269	- 0,481	- 1,685	- 3,387	- 5,481	- 8,348	- 12,382	- 15,662	- 18,471
Trumeau II	G	16,115	33,175	47,947	63,893	80,386	95,972	112,238	128,764	146,358
	Q	3,071	6,321	9,141	12,176	15,818	18,289	21,389	24,423	27,819
	E	5,412	15,554	29,794	47,505	68,054	90,810	115,143	140,422	166,016
	G+Q+E	24,598	55,050	86,902	123,574	163,758	205,071	248,769	293,010	340,262
	0,8G+E	18,304	42,094	68,167	98,619	132,362	171,920	204,933	242,950	283,102
	0,8G-E	7,48	10,989	2,579	3,609	- 3,745	- 14,032	- 25,352	- 37,890	- 48,929
	M <sub>2</sub> (G+Q+E)	21,249	67,674	96,530	144,038	202,992	262,365	346,061	415,253	501,059
	M <sub>3</sub> (0,8G+E)	16,194	55,703	82,132	129,245	177,910	233,840	311,481	375,920	453,037
	M <sub>4</sub> (0,8G-E)	3,699	- 6,591	- 23,080	- 46,401	- 75,110	- 114,390	- 169,67	- 224,610	- 253,120

COMBINAISON DES SOLLICITATIONS DANS LES PORTIQUES

La Combinaison à prendre en Consideration est celle du 1<sup>er</sup> genre - à savoir  $G+1,2Q$

A - Portique transversal (porteur).

a - Moments - dans Les Poutres.

Niveau	Travée	$M_e$	$M_{e1}$	$M_{e2}$	$M_w$
10	0-1	5,547	2,531	0,400	0,735
	1-2	6,592	9,899	5,110	7,765
	2-3	0,105	-0,699	-2,413	3,823
9	0-1	8,679	5,425	-0,239	2,062
	1-2	11,671	17,883	5,166	13,055
	2-3	0,076	-1,229	-5,361	4,333
8-7-6	0-1	8,576	5,429	-0,291	2,154
	1-2	11,444	17,974	5,127	13,073
5-4-3	2-3	0,147	-1,200	-5,429	4,200
1	0-1	7,484	5,571	-0,735	2,872
	1-2	11,771	18,799	4,875	13,234
	2-3	0,110	-0,783	-2,338	3,150

b - Efforts tranchants - dans Les Poutres

Niveau	Travée	$T_{wG}$	$T_{wP}$	$T_{eG}$	$T_{eP}$	$T_w$	$T_e$
10	0-1	5,074	0,563	-2,820	-0,303	5,749	-3,183
	1-2	6,742	0,656	-7,107	-0,906	7,529	-8,195
	2-3	-0,050	-0,048	-2,419	-0,231	-0,106	-2,636
9	0-1	9,155	2,319	-6,455	-1,628	11,937	-8,406
	1-2	12,187	3,200	-12,637	-3,323	16,027	-16,625
	2-3	-0,677	-0,203	-1,770	-0,433	-0,921	-2,289
8-7-6	0-1	9,115	2,309	6,495	-1,638	11,895	-8,461
	1-2	12,190	3,205	-12,634	-3,318	16,036	-16,615
5-4-3	2-3	-0,616	-0,190	-1,703	-0,420	-0,844	-2,207
1	0-1	8,746	2,214	-6,859	-1,732	11,403	-8,937
	1-2	12,198	3,222	-12,626	-3,301	16,064	-16,587
	2-3	-0,320	-0,118	-1,413	-0,349	-0,462	-1,831

Moments et efforts Normaux dans Les poteaux.

a - Poteau P<sub>2</sub>

Niveau	Section	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N <sub>L</sub>	N <sub>T</sub>	N
10	T	2,218	1,641	- 8,203	- 10,712	- 18,915
	b	2,066	1,036	- 9,953	- 12,462	- 22,415
9	T	2,307	0,117	- 11,419	- 36,898	- 48,317
	b	2,155	0,111	- 13,170	- 38,648	- 51,818
8	T	2,155	0,111	- 14,637	- 63,144	- 77,780
	b	2,155	0,111	- 16,386	- 64,894	- 81,280
7	T	2,155	0,111	- 17,853	- 89,348	- 107,200
	b	2,155	0,111	- 19,603	- 91,098	- 110,701
6	T	2,155	0,111	- 21,070	- 115,552	- 140,122
	b	2,155	0,111	- 22,820	- 117,302	- 166,042
5	T	2,155	0,111	- 24,287	- 141,755	- 169,542
	b	2,155	0,111	- 26,037	- 143,505	- 195,462
4	T	2,155	0,111	- 27,504	- 167,959	- 198,963
	b	2,155	0,111	- 29,254	- 169,709	- 224,880
3	T	2,155	0,111	- 30,720	- 194,162	- 228,380
	b	2,155	0,111	- 32,471	- 195,912	- 254,294
2	T	2,155	0,111	- 33,937	- 220,357	- 255,890
	b	1,716	0,069	- 35,693	- 222,107	- 257,790
1	T	4,031	0,156	- 37,174	- 247,110	- 284,280
	b	2,016	0,078	- 37,924	- 247,860	- 285,780

b - Poteau P<sub>2</sub>

Niveau	Section	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N <sub>L</sub>	N <sub>T</sub>	N
10	T	0,105	1,477	- 3,939	- 2,896	- 6,635
	b	0,035	1,173	- 4,579	- 3,326	- 7,905
9	T	0,041	1,322	- 10,101	- 5,616	- 15,716
	b	0,0260	1,272	- 10,730	- 6,246	- 16,975
8	T	0,026	1,272	- 16,256	- 8,453	- 24,709
	b	0,026	1,272	- 16,886	- 9,043	- 25,969
7	T	0,026	1,272	- 22,401	- 11,356	- 33,757
	b	0,026	1,272	- 23,031	- 11,986	- 35,017
6	T	0,026	1,272	- 28,553	- 14,262	- 42,815
	b	0,026	1,272	- 29,183	- 14,892	- 44,075
5	T	0,026	1,272	- 34,704	- 17,166	- 51,870
	b	0,026	1,272	- 35,334	- 17,796	- 53,130
4	T	0,026	1,272	- 40,852	- 20,070	- 60,922
	b	0,026	1,272	- 41,482	- 20,700	- 62,182
3	T	0,026	1,272	- 47,006	- 22,973	- 69,979
	b	0,026	1,272	- 47,636	- 23,604	- 71,240
2	T	0,026	1,272	- 52,839	- 25,879	- 78,718
	b	0,033	0,909	- 53,469	- 26,509	- 79,978
1	T	0,077	2,125	- 59,307	- 28,339	- 87,646
	b	0,038	1,062	- 59,577	- 28,609	- 88,186

B-Portique Longitudinal (porteur)

a- Moments et efforts tranchants dans les poutres

Niveau	travée	$M_w$	$M_{c_1}$	$M_{c_2}$	$M_e$	$T_w$	$T_e$
10	0-1	1,477	4,301	3,710	1,477	3,949	-3,949
9	0-1	2,497	4,838	3,507	2,496	5,521	-5,521
8-7-6-5 4-3-2	0-1	2,555	4,827	3,448	2,555	5,521	-5,521
1	0-1	3,036	4,411	2,967	3,036	5,521	-5,521

b- Moments et efforts normaux dans les poteaux.

Niveaux	Poteaux	$M_n$	$M_s$	$N_T$	$N_b$
10	$P_0$	1,477	1,173	3,939	4,579
	$P_1$	1,477	1,173	3,939	4,579
9	$P_0$	1,322	1,272	10,101	10,730
	$P_1$	1,322	1,272	10,101	10,730
8	$P_0$	1,272	1,272	16,256	16,886
	$P_1$	1,272	1,272	16,256	16,886
7	$P_0$	1,272	1,272	22,401	23,031
	$P_1$	1,272	1,272	22,401	23,031
6	$P_0$	1,272	1,272	28,553	29,153
	$P_1$	1,272	1,272	28,553	29,153
5	$P_0$	1,272	1,272	34,704	35,334
	$P_1$	1,272	1,272	34,704	35,334
4	$P_0$	1,272	1,272	40,852	41,482
	$P_1$	1,272	1,272	40,852	41,482
3	$P_0$	1,272	1,272	47,006	47,636
	$P_1$	1,272	1,272	47,006	47,636
2	$P_0$	1,272	1,272	52,839	53,469
	$P_1$	1,272	1,272	52,839	53,469
1	$P_0$	2,125	2,125	59,307	59,577
	$P_1$	2,125	2,125	59,307	59,577

c. Portique Longitudinal (non porteur).

a. Moments et efforts tranchants dans Les Poutres

Niveau	travée	Mw	Me	Mc <sub>1</sub>	Mc <sub>2</sub>	Tw	Te
10	0-1	2,527	8,314	5,157	2,622	6,786	-4,531
	1-2	6,673	1,818	2,772	0,215	3,672	-5,873
9	0-1	0,426	1,072	0,802	-0,020	1,041	-0,789
	1-2	0,851	0,313	0,524	-0,154	0,679	-0,908
8-7-6-5 4-3-2	0-1	0,426	1,073	0,802	-0,021	1,041	-0,789
	1-2	0,851	0,313	0,524	-0,155	0,677	-0,908
1	0-1	0,426	1,073	0,806	-0,027	1,067	-0,819
	1-2	0,838	0,313	0,528	-0,215	0,677	-0,906

b. Moments et efforts normaux dans Le poteau.

Niveau	poteau	M <sub>0</sub>	M <sub>5</sub>	N <sub>7</sub>	N <sub>6</sub>
10	voile "g"	/	/	6,786	/
	pot 1	1,641	-1,036	8,203	9,953
	voile "d"	/	/	5,863	/
9	voile "g"	/	/	7,828	/
	pot 1	0,177	0,111	11,419	13,170
	voile "d"	/	/	6,771	/
8	voile "g"	/	/	8,869	/
	pot 1	0,111	0,111	14,636	16,386
	voile "d"	/	/	7,679	/
7	voile "g"	/	/	9,911	/
	pot 1	0,111	0,111	17,853	19,603
	voile "d"	/	/	8,588	/
6	voile "g"	/	/	10,952	/
	pot 1	0,111	0,111	21,070	22,820
	voile "d"	/	/	9,496	/
5	voile "g"	/	/	11,934	/
	pot 1	0,111	0,111	24,287	26,037
	voile "d"	/	/	10,404	/
4	voile "g"	/	/	13,035	/
	pot 1	0,111	0,111	27,504	29,254
	voile "d"	/	/	11,512	/
3	voile "g"	/	/	14,077	/
	pot 1	0,111	0,111	30,720	32,471
	voile "d"	/	/	12,575	/
2	voile "g"	/	/	15,118	/
	pot 1	0,111	0,111	33,937	35,689
	voile "d"	/	/	13,784	/
1	voile "g"	/	/	16,160	/
	pot 1	0,156	0,076	37,174	37,924
	voile "d"	/	/	14,690	/



Moments et efforts normaux dans les poteaux.

Niveau	Poteaux	$M_n$	$M_s$	$N_T$	$N_b$
10	$P_0$	0,734	0,957	5,749	6,379
	$P_1$	2,219	2,066	10,712	12,462
	$P_2$	2,769	3,651	8,303	9,352
	$P_3$	0,105	0,035	2,696	3,326
9	$P_0$	1,105	1,076	18,376	18,946
	$P_1$	2,307	2,155	36,898	38,648
	$P_2$	2,270	3,713	26,897	27,947
	$P_3$	0,050	0,026	5,616	6,246
8	$P_0$	1,076	1,076	30,829	31,659
	$P_1$	2,155	2,155	63,144	64,834
	$P_2$	3,713	3,713	45,407	46,457
	$P_3$	0,026	0,026	8,453	8,043
7	$P_0$	1,076	1,076	43,388	44,018
	$P_1$	2,155	2,155	89,348	91,098
	$P_2$	3,713	3,713	69,982	65,032
	$P_3$	0,026	0,026	11,356	11,986
6	$P_0$	1,076	1,076	55,940	56,570
	$P_1$	2,155	2,155	115,552	117,302
	$P_2$	3,713	3,713	82,556	83,606
	$P_3$	0,026	0,026	14,262	14,892
5	$P_0$	1,076	1,076	68,499	69,129
	$P_1$	2,155	2,155	144,755	143,605
	$P_2$	3,713	3,713	101,121	102,171
	$P_3$	0,026	0,026	17,166	17,796
4	$P_0$	1,076	1,076	81,255	81,885
	$P_1$	2,155	2,155	167,959	169,709
	$P_2$	3,713	3,713	119,700	119,990
	$P_3$	0,026	0,026	20,070	20,700
3	$P_0$	1,076	1,076	93,611	94,241
	$P_1$	2,155	2,155	194,162	195,912
	$P_2$	3,713	3,713	138,276	139,326
	$P_3$	0,026	0,026	22,973	23,603
2	$P_0$	1,076	1,076	106,167	106,797
	$P_1$	3,713	2,664	220,557	222,407
	$P_2$	2,155	1,716	156,845	157,800
	$P_3$	0,026	0,033	25,873	26,503
1	$P_0$	2,009	1,105	118,199	118,469
	$P_1$	4,031	2,015	247,849	247,860
	$P_2$	6,088	3,044	174,110	175,399
	$P_3$	0,077	0,035	28,399	28,609

c. Poteau P<sub>5</sub>

Niveau	Section	M = M <sub>x</sub>	N <sub>T</sub>	N
10	T	2,769	- 8,303	- 8,303
	b	3,651	- 9,352	- 9,352
9	T	2,270	- 26,897	- 26,897
	b	3,713	- 27,947	- 27,947
8	T	3,713	- 45,407	- 45,407
	b	3,713	- 46,457	- 46,457
7	T	3,713	- 63,982	- 63,982
	b	3,713	- 65,032	- 65,032
6	T	3,713	- 82,556	- 82,556
	b	3,713	- 83,606	- 83,606
5	T	3,713	- 101,125	- 101,125
	b	3,713	- 102,175	- 102,175
4	T	3,713	- 119,700	- 119,700
	b	3,713	- 120,750	- 120,750
3	T	3,713	- 138,276	- 138,276
	b	3,713	- 139,326	- 139,326
2	T	3,713	- 156,845	- 156,845
	b	2,664	- 157,900	- 157,900
1	T	6,088	- 174,949	- 174,949
	b	3,044	- 175,399	- 175,399

d. Poteau P<sub>3</sub>

Niveau	Section	M = M <sub>x</sub>	N <sub>T</sub>	N
10	T	0,734	- 5,749	- 5,749
	b	0,957	- 6,379	- 6,379
9	T	1,104	- 18,316	- 18,316
	b	1,076	- 18,946	- 18,946
8	T	1,076	- 30,829	- 30,829
	b	1,076	- 31,459	- 31,459
7	T	1,076	- 43,388	- 43,388
	b	1,076	- 44,018	- 44,018
6	T	1,076	- 55,940	- 55,940
	b	1,076	- 56,570	- 56,570
5	T	1,076	- 68,499	- 68,499
	b	1,076	- 69,122	- 69,122
4	T	1,076	- 81,255	- 81,255
	b	1,076	- 81,885	- 81,885
3	T	1,076	- 93,611	- 93,611
	b	1,076	- 94,241	- 94,241
2	T	1,076	- 106,167	- 106,167
	b	0,861	- 106,790	- 106,790
1	T	2,009	- 118,199	- 118,199
	b	1,005	- 118,469	- 118,469

# **CHAPITRE 8**

## **FERRAILLAGE DES**

### **VOILES**

# FERRAILLAGE DES VOILES

## INTRODUCTION

Le voile est soumis à un effort normal ainsi qu'à un moment, le ferrailage se fait donc en flexion composée.

Vu la hauteur de nos voiles, on pourra diviser notre bâtiment en 3 niveaux.

- Niveau 1 : R.D.C - 1<sup>er</sup> étage - 2<sup>er</sup> étage.
- Niveau 2 : 3<sup>er</sup> étage - 4<sup>er</sup> étage - 5<sup>er</sup> étage.
- Niveau 3 : 6<sup>er</sup> étage - 7<sup>er</sup> étage - 8<sup>er</sup> étage.

A partir des combinaisons prises en compte ainsi que la répartition faite pour les charges verticales et horizontales, on aura deux types d'efforts :

( $N_{max}$  ;  $M_{corr}$ ) et ( $N_{min}$  ;  $M_{corr}$ )

Avec  $N_{max}$  et  $N_{min}$  efforts normaux donnés par les combinaisons.  
et  $M$  moment dans le trumeau.

( $N_{min}$  ,  $M_{corr}$ ) : 1<sup>er</sup> Combinaison.

( $N_{max}$  ,  $M_{corr}$ ) : 2<sup>er</sup> Combinaison.

Le ferrailage se fait avec la 1<sup>er</sup> combinaison qui est défavorable et on vérifiera avec la 2<sup>er</sup> combinaison.

## PRESCRIPTIONS RELATIVES AU FERRAILLAGE

Ce sont les prescriptions données dans le règlement parasismique Algérien dont les énoncés sont les suivants :

- 4.3.2.5 RPA 81 : La vérification de la résistance des linteaux aux sollicitations d'effort tranchant les plus défavorables doit être effectuée avec :

$\bar{T} = 1,4$  fois l'effort tranchant de calcul.

$M$  calculé à partir de la valeur ci-dessus de  $T$ .

$\bar{\tau}_b = 0,12 \sigma_{28}$

$\sigma_b = 0,75 \sigma_{28}$

$\bar{\tau}_a = \tau_{en}$ .

- 4.3.3.1 RPA 81 : Les armatures de la section transversale résistante à l'effort doivent être calculées avec la formule :

$$\bar{w}_t = \frac{\tau - \tau_b}{\tau_{en}} \cdot 100 \quad \text{Avec } \tau = \frac{T}{Lx}$$

- 4.3.3.2 RPA 81 : Les parties courantes doivent être armées par un quadrillage d'armature en double nappe dont le pourcentage minimum total est donné ci-dessous :

Pour  $\tau_b \leq 0,025 \sigma'_{28}$

0,15 %

Pour  $0,025 \sigma'_{28} \leq \tau_b \leq 0,12 \sigma'_{28}$

0,25 %

] Dans chaque direction.

- 4.3.3.3 RPA 81 : Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des

forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5%.

- 4.3.3.4 RPA 81 : L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left[ \begin{array}{l} s \leq 1,5t. \\ s \leq 30 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

- 4.3.3.5 RPA 81 : Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

- 4.3.3.6 RPA 81 : Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- 4.3.3.8 RPA 81 : Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- 4.3.3.9 RPA 81 : Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \phi$ .

- 4.3.3.11 RPA 81 : Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $50 \phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20 \phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- 4.3.3.12 RPA 81 : Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{\sigma_{cu}}$$

cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction.

## FERRAILLAGE DES REFENDS

Exemple de calcul : voile VL1



Niveau 1 :

Aux extrémités, les potelets seront de dimensions :  $b, 1,5b = 20, 30$ .

Les aciers calculés seront concentrés au niveau des potelets de façon symétriques (réciprocité de l'effet du séisme)

On a  $e_0 = \frac{M}{N}$  Avec 1<sup>re</sup> combinaison  $\left\{ \begin{array}{l} M_{corr} = 160,68 \text{ t.m} \\ N_{min} = 36,126 \text{ t} \end{array} \right.$   
 et 2<sup>e</sup> combinaison  $\left\{ \begin{array}{l} M_{corr} = 160,68 \text{ t.m} \\ N_{max} = 45,393 \text{ t} \end{array} \right.$

d'où  $e_0 = \frac{M}{N} = 444,77 \text{ cm} > e_1 = \frac{h_c}{6} = 53,33 \text{ cm} \rightarrow \text{S.P.C.}$

Section d'Acier:  $A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a}$  Avec  $A_1$ : Section obtenue en flexion simple

Contrainte Admissible:

Flexion avec traction:  $\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b0}$   
 Flexion avec Compression: Si  $e_0 < \frac{h_c}{2} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{2e_0}{h_c}\right) \bar{\sigma}'_{b0}$   
 Si  $e_0 > \frac{h_c}{2} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b0}$

$\bar{\sigma}_a(\sigma_{pe}) = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$e_0 > \frac{h_c}{2} \rightarrow \bar{\sigma}'_b(\sigma_{pe}) = 2 \bar{\sigma}'_{b0} = 2 \cdot 77 = 154 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\bar{\sigma}'_b(\sigma_{pe}) = 1,5 \bar{\sigma}'_b(\sigma_{pe}) = 231 \text{ Kg/cm}^2$

Ferraillage:

Moment fictif:  $M_f = M + N \left(\frac{h_c}{2} - d\right) = 160,68 + 36,126 \left(\frac{3,2}{2} - 0,15\right) = 213,06 \text{ t.m}$

$\mu = \frac{15 M_f}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0408 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9141 \\ \kappa = 43,2 \end{array} \right.$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 97,22 < \bar{\sigma}'_b(\sigma_{pe}) \rightarrow \text{pas d'Acier comprimés.}$

$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{213,06 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9141 \cdot 305} = 18,19 \text{ cm}^2$

$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} = 18,19 - \frac{36,126 \cdot 10^3}{4200} = 9,586 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1\% \cdot b \cdot l \cdot s_b = 6 \text{ cm}^2$   
 $\rightarrow \text{8HA14}$

Calcul de la longueur de la zone tendue:

$l_t = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} h_c$  Avec  $\bar{\sigma}_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 \pm 6 \frac{e_0}{h_c}\right) \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 52,72 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = -47,33 \text{ " } \end{array} \right.$

$\Rightarrow l_t = 179,187 \text{ cm}$

Section d'Acier en zone courante

$\tau_b = \frac{1,4 T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 8418}{20 \cdot 718 \cdot 305} = 2,208 \text{ Kg/cm}^2 < 0,025 \bar{\sigma}_{208} = 6,875 \text{ Kg/cm}^2$

$$A \geq \frac{0,15 \cdot 20 \cdot 100}{100} = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 10 \text{ HA } 8 / \text{ml}$$

Section d'acier relative au joint de reprise de coulage.

$$A_{rj} = \frac{1,1 \bar{T}}{f_{ctk}} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 8448}{4200} = 3,0866 \text{ cm}^2$$

Vérifions si  $\bar{\omega} \geq 0,5\%$  dans la zone tendue.

Potelet: 8 HA 14  $\rightarrow A = 12,31 \text{ cm}^2$

Zone courante:  $5,02 (1,798 - 0,15) = 8,24 \text{ cm}^2$   $\rightarrow A_c = 20,552 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = \frac{18,625}{179,187 \cdot 20} = 0,57\% > 0,5\% \quad \text{Vérifiée!}$$

Armatures Horizontales

$$w_t = \frac{\sigma - \sigma_c}{f_{ctk}} \cdot 100 = \frac{2,208 - 8}{4200} \cdot 100 < 0 \rightarrow A_H = A_{\min} = 0,15 \cdot 20 \cdot 100 = 3 \text{ cm}^2$$

On adoptera 10 HA 8 / ml

Armatures Transversales

4 épingles  $\phi 6$  par  $\text{m}^2$  et 1 cadre HA 6 pour les potelets (avec  $t \leq b$ ).

Niveau 2:

1<sup>ère</sup> Combinaison

$$M_{\text{corr}} = 87,142 \text{ t.m.}$$

$$N_{\text{min}} = 24,436 \text{ t.}$$

$$e_0 = 3,566 \text{ m}$$

$$e_0 > e_1 = 53,33 \text{ cm} \rightarrow \text{S. P. C.}$$

2<sup>e</sup> Combinaison

$$M_{\text{corr}} = 87,142 \text{ t.m.}$$

$$N_{\text{max}} = 31,18 \text{ t.}$$

$$e_0 = 2,794 \text{ m.}$$

Ferraillage

$$\text{Moment fictif: } M_f = M + N \left( \frac{h_0}{2} - d \right) = 122,574 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_f}{f_{ctk} \cdot b \cdot h^2} = 0,0235 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9224 \\ \kappa = 49,4 \end{cases}$$

$$f'_0 = \frac{f_a}{\kappa} = 85,02 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{f}'_0 (\text{sp}) \quad \text{pas d'Aciers comprimés}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{f_a \cdot \xi \cdot h} = 10,373 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A = A_1 - \frac{N}{f_a} = 4,55 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adoptera 6 HA 14} \quad A = 9,23 \text{ cm}^2$$

Calcul de la longueur de la zone tendue  $\left[ \begin{array}{l} f_1 = 29,347 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_2 = -21,711 \text{ "/>} \rightarrow P_c = 183,92 \text{ cm} \end{array} \right.$

### Section d'Acier en zone courante

$$Z_b = \frac{1,4 T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 7308}{20 \cdot 7/8 \cdot 305} = 1,916 \text{ Kg/cm}^2 < 0,015 \sigma_{28} = 6,875 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rightarrow A \geq \frac{0,15 \cdot 20 \cdot 100}{100} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on adoptera } 10 \text{ HA } 8 \text{ /ml}$$

### Section d'Acier relative au joint de reprise de Coulage

$$A_{vj} = \frac{1,1 \bar{T}}{\sigma_{cu}} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 7308}{4200} = 2,679 \text{ cm}^2$$

Vérifions si  $\tilde{w} \geq 0,5\%$  dans la zone tendue :

Potelet : 6 HA 14  $\rightarrow A = 9,23 \text{ cm}^2$

Zone Courante :  $5,02 (1,839 - 0,15) = 8,48 \text{ cm}^2$

)  $A_c = 17,71 \text{ cm}^2$

$$\tilde{w} = \frac{17,71}{183,92 \cdot 20} = 0,51\% > 0,5\% \quad \text{Vérifiée!}$$

### Armatures Horizontales

$$w_t = \frac{Z - 8}{\sigma_{cu}} 100 < 0 \rightarrow A_H = A_{\min} = 0,15 \cdot 20 \cdot 100 = 3 \text{ cm}^2$$

On adoptera 10 HA 8.

### Armatures Transversales

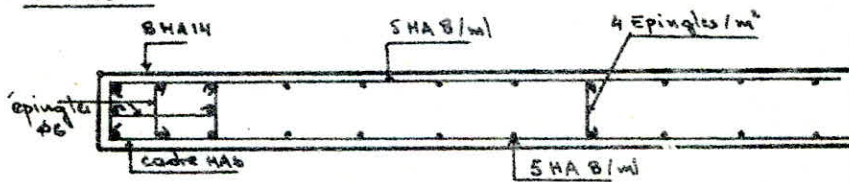
4 épingles  $\phi 6$  par  $\text{m}^2$  et 1 cadre HA 6 pour les potelets.

### Niveau 3 :

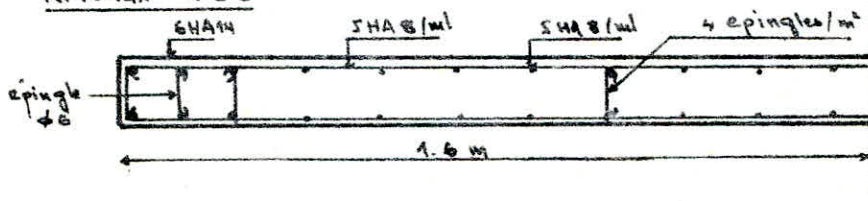
Même ferrailage que le niveau 2 puisqu'on aura toujours le  $A_{\min}$ .

### - Schémas de Ferrailage

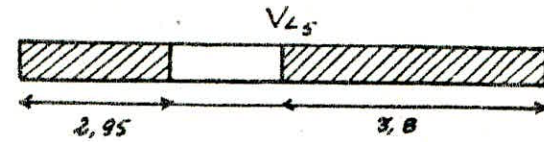
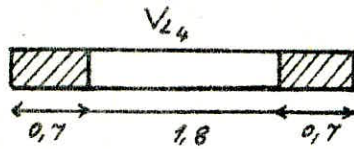
#### Niveau 1



#### Niveaux 2-3

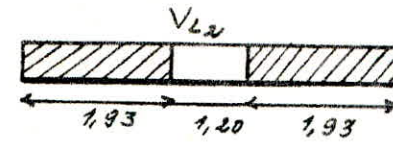
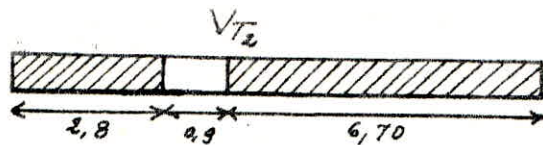






Voile VL4		Trumeau I			Trumeau II			
1ere Combinaison	Niveau	1	2	3	1	2	3	
	M (t.m)	1,715	0,359	0,265	1,715	0,359	0,265	
	Nmin (t)	-5,450	-1,316	1,058	-5,450	-1,316	1,058	
	e <sub>0</sub> (cm)	31,460	27,270	25,037	31,460	27,270	25,037	
	e <sub>1</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20	
	Not. soll	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	FERRAILLAGE	Potelet	A <sub>cal</sub>	6	6	6	6	6
A <sub>choix</sub>			4T14	4T14	4T14	4T14	4T14	4T14
Dim			20x30	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30
A <sub>v</sub>		A <sub>cal</sub>	5	5	5	5	5	5
		A <sub>choix</sub>	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8
A <sub>w</sub>		A <sub>cal</sub>	5	5	5	5	5	5
		A <sub>choix</sub>	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8
zone d'endue		35	35	35	35	35	35	
ω %		0,6	0,65	0,55	0,6	0,65	0,55	
A <sub>v</sub>		A <sub>cal</sub>	0,988	0,988	0,988	0,988	0,988	0,988
	A <sub>choix</sub>	2T12	2T12	2T12	2T12	2T12	2T12	
Verification	M (t.m)	1,715	0,359	0,265	1,715	0,359	1,715	
	N <sub>max</sub> (t)	41,10	24,73	10,13	41,10	24,73	10,13	
	e <sub>0</sub> (cm)	4,17	1,45	2,61	4,17	1,45	2,61	
	e <sub>1</sub> (cm)	11,66	11,66	11,66	11,66	11,66	11,66	
	Not. soll	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	
	σ <sub>s</sub>	45,67	33,16	11,76	45,67	33,16	11,76	
	σ <sub>bc</sub>	19,13	14,09	5,41	19,13	14,09	5,41	

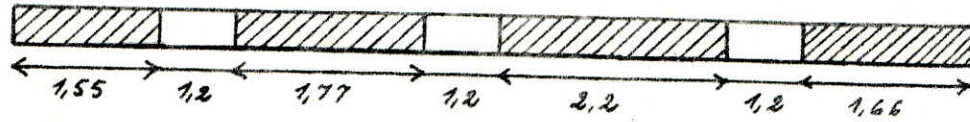
Voile VL5		Trumeau I			Trumeau II			
1ere Combinaison	Niveau	1	2	3	1	2	3	
	M (t.m)	89,713	41,230	12,043	191,77	88,136	25,740	
	Nmin (t)	-264,357	-137,140	-38,220	-286,115	-151,750	-44,858	
	e <sub>0</sub> (cm)	33,93	30,06	31,51	67,02	58,079	57,38	
	e <sub>1</sub> (cm)	132,5	132,5	132,5	175	175	175	
	Not. soll	SET	SET	SET	SET	SET	SET	
	FERRAILLAGE	Potelet	A <sub>cal</sub>	39,03	20,03	5,63	47,10	24,06
A <sub>choix</sub>			8T25	8T20	8T14	8T25+ 4T20	8T20	8T16
Dim			20x40	20x40	20x40	20x50	20x50	20x50
A <sub>v</sub>		A <sub>cal</sub>	5	5	5	5	5	5
		A <sub>choix</sub>	10T10	10T10	10T10	10T10	10T10	10T10
A <sub>w</sub>		A <sub>cal</sub>	7,14	5,8	5	7,14	5	5
		A <sub>choix</sub>	10T10	10T10	10T10	10T10	10T10	10T10
zone d'endue		265	265	265	330	330	330	
ω %		2,1	1,5	0,93	2,2	1,29	0,82	
A <sub>v</sub>		A <sub>cal</sub>	14,018	12,169	7,544	18,057	15,675	9,778
	A <sub>choix</sub>	5T20	4T20	3T20	6T20	5T20	4T20	
Verification	M (t.m)	102,00	49,268	17,156	218,047	105,319	36,674	
	N <sub>max</sub> (t)	409,872	234,314	86,526	380,358	214,434	77,075	
	e <sub>0</sub> (cm)	24,88	21,026	19,82	57,32	49,1	47,58	
	e <sub>1</sub> (cm)	49,166	49,166	49,166	63,33	63,33	63,33	
	Not. soll	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	
	σ <sub>s</sub>	90,77	85,51	79,17	110,20	95,76	67,19	
	σ <sub>bc</sub>	43,23	31,12	19,18	75,13	59,75	39,14	



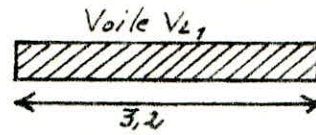
Voile $V_{T_2}$		Trumeau I			Trumeau II			
Niveau		1	2	3	1	2	3	
1 <sup>ere</sup> Combinaison	M (t.m)	18,477	8,348	7,685	253,120	144,390	23,080	
	$N_{min}$ (t)	-62,639	-20,538	5,467	-48,929	-14,032	8,579	
	$Q_0$ (cm)	29,488	40,646	30,820	517,320	815,170	269,010	
	$Q_1$ (cm)	125	125	46,660	320	320	111,660	
	Nat. soll	SET	SET	SEC	SPC	SPC	SPC	
	A <sub>cal</sub>	$\max(A_1, A_2)$ 3,21	$\max(A_1, A_2)$ 6	6	15,38	6	6	
FERRAILAGE	Potelat	A <sub>choix</sub>	6T14	6T14	4T14	8T16	4T16	4T16
		Dim	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30
		A <sub>cal</sub>	5	5	5	5	5	5
	A <sub>v</sub>	A <sub>cal</sub>	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8
		A <sub>choix</sub>	5	5	5	5	5	5
	A <sub>u</sub>	A <sub>cal</sub>	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8
		A <sub>choix</sub>	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8
	Zone tendue	250	250	-	580	580	580	
	$\bar{w}$ %	0,59	0,59	-	1,1	0,9	0,75	
	A <sub>v</sub>	A <sub>cal</sub>	7,43	6,45	-	17,78	15,43	15,43
		A <sub>choix</sub>	4T16	4T16	-	6T20	5T20	5T20
	Verification 2 <sup>eme</sup> Combin	M (t.m)	36,617	19,189	7,044	507,059	262,965	96,530
$N_{max}$ (t)		319,782	195,334	82,241	340,260	205,07	86,902	
$Q_0$ (cm)		11,45	9,823	8,560	147,250	128,230	111,079	
$Q_1$ (cm)		46,660	46,660	46,660	111,666	111,666	111,666	
Nat. soll		SEC	SEC	SEC	SPC	SPC	SPC	
$\sigma_{s1}$		55,98	32,19	12,14	122,14	105,12	77,13	
$\sigma_{s2}$	29,46	15,39	6,18	93,54	63,15	22,09		

Voile $V_{L_2}$		Trumeau I			Trumeau II			
Niveau		1	2	3	1	2	3	
1 <sup>ere</sup> Combinaison	M (t.m)	29,418	12,852	4,423	29,418	12,852	4,423	
	$N_{min}$ (t)	-51,840	-25,740	-6,016	-51,840	-25,740	-6,016	
	$Q_0$ (cm)	56,740	49,930	73,520	56,740	49,930	73,520	
	$Q_1$ (cm)	81,500	81,500	81,500	81,500	81,500	81,500	
	Nat. soll	SET	SET	SET	SET	SET	SET	
	A <sub>cal</sub>	10,468	6	6	10,468	6	6	
FERRAILAGE	Potelat	A <sub>choix</sub>	8T14	4T14	4T14	8T14	4T14	4T14
		Dim	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30
		A <sub>cal</sub>	5	5	5	5	5	5
	A <sub>v</sub>	A <sub>cal</sub>	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8
		A <sub>choix</sub>	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8
	A <sub>u</sub>	A <sub>cal</sub>	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8
		A <sub>choix</sub>	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8
	Zone tendue	163	163	163	163	163	163	
	$\bar{w}$ %	0,96	0,58	0,58	0,96	0,58	0,58	
	A <sub>v</sub>	A <sub>cal</sub>	1,41	1,22	1,22	1,41	1,22	1,22
		A <sub>choix</sub>	2T12	2T12	2T12	2T12	2T12	2T12
	Verification	M (t.m)	29,418	12,852	4,423	29,418	12,852	4,423
$N_{max}$ (t)		102,87	59,65	22,79	102,87	59,65	22,79	
$Q_0$ (cm)		28,59	21,54	19,40	28,59	21,54	19,40	
$Q_1$ (cm)		32,16	32,16	32,16	32,16	32,16	32,16	
Nat. soll		SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	
$\sigma_{s1}$		41,76	31,64	21,31	47,16	37,64	27,31	
$\sigma_{s2}$	24,43	17,67	7,19	24,43	17,67	7,19		

Voile  $V_{T_2}$



Voile $V_{T_1}$		Trumeau I			Trumeau II			Trumeau III			Trumeau IV			
Zere Combinaison	Niveau	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	
	M (t.m)	1,939	-1,171	0,330	2,878	-1,737	0,490	5,695	-3,438	0,970	2,384	-1,439	0,406	
	$N_{miso}$ (t)	-98,678	-50,233	-13,398	24,139	18,275	10,056	33,560	24,110	12,592	-98,860	-50,130	-13,620	
	$Q_0$ (cm)	1,96	2,33	2,46	11,92	9,5	4,87	16,969	14,259	7,703	2,41	2,87	3,071	
	$Q_1$ (cm)	62,5	62,5	62,5	29,5	29,5	29,5	36,66	36,66	36,66	68	68	68	
	Nat.soll	SET	SET	SET	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SET	SET	SET	
FERRAILLAGE	Potelet	$A_{cal}$	12,11	6,17	6,17	6	6	6	6	6	6	12,8	6,2	6,2
		$A_{choix}$	BT14	4T14	4T14	4T14	4T14	4T14	4T14	4T14	4T14	8T14	4T14	4T14
		Dim	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30	20x30
	$A_v$	$A_{cal}$	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
		$A_{choix}$	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8
		zone descend	125	125	125	125	125	125	125	125	125	136	136	136
	$\tilde{\omega}$ %	1,17	0,61	0,61	1,17	0,61	0,61	1,17	0,61	0,61	1,17	0,61	0,61	
	$A_y$	$A_{cal}$	5,67	4,92	4,92	6,47	5,61	5,61	8,05	6,98	6,98	6,07	5,26	5,26
		$A_{choix}$	4T14	4T14	4T14	4T16	4T16	4T16	4T16	4T16	4T16	4T14	4T14	4T14
		Verification	M (t.m)	1,939	1,171	0,330	2,878	1,737	0,490	5,695	3,438	0,970	2,384	1,439
$N_{max}$ (t)	187,284	107,90	39,593	98,280	61,414	26,161	106,62	67,157	28,86	132,022	110,77	40,77		
$Q_0$	1,035	1,08	0,833	2,92	2,828	1,87	5,34	5,12	3,36	1,24	1,29	0,99		
$Q_1$	25,83	25,83	25,83	29,5	29,5	29,5	36,66	36,66	36,66	27,66	27,66	27,66		
Nat.soll	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC		
$\sigma_{s1}$	62,84	43,12	28,76	67,75	46,89	29,95	25,35	18,15	17,13	58,51	45,88	30,12		
$\sigma_{s2}$	24,15	13,76	9,32	28,85	17,17	13,76	19,76	13,12	7,48	47,15	40,13	21,02		



Voile		V <sub>L1</sub>			V <sub>L3</sub>			V <sub>L6</sub>			
1 <sup>ere</sup> Combinaison	Niveau	1	2	3	1	2	3	1	2	3	
	M (t.m)	160,68	87,142	/	1745,81	946,581	/	87,657	47,544	/	
	N <sub>min</sub> (t)	36,126	24,436	/	81,120	54,31	/	29,92	20,85	/	
	C <sub>0</sub>	444,77	356,61	/	2152,10	1742,2	/	293	228	/	
	C <sub>1</sub>	53,33	53,33	/	131,66	131,66	/	47,5	47,5	/	
	Nat. sollic	SPC	SPC	/	SPC	SPC	/	SPC	SPC	/	
FERRAILLAGE	Potelet	A calculé	9,588	6	/	50,98	37,1	/	6	6	/
		A choisie	8T14	6T14	6T14	8T25+4T20	8T25	8T25	4T14	4T14	4T14
		Dim	20x30	20x30	20x30	20x50	20x50	20x50	20x30	20x30	20x30
	A <sub>v</sub>	A <sub>cal</sub>	3	3	3	5	5	5	3	3	3
		A <sub>choisie</sub>	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8
	A <sub>h</sub>	A <sub>cal</sub>	3	3	3	5	5	5	3	3	3
		A <sub>choisie</sub>	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8
	zone tendue	179,187	183,92	/	419,06	390,8	/	165,6	145,3	/	
	ω %	0,57	0,51	/	0,85	0,75	/	0,52	0,5	/	
	A <sub>v</sub>	A <sub>cal</sub>	3,086	2,679	/	33,68	33,68	/	1,68	1,68	/
A <sub>choisie</sub>		4T12	3T12	/	11T20	11T20	/	2T12	2T12	/	
Vérification	M (t.m)	160,68	87,142	/	1745,81	946,581	/	87,675	47,544	/	
	N <sub>max</sub> (t)	45,393	31,18	/	102,614	69,106	/	37,590	26,25	/	
	C <sub>0</sub>	353,97	279,4	/	1701	1396	/	233	182	/	
	C <sub>1</sub>	53,33	53,33	/	131,66	131,66	/	47,5	47,5	/	
	Nat. sollic	SPC	SPC	/	SPC	SPC	/	SPC	SPC	/	
	σ <sub>1</sub>	/	/	/	/	/	/	/	/		
	σ <sub>2</sub>	/	/	/	/	/	/	/	/		

N.B. Les traits (/) indiquent le même ferrailage que le niveau précédent

# Ferraillage des linteaux

## Introduction

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastrees à leurs extrémités. Ils seront ferraillés en flexion simple. La méthode d'évaluation des efforts sera celle de "Robinson"; vu la réciprocité du séisme, il sera nécessaire de prévoir un ferraillage symétrique.

- Contraintes Admissibles : Art 4.3.2.5 RPA 81

- Contrainte de Cisaillement  $\bar{\tau}_b = 0,12 \bar{\sigma}_{28} = 33 \text{ Kg/cm}^2$ .
- Contrainte de flexion  $\bar{\sigma}'_b = 0,75 \bar{\sigma}_{28} = 206,25 \text{ Kg/cm}^2$ .
- Contrainte de Traction  $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ .

## Ferraillage

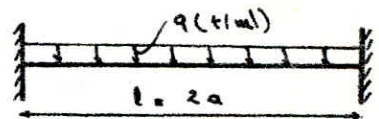
Le linteau sera soumis à :

- Son poids propre.
- La charge du plancher qui lui revient.
- La surcharge " " " "
- L'effort du séisme.

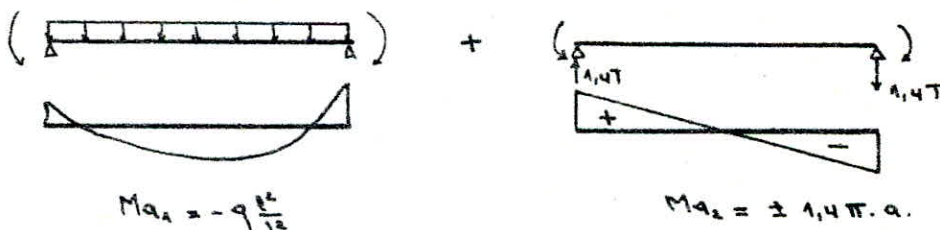
D'après l'Art 4.3.2.4 du RPA 81, les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile, ils doivent être capable de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont les sens d'action peuvent alterer.

- Exemple de Calcul : Voile  $V_{71}$

Soit le linteau  $L_{71}$  qui correspond au voile  $V_{71}$  et  $V_{71}$  sym.  
L'effort tranchant est :  $\pi = 25,6 \text{ t}$ .



• Schema statique équivalent



$$M_{a_1} = -q \frac{l^2}{12}$$

$$M_{a_2} = \pm 1,4 \pi \cdot a$$

Les efforts maximums sont au niveau de l'encastrement :

$$M = 1,4 \pi a + q \frac{l^2}{12}$$

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

• Calcul de M et T

i) Charge et surcharges dû au plancher:

$$\frac{3,78 \cdot 0,90}{0,90} (0,573 + 0,175) = 2,83 \text{ t/ml.}$$

ii) Retombée :  $0,6 \cdot 0,2 \cdot 2,5 = 0,3 \text{ t/ml}$

→  $q = 3,13 \text{ t/ml.}$

d'où :  $T = 1,4 \cdot 25,6 + \frac{3,13 \cdot 0,9}{2} = 37,25 \text{ t}$

$$M = 1,4 \cdot 25,6 \cdot 0,45 + \frac{3,13 \cdot 0,9^2}{12} = 16,34 \text{ t.m}$$

• Ferraillage : Le ferraillage se fait suivant la méthode de Mr P. CHARON.

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 16,34 \cdot 10^3}{4200 \cdot 20 \cdot 57^2} = 0,089 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8795 \\ K = 26,5. \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{26,5} = 158,50 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206,25 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A' =$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 7,76 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ HA } 16 = 8,04 \text{ cm}^2.$$

Vue la réciprocité du moment dû au séisme, nous prendrons un ferraillage symétrique sur les fibres inférieur et supérieur.

• Vérification des contraintes

$$D = \frac{15}{b} (A + A') = \frac{15}{20} (8,04 \cdot 2) = 12,06.$$

$$E = \frac{30}{b} (A'd' + Ah) = 725,31.$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 17,45 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{12} + 15 A' (y_1 - d')^2 + 15 A (h - y_1)^2 = 385707,13 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M}{I} = 4,236$$

$$\bar{\sigma}'_b = K y_1 = 73,92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_a = 15 K (y_1 - d') = 918,15 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a.$$

$$\bar{\sigma}_a = 15 K (h - d) = 3431,16 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

• Armatures Principales ( $b = 20 \text{ cm}$ ,  $h_e = 60 \text{ cm}$ )

$$A_s = A_i = A \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_e = 1,80 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

• Armatures de Répartition

$$A_r \geq 0,002 \cdot b \cdot h_e = 2,4 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } A_r = 2 \text{ HA } 14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

Longueur d'Ancrage :  $l_d \geq \frac{h_e}{4} + 50 \phi_{max} = \frac{60}{4} + 50 \cdot 1,6 = 95 \text{ cm}$  soit 1 m

• Armatures Transversales

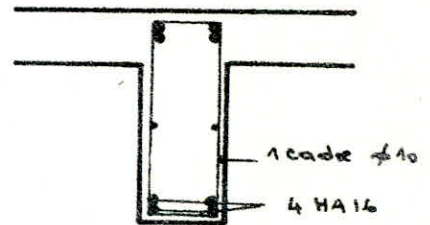
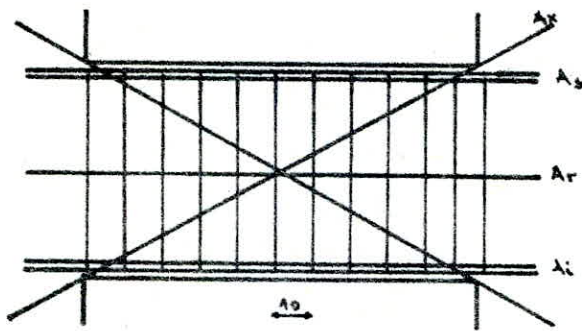
On prend (1 cadre HA 10) =  $1,57 \text{ cm}^2 = A_t$ . Avec  $s \leq \bar{s}$  (espacement)  
Et  $\bar{s} = \frac{h_e}{4} = 15 \text{ cm}$  on prendra  $s = 10 \text{ cm}$ .

$A_t$  doit vérifier la relation suivante,  $A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot s = 0,5 \text{ cm}^2$  vérifié

• Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{37,25}{20,7/8h} = 49 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\tau}_b = 33 \text{ Kg/cm}^2.$$

• Schéma de ferrailage



On doit prévoir des Armat. Supplémentaires dans les angles car  $\tau_b > 0,06 \sigma_{bc}$   
Avec :  $A_x = 0,0015 \cdot h_e \cdot b = 1,8 \text{ cm}^2$  on adoptera  $2 \text{ HA } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$

1. Pour résoudre le problème de  $\tau_b > \bar{\tau}_b$  on doit frotter la section de façon à ce que, l'effort peut être repris totalement par les armatures, ceci revient à réduire l'espacement des armatures transversales à l'encastrement et à vérifier la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant brusque sur les armatures principales et qui est:

$$\tau = \frac{T}{A_c} \quad \text{Avec } A_c = \text{Section Cisailée par T.}$$

En plus, on doit prévoir des armatures supplémentaires dans les angles.

2. La seconde solution consiste à calculer les deux trumeaux comme des voiles pleins tout en supposant que les linteaux sont articulés aux trumeaux et par conséquent le linteau sera soumis uniquement à son poids propre.

TABEAU DE FERRAILLAGE DES LINTEAUX

Voile	FERRAILLAGE					EFFORTS			DIMENSION										
	L (cm)	Ax cm <sup>2</sup>	Zg kg/cm <sup>2</sup>	S cm	Ac cm <sup>2</sup>	Ar adopté cm <sup>2</sup>	Ar (cm <sup>2</sup> )	Rd (cm)	Adoptée cm <sup>2</sup>	Amin (cm <sup>2</sup> )	Acalculé (cm <sup>2</sup> )	M (t.m)	T (t)	II (t)	b (cm)	hc (cm)	l (cm)	Liniveau	
V <sub>3</sub>	200	2 T 20	17,78	20	1 Cadre + 10 épingle 1/2 T 10 2,35	6 T 14	6,4	130	3 T 16	4,8	3,46	21,57	37,24	25,216	20	160	120	E <sub>1</sub>	Intermédiaire
V <sub>2</sub>	180	2 T 12	4,9	10	1 Cadre 1/5 T	2 T 14	2,4	100	4 T 16	4,8	7,76	16,34	37,25	25,594	20	60	90	E <sub>2</sub>	
V <sub>1</sub>	—	inutile	15,57	20	1 Cadre + 10 épingle T 10	6 T 14	6,4	130	3 T 16	4,8	3,1	19,37	32,6	22,943	20	160	120	L <sub>2</sub>	
V <sub>4</sub>	—	inutile	12,56	10	1 Cadre + 10 épingle T 10	2 T 14	2,4	90	3 T 14	4,8	3,74	8,16	9,55	6,31	20	60	180	L <sub>4</sub>	
V <sub>5</sub>	180	2 T 12	93,75	10	1 Cadre + 10 épingle T 10	2 T 14	2,4	100	5 T 20	4,8	15,16	31,80	71,25	50,273	20	60	90	L <sub>5</sub>	



# **CHAPITRE 9**

## **FERRAILLAGE DES**

### **PORTIQUES**

## A. FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres seront ferrillées en flexion simple (conformément à l'Art 15 du CCBA 68). La méthode qu'on appliquera est celle de M<sup>r</sup> P. CHARON.

### Prescriptions relatives aux Armatures

- Armatures Longitudinales (Voir RPA 81 Art 4.2.3.2.1 page 61-62)

- Armatures Transversales

Les Armatures Transversales des poutres seront calculées pour l'effort tranchant sous SPa (Art 24.3 du CCBA 68).

L'espacement des Cadres est donné de la manière suivante:

• CCBA 68 :

$$t = \frac{A_c \cdot \bar{\sigma}_a}{T} \leq \bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h \\ h \left( 1 - \frac{0,3 Z_k}{\bar{V}_b} \right) \end{array} \right.$$

• D'après RPA 81, Art 4.2.3.2.2.

• en zone nodale et en travée si les A' sont nécessaires

$$s \leq \bar{s} = \min (h/4 ; 12 \phi_e)$$

• En dehors de la zone nodale  $s \leq \bar{s} = h/2$

$$\Rightarrow t \text{ (ou } s) = \min (\bar{t}, \bar{s})$$

### VERIFICATIONS

- Vérification des Contraintes:

• Section avec  $A' = 0 \rightarrow \bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} \rightarrow \epsilon, \kappa \rightarrow \left[ \begin{array}{l} \sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} \leq \bar{\sigma}_a \\ \tau_b = \frac{V_a}{\kappa} \leq \bar{\tau}_b \end{array} \right.$

• Section avec  $A' \neq 0 \rightarrow \tau_b = \kappa y_1 \leq \bar{\tau}_b$   
 $\sigma_a = 15 \kappa (y_1 - d') \leq \bar{\sigma}_a$  et  $\sigma_a = 15 \kappa (h - y_1) \leq \bar{\sigma}_a$

- Condition de non fragilité  $\rightarrow A_{min} \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}_a}$

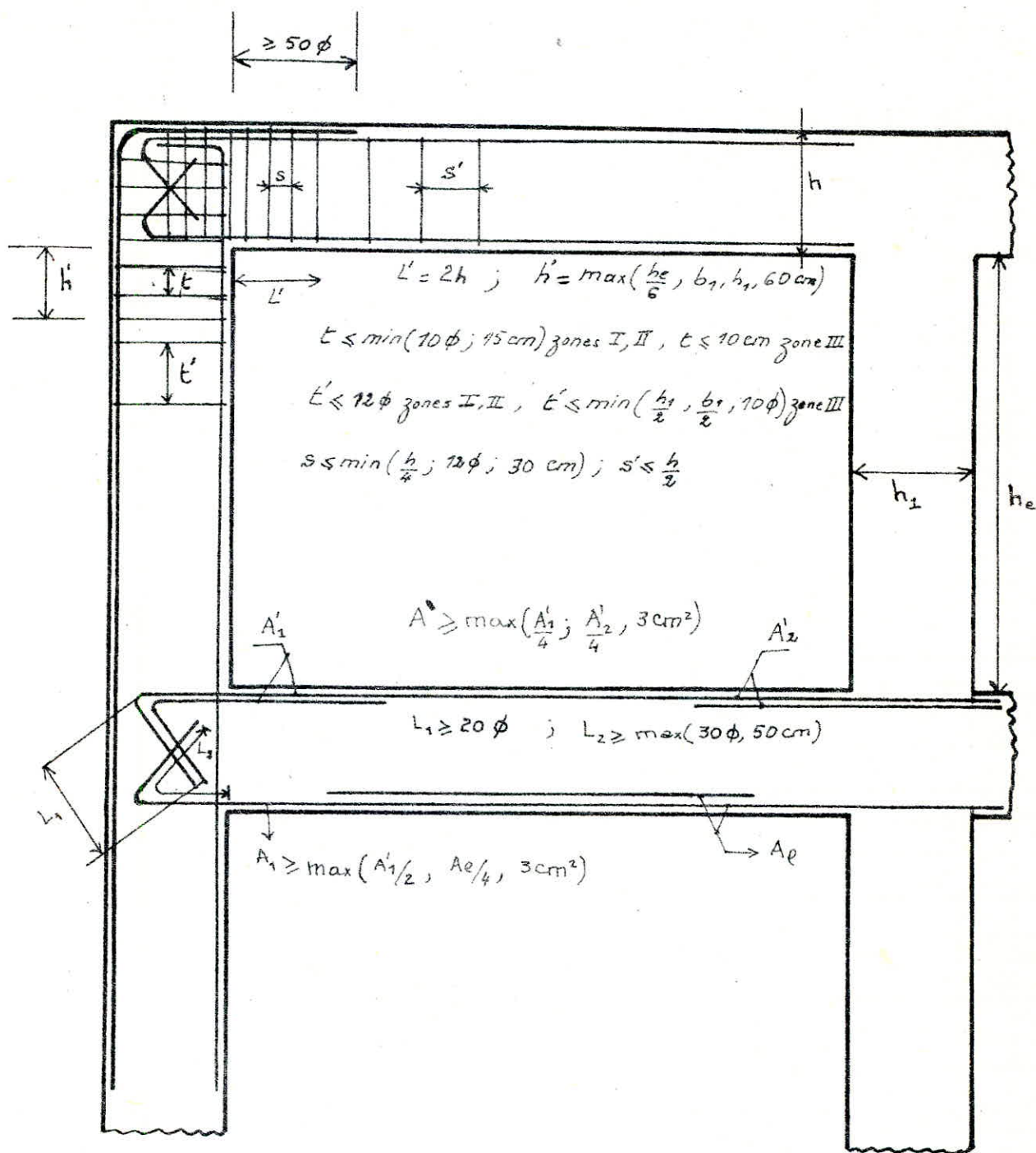
- fissuration  $\rightarrow \sigma_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max (\tau_1, \tau_2) \end{array} \right.$

- Flèche : Il faudrait vérifier les conditions suivantes:  
 $\cdot h_t^{min} \geq \frac{l_{max}}{16}$  •  $h_t^{min} \geq \frac{l_{max}}{10} \cdot \frac{M_{0max}}{M_0}$  •  $A_t^{max} \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\bar{\sigma}_a}$

- Condition de non entraînement des Armatures Art 29. CCBA 68

Vérifier que:  $\tau_d = \frac{T_{max}}{n \cdot p \cdot b} \leq \bar{\tau}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\tau}_b$

- Conditions aux Appuis  $\rightarrow \left[ \begin{array}{l} \cdot \text{Longueur d'Appui : } c \geq G \cdot \frac{2T}{b \cdot \bar{\tau}_b} \\ \cdot \text{Arma. Inf : } A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{3} \end{array} \right.$



SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES. ET POTEAU. DE RIVE.

# A. Portique transversal

## 1. Armatures Supérieures Sur Appuis

Niveau	Appui	M <sub>max appui</sub>	M	E	K	σ <sub>s</sub> '	A calculé	A choisie
10	0	0,734	0,006	0,963	122	22,95	4,50	3T14
	1	-7,765	0,068	0,893	31,7	88,33	6,90	3T14 + 3T12
	2	-6,592	0,058	0,899	34,9	80,23	5,81	3T14 + 3T12
	3	-0,105	0,003	0,975	184	15,21	4,50	3T14
9	0	-2,067	0,018	0,941	69,5	40,28	4,50	3T16
	1	-13,055	0,115	0,867	22,5	124,44	11,95	6T16
	2	-11,670	0,103	0,873	24,3	115,22	10,67	6T16
	3	0,076	0,002	0,979	220	12,72	2,70	3T16
8-7	0	-2,150	0,019	0,939	67,5	41,48	4,50	3T16
6-5	1	-13,072	0,115	0,867	22,5	124,44	11,96	6T16
4-3	2	-11,440	0,100	0,874	24,8	112,90	10,38	6T16
2	3	-0,148	0,004	0,970	154	18,18	2,70	3T16
1	0	-2,872	0,025	0,931	57,5	48,69	4,50	3T16
	1	-13,234	0,116	0,866	22,4	125	12,12	6T16
	2	-11,771	0,104	0,872	24,1	116,18	10,71	6T16
	3	-0,110	0,003	0,975	182	15,38	2,70	3T16

## 2. Armatures Supérieures et inférieures en travée.

Niveau	Travée	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M	E	K	σ <sub>s</sub> '	A calculé	A choisie
10	0-1	/	/	/	/	/	/	4,50	3T14
		2,531	0,022	0,935	62	45,16	4,50	4,50	3T14
	1-2	/	/	/	/	/	/	4,50	3T14
		9,899	0,087	0,881	27	103,7	8,917	4,50	6T14
	2-3	-2,413	0,069	0,892	31,4	89,17	4,50	4,50	3T14
		/	/	/	/	/	/	4,50	3T14
9	0-1	-0,239	0,002	0,979	225	12,44	4,50	4,50	3T16
		5,425	0,048	0,908	39,4	71,06	4,75	4,50	3T20
	1-2	/	/	/	/	/	/	4,50	3T16
		17,883	0,157	0,849	18,3	153	16,589	4,50	8T20
	2-3	-5,367	0,047	0,908	39,6	70,70	4,683	4,50	3T16
		/	/	/	/	/	/	4,50	3T20
8-7	0-1	-0,291	0,002	0,977	200	14	4,75	4,50	3T16
		5,429	0,048	0,908	39,4	71,06	4,567	4,50	3T20
	1-2	/	/	/	/	/	/	16,67	6T20
		17,974	0,158	0,849	18,2	153,84	4,744	4,50	3T16
	2-3	-5,429	0,048	0,908	39,4	71,06	4,50	4,50	3T20
		/	/	/	/	/	/	4,50	3T16
1	0-1	-0,735	0,006	0,964	124	22,58	4,874	4,50	3T20
		5,571	0,049	0,907	38,8	72,16	5,922	4,50	3T16
	1-2	/	/	/	/	/	/	17,454	6T20
		18,199	0,165	0,847	17,7	158,19	2,70	4,50	3T16
	2-3	-2,338	0,067	0,893	32	87,5	2,70	4,50	3T16
		/	/	/	/	/	/	4,50	3T20

④ Verification de La fleche.

On doit verifier Les 3 Conditions Suivantes:

①  $h_e^{min} \geq \frac{l_{max}}{16} \rightarrow 50 > 35$  verifiée.

②  $h_e^{min} \geq \frac{l_{max}}{10} \cdot \frac{M_E^{max}}{M_0} \rightarrow 50 \geq \frac{5,60}{10} \cdot \frac{18,99}{22,857} = 46,08$  verifiée

③  $A_L^{max} \leq b h \frac{43}{\sigma_{en}} \rightarrow 18,84 \leq 30 \times 50 \times \frac{43}{4200} = 15,357$

⑤ Condition de non entrainement des armatures (Art 29 CCBA68)

$\tau_d = \frac{T_{max}}{n \cdot p \cdot z} \leq \bar{\tau}_d$  avec  $\bar{\tau}_d = 24 \sigma_{\bar{b}} = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_d = \frac{18,99 \cdot 10^3}{6\pi \cdot 1,6 \cdot \frac{7}{8} \cdot 45} = 15,99 \text{ kg/cm}^2 < 17,7 \text{ kg/cm}^2$  verifiée.  
appui de rive.

$\tau_d^{max} = \frac{T_{max}}{n \cdot z \cdot p} = \frac{11,403 \cdot 10^3}{3\pi \cdot 2 \cdot 33,575} = 15,36 \text{ kg/cm}^2 < 17,7 \text{ kg/cm}^2$  verifier armatures transversales.

$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{18,99 \cdot 10^3}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 45} = 16,07 \text{ kg/cm}^2 < 17,7 \text{ kg/cm}^2$  O.K.

⑥ Conditions aux appuis.

Niveau	Appui	$T_{max}$	$M_{max}$	$A_{adoptee}$	$\frac{T}{A} > \frac{T+M/3}{A}$
Terrasse	0	5,749	-0,734	4,620	$\frac{T}{A} = 1244,46 < \bar{\sigma}_a$
	1	10,711	-7,765	4,620	-3,218
	2	8,290	6,592	4,620	-9,018
	3	2,696	-0,105	4,620	$\frac{T}{A} = 583,54 < \bar{\sigma}_a$
Etage Courant et R.D.C	0	11,403	-2,872	9,420	$\frac{T}{A} = 1210,48 < \bar{\sigma}_a$
	1	18,990	-13,234	9,420	-3,078
	2	17,040	-11,771	9,420	-4,590
	3	2,290	-0,147	9,420	$\frac{T}{A} = 243 < \bar{\sigma}_a$

Espacement des armatures transversales.

$S = \frac{A_e \cdot \bar{\sigma}_a}{T} = \frac{3,14 \cdot 718 \cdot 45 \cdot 1600}{18,99 \cdot 10^3} = 10,41 \text{ cm.}$

C.C.B.A  $S_1 = \text{Sup} \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h = 9 \text{ cm} \\ h(1 - 0,13 \sigma_s) = 9,12 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow S = 10 \text{ cm}$

R.P.A zone nodale  $S_1 = \min(\frac{h}{4}, 12 \phi_r) = 11,25 \text{ cm}$   
en dehors de la zone nodale  $S_2 = \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm}$

Conclusion. \* zone courante  $S = \min(S_1, S_2) = 10 \text{ cm}$   
\* zone nodale  $S = \min(S_1, S_2) = 10 \text{ cm}$

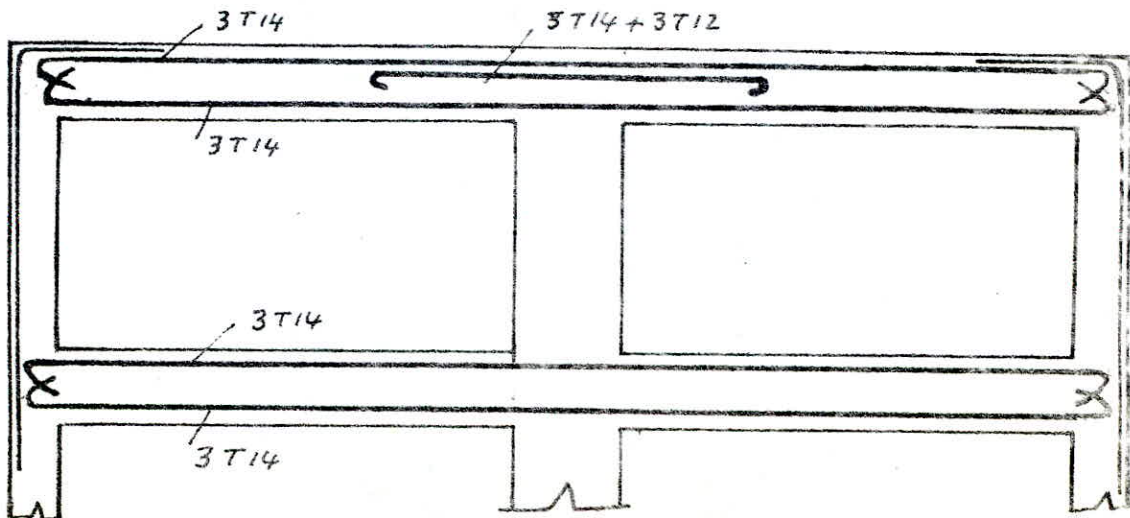
C - Portique Longitudinal (non porteur).

1 - Armatures Superieures Sur Appuis.

Niveau	Appui	$M_{appui}^{max}$	M	E	K	$\sigma'_b$	A calculée	A choisie
10	0	-2,527	0,022	0,935	61,5	45,52	4,5	3T14
	1	-8,314	0,073	0,889	30,2	92,71	7,49	3T14 + 3T12
	2	-1,818	0,052	0,905	37,4	74,86	4,5	3T14
9	0	-0,426	0,012	0,951	86,5	32,36	4,5	3T14
	1	-1,072	0,031	0,925	51,5	54,36	4,5	3T14
	2	-0,313	0,009	0,957	103	27,18	4,5	3T14
8-7-6	0	-0,426	0,012	0,951	86,5	32,37	4,5	3T14
5-4-3	1	-1,073	0,031	0,925	51,5	54,36	4,5	3T14
2	2	-0,313	0,009	0,957	103	27,18	4,5	3T14
1	0	-0,426	0,012	0,951	86,5	32,37	4,5	3T14
	1	-1,073	0,031	0,925	51,5	54,36	4,5	3T14
	2	-0,313	0,009	0,957	103	27,18	4,5	3T14

2 - Armatures Sup et inf en travées.

Niveau	Travée	$M_{sup}$ $M_{inf}$	M	E	K	$\sigma'_b$	A calculée	A choisie
10	0-1	/	/	/	/	/	4,5	3T14
		5,157	0,045	0,910	40,6	68,96	4,5	3T14
	1-2	/	/	/	/	/	4,5	3T14
9	0-1	-0,02	0,0006	0,989	440	6,36	4,5	3T14
		0,802	0,0023	0,934	60,5	46,28	4,5	3T14
	1-2	-0,154	0,0044	0,969	150	18,64	4,5	3T14
8-7-6	0-1	-0,027	0,0006	0,989	440	6,36	4,5	3T14
		0,802	0,0023	0,934	60,5	46,28	4,5	3T14
	1-2	-0,155	0,0044	0,969	150	18,66	4,5	3T14
5-4-3	2	0,524	0,0149	0,946	77	36,36	4,5	3T14
1	0-1	-0,027	0,00077	0,938	360	7,77	4,5	3T14
		0,806	0,023	0,944	60,5	46,28	4,5	3T14
	1-2	-0,215	0,00614	0,945	126	22,22	4,5	3T14
		0,528	0,0151	0,933	77	36,36	4,5	3T14



## Verification des Contraintes

Niveau	Section	Appuis travées	M <sub>max</sub>	$\bar{\omega}$	$\epsilon$	K	$\sigma_2$	$\sigma'_2$
terrasse	Appuis	0	-0,734	0,073	0,954	94,00	370,23	3,94
		1	-7,765	0,127	0,941	69,50	2289,8	32,94
		2	-6,592	0,109	0,945	75,50	2253,53	29,84
		3	-0,105	0,073	0,954	94,00	53,08	10,56
	travées	0-1	2,531	0,073	0,954	94,00	1275,9	13,57
		1-2	9,899	0,146	0,837	64,50	2543,26	39,43
2-3		-2,413	0,073	0,954	94,00	1216,49	12,94	
Etage Courant et R.D.C	Appuis	0	-13,334	0,446	0,898	34,20	1178,10	34,44
		1	-11,771	0,893	0,879	26,60	2771,70	104,199
		2	-0,147	0,446	0,898	34,20	2414,25	70,532
		3	5,571	0,446	0,878	34,20	60,546	10,77
	travées	0-1	18,799	0,697	0,852	26,60	1496,33	57,33
		1-2	18,799	0,446	0,898	34,20	1496,33	57,33
2-3		-5,429	0,446	0,898	34,20	2227	65,116	

### ② Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_2}{\sigma_{en}}$$

$$\text{plancher terrasse} \quad 0,69 \cdot b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_2}{\sigma_{en}} = 4,071 \text{ cm}^2$$

$$(\text{travée}) \quad A_{min} = 4,6 \text{ cm}^2 > 4,071 \text{ cm}^2$$

$$(\text{appui}) \quad A_{min} = 4,6 \text{ cm}^2 > 1,308 \text{ cm}^2$$

### Etage Courant et R.D.C

$$(\text{Appui et travée}) \quad A_{min} = 6,03 \text{ cm}^2 > 0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_2}{\sigma_{en}} = 1,308$$

C'est vérifié.

### ③ fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A_{min}}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{4,62}{2 \cdot 30 \cdot 5} = 0,0154 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9785 \\ K = 215 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_2 = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{2,531 \cdot 10^5}{4,62 \cdot 45 \cdot 0,9783} = 1244,41 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = K \frac{2}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{14} \frac{0,0154}{1 + 10 \cdot 0,0154} = 2287,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_2 = 2,4 \sqrt{\frac{2 \cdot K \cdot \bar{\sigma}_2}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 5,9}{14}} = 2413,675 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1244,41 \text{ kg/cm}^2 < \min \begin{cases} \bar{\sigma}_2 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma'_2) = 2413,675 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

C'est vérifié

## 2. Ferraillage Des Poteaux

Chaque poteau est soumis à un effort  $N$  et à des moments en tête et à la base d'où le calcul se fait en flexion composée. La section d'acier sera déterminée sous la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre.

### - Détermination des aciers Longitudinaux

Le ferraillage se fait suivant la méthode de M<sup>r</sup> P. CHARON.

Deux cas peuvent se présenter :

- flexion composée
- compression simple

Dans le 2<sup>o</sup> cas (compression simple) on a :

• D'après CCBA 68 : la section d'armature doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\textcircled{1} A \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \sigma_s \cdot \sigma_c \cdot \sigma_b \cdot \frac{N'}{f_{bc}} \quad \textcircled{2} A \geq \frac{1}{n} \left( \frac{N'}{f_{bc}} - B \right) \quad \textcircled{3} A \leq \frac{p}{20}$$

• D'après RPA 81 :  $A_{min} = \begin{cases} 0,8\% \cdot b \cdot h & \text{en zone I.} \\ 1\% \cdot b \cdot h & \text{en zone II.} \\ \text{sans dépasser } 4\%. & \end{cases}$

### - Détermination des aciers Transversaux

• RPA 81 : Les armatures transversales sont calculées avec la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{1,25 T}{h_e \cdot \sigma_{en}} \quad \text{Avec} \quad \begin{array}{ll} T = 2T_{cal} & \text{si } \lambda \geq 15 \\ T = 3T_{cal} & \text{si } \lambda < 15. \end{array}$$

L'espacement entre les cours successifs d'armatures transversales  $t$  :

- en zone nodale :  $t < \min (10 \phi_e^{min}, 15 \text{ cm})$
- en zone courante :  $t < 12 \phi_e^{min}$ .

quantité d'armatures transversales minimales :

- en zone I :  $A_t^{min} = 0,003 \cdot t \cdot b_e$
- en zone II :  $A_t^{min} = 0,004 \cdot t \cdot b_e$

• CCBA 68 : Aciers doux avec  $\phi = 5 \div 12 \text{ mm}$ .

L'espacement est :

- en zone courante :  $t < \min \left[ \begin{array}{l} t_1 = (100 \phi_e - 15 \phi_e) \left( 2 - \frac{\sigma_s}{f_{bc}} \right) \\ t_2 = 15 \left( 2 - \frac{\sigma_s'}{f_{bc}'} \right) \phi_e^{min} \end{array} \right]$

Pratiquement on prend :  $t \leq 15 \phi_e^{min}$  et  $\phi_e \geq 0,3 \phi_e^{max}$ .

- en zone de recouvrement :

on a  $\begin{array}{l} \nu \geq 3 \\ \nu \geq 0,4 \frac{\phi_e^s \cdot \sigma_{en,s}}{\phi_e^t \cdot \sigma_{en,t}} \end{array}$

Avec  $\nu$  : le nombre de cours d'armatures transversales.



Poteaux  $P_2$  et  $P_2$  sym.

Niveau	Section	$C_x$ (cm)	$C_y$ (cm)	$C_z$ (cm)	nature de sollicitation
10	T	11,72	8,67	8,33	S.P.C
	b	9,22	4,62	8,33	S.P.C
9	T	4,77	0,24	8,33	SEC
	b	4,16	0,21	8,33	SEC
8	T	2,77	0,14	8,33	SEC
	b	2,65	0,13	8,33	SEC
7	T	2,01	0,10	8,33	SEC
	b	1,94	0,1	8,33	SEC
6	T	1,57	0,08	8,33	SEC
	b	1,53	0,079	8,33	SEC
5	T	1,29	0,068	8,33	SEC
	b	1,27	0,065	8,33	SEC
4	T	1,10	0,056	10	SEC
	b	1,08	0,055	10	SEC
3	T	0,96	0,049	10	SEC
	b	0,94	0,048	10	SEC
2	T	0,85	0,043	10	SEC
	b	0,66	0,027	10	SEC
1	T	1,42	0,054	10	SEC
	b	0,70	0,027	10	SEC

N. B Section du poteau

Niv 10 → 5. (50x50)

Niv 4 → 1 (60x60)

ferraillage de la zone I Niveau 10 (S.P.C). pot (50x50)

1. Section à la tête.

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\nu}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0309 \longrightarrow \begin{cases} E = 0,942 \\ k = 51 \end{cases}, M_f = M + N \left( \frac{h_e}{2} \right)$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\nu}_a \cdot E \cdot h} = 5,24 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N'}{\bar{\nu}_a} = -1,51 \text{ cm}^2 < 0 \longrightarrow \text{on fait le calcul en Compression Simple.}$$

$$l_c = 0,7 \cdot l_0 = 1,96 \text{ m} \longrightarrow \frac{l_c}{a} = \frac{196}{50} = 3,92 < 14,4 \text{ - donc le flambement n'est pas à craindre.}$$

$$A' = \frac{1}{15} \left[ \frac{N'}{\bar{\nu}'_{b_0}} - B \right] = -148,25 \text{ cm}^2 < 0 \text{ on prend un ferraillage minimum.}$$

$$A'_{\min} (\text{CCBA68}) = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\bar{\nu}'_{b_0}}$$

$$A'_{\min} = 1,047 \text{ cm}^2 \text{ (section très faible)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta_1 = 1 \text{ poteau Central.} \\ \theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{196}{4 \cdot 50 - 2 \cdot 3} = 2,01. \\ \theta_3 = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,51 \end{array} \right.$$

ferraillage prescrit par le R.P.A.

$$A'_{\min} = 1\% \cdot b \cdot h_e = 25 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 3\text{HA}20/\text{face.}$$

2. Section de la base.

$$\text{on trouve } A_1 = 5,69 \text{ cm}^2$$

$$A = -2,31 \text{ cm}^2 < 0 \longrightarrow \text{ferraillage minimum.}$$

on adopte le même ferraillage qu'en tête.

ferraillage de la zone II, (Niv 3  $\rightarrow$  Niv 5) S.E.C. pot (50x50)

ferraillage en Compression Simple.

$$\text{base: } A_1 = \frac{1}{15} \left[ \frac{N'}{\bar{\nu}'_{b_0}} - B \right] = -1,66 \text{ cm}^2 < 0 \rightarrow \text{ferraill min.}$$

$$A'_{\min} (\text{CCBA}) = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\bar{\nu}'_{b_0}} = 11,02 \text{ cm}^2$$

$$A'_{\min} (\text{R.P.A}) = 25 \text{ cm}^2 \text{ alors on garde toujours le même ferraillage } 3\text{HA}20/\text{face}$$

ferraillage de la zone III Niv 4  $\rightarrow$  Niv 1. S.E.C. pot 60x60.

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = 0,277 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8311 \\ k = 14,6 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 59,59 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N'}{\bar{\sigma}_a} = -42,37 \text{ cm}^2 < 0 \rightarrow \text{ferraillage en Compression simple.}$$

$$A' = \frac{1}{15} \left[ \frac{N'}{\bar{\sigma}'_a} - B \right] = 38,13 \text{ cm}^2$$

$$A'_{min} (\text{C.C.B.A}) = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\bar{\sigma}'_a} = 14,48 \text{ cm}^2$$

$$\theta_1 = 1$$

$$\theta_2 = 1,84$$

$$\theta_3 = 1,51$$

$$A'_{min} (\text{R.P.A}) = 1\% \cdot b h_c = 36 \text{ cm}^2$$

- on adopte 3 HA25 / face.

. Armatures transversales.

$$A_t \geq A_{tmin} \quad ; \quad A_{tmin} (\text{R.P.A}) = 0,004 \cdot t \cdot \max(b, h_c).$$

en zone Courante et nodale.

$$t = \max(10, 15) = 15 \text{ cm.} \rightarrow A_{tmin} = 0,004 \times 15 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

on prend 2 Cadres HA10.

$$\text{espacement:} \quad \text{zone Courante: } t < 12 \phi_s^{min} = 12 \times 2 = 24 \text{ cm}$$

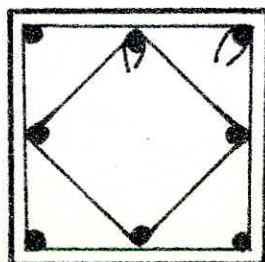
$$t = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{zone nodale: } t < (10 \phi_s^{min}, 15 \text{ cm})$$

$$t = 10 \text{ cm.}$$

Verification à l'effort tranchant.

Vu que les poteaux ne sont pas sollicités par les charges horizontales, l'effort Tranchant dans ceux-ci est négligeables devant  $\bar{\tau}_b = 0,15 \bar{\sigma}'_a = 40,5 \text{ kg/cm}^2$ .



Poteau P<sub>5</sub>

Niveau	Section	e <sub>x</sub> (cm)	e <sub>y</sub> (cm)	nature de sollicitation
10	T	33,35	8,33	S.P.C
	b	39,04	8,33	S.P.C
9	T	8,43	8,33	S.P.C
	b	13,28	8,33	S.P.C
8	T	8,17	8,33	S.E.C
	b	7,99	8,33	S.E.C
7	T	5,80	8,33	S.E.C
	b	5,71	8,33	S.E.C
6	T	4,49	8,33	S.E.C
	b	4,44	8,33	S.E.C
5	T	3,67	8,33	S.E.C
	b	3,63	8,33	S.E.C
4	T	3,10	8,33	S.E.C
	b	2,68	8,33	S.E.C
3	T	2,66	8,33	S.E.C
	b	2,36	8,33	S.E.C
2	T	1,68	8,33	S.E.C
	b	3,48	8,33	S.E.C
1	T	2,69	8,33	S.E.C
	b	1,73	8,33	S.E.C

ferraillage de la zone I (Niv 10 — Niv 9) S.P.C. pot 30x50

1- section en tête.

$$\mu = 0,037 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9178 \\ K = 45,8 \end{cases}$$

$$A_1 = 3,8 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,833 \text{ cm}^2$$

$$A'_{\min} (\text{RPA}) = 1\% b h_e = 15 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 3 \text{ HA}16/\text{face}$$

2- section à la base.

$$\mu = 0,028 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9275 \\ K = 54,0 \end{cases}$$

$$A_1 = 2,874 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 0,067 \text{ cm}^2$$

$$A'_{\min} (\text{R.P.A}) = 15 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on garde le même ferraillage } 3 \text{ HA}16/\text{face}$$

zone II. (Niv 8 — Niv 1) S.E.C. pot 30x50.

ferraillage en Compression Simple.

$$\text{base } A' = -12,172 \text{ cm}^2 < 0 \text{ on adopte toujours le ferraillage min prescrit par le R.P.A. } 3 \text{ HA}16/\text{face}.$$

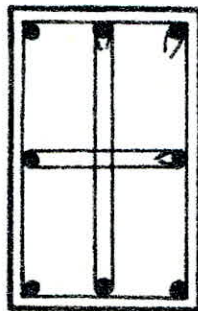
Espacement et Armatures transversales.

$$A'_{\min} = 0,004 b \cdot \max(b, h_e) = 0,004 \times 15 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

$$t = 15 \text{ cm en zone courante}$$

$$t = 10 \text{ cm en zone nodale.}$$

on adopte (1 cadre + 2 étriers) HA10



3 HA16/face.

1 cadre + 2 étriers HA10

(Niv 10 → Niv 8) S.P.C. pot (30x30).

\*tête.  $\mu = 0,057 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9016 \\ k = 35,8. \end{cases}$

$A_1 = 3,33 \text{ cm}^2$

$A = 0,966 \text{ cm}^2$

$A_{min} (R.P.A) = 9 \text{ cm}^2$

on adopte 3 HA14/face.

\*base.

$\mu = 0,107 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8701 \\ k = 23,6. \end{cases}$

$A_1 = 6,67 \text{ cm}^2$

$A = -2,6 \text{ cm}^2 < 0 \rightarrow$  on adopte Le ferrailage min. (R.P.A).

3 HA14/face.

(Niv 7 → Niv 3) S.E.C. pot (30x30).

ferrailage en Compression Simple.

\*tête  $A' = \frac{1}{15} \left[ \frac{N'}{\bar{\sigma}_s'} - B \right] = -27,16 \text{ cm}^2 < 0$  ferrailage min R.P.A

$A' = 9 \text{ cm}^2 \rightarrow$  même ferrail 3 HA14/face.

\*base.

$A' = \frac{1}{15} \left[ \frac{N'}{\bar{\sigma}_s'} - B \right] = 0,517 \text{ cm}^2$  ferrail min (R.P.A).  
 $A_{min} (R.P.A) = 9 \text{ cm}^2$   
 3 HA14/face.

[Niv 2 — Niv 1] S.E.C. pot (40x40).

ferrailage en Compression Simple.

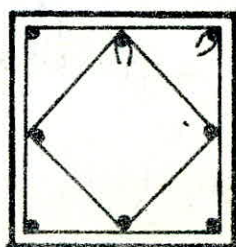
$A' = \frac{1}{15} \left[ \frac{N'}{\bar{\sigma}_s'} - B \right] = -30 \text{ cm}^2 < 0. \rightarrow$  ferrail min (R.P.A)  
 $A_{min} = 16 \text{ cm}^2$   
 3 HA14/face.

\* Effort tranchant.

T négligeable - donc  $\tau_6 < \bar{\tau}_6$   
 Armatures transversales. 2 Cadres HA10  
 Espacement.

zone courante  
 " nodale

$t = 15 \text{ cm}$   
 $t = 10 \text{ cm}.$



3 HA14/face  
 2 Cadres HA10

Poteau P<sub>4</sub>.

Niveau	Section	$Q_x$ (cm)	$Q_y$ (cm)	$Q_z$ (cm)	nature de sollicitation
10	T	1,580	22,26	5	S.P.C
	b	0,445	14,84	5	S.P.C
9	T	0,250	8,409	5	S.P.C
	b	0,153	7,493	5	S.P.C
8	T	0,105	5,147	5	S.P.C
	b	0,100	4,898	5	SEC
7	T	0,077	3,76	5	SEC
	b	0,074	3,632	5	SEC
6	T	0,061	2,970	5	SEC.
	b	0,059	2,885	5	SEC
5	T	0,051	2,452	5	SEC
	b	0,049	2,394	5	SEC.
4	T	0,043	2,088	5	SEC.
	b	0,042	2,045	5	SEC.
3	T	0,037	1,817	5	SEC.
	b	0,036	1,785	5	SEC.
2	T	0,033	1,616	6,66	SEC.
	b	0,041	1,136	6,66	SEC.
1	T	0,088	2,424	6,66	SEC
	b	0,043	1,204	6,66	SEC.

N.B. Section du poteau.  
 Niv 10 - Niv 3 (30x30)  
 Niv 2 - Niv 1 (40x40)

Poteau  $P_3$  et  $P_3$  sym.

Niveau	Section	$M_x$ (t.m)	$N'$ (t)	$Q_x$ (cm)	$Q_y$ (cm)	nature de sollicitation
10	T	0,135	-5,749	12,77	5,00	SPC
	b	0,957	-6,379	15,00	5,00	SPC
9	T	1,105	-18,312	6,03	5,00	SPC
	b	1,076	-18,946	5,68	5,00	SPC
8	T	1,076	-30,829	3,49	5,00	SEC
	b	1,076	-31,459	3,42	5,00	SEC
7	T	1,076	-43,349	2,48	5,00	SEC
	b	1,076	-44,018	2,44	5,00	SEC
6	T	1,076	-55,940	1,92	5,00	SEC
	b	1,076	-56,570	1,90	5,00	SEC
5	T	1,076	-68,499	1,57	5,00	SEC
	b	1,076	-69,122	1,55	5,00	SEC
4	T	1,076	-81,255	1,32	6,66	SEC
	b	1,076	-81,885	1,31	6,66	SEC
3	T	1,076	-93,611	1,15	6,66	SEC
	b	1,076	-94,241	1,14	6,66	SEC
2	T	1,076	-106,167	1,01	6,66	SEC
	b	0,861	-106,790	0,806	6,66	SEC
1	T	2,009	-118,193	1,69	6,66	SEC
	b	1,005	-118,469	0,848	6,66	SEC.



ferraillage de la zone I (Niv 10 - Niv 9) S.P.C. pot (30x30).

1- Section en tête.

$$\mu = 0,0308 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8848 \\ K = 28,4 \end{cases}$$

$$A_1 = 4,94 \text{ cm}^2$$

$$A = -1,6 \text{ cm}^2 < 0 \rightarrow \text{ferraillage en Compression Simple.}$$

$$l_c = 0,7 l_0 = 1,96 \text{ m} \rightarrow \frac{l_c}{a} = \frac{196}{30} = 6,53 < 14,4 \Rightarrow \text{flambement n'est pas à craindre.}$$

$$A' = \frac{1}{15} \frac{N'}{\bar{v}'_{b_0}} - B = -59,56 \text{ cm}^2 < 0 \text{ on prend le ferraillage prescrit par le R.P.A}$$

$$A'_{\min} (\text{R.P.A}) = 1\% b h_c = 9 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 3\text{HA}14/\text{face.}$$

2- base.

$$A_1 = 5,012 \text{ cm}^2$$

$$A = -1,75 \text{ cm}^2 < 0 \text{ on garde le même ferraillage - qu'en tête (Niv 8 - Niv 4) S.E.C. pot (30x30).}$$

ferraillage en Compression Simple.

$$\ast \text{ base. } A_1 = \frac{1}{15} \frac{N'}{\bar{v}'_{b_0}} - B = 7,27 \text{ cm}^2$$

$$A'_{\min} (\text{CCBA}) = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\bar{v}'_{b_0}} = 7,25 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \theta_1 &= 1,4 \\ \theta_2 &= 2,07 \\ \theta_3 &= 1,51 \end{aligned}$$

$$A'_{\min} (\text{R.P.A}) = 1\% b h_c = 9 \text{ cm}^2 \text{ on adopte le même ferraillage } 3\text{HA}14/\text{face.}$$

(Niv 4 - Niv 1) (S.E.C. pot (40x40)).

ferraillage en Compression Simple.

$$A' = \frac{1}{15} \frac{N'}{\bar{v}'_{b_0}} - B = 8,63 \text{ cm}^2$$

$$A'_{\min} (\text{CCBA 69}) = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\bar{v}'_{b_0}} = 7,81 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \theta_1 &= 1,48 \\ \theta_2 &= 1,71 \\ \theta_3 &= 1,51 \end{aligned}$$

$$A'_{\min} (\text{R.P.A}) = 1\% b h_c = 16 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 3\text{HA}16/\text{face.}$$

Armatures transversales.

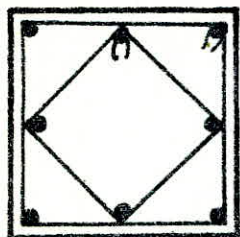
$$A_{t \min} = 0,004 \cdot t \cdot \max(b, h_e).$$

$$t = 15 \text{ cm en zone courante} \quad t < 12 \phi_2^{\min} = 12 \times 16 = 19,2 \text{ cm}$$

$$t = 10 \text{ cm en zone nodale} \quad t < (10 \phi_2^{\min}, 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$A_{t \min} = 0,004 \times 15 \times 40 = 2,4 \text{ cm}^2$$

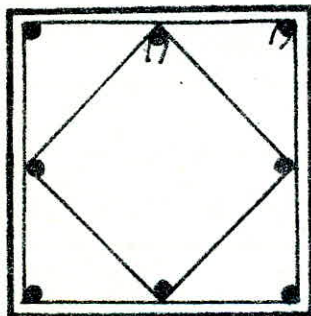
on prend 2 cadres HA10.



3 HA14 / face

2 cadres HA10.

Niv 10 — Niv 5. pote (30x30).



3 HA16 / face.

2 cadres HA10

Niv 4 — Niv 1 pote (40x40).

**CHAPITRE 10**

**CALCUL DES**

**ELEMENTS**

# CALCUL DE L'ACROTÈRE

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastree au plancher terrasse. Le calcul des efforts se fera donc à la section d'encastrement (dangereuse). Elle est soumise aux charges suivantes :

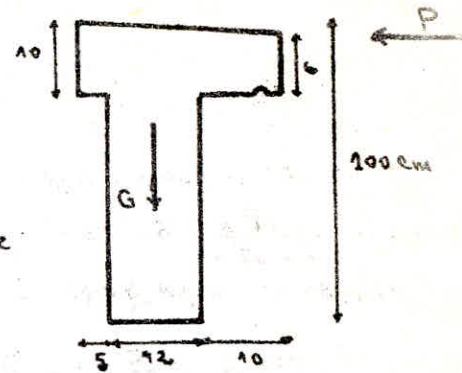
• Son poids propre :

$$G = 5 \cdot 2500 = 0,1296 \cdot 2500 = 324 \text{ Kg/ml.}$$

• Une charge horizontale :

$$P = 100 \text{ Kg (due à la main courante).}$$

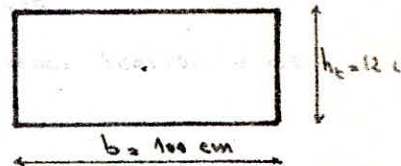
Donc le calcul se fera en flexion composée pour la section de base (d'encastrement) dont les dimensions sont les suivantes :



Les efforts :  $G = N = 324 \text{ Kg}$

$$M = 1,2 \cdot P \cdot h = 1,2 \cdot 100 \cdot 1 = 120 \text{ Kg.m}$$

$$T = 1,2 \cdot P = 120 \text{ Kg.}$$



Le centre de pression :  $e_0 = \frac{M}{N} = 37 \text{ cm} > \frac{h_c}{6} = 2 \text{ cm}$

on a affaire à une section partiellement comprimée, avec :

$$A' = A_1 \quad \text{et} \quad A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

## FERRAILLAGE

$$\mathcal{M} = N \cdot f = N (e_0 + \frac{h_c}{2} - d) = 324 (0,37 + 0,06 - 0,02) = 132,84 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{rb} = \bar{K} \cdot b \cdot h^2 \quad \text{Avec} \quad \bar{K} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b \cdot \bar{\alpha} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) \quad \text{et} \quad \bar{\alpha} = \frac{N \bar{\sigma}_b'}{N \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = 0,428$$

$$\rightarrow \bar{K} = 24,98 \quad \rightarrow M_{rb} = 24,98 \cdot 100 \cdot 10^2 = 2498 \text{ Kg.m} > 132,84 \text{ Kg.}$$

$$A = \frac{\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = 0,55 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} \quad \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,859.$$

$$\rightarrow A = A - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,55 - \frac{324}{2000} = 0,43 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (Art 52. CCBA 68)

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{ca}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,97 \text{ cm}^2.$$

Conformément aux règlements, on prendra comme section d'acier cette dernière valeur.

choix des Aciers : on adopte  $4 \text{ HA } 6 / \text{ml}$  espacés de 25 cm.

## VERIFICATIONS

### - Vérification de l'espacement

Conformément aux règles CCBA 68 Art 57.33 :

$$e_{\min} \leq 3 h_t = 36 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée.}$$

### - Vérification au séisme

On applique la méthode citée dans l'Art 3.3.9 du RPA 81 énoncée comme suit. Les éléments secondaires de structure doivent être vérifiés sous l'action des forces horizontales :

$$F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p.$$

Avec :  $W_p$  poids de l'élément.

$$Z = \frac{A \text{ (du Groupe d'usage II, en Zone II)}}{A \text{ (du Groupe d'usage II, en Zone II)}} = \frac{0,15}{0,25} = 0,6$$

I : rapport du groupe d'usage du bâtiment sur le coeff du groupe d'usage.

$$I = \frac{0,15}{0,15} = 1$$

Et  $C_p$  : facteur de force horizontale = 0,8 pour les éléments de console

$$\Rightarrow F_p = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 324 = 155,52 \text{ Kg} > 1,2 P$$

Donc le séisme n'étant pas vérifié, et on doit referrailler l'acrotère.

$$\text{Avec } N = G = 324 \text{ Kg}$$

$$M = F_p \cdot h = 155,52 \text{ Kg.m}$$

$$T = F_p = 155,52 \text{ Kg.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 48 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = 2 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

### • Ferraillage

$$M_{rb} = \bar{K} b h^2 = 2498 \text{ Kg.m} > M_{ext} \quad \rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés.}$$

$$M_s = N \cdot f = 324 \cdot 0,52 = 168,48 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 M_s}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,009 \quad \rightarrow \left[ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9573 \\ K = 102 \end{array} \right] \quad \rightarrow A_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 0,628$$

$$\Rightarrow A = A_s - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,628 - \frac{324}{2800} = 0,512 \text{ cm}^2$$

On maintient la valeur calculée par la condition de non fragilité  $A = 0,97 \text{ cm}^2$ .

On prévoit des armatures  $\perp$  aux armatures principales pour empêcher les ouvertures excessives de fissures vu que l'acrotère est exposée aux intempéries. Ces armatures sont dites de peau, on adopte 4HA6/ml

- Vérification des contraintes

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{102} = 27,45 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{16848}{1,13 \cdot 0,9573 \cdot 10} = 1557,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

- Vérification de la condition de non fissuration

$$\bar{\sigma}_a \leq \bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2/3 \bar{\sigma}_{lim} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{Max}(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \end{cases}$$

calcul de  $\tilde{\omega}_1$  :

$$\tilde{\omega}_1 = \frac{A}{2b \cdot d} = \frac{1,13}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 0,28\% \rightarrow K = 10^6 \text{ et } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_1}{1 + 100 \tilde{\omega}_1} = \frac{10^6 \cdot 1,6}{6} \cdot \frac{0,0028}{1 + 10 \cdot 0,0028} = 726,33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3010 \text{ Kg/cm}^2$$

donc  $\bar{\sigma}_a = 2698,38 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$  La fissuration n'est à craindre.

- Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :  $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$  avec :

$$\left[ \begin{array}{l} T = 155,52 \text{ Kg} \\ M = 16848 \text{ Kg}\cdot\text{m} \\ A = 1,13 \text{ cm}^2 \\ z = 7/8 h = 8,75 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow A \cdot \bar{\sigma}_a = 1,13 \cdot 2800 > T + \frac{M}{z} = 2081 \text{ Kg} \text{ Vérifiée!}$$

- Vérification au cisaillement

On doit vérifier que  $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,785 \text{ Kg/cm}^2$

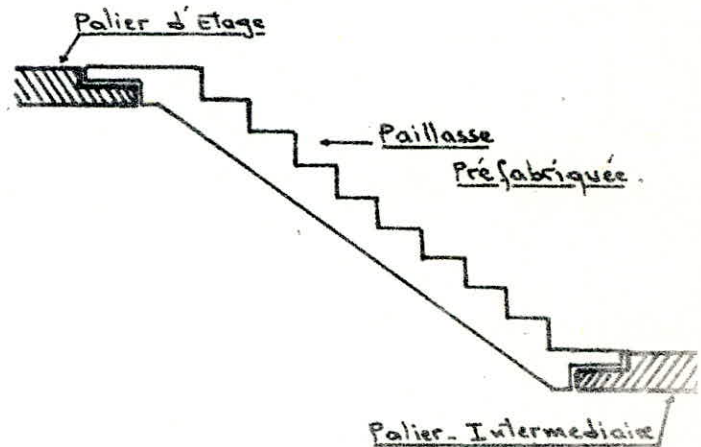
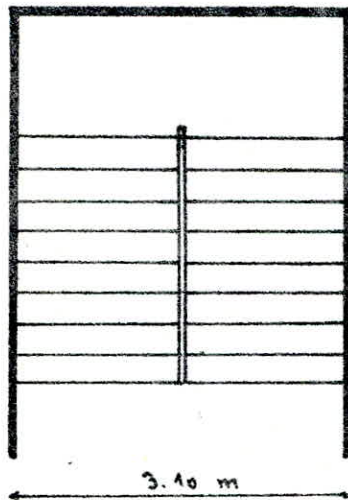
$$\text{on a } \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{155,52}{100 \cdot 8,75} = 0,177 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais on doit prévoir les armatures de peau.

# CALCUL DES ESCALIERS

## INTRODUCTION

L'escalier de notre bâtiment est constitué de deux paliers et d'une paillasse préfabriquée (volée) qui s'appuie par l'intermédiaire des bequets sur les paliers.



## Caractéristiques Géométriques

- Hauteur d'une marche :  $h = 15 \text{ cm}$ .
- Largeur de la marche :  $g = 30 \text{ cm}$ .

Ces dimensions doivent satisfaire la condition empirique de "BLONDEL".

$$60 \leq g + 2h \leq 64 \quad \rightarrow \quad g + 2h = 60$$

- Epaisseur de la Paillasse : La paillasse est assimilée à une dalle appuyée sur deux côtés, son épaisseur doit être telle que :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$\text{Avec } l = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{9 \cdot 15^2 + 270^2} = 302 \text{ cm}$$

$$\rightarrow 10 \leq e \leq 15,1 \quad \text{on prend } e = 15 \text{ cm.}$$

## CALCUL DE LA PAILLASSE

La Paillasse est considérée comme une poutre appuyée sur les deux paliers,

elle sera calculée en flexion simple.

- Charge à Considérer pour le Calcul de La paillasse

- charge Permanente :  $G = 818,19 \text{ Kg/m}^2$  (déjà calculée).
- Surcharge : Estimée à  $P = 250,0 \text{ Kg/m}^2$ .

→  $Q = G + 1,2 P = 818,19 + 1,2 \cdot 250 = 1118,2 \text{ Kg/m}^2$ .  
Pour une tranche de 1m de large on a :  $q = 1118,2 \text{ Kg/ml}$ .

- Calcul du moment max

Poutre sur 2 appuis →  $M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{1118,2 \cdot 2,7^2}{8} = 1018,96 \text{ Kg.m}$

- Ferraillage

- Calcul du moment résistant :

$$M_{rb} = \bar{k} b h^2 \quad ; \quad \bar{k} = 1/2 \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\sigma}_b (1 - \bar{\alpha}/3) \quad \text{avec} \quad \bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,423.$$

→  $\bar{k} = 24,89$  →  $M_{rb} = 24,89 \cdot 100 (13)^2 = 4206,41 \text{ Kg.m} > M_{ext}$ .

→  $A' = 0$  (Pas d'Acier comprimé)

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1018,96 \cdot 10^4}{7/8 \cdot 13 \cdot 2800} = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5 \text{ HA } 10 / \text{ml}$$

- Espacement

L'espacement  $e = 20 \text{ cm}$ .

- Vérfications

- Condition de non fissuration

$$\bar{\omega}_s = \frac{A}{2 b d} = \frac{3,2}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 0,008 \quad \text{ou} \quad a \left[ \begin{array}{l} K = 1,5 \cdot 10^6 \\ \eta = 1,6 \\ \phi = 10. \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_s}{1 + 10 \bar{\omega}_s} = 1777,77 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2855,9 \text{ Kg/cm}^2.$$

$\text{Max}(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 2855,9 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \rightarrow$  Pas de fissuration.

- Vérfication des Contraintes

$$\bar{\omega} = 100 \cdot \frac{A}{b \cdot h} = 100 \cdot \frac{3,2}{100 \cdot 13} = 0,246 \rightarrow \left[ \begin{array}{l} K = 48,2 \\ E = 0,9209. \end{array} \right.$$



$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot e \cdot h} = \frac{101896}{3,92 \cdot 0,9209 \cdot 13} = 2171,27 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \quad \text{Vérifiée}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\eta} = \frac{2171,27}{48,2} = 45,05 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{Vérifiée}$$

### • Fragilité

La condition de fragilité est donnée par :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2$$

d'où  $A = 3,92 \text{ cm}^2 > 1,26 \text{ cm}^2$  Vérifiée.

### • Effort Tranchant

On doit vérifier que :  $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b$

On a  $T_{\max} = q \frac{l}{2} = 1118,2 \cdot \frac{2,7}{2} = 1509,57 \text{ Kg}$

$$\rightarrow \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1509,57}{100 \cdot 7/8 \cdot 13} = 1,327 \text{ Kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,785 \text{ Kg/cm}^2$$

Les Armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### • Adhérence

On doit vérifier que :  $\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} < \bar{\tau}_d = 2 \psi_s \cdot \bar{\sigma}_b$

Avec :  $n$  : nombre de barres isolées et  $p$  : Périmètre utile de la barre.  
et  $\bar{\tau}_d$  : contrainte admissible vis à vis de l'entraînement.

On a :  $\bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi_s \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$

et  $\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} = \frac{1509,57}{5 \cdot 3,14 \cdot 7/8 \cdot 13} = 8,45 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$

### • Vérification de la flèche

On doit vérifier que :  $\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}}$

On a  $\frac{A}{b \cdot h} = \frac{3,92}{100 \cdot 13} = 0,3 \cdot 10^{-2} < \frac{43}{4200} = 1,02 \cdot 10^{-2}$  Vérifiée.

### • Armatures de Répartition

Ces armatures doivent être telle que :

$$\frac{A_p}{4} \leq A_r \leq \frac{A_p}{2} \quad \text{et l'espacement } t \leq 4 \cdot h_0 = 60 \text{ cm}$$

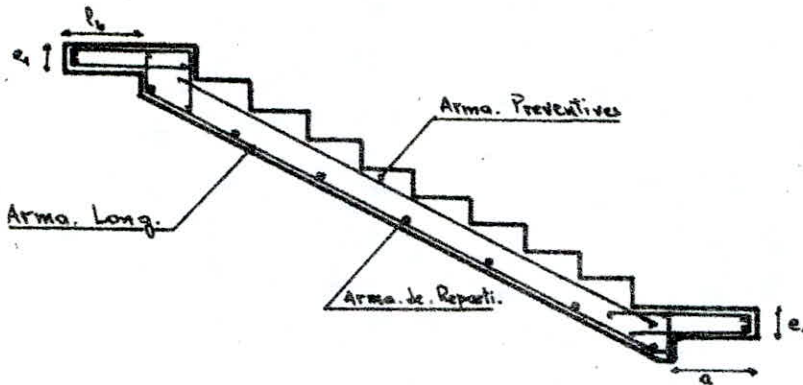
$$0,98 \leq A_r \leq 1,96$$

on prendra 4  $\phi$  8 / ml Avec  $t = 25 \text{ cm} < \bar{E} = 60 \text{ cm}$ .

Remarque : Comme la paille est préfabriquée, on prévoit 4 HA 8 / ml

dans la partie supérieure pour éviter le risque de fissuration dans le cas où par erreur la pailleasse est mal posée.

• Schéma de Ferrailage



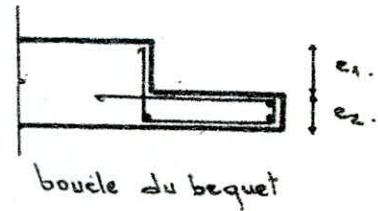
• Précision sur les bequets

Le C.T.C préconise une épaisseur  $e_1$  minimale de 7 cm.

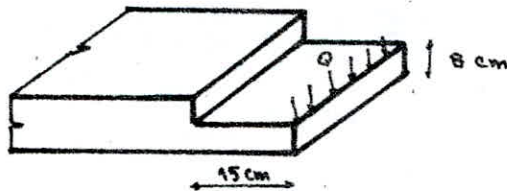
$e_2 = 8 \text{ cm.}$

$a \geq 10 \text{ cm, on prendra } a = 13 \text{ cm}$

$b = a + 2 = 15 \text{ cm.}$



CALCUL DES BEQUETS



BEQUET

Les bequets sont calculés sous une charge linéaire égale à :

$Q = \gamma_q \cdot q \cdot l$

Avec  $\gamma_q$ : Coeff de Comportement expérimental, d'après le CTC  $\gamma_q = 1,4$ .

$q$ : Charge de Calcul de la Pailleasse.

$l$ : largeur horizontale

$\rightarrow Q = 1,4 \cdot 1118,2 \cdot \frac{2,7}{2} = 2113,39 \text{ Kghl.}$

Le bequet est assimilé à une console :



Avec  $M = q \cdot l = 31700,97 \text{ Kg.cm/ml.}$

• Ferraillage

- En Travee

$$\mu_t = \frac{15 \cdot M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 143022}{2800 \cdot 40 \cdot 14^2} = 0,0977 \quad \rightarrow \quad \left[ \begin{array}{l} \epsilon = 0,8753 \\ \kappa = 25,1 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 111,55 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \quad \rightarrow \quad A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{143022}{2800 \cdot 0,8753 \cdot 14} = 4,168 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 6 \text{ HA } 10$$

- Sur Appuis

$$\mu_a = \frac{15 \cdot M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 50478,3}{2800 \cdot 40 \cdot 14^2} = 0,034 \quad \rightarrow \quad \left[ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9209 \\ \kappa = 48,2 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 58,0911 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \rightarrow \quad A' = 0$$

$$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{50478,3}{2800 \cdot 0,9209 \cdot 14} = 1,398 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 5 \text{ HA } 6$$

- Armatures de Répartition

$$\frac{A_L}{v} \leq A_r \leq \frac{A_L}{2} \quad \Rightarrow \quad 1,18 \leq A_r \leq 2,36 \quad \Rightarrow \quad 6 \text{ HA } 6$$

LIAISON PALIER PAILLASSE

Afin d'assurer toute garantie contre tout risque d'effondrement de la paillasse aussi bien sous les charges verticales normales que sous l'act du séisme, il devra obligatoirement être prévu une liaison systématique que des paillasses et des paliers par des armatures sortant des extrémités de la paillasse préfabriquée, et scellées dans un chaînage coulé après pose de la volée sur toute la longueur de l'Appui. Les liaisons en acier devront être disposées au droit des Cadres de la poutre palière et devront être choisies avec un diamètre  $\geq 8 \text{ mm}$ .

- Calcul des Aciers de Liaison volée - Palier

La liaison sera calculée pour une charge égale à :

$$0,7 (G + 1,2 P) = 0,7 (1118,2 \cdot 2,7) = 2113,4 \text{ Kg/ml}$$

Les Aciers intervenant dans le cas de la Traction volée - Palier :

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{Avec} \quad F = 2113,4 \cdot 1,34 = 2831,95 \text{ Kg}$$

$$\Rightarrow A = \frac{2831,95}{2800} = 1,011 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 3 \text{ HA } 8$$

Avec un recouvrement de  $50 \phi \quad \Rightarrow \quad 50 \cdot 0,8 = 40 \text{ cm}$

• Calcul des Armatures

- En Travée (suivant P. CHARON)

$$\mu_b = \frac{15 M_e}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 695,55 \cdot 10^4}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,019 \rightarrow \begin{cases} K = 67,5 \\ \epsilon = 0,9394 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 41,48 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow \text{Pas d'Aciers comprimés (A' = 0)}$$

$$A = \frac{M_e}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{69555}{2800 \cdot 0,9394 \cdot 14} = 1,88 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{5 HA 8 / ml}$$

Avec  $t = 20 \text{ cm}$ .

Armatures de Répartition :  $A_r \neq \frac{A}{4} = 0,47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{2 HA 8 / ml}$

- Aux Appuis

$$\mu_a = \frac{15 \cdot M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 24549}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0067 \rightarrow \begin{cases} K = 120 \\ \epsilon = 0,966 \end{cases}$$

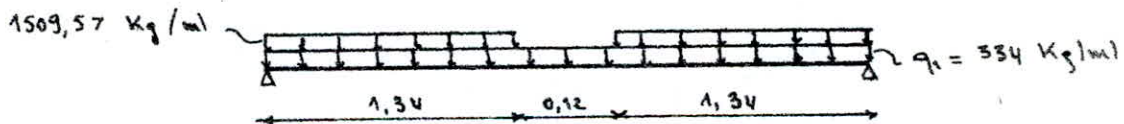
$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 23,33 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{24549}{2800 \cdot 0,966 \cdot 14} = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 4 \text{ HA 6 / ml}$$

- Sous La charge linéaire due à la Réaction des Volets

Afin que la dalle puisse reprendre la charge supplémentaire due à la réaction des volets sur les bords, on prévoit une poutre noyée qui n'est d'autre qu'une bande de cette dalle destinée à reprendre ces efforts et est armée en conséquence.

• Calcul de la poutre noyée



Dimensions de la poutre noyée :  $\begin{cases} h_0 = 16 \text{ cm} \\ b = 40 \text{ cm} \end{cases}$

Charges à considérer dans les calculs :  $\begin{cases} q_1 = 835 \cdot 0,40 = 334 \text{ Kg/ml} \\ q_2 = 1/2 \cdot 1118,2 \cdot 2,70 = 1509,57 \text{ Kg/ml} \end{cases}$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{01} = \frac{q_1 \cdot l^2}{8} = 327,32 \text{ Kg.m} \\ M_{02} = 1509,57 \cdot 1,34 \cdot 0,67 = 1355,29 \text{ Kg.m} \end{cases} \quad M_0 = \Sigma M = 1682,61$$

Compte tenu de l'encastrement partiel aux 2 voiles, on aura :

$$\begin{aligned} M_{ae} = M_{aw} &= 0,3 M_0 = 504,783 \text{ Kg.m} \\ M_b &= 0,65 M_0 = 1093,797 \text{ Kg.m} \end{aligned}$$

### - Ferraillage

On doit avoir  $\phi \leq \frac{e}{10} = 8 \text{ mm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sqrt{a} \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 31700,97}{2800 \cdot 100 \cdot 6^2} = 0,0471 \longrightarrow \epsilon = 0,9084$$

$$A = \frac{M}{\sqrt{a} \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{31700,97}{2800 \cdot 0,9084 \cdot 6} = 2,077 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow 8 \text{ HA6 / ml}$$

Soit  $t = 12,5 \text{ cm} < 2e \text{ (etc)} = 16 \text{ cm}$  d'où  $t = 12 \text{ cm}$ .

• Armatures de Répartition : Prescription du C.T.C

$A_r \geq 0,5 \text{ cm}^2$  on prendra alors 2 HA6 ( $A = 0,56 \text{ cm}^2$ )

### - Vérification au cisaillement

La charge à considérer est :  $Q = \gamma'_q \cdot q \cdot l$   
Pour la vérification on a  $\gamma'_q = 1$

$$Q = 1 \cdot 1118,2 \cdot \frac{2,70}{2} = 1509,57 \text{ Kg/ml}$$

$$Z_b = \frac{T}{b \cdot \delta} = \frac{1509,57}{100 \cdot 7/8 \cdot 6} = 2,875 \text{ Kg/cm}^2 < 1,15 \sqrt{f_c} = 6,875 \text{ Kg/cm}^2$$

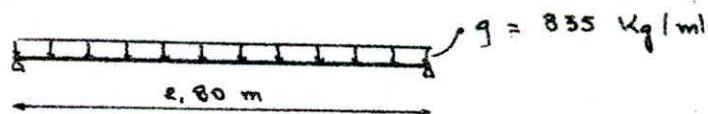
### CALCUL DU PALIER INTERMEDIAIRE

Le palier est soumis à deux charges :

- Charge du palier.
- Charge due aux volets.

- Sous la charge uniformément répartie due au palier

Soit  $q$  la charge du palier :  $q = G + 1,2 P = 0,835 \text{ t/m}^2$ .



$$M_{ex} = q \cdot \frac{l^2}{8} = 835 \cdot \frac{2,8^2}{8} = 818,3 \text{ Kg.m.}$$

Le palier est partiellement encastré d'où on prendra un moment aux appuis :

$$M_{ae} = M_{aw} = 0,3 M_0 = 245,49 \text{ Kg.m.}$$

En travée  $M_t = 0,85 M_0 = 695,55 \text{ Kg.m}$

$$T_{max} = \frac{qL}{2} = \frac{835 \cdot 2,8}{2} = 1169 \text{ Kg}$$

# PLANCHER TERRASSE

Le plancher terrasse est choisi en dalle pleine, ceci pour respecter l'hypothèse de rigidité infinie dans son plan, afin d'empêcher le phénomène d'ondulation qui pourrait se produire sous les sollicitations horizontales

## Remarques:

- Les dalles qui reposent sur 3 côtés en raison de la discontinuité des voiles, on prévoit des poutres noyées donc leur épaisseur sera la même que celle du plancher. Elles seront calculées en flexion simple, sous leur poids propre + la part du plancher qui leurs revient.
- Les dalles présentent quelques ouvertures ceci afin de permettre le passage des gaines

## CALCUL DES DALLES

La méthode utilisée est celle exposée au CCBA 68 Art 21. On calcule tout d'abord le rapport  $\beta = \frac{l_x}{l_y}$  et à partir de ce coeff on déterminera les moments de la manière suivante:

•  $0,4 \leq \beta \leq 1$

Sens de la petite portée  $l_x$ :  $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

Sens de la grande portée  $l_y$ :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

•  $\beta < 0,4$

La dalle se calcule comme une poutre dans le sens de la petite portée

Les moments ainsi déterminés sont valables pour une dalle simplement appuyée sur son pourtour. Les moments réels sont pris forfaitairement de la manière suivante:

$M_{ax} = 0,5 M_x$

$M_{ay} = 0,5 M_y$

Avec  $M_{tx} + \frac{M_{wy} + M_{tx}}{2} \geq 1,25 M_x$

$M_{bx} = 0,85 M_x$

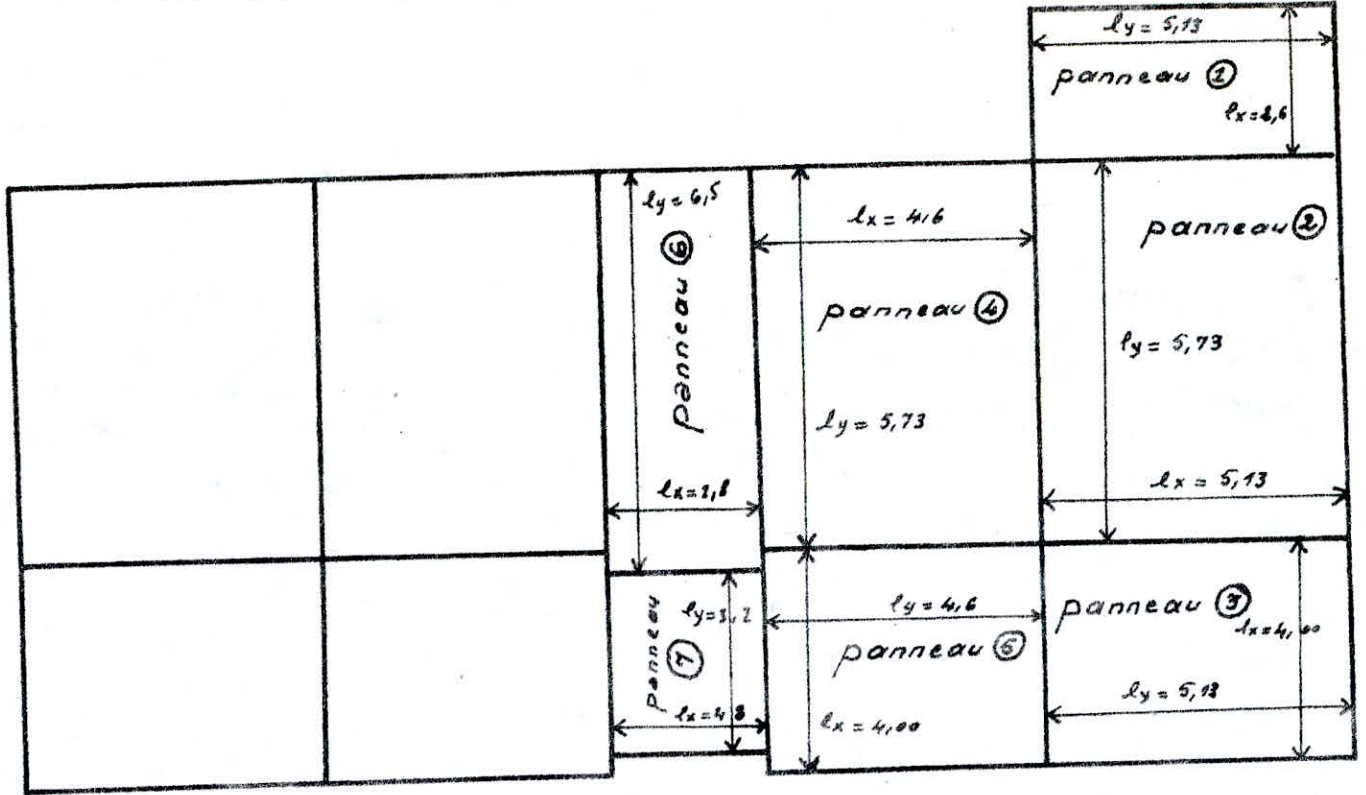
$M_{by} = 0,85 M_y$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

PANNEAUX	$\beta = l_x/l_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_x$ (r.m)	$M_y$ (r.m)
1	0,507	0,0964	0,3350	0,5669	0,1899
2	0,895	0,0516	0,8236	1,1814	0,9730
3	0,779	0,0638	0,6537	0,8880	0,5805
4	0,803	0,0610	0,6900	1,1229	0,7748
5	0,869	0,0542	0,7851	0,7544	0,5923
6	0,4307	0,1066	0,2700	0,7271	0,1963

Le panneau 7 sera calculé à partir des Tableaux de M<sup>r</sup> BARRES (3 côtés)

PANNEAUX DE DALLE (PLANCHER TERRASSE)



## Calcul du panneau de dalle partiellement encastree sur son contour

On prend le panneau le plus sollicite (panneau 2) afin de faciliter l'exécution sur chantier.

PANNEAU 2: c'est un panneau de rive avec  $M_{x0} = 1,1814 \text{ t.m.}$

• Sens x-x (porteur)

Moment en Travée :  $M_{xt} = 0,85 M_0 = 1,0042 \text{ t.m.}$

Moment sur appui (Rive)  $M_{xa} = -0,3 M_0 = -0,3544 \text{ t.m.}$

Moment sur appui (Interm)  $M_{xa2} = -0,5 M_0 = -0,5907 \text{ t.m.}$

On vérifie la relation :  $M_{tx} + \left| \frac{M_{xa} + M_{xa2}}{2} \right| \geq 1,25 M_{x0} \rightarrow 1,476 \geq 1,47$

• Sens y-y (Répartiteur) avec  $M_{y0} = 0,973 \text{ t.m.}$

Moment en Travée :  $M_{yt} = 0,75 M_0 = 0,7297 \text{ t.m.}$

Moment sur Appui (Interm)  $M_{ay} = -0,5 M_0 = -0,4865 \text{ t.m.}$

On a  $M_{yt} + \left| \frac{M_{ay} + M_{ay}}{2} \right| \geq 1,25 M_{y0} \rightarrow 1,216 \geq 1,216$

### - Ferraillage (Méthode de M<sup>r</sup> P. CHARON)

• Diamètre des barres

$\phi \leq h_0/10 = 1,6 \text{ cm}$  on choisira  $\phi 8$

• Eurobage

$e = \max \{ 1 \text{ cm}, \phi \} = 1 \text{ cm.}$

• Hauteur des section

$h_x = h_c - e - \phi/2 = 14,6 \text{ cm.}$

$h_y = h_c - e - \phi/2 - \phi = 13,8 \text{ cm.}$

• ferraillage

Sous porteur (x-x)

- En travée :  $M_{tx} = 1,0042 \text{ t.m.}$  ;  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2.$

$$\mu_t = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1,0042 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14,6^2} = 2,52 \cdot 10^{-2} \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9310. \\ K = 57,5. \end{cases}$$

$$\text{on a } \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{57,5} = 48,69 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0.$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{1,0042 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9310 \cdot 14,6} = 2,638 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Appui Intermédiaire :  $M_{a2} = -0,5907 \text{ t.m.}$  ;  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2.$



$$\mu_{br} = \frac{15 M_{br}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,5907 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14,6^2} = 0,0148 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,946 \\ \kappa = 77,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 36,129 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0.$$

$$A_{br} = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,5907 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,946 \cdot 14,6} = 1,53 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- Appui de Rive :  $M_{br} = -0,354 \text{ t.m}$  ;  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ .

$$\mu_{br} = \frac{15 M_{br}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,354}{2800 \cdot 100 \cdot 14,6^2} = 0,00889 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9576 \\ \kappa = 103 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 27,18 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A_{br} = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,354}{2800 \cdot 0,9576 \cdot 14,6} = 0,904 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### Sous Répartiteur (γ-γ)

- Σ en Traversée :  $M_{ty} = 0,7297 \text{ t.m}$  ;  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ .

$$\mu_{ty} = \frac{15 M_{ty}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,7297 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (13,8)^2} = 0,02056 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9371 \\ \kappa = 64,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 43,41 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0.$$

$$A_{ty} = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,7297 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9371 \cdot 13,8} = 2,015 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- Appui Intermédiaire :  $M_{as} = -0,4865 \text{ t.m}$  ;  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ .

$$\mu_{as} = \frac{15 M_{as}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,01368 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9479 \\ \kappa = 81 \end{cases} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 34,57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{as} = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 1,328 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

### Vérification de la Condition de non fragilité (Art 52. CCBA 68)

#### • Sous porteur

$$A_x = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{cu}} \left(1 - \frac{\beta}{2}\right)$$

Pour la travée intermédiaire oua :  $A_x = 0,69 \cdot 100 \cdot 14,6 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(1 - \frac{\beta}{2}\right)$

On choisit  $\beta_{min}$  pour avoir  $A_x \text{ max}$  d'où  $\beta = 0,4307$ .

$$A_x = 1,415 \left(1 - \frac{0,4307}{2}\right) = 1,11 \text{ cm}^2 < A_x \text{ calculé} \text{ vérifiée.}$$

#### • Sous répartiteur

$$A_y = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{cu}} \left(\frac{1+\beta}{4}\right) \text{ on choisit } \beta_{max} \text{ pour avoir } A_y \text{ max}$$

$$\rightarrow \beta = 0,895 \quad \rightarrow A_y = 1,69 \cdot 100 \cdot 13,8 \cdot \frac{5,9}{4200} \left( \frac{1+0,895}{4} \right) = 0,63 \text{ cm}^2 < A_{y \text{ calc}}$$

D'où la condition de non fragilité est vérifiée.

### - Choix des Aciers

#### • Sens Porteur

- En Travée : on prend 6  $\phi$  8 / ml  $\rightarrow A = 3,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .
- Appui Intermédiaire : — " — 4  $\phi$  8 / ml  $\rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .
- Appui de Rive : — " — 4  $\phi$  8 / ml  $\rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

Ces aciers seront ancrés dans le voile.

#### • Sens Répartiteur

- En Travée : on prend 6  $\phi$  8 / ml  $\rightarrow A = 3,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .
- Appui Intermédiaire : — " — 4  $\phi$  8 / ml  $\rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

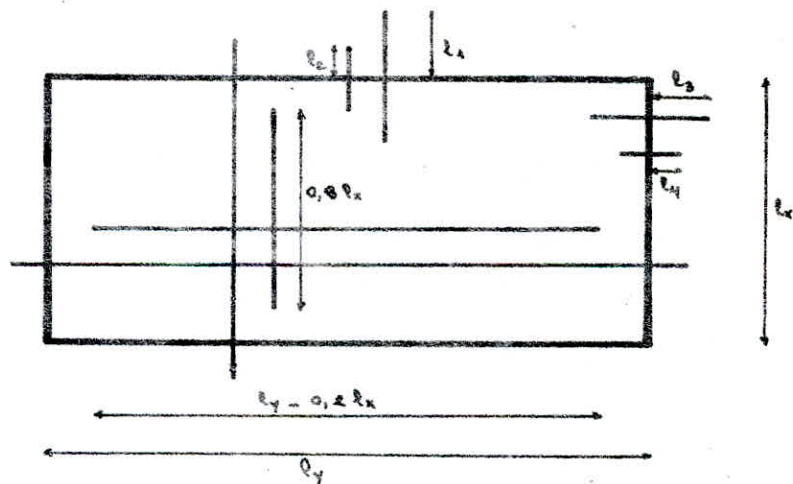
### - L'espacement

$$e_x = \text{Min} (2 h_0, 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm} \quad \text{on prend } e_x = 15 \text{ cm}.$$

$$e_y = \text{Min} (3 h_0, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{— " — } e_y = 15 \text{ cm}.$$

Sur appui :  $e_a = 20 \text{ cm}$ .

### Arrêt DES BARRES



### - Arrêt des barres inférieurs dans le sens de la petite portée

On arrête une barres sur deux, la barre arrêtée a une longueur de  $0,8 l_x$ .

$$\text{Dalle : } 1, 2, \dots, 6 : \quad 0,8 l_{\text{max}} = 0,8 \cdot 5,49 = 4,394 \text{ m}.$$

$$\text{Dalle : } 7 : \quad 0,8 l_x = 0,8 \cdot 2,8 = 2,24 \text{ m}.$$

- Arrêt des barres inférieures dans le sens de la plus grande portée  
 on arrête une barre sur deux, la barre arrêtée a une longueur de:  $l_x$

Dalle 1, ... 6 :  $R_{y \max} - 0,2 R_{x \min} = 5,17 \text{ m.}$

Dalle 7 :  $R_y - 0,2 R_x = 2,64 \text{ m.}$

- Arrêt des barres supérieures dans le deux sens

La longueur des barres arrêtées est déterminée par:

$$l_1 = \begin{cases} \max(l_d, 0,2 l_x) & \text{si } M_{ax} \geq 0,5 M_{bx} \\ \max(l_d, 0,15 l_x) & \text{si } M_{ax} = 0,3 M_{bx} \\ \max(l_d, 0,1 l_x) & \text{si } M_{ax} = 0,15 M_{bx} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} l_2 = \max(l_d, \frac{l_y}{2}) \\ l_3 = \max(l_d, \frac{l_x}{2}) \end{cases}$$

$$l_4 = \begin{cases} \max(l_d, 0,2 l_x) & \text{si } M_{ay} \geq 0,5 M_{by} \\ \max(l_d, 0,15 l_x) & \text{si } M_{ay} = 0,3 M_{by} \\ \max(l_d, 0,1 l_x) & \text{si } M_{ay} = 0,15 M_{by} \end{cases}$$

Dans notre cas  $M_{ax} > 0,5 M_{bx}$  et  $M_{ay} > 0,5 M_{by}$ .

• d'où  $l_1 = l_4 = \max(l_d, 0,2 l_x)$  Avec  $l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{td}}{f_{td}} = 33,76 \text{ cm.}$

donc  $\max(l_d, 0,2 l_x) = \max(33,76 ; 108,6) = 108,6 \text{ cm} \rightarrow l_1 = l_4 = 110$

•  $l_2 = l_3 = \max(l_d, \frac{l_{x,y}}{2}) = 55 \text{ cm.}$

PANNEAU 7 : Repose sur 3 côtés, il sera calculé à partir du tableau 1.32 de la page 66 de l'ouvrage de M<sup>r</sup> BARRES intitulé "Tables pour le calcul des dalles et des parois".

Dalle	$\delta_s$	$w_s$	$w_{bs}$	$M_{xs}$	$M_{ys}$	$M_{yas}$
7	1,1428	0,0621	0,0892	0,0239	0,0849	0,1174
-	-	$qa^4/El^3$	$qb^4/El^3$	$qa^2$	$qb^2$	$qb^2$

Avec :  $w_s$ : coeff de flèche au centre de la plaque.

$w_{bs}$ : " " " " du bord libre.

$M_{xs}$ : coeff de moment au milieu de la plaque. Direction x.

$M_{ys}$ : " " " " Direction y.

$M_{yas}$ : " " " " du bord libre. " " " "

- Calcul des moments et des flèches

• La charge de calcul est de :  $q = G + 1,2 P = 0,870 \text{ t/m}^2$ .

• Le module d'élasticité du béton :  $E = 2 \cdot 10^5 \text{ Kg/cm}^2$ .

Les moments et les flèches sont portés sur le tableau suivant:

Panneau	a(m)	b(m)	$\bar{f}_a$ (cm)	$\bar{f}_b$ (cm)	$f_s$ (cm)	$f_{bs}$ (cm)	$M_{xs}$ (k.m)	$M_{ys}$	$M_{as}$
7	3,2	2,8	0,64	0,56	0,063	0,058	0,213	0,573	0,8007

Avec  $f_s = w_s \cdot \frac{q a^4}{E h^3}$  ;  $f_{bs} = w_{bs} \cdot \frac{q b^4}{E h^3}$  ;  $M_{xs} = \mu_{xs} q a^2$  ;  $M_{ys} = \mu_{ys} q \cdot b^2$

et  $M_{as} = M_{yas} \cdot q b^2$

### - Ferrailage

- Armatures inférieures dans le sens x-x: Avec  $M_{xt} = 0,213$  t.m.

$$\mu = \frac{15 M_{xt}}{f_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,213 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14,6^2} = 0,0053 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9669 \\ \kappa = 136 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_c}{f_a \cdot \epsilon \cdot h} = 0,539 \text{ cm}^2$$

- Armatures sur appuis sens x-x . y-y

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,8007 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13,8^2} = 0,025 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9306 \\ \kappa = 57 \end{cases} \rightarrow \sigma'_b = \frac{2800}{57} = 49,1$$

$$A_{ta} = \frac{0,8007 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9306 \cdot 13,8} = 2,23 \text{ cm}^2$$

- Armatures inférieures dans le sens y-y

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,573 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13,8^2} = 0,0163 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9485 \\ \kappa = 73,5 \end{cases} \rightarrow \sigma'_b = \frac{2800}{73,5} = 38,1$$

$$A_t = \frac{0,573 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9485 \cdot 13,8} = 1,588 \text{ cm}^2$$

### - Choix des Aciers

- Armatures inférieures suivant x-x : 4  $\phi$  8 / ml  $\rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
- Armatures inférieures suivant y-y : 4  $\phi$  8 / ml  $\rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
- Armatures supérieures suivant x-x ; y-y : 5  $\phi$  8 / ml  $\rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Espacements:  $e_x = \text{Min} (2h_0, 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm}$  on prend  $e_x = 20 \text{ cm}$ .  
 $e_y = \text{Min} (2h_0, 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm}$  on prend  $e_y = 20 \text{ cm}$ .  
 $e_a = 15 \text{ cm}$ .

### - Tableau Récapitulatif du ferrailage des Dalles

DALLES	$A_s$ , $e$ (cm)	$A_a$ $e_a$ (cm)
1. 2. 3. 4. 5 - 6	x-x : 4 $\phi$ 8 / ml $e_x = 15$ y-y : 4 $\phi$ 8 / ml $e_y = 15$	4 $\phi$ 8 / ml $e_a = 20$
7	x-x : 4 $\phi$ 8 / ml $e_x = 20$ y-y : 4 $\phi$ 8 / ml $e_y = 20$	5 $\phi$ 8 / ml $e_a = 15$

## - Vérifications

### • Vérifications des contraintes

Panneaux 1, ..., 6 :  $A = 3,01 \text{ cm}^2$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 14,6 \text{ cm}$  ;  $\left[ \begin{array}{l} M_e = 1,004 \text{ t.m} \\ M_a = 0,59 \text{ t.m} \end{array} \right.$

En travée :  $\bar{w} = \frac{100A}{b \cdot h} = 0,206 \rightarrow \left[ \begin{array}{l} \epsilon = 0,927 \\ \kappa = 53,5 \end{array} \right.$

$$\sigma_a = \frac{M_e}{A \cdot \epsilon \cdot h} = 2465 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \quad \text{et} \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = 46,07 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Sur appui :  $\bar{w} = 0,206 \rightarrow \left[ \begin{array}{l} \epsilon = 0,927 \\ \kappa = 53,5 \end{array} \right.$

$$\sigma_a = \frac{M_a}{A \cdot \epsilon \cdot h} = 2171,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \quad \text{et} \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = 40,58 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Panneau 7 :  $A = 2,01$  ,  $b = 100 \text{ cm}$  ,  $h = 14,6 \text{ cm}$  et  $M_e = 213 \text{ Kg.m}$ .

$$\bar{w} = \frac{100 \cdot 2,1}{100 \cdot 14,6} = 0,137 \rightarrow \left[ \begin{array}{l} \epsilon = 0,939 \\ \kappa = 67 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{0,213 \cdot 10^5}{2,01 \cdot 0,939 \cdot 14,6} = 772,9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \quad \text{et} \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = 15 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Sur appui  $M_a = 0,8007 \text{ t.m}$  ;  $A = 2,51 \text{ cm}^2$

$$\sigma_a = \frac{0,8007 \cdot 10^5}{2,51 \cdot 0,939 \cdot 14,6} = 2326,89 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \quad \text{et} \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = 34,73 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

### • Vérification à la fissuration

On a  $\kappa = 10^6$  ;  $\eta = 1,6$  et  $\phi = 8 \text{ mm}$ .  $\rightarrow \bar{w}_f = \frac{A_{max}}{2 \cdot d \cdot b} = \frac{3,01}{2(16-14,6)100} = 0,1$

$$\sigma_s = \frac{\kappa \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \omega_f} = 1818,18 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{et} \quad \sigma_s = 2,4 \sqrt{\frac{\kappa \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2607 \text{ Kg/cm}^2$$

D'où  $\sigma_a$  (travée, appui)  $< \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \bar{\sigma}_a, \max(\sigma_s, \sigma_a) \right\} = 2607,07 \text{ Kg/cm}^2$

### • Vérification de la flèche

On doit vérifier que :  $\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{eu}} \rightarrow \frac{A}{b \cdot h} = \frac{3,01}{100 \cdot 14,6} = 0,002 < \frac{43}{\bar{\sigma}_{eu}} = 0,002$

La justification de la flèche est inutile.

### • Vérification au cisaillement

On doit vérifier que  $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$  Avec  $T = \frac{P}{2 \rho_y + \rho_x}$

$$\text{et } P = q \cdot \rho_x \cdot \rho_y = 0,87 \cdot 5,13 \cdot 5,73 = 25,57 \text{ t} \rightarrow T = \frac{25,57 \cdot 10^3}{2 \cdot 5,73 + 5,13} = 1541,28$$

$$\text{D'où } \tau_b = \frac{1541,28}{100 \cdot 7/8 \cdot 14,6} = 1,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,785 \text{ Kg/cm}^2$$

$\rightarrow A_t = 0$  . La dalle n'a pas besoin d'armatures transversales.

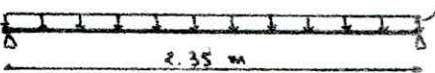
## CALCUL DE LA POUTRE NOYÉE

C'est une poutre incorporée dans la dalle et prévue pour assurer la continuité des appuis. Elle sera calculée en flexion simple sous les charges suivantes:

- Poids propre de la Poutre :  $0,3 \cdot 0,16 \cdot 2500 = 118,5 \text{ Kg/ml}$ .
- Poids propre du Plancher :  $\frac{0,75 \cdot \text{Surf} \cdot (5,287)}{2,35} = 168,7 \text{ Kg/ml}$
- Poids de l'aerolère :  $0,12 \cdot 1 \cdot 2500 = 300 \text{ Kg/ml}$
- Surcharge revenant à la Poutre :  $\frac{100 \cdot \text{Surf} \cdot (5,287)}{2,35} = 224,97 \text{ Kg/ml}$

$$q = G + 1,2 P = 850,17 \text{ Kg/ml}$$

### - Moment fléchissant

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 587 \text{ Kg.m}$$


Avec  $\begin{cases} h_c = 40 \\ b = 30 \end{cases}$

En tenant compte d'un semi-encastrement de la poutre dans les voiles, on

$$M_c = 0,75 M_0 = 440,17 \text{ Kg.m}$$

$$M_a = -293,45 \text{ Kg.m} = -0,5 M_0$$

### - Armatures En Travée

$$\mu = \frac{15 M_c}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 440,17 \cdot 10^2}{2800 \cdot 30 \cdot 16^2} = 0,0401 \longrightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,315 \\ \kappa = 43,8 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 65,93 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow A' = 0$$

$$A_c = \frac{M_c}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 1,22 \text{ cm}^2 \quad \text{on adoptera } 2 \text{ HA } 12 \text{ avec } A = 2,22$$

Sur les appuis, on prendra un ferrailage minimum égale à 2 HA 12.

### - Effort Tranchant

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{q l}{b \cdot z} = \frac{998,95}{30 \cdot 7/8 \cdot 14} = 2,72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{D'où } \tau_b = 2,72 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_{b0})$$

On prendra un cadre  $\phi 8 \rightarrow A_b = 1 \text{ cm}^2$ .

#### • Espacement

$$\text{Sat} = 1 - \frac{\tau_b}{3 \bar{\sigma}'_b} = 0,948 \quad (\text{Pas de reprise de bétonnage})$$

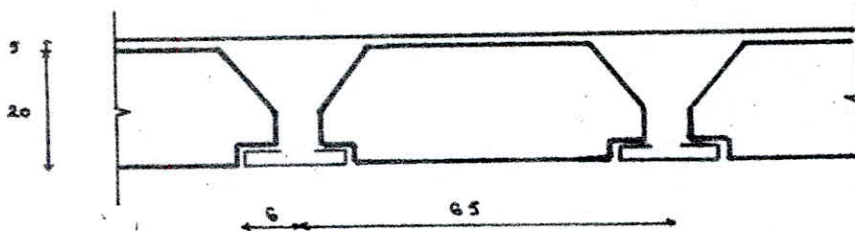
$$\rightarrow \bar{\sigma}'_{\text{sat}} = \text{Sat} \bar{\sigma}'_{\text{ex}} = 2275,2 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{et } t < \max \begin{cases} h(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b}) = \\ 0,2 h = 2,8 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{ou } t = \frac{A_b \cdot \bar{\sigma}'_{\text{sat}}}{\tau} \cdot 3 = 28 \text{ cm}$$

donc on prend un espacement en utilisant la suite de caquot.

# PLANCHER ETAGE COURANT - RDC

Le plancher de l'étage courant et du R.D.C est à corps creux.  
Ce type de plancher est économique ainsi que léger.



Les poutrelles préfabriquées possèdent des armatures en attente permettant une bonne liaison avec le béton et la table de compression. Elles seront calculées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> Genre ( $G + 1,2P$ ).

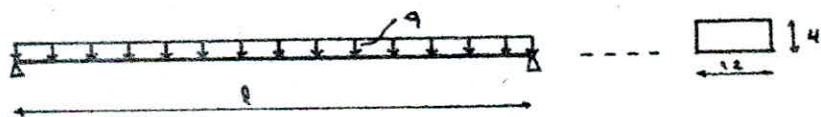
Le calcul se fera en deux étapes :

• 1<sup>re</sup> Etape : Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est simplement appuyée (isostatique), elle supporte son poids propre, le corps creux et la surcharge due à l'ouvrier qui pose les Hourdis.

• 2<sup>e</sup> Etape : Après coulage de la table de compression, la poutrelle travaille comme une poutre en T continue et reposant sur plusieurs appuis.

## 1<sup>re</sup> ETAPE

### • Schéma Statique



### • Charges Supportées par la poutrelle.

- Poids propre	- - - - -	$0,12 \cdot 0,04 \cdot 2500 = 12 \text{ Kg/ml}$
- Poids propre du corps creux	- - - - -	$0,65 \cdot 110 = 71,5 \text{ Kg/ml}$
- Surcharges	- - - - -	$1,2P = 1,2 \cdot 0,65 \cdot 175 = 136,5$

Enfin :  $q = G + 1,2P = 220 \text{ Kg/ml.}$

Avec  $l = 5,20 \text{ m}$  :  $M_0 = \frac{q l^2}{8} = 743,6 \text{ Kg.m.}$

$T = \frac{q l}{2} = 572 \text{ Kg.}$

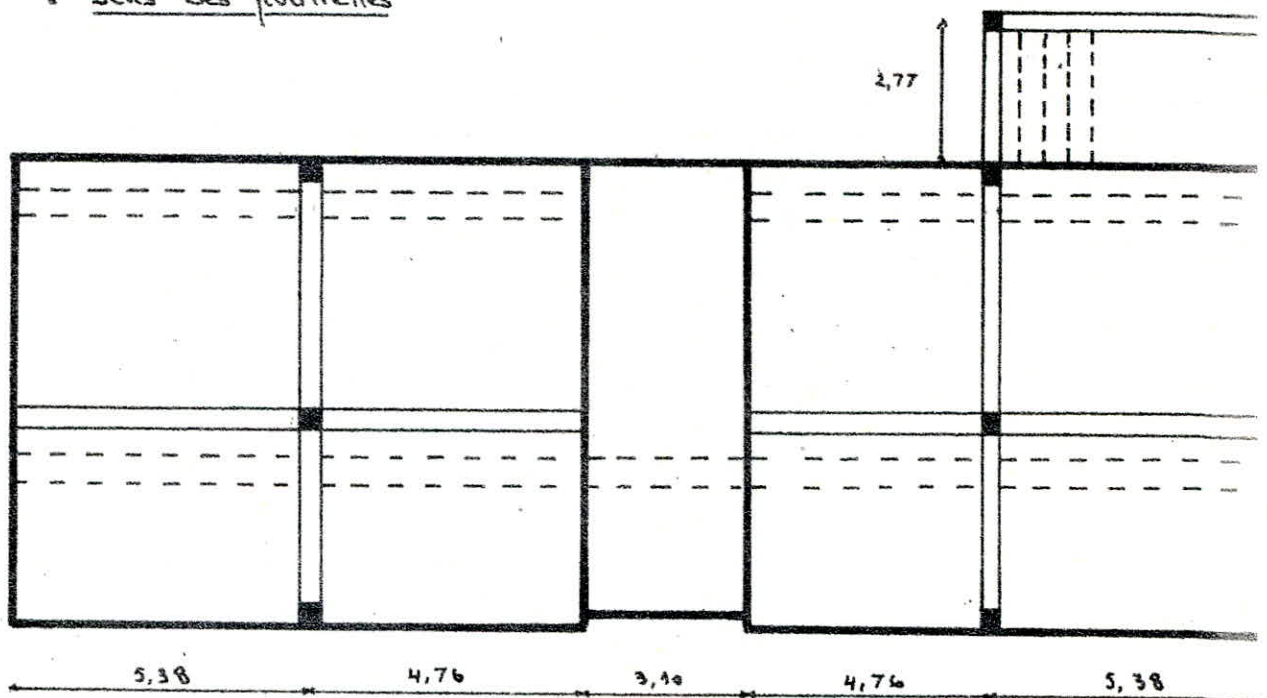
$$\mu = \frac{15 \text{ M}}{\sqrt{f_c} \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 743,6 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2} = 8,3 \quad \Rightarrow \quad \left[ \begin{array}{l} \epsilon = \\ \kappa = 0,59. \end{array} \right.$$

On a  $\bar{\kappa} = \frac{\sqrt{f_c}}{f_{ctk}} = \frac{2800}{137} = 20,43$

$\bar{\kappa} > \kappa \Rightarrow$  Les armatures comprimées sont nécessaires, or il est impossible de les placer vu. que la section de béton est très réduite. On a donc prévu des échafaudages pour aider la poutrelle à supporter les charges lui revenant avant le coulage de la table de compression.

## 2<sup>ème</sup> ETAPE

### • Sens des poutrelles



La table de compression étant coulée, le béton ayant atteint sa résistance nominale, la poutrelle (section en T) est alors continue et repose sur plusieurs appuis.

### • Calcul des efforts

La méthode forfaitaire du CCBA 68 Art 55 ne peut être utilisée car la condition de rapport des portées n'étant pas satisfaite :

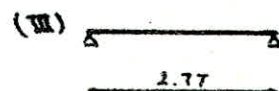
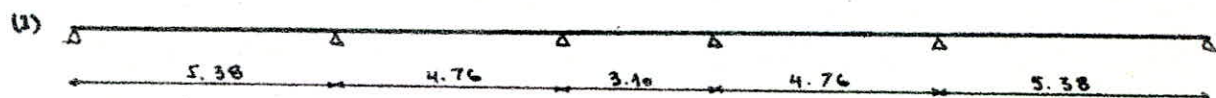
$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \quad \rightarrow \quad \frac{4,76}{3,10} = 1,53 > 1,25.$$

de plus la méthode de CAQUOT qui convient bien aux planchers à forte



Surcharge ne peut aussi être appliquée car dans notre cas ( $P < 2G$ ).  
 En conclusion nous appliquerons la méthode exacte dite des trois moments.

• Poutrelles à Etudier



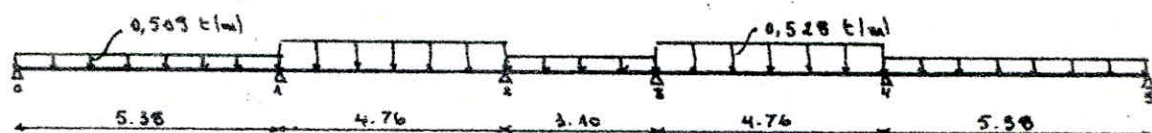
TYPE I

• charge par ml de poutrelle

Au Niveau des Sechoirs :  $q = 0,65 (575 + 1,2 \cdot 200) = 528,45 \text{ Kg/ml}$ .

Dans les autres Niveaux :  $q = 0,65 (575 + 1,2 \cdot 175) = 508,95 \text{ Kg/ml}$

Le schéma statique devient :



Equation des trois moments :

$$M_{i-1} l_i + 2 M_i (l_{i-1} + l_i) + M_{i+1} l_{i+1} = -6 \left[ \frac{\Omega_i a_i}{l_i} + \frac{\Omega_{i+1} b_i}{l_{i+1}} \right]$$

• Application

$$\begin{cases} 20,28 M_1 + 4,76 M_2 = -33,54 \\ 4,76 M_1 + 15,76 M_2 + 3,10 M_3 = -17,51 \\ 3,10 M_2 + 15,72 M_3 + 4,76 M_4 = -17,88 \\ 4,76 M_3 + 20,28 M_4 = -33,54 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_0 = M_5 = 0 \\ M_1 = M_4 = -1,527 \\ M_2 = M_3 = -0,544 \end{cases}$$

• Moments et efforts tranchants

- Moment max entravée :



$$M(x) = M_0(x) + M_i (1 - x/l) + M_{i+1} x/l = q \frac{(l \cdot x - x^2)}{2} + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{l} \cdot x + M_i$$

$$M_{max} \rightarrow \frac{\partial M}{\partial x} = 0 \rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l}$$

- Effort tranchant : Au droit des Appuis d'une travée l'effort tranchant est donné par la relation suivante :

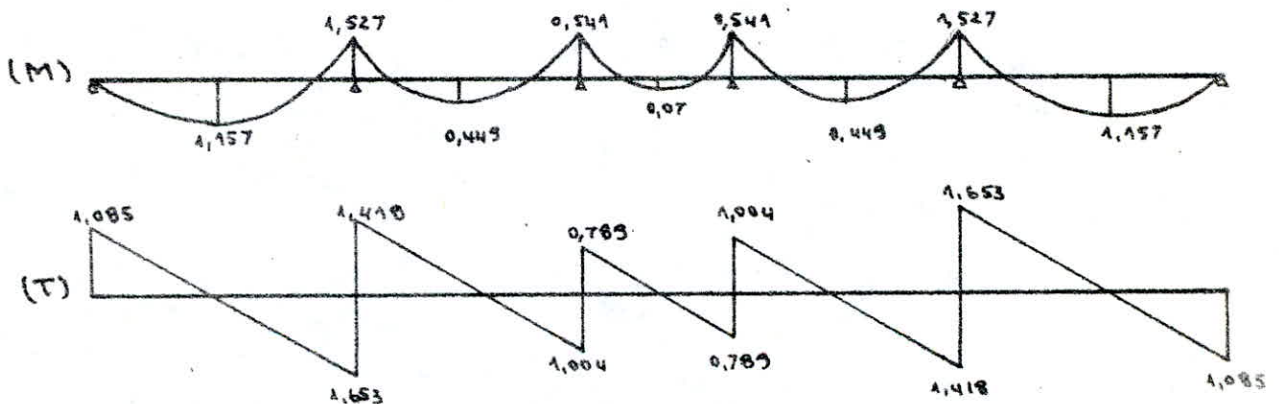
$$T_{id} = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

$$T_{i+1g} = -\frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Travée	x	M <sub>i, i+1</sub>	T <sub>id</sub>	T <sub>i+1g</sub>
0 - 1	2,132	1,157	1,085	-1,653
1 - 2	2,787	0,449	1,418	-1,004
2 - 3	1,550	0,070	0,785	-0,785
3 - 4	1,973	0,449	1,004	-1,418
4 - 5	3,247	1,157	1,653	-1,085

D'où les diagrammes :



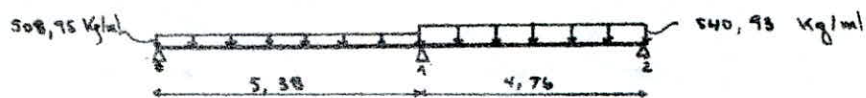
## TYPE II

• Charge par ml

Au Niveau des Loggias :  $q = 0,65 (573 + 1,2 \cdot 216) = 540,93 \text{ Kg/ml}$

Dans l'autre travée :  $q = 0,65 (573 + 1,2 \cdot 175) = 508,95 \text{ ---}$

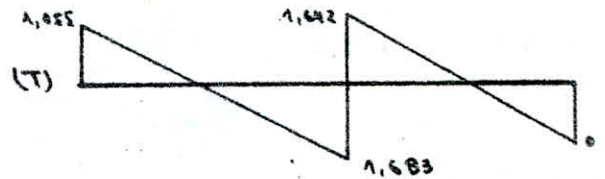
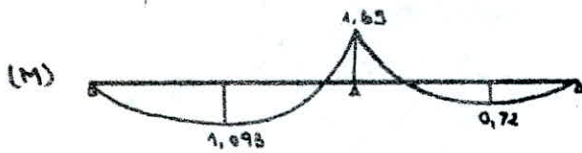
Le schéma statique :



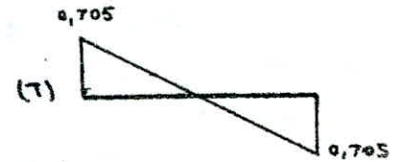
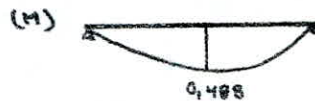
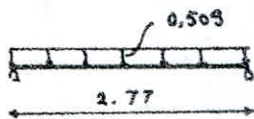
D'après l'équation des 3 moments on a :  $M_0 = M_2 = 0$  et  $M_1 = -1,63 \text{ t.m}$

Travée	$\alpha$	$M_{i, \max}^{\max}$	T:2	T:10 g
0-1	2,073	1,093	1,065	-1,683
1-2	3,036	0,720	1,642	-0,932

D'où les diagrammes



### TYPE III



### FERRAILLAGE DES POUTRELLES

Pour éviter les erreurs pendant l'exécution, toutes les poutrelles seront ferrées de la même manière avec les efforts (M-T) max :

Armatures Inférieures

$$M_c = 1,157 \text{ t.m.}$$

$$T_{\max} = 1,683 \text{ t.}$$

Armatures Supérieures

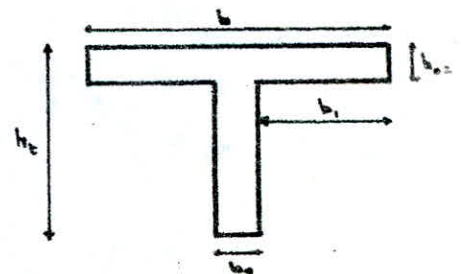
$$M_a = -1,690 \text{ t.m.}$$

$$T_{\max} = 1,688 \text{ t.}$$

- Détermination de la largeur de la table de compression (CCBA 68. Art 23)

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \text{Min} \begin{cases} L/10 = \frac{5,38}{10} = 53,8 \text{ cm.} \\ l/2 = \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm.} \\ (b \div 8) h_0 = 6,5 = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\rightarrow \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \rightarrow b = 65 \text{ cm}$$



- Méthode de Ferrailage

La méthode adoptée est celle de M<sup>r</sup> P. CHARON.

• Section en Travée

$$M = 1,157 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 115700}{2800 \cdot 65 \cdot 23^2} = 0,018 \quad \rightarrow \quad \left[ \begin{array}{l} K = 69,5 \\ \epsilon = 0,9408 \\ \alpha = 0,1775 \end{array} \right.$$

$$y = \alpha \cdot h = 0,1775 \cdot 23 = 4,0825 \text{ cm} < 5$$

→ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{115700}{2800 \cdot 0,9408 \cdot 23} = 1,91 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 2 \text{ HA } 12$$

• Section à l'Appui  $M = 1,69 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 169000}{2800 \cdot 65 \cdot 23^2} = 0,0263 \quad \rightarrow \quad \left[ \begin{array}{l} K = 56 \\ \epsilon = 0,9296 \\ \alpha = 0,2113 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{169000}{2800 \cdot 0,9296 \cdot 23} = 2,823 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 3 \text{ HA } 12.$$

- Armatures Transversales

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} \quad \text{et} \quad \bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3,39}{12 \cdot 23} = 1,22 \quad \rightarrow \quad \left[ \begin{array}{l} K = 18,1 \\ \epsilon = 0,80 \end{array} \right.$$

$$\text{on a } \bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{169000}{3,39 \cdot 0,8499 \cdot 23} = 2550,30 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{et } \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 135,5 \text{ Kg/cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}'_{b0} < \bar{\sigma}'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_b = \left( 4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \bar{\sigma}'_{b0} = \left( 4,5 - \frac{135,5}{67,5} \right) 5,9 = 15,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1683}{12 \cdot 7/8 \cdot 23} = 6,967 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Les armatures transversales droites sont suffisantes. On choisit un cadre  $\phi 6$  avec  $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$ .

• Espacement

$$\tau_{at} = 3 \bar{\sigma}_{at} = 2/3 \cdot 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \quad (3 = 2/3 \text{ Reprise de Béton})$$

Ecartement admissible

$$\bar{E} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2 h = 4,6 \text{ cm} \\ t_2 = h \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 14,85 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Ecartement donné par le calcul :

$$t = \frac{A_s \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \cdot 7/8 \cdot 23 \cdot 1600}{1683} = 10,71 \text{ cm} < \bar{t}$$

On prendra  $t = 10 \text{ cm}$

Le 1<sup>er</sup> cours d'Armatures transversales est à une distance  $t/2 = 5 \text{ cm}$  de l'Appui. Pour les autres espacements, on applique la Série de Caquot pour chaque travée.

Pour la travée de portée  $5,88 \text{ m}$ , le nombre de répartition est :  
 $n = \frac{5,88}{2} = 2,69$ , on prend  $n = 3$  et la répartition sera de la manière suivante : 1.5, 3.10, 3.11, 3.13, ...

Travée  $4,76 \text{ m}$  :  $n = 2$ , Répartition : 1.5, 2.10, 2.11, ...

Travée  $2,77 \text{ m}$  :  $n = 1$ , Répartition : 1.5, 1.10, 1.11, ...

## VERIFICATIONS

### - Vérification des Contraintes

• En travée :

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = 0,151 \quad \longrightarrow \quad K = 83,5 \quad \text{et} \quad E = 0,9863.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{115700}{2,26 \cdot 0,9363 \cdot 23} = 2377,29 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 37,43 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{Vérifiée}$$

• Sur Appui :  $M = 169000 \text{ Kg.m}$  ;  $K = 18,8$  et  $E = 0,8499$

$$\bar{\sigma}_a = 2550,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 135,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{Vérifiée.}$$

### - Condition de non fragilité

D'après l'Art 52 du CCBA 68, on doit vérifier que :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{eu}}$$

• En travée :  $A = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 65 \cdot 23 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,45 \text{ cm}^2$

• Sur Appui :  $A = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2$

### - Vérification de la flèche

D'après l'Art 58.4 du CCBA 68 qui dit que si les conditions

Suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche est inutile.

$$1. \frac{h_e}{l} \geq \frac{M_e}{15 M_0} \quad 2. \frac{h_e}{l} \geq \frac{1}{22,5} \quad 3. \frac{A}{b_0 \cdot h} < \frac{36}{\sigma_{en}}$$

$$1. \frac{h_e}{l} = \frac{25}{538} = 0,046 > \frac{1,157}{15 \cdot 1,84} = 0,041 \quad \text{O.K. !}$$

$$2. \frac{h_e}{l} = 0,046 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \text{O.K. !}$$

$$3. \frac{A}{b \cdot h} = \frac{3,39}{65 \cdot 23} = 0,00226 < \frac{36}{4200} = 0,0086 \quad \text{OK !}$$

### - Vérification de non fissuration

On doit vérifier que :  $\sigma_a < \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$

$$\text{Avec } \sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_c}{\phi}}$$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{3,39}{2 \cdot 2 \cdot 12} = 0,071$$

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

$$\eta = 1,6 \quad \text{et} \quad \phi = 12 \text{ mm.}$$

$$\text{D'où } \sigma_1 = 8304,1 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 2607,067 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bullet \text{ Travée} \quad \sigma_a = 2377,29 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bullet \text{ Appui} \quad \left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 2300 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2607,06 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_a = 2550,3 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_2$$

D'où la fissuration n'est pas à craindre.

### - Vérification de l'Adhérence ( Art 29-1 CCBA 68 )

On calculera  $\tau$  pour l'effort tranchant maximal

$$T_{\max} = 1,685 \text{ t.}, \quad \text{on doit avoir } \tau_d < \bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b$$

$$\text{on a } \bar{\tau}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{et } \tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} \quad \text{Avec } \left[ \begin{array}{l} n = 2 \\ \phi = 12 \text{ mm} \rightarrow p = \pi \phi = 3,77 \text{ cm} \\ z = 7/8 \cdot h = 20,125 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \tau_d = 11,10 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

d'où l'adhérence des aciers au béton est suffisante.

## FERRAILLAGE DE LA TABLE DE COMPRESSION (CCBA, Art 5B)

La Table de Compression sera armée par un treillis soudé en  $\phi 6$ .  
Cependant les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser les 20 pour les armatures perpendiculaires aux nervures et 83 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

On adoptera un treillis soudé de  $20 \times 20$  en  $\phi 6 \rightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2$   
On doit vérifier que :

1.  $50 \leq l_n \leq 80$  Avec  $l_n$ : Distance entre Nervures.
2.  $A_{\perp} \geq \frac{43}{f_{ex}} l_n$
3.  $A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

### Application

1.  $50 < l_n = 65 < 80$  Vérifiée!
2.  $A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2 > \frac{43}{5300} \cdot 65 = 0,527 \text{ cm}^2$  Vérifiée!
3.  $A_{\parallel} = 1,41 \text{ cm}^2 > \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2$  Vérifiée!

# **CHAPITRE II**

## **CALCUL DES**

## **FONDACTIONS**



# FONDATION

## ETUDE DU SOL

Le rapport du sol qui nous a été livré est celui d'un terrain situé dans la région d'ALGER (plateau des Anassers proche de Vieux Kouba).  
L'étude géotechnique a été entreprise par la BEHA, la reconnaissance "in situ" a été basée sur :

- Trente neuf (39) essais de pénétration dynamique.
- Onze (11) sondages carottés, avec prélèvement d'échantillons pour analyse.

### 1. Essais Pénétrométriques

Les 39 essais ont été exécutés au pénétromètre lourd type BORRO B2 permettant de donner une idée rapide de la résistance du sol à une profondeur donnée.

#### a. Principe de l'essai

L'opération de pénétration dynamique consiste en l'enfoncement dans le terrain d'un train de tiges par l'action d'un mouton de masse (M), tombant répétitivement d'une hauteur (H). L'appareil enregistre le nombre de coup (N) nécessaire à obtenir un enfoncement de longueur (L).

#### b. Exploitation des Résultats

Par l'analogie avec les pieux battus, on peut appliquer à ces essais la formule de battage dite des Hollandais.

$$R_p = \frac{N}{L} \frac{M^2 \cdot H}{(P+M)} \frac{1}{A}$$

Avec :

- $R_p$  : Résistance de pointe en fonction de la profondeur.
- P : Masse des tiges + Mardrin 6,115 Kg.
- A : Section de la pointe en  $cm^2$
- N : Nbre de coups.
- M : Masse du Mouton 63,50 Kg.
- H : Hauteur de chute 50 cm
- L : Enfoncement

Les résultats des essais sont représentés sous forme de diagrammes qui expriment la résistance de pointe  $R_p$ , en bars, en fonction de la profondeur.

Parmi les 39 essais effectués, le tableau que nous donnons ci-après permet de résumer quelques essais concernant une zone.

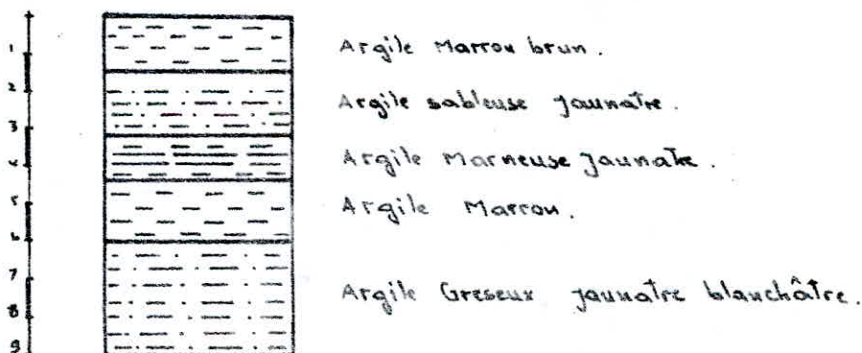
N° des Essais	Résistance de Pointe Avec la Profondeur	Profondeur de Refus.
P32	Très large variation de $R_p$ , avec passage faible entre 1 et 2 m de profondeur, résistance minimale 60 b.	5 m
P33	Très large variation de $R_p$ avec $R_{pmin} = 70$ b	5 m
P34	Très large variation de $R_p$ avec $R_{pmin} = 55$ b à 1,50 m	4 m 50
P36	Très large variation de $R_p$ , faible valeurs de $R_p$ jusqu'à 2 m Amélioration très nette au delà.	5 m
P38	Très large variation de $R_p$ avec $R_{pmin} = 60$ b entre 1 et 3 m	4 m 50
P37	Très large variation de $R_p$ , faible valeur jusqu'à 2 m	5 m
P39	Très large variation, faible jusqu'à 1,50 m, au delà amélioration	5 m
P35	Très large variation de $R_p$ avec $R_{pmin} = 60$ b à 1 m	5 m 50
P40	Très large variation, faible jusqu'à 1,50 m, au delà de 2 m Amé	5 m
P41	$R_{pmin} = 50$ bars entre 1 et 3 m	4 m

En prenant  $(\frac{R_p}{20})$  et avec un coefficient de sécurité compris entre 4 ÷ 6 nous retiendrons le taux de travail :

$$\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars à } 2 \text{ m de profondeur.}$$

## 2. Sondages

Il a été procédé à l'exécution de 11 sondages carottés à 10 m de profondeur chacun à l'aide d'une sondeuse tractée de Mobile DRILL. Les coupes de sondage laissent apparaître les couches suivantes :



### Essais de Laboratoire

#### 1. Essais Physiques

- Granulométrie.
- limites d'Atterberg  $w_L$  et  $I_p$ .
- Densité sèche
- Teneur en eau et degré de saturation

#### 2. Essais Mécaniques.

- Cisail. rectiligne.
- oedomètre.

Les essais de cisaillement rectiligne donnent les valeurs suivantes :

- Cohésion  $c$  comprise entre 0,22 et 2,3 bars.
- Angle de frottement interne  $\varphi$  compris entre 5 et 39°.

Le taux de travail admissible pourra être calculé par la formule de TERZAGHI:

$$q_{adm} = \frac{c N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0,5 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma}{3} \quad (\text{Pour une Semelle})$$

filante.

Au point B des essais de cisaillement faits sur une profondeur de 2m et avec une largeur de semelle  $B = 1,50\text{ m}$ , on a les valeurs suivantes:

$$\begin{array}{l} c = 0,22 \\ \varphi = 16,5 \\ \gamma = 2,1 \text{ t/m}^3 \end{array} \quad \longrightarrow \quad \begin{array}{l} N_q = 4,55 \\ N_\gamma = 2,93 \\ N_c = 11,95 \end{array} \quad \text{Avec } \delta = \gamma_s (1+w)$$

on aura  $q_{adm} = \frac{4,56 B}{3} = 1,6 \text{ bars}$

### Evaluation des Tassements

En se basant sur les courbes oedométriques des échantillons, on a procédé au calcul du tassement prévisible en considérant un taux de travail de 1,5 bars pour une fondation superficielle créée à 2m. Le tassement  $\Delta S$  d'une couche d'épaisseur  $H_i$  est donné par la formule:

$$\Delta S = H_i \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Avec  $\Delta e$ : variation de l'indice de vide pour l'augmentation de charges correspondantes.

$e_0$ : Indice des vides initial.

Le sondage  $S_3$  donne les différents tassements à différents niveaux:

Profondeur (m)	$P_0$	$P_1 + P$	$e$	$e_0$	$\frac{\Delta e}{1 + e_0}$	$H_i$	$\Delta S$ (cm)
2,5 à 2,875	0,45	1,95	0,508	0,556	0,031	37,5	1,16
2,875 à 3,25	0,52	2,00	0,507	0,553	0,029	37,5	1,11
3,25 à 3,625	0,58	1,97	0,508	0,550	0,027	37,5	1,01
3,625 à 4	0,65	1,88	0,509	0,548	0,025	37,5	0,94
4 - 4,75	0,72	1,77	0,512	0,544	0,020	75	1,55
4,75 à 5,5	0,85	1,57	0,512	0,540	0,015	75	1,12
5,5 à 6,25	0,99	1,48	0,520	0,535	0,009	75	0,73
6,25 - 7	1,12	1,46	0,521	0,532	0,007	75	0,54
							<b><math>\Sigma = 8,16</math></b>

Enfin la valeur moyenne du tassement demeure acceptable tant que le taux de travail de la fondation est limité à  $1,5 b$ .

### Conclusion

En ce qui concerne le taux de travail, les essais pénétrométriques donnent des résultats optimistes, mais nous nous limiterons par prudence aux résultats fournis par "l'Évaluation du tassement".  
Donc pour une profondeur de 2 m,  $\bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ bars}$ .

## ETUDE DES FONDATIONS

Les voiles, en général, sont fondés sur des semelles filantes tout en respectant le poids du bâtiment ainsi que la qualité du sol.  
Mais il s'avère que pour notre cas, la stabilité des semelles n'étant pas vérifiée pour une largeur de B dépassant la moitié de l'entreaxe entre deux voiles, ce qui nous a obligé de changer le choix de fondation et opté finalement pour un radier général.

### A. Calcul du Radier

#### - Surface nécessaire du radier

$$\bar{\sigma}_s \geq \frac{N_i}{S_{nec}} \quad \longrightarrow \quad S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \quad \text{Avec } N = G + 1,2P = 3115,129 \text{ t}$$

$$\text{et } \bar{\sigma}_s = 1,5 b$$

$$\longrightarrow S_{nec} \geq 207,67 \text{ m}^2$$

La surface totale de notre radier y compris les débords (0,5 m)

$$S_t = 302,73 \text{ m}^2 > S_{nec}$$

#### - Pression sous le Radier

$$P = \frac{N}{S_t} = \frac{3115,129}{302,73} = 1,029 \text{ Kg/cm}^2$$

#### - Prédimensionnement du radier

L'épaisseur du radier sera déterminé en fonction de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,1 \bar{\sigma}_b \quad \text{d'où } z \geq \frac{T_{max}}{1,1 \bar{\sigma}_b \cdot b}$$

$$T_{max} = \frac{P \cdot l_{max}}{2} = \frac{1,029 \cdot 10^{-3} \cdot 520}{2} \cdot 100 = 26,754 \text{ t}$$

Les moments ainsi déterminés sont valables pour une dalle simplement appuyée sur son contour. Les moments réels sont des fractions de ces derniers. On prend alors forfaitairement les valeurs suivantes :

$$M_{ax} = 0,5 M_x \quad \text{et} \quad M_{ay} = 0,5 M_y.$$

$$M_{bx} = 0,85 M_x \quad \text{et} \quad M_{by} = 0,85 M_y.$$

Tout en respectant l'inégalité :  $M_b + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_o$ .

Remarque : Si  $g < 0,4$  la dalle se calcule comme une poutre dans le sens de la petite portée -

Avec :  $M_x = \frac{9 P_x^2}{8}$  et  $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_o$ .

Exemple de calcul : Panneau 1

$$l_x = 2,6 \text{ m}$$

$$l_y = 5,13 \text{ m} \quad | \quad \rightarrow \quad g = 0,5$$

A partir de l'abaque :  $\mu_x = 0,0973$

$$\mu_y = 0,328$$

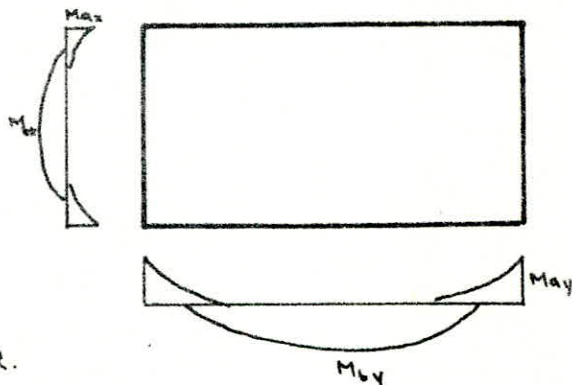
d'où  $M_x = 15,13 \text{ t.m/ml}$ .

$$M_y = 4,96 \text{ t.m/ml}$$

Enfin  $M_{bx} = 0,85 M_x = 12,86 \text{ t.m/ml}$ .

$$M_{by} = 0,85 M_y = 4,22 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = M_a = 0,5 M_x = 7,56 \text{ t.m/ml}$$



### Ferraillage

- En Travée :

Sens  $l_x$  : on a  $A_{bx} = \frac{M_{bx}}{8 \cdot \sigma_a} = \frac{12,86 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 50 \cdot 4200} = 8,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend 10 HA 10 / ml =  $7,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 10 cm.

Sens  $l_y$  : on a  $A_{by} = \frac{M_{by}}{8 \cdot \sigma_a} = \frac{4,22 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 50 \cdot 4200} = 2,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on prend 10 HA 6 / ml =  $2,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 10 cm.

- Sur les Appuis

on a  $A_{ax} = A_{ay} = \frac{M_a}{8 \cdot \sigma_a} = \frac{7,56 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 50 \cdot 4200} = 4,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on prendra 6 HA 10 / ml

$$\delta \geq \frac{T_{\max}}{1,1 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b} = \frac{26,754 \cdot 10^3}{1,1 \cdot 5,9 \cdot 300} = 41,223 \text{ cm}$$

On a  $\delta = \frac{7}{8} h \rightarrow h = \frac{8\delta}{7} \geq 47,11 \text{ cm} \rightarrow$  on prendra  $h = 50 \text{ cm}$   
 $\rightarrow h_e = 55 \text{ cm}.$

- Vérification de la contrainte du sol (En tenant compte du poids du radier)

Poids du radier :  $0,55 \cdot 2,5 \cdot 302,73 = 416,25 \text{ t}.$

Contrainte du sol :  $P' = \frac{Q_e}{S_e} = 1,2 \text{ Kg/cm}^2$

- Vérification au poinçonnement

On doit vérifier que les voiles ne traversent pas la dalle sous l'effet des charges concentrées qu'ils apportent.

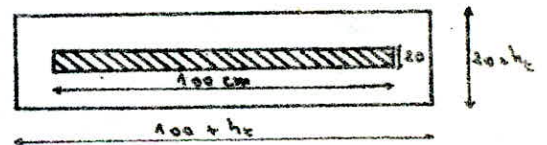
Condition de non poinçonnement

$$1,5 \frac{N}{P_c \cdot h_e} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$$

Avec  $P_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen de la dalle.

$$P_c = 2 [(100 + 55) + (20 + 55)] = 460 \text{ cm}$$

$$\rightarrow 1,5 \cdot \frac{35096}{460 \cdot 55} = 2,08 < \bar{\tau}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$$



- Stabilité du radier sous les sollicitations du 2<sup>e</sup> genre.

La vérification de la stabilité se fait en calculant les contraintes sous le radier sous l'effet du moment de renversement et l'effort normal  $N$ .

Sens Transversal

$$\bar{\sigma}_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} v \quad \text{Avec} \quad N = G + P + P_{\text{radier}} = 3478,837 \text{ t}$$

$$I_{xx} = \frac{11,4^3 \cdot 24,8}{12} - \left[ \frac{2,97^3}{12} \cdot 10,06 + 2,97 \cdot 10,06 (6,705)^2 \right] = 3691,33 \text{ m}^4$$

$$v_1' = 8,23 \text{ m} \quad \text{et} \quad v_2' = 6,17 \text{ m} \quad ; \quad S = 302,73 \text{ m}^2$$

$$M = 5812,003 \text{ t.m}$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_1 = 24,45 \text{ t/m}^2 = 2,44 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_2 = 1,776 \text{ t/m}^2 = 0,177 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_m = \frac{3\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2}{4} = 1,878 \text{ Kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\tau}_b = 1,99 \text{ Kg/cm}^2$$

### Sens Longitudinal

$$\bar{V}_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} v$$

$$\text{Avec } N = G + P + P_{\text{radier}} = 3478,837 \text{ t.}$$

$$I_{yy} = 14,4 \cdot \frac{24,8^3}{12} - \left[ \frac{18,06^3 \cdot 2,97}{12} + 18,06 \cdot 2,97 (3,92)^2 \right] = 16004,55 \text{ m}^4.$$

$$v_{1x} = 12,99 \text{ m} \quad \text{et} \quad v_{2x} = 11,81 \text{ m.} \quad ; \quad S = 302,73 \text{ m}^2 \quad \text{et} \quad M = 5730,86 \text{ t.m}$$

$$\rightarrow \bar{V}_1 = 16,142 \text{ t/m}^2 = 1,614 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{et} \quad \bar{V}_2 = 7,262 \text{ t/m}^2 = 0,726 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\rightarrow \bar{V}_m = \frac{3\bar{V}_1 - \bar{V}_2}{4} = 1,392 \text{ Kg/cm}^2 < 1,33 \bar{V}_s = 1,99 \text{ Kg/cm}^2.$$

Donc la stabilité dans les deux sens est vérifiée.

### - Charges à prendre en compte dans le calcul du radier

La charge à prendre en compte pour le calcul du radier sera égale à la réaction du sol diminuée du poids du radier.

#### . Sollicitation du 1<sup>er</sup> Genre

$$q(s_{p1}) = 1,029 \text{ Kg/cm}^2.$$

#### . Sollicitation du 2<sup>e</sup> Genre

- Sens transversal :  $q_1 = \bar{V}_1 - \frac{\text{Poids du Radier}}{S} = 2,045 - \frac{416,25 \cdot 10^4}{302,73} = 2,3 \text{ Kg/cm}^2$

- Sens Longitudinal :  $q_1 = \bar{V}_1 - \frac{P_{\text{radier}}}{S} = 1,61 - 0,137 = 1,47 \text{ Kg/cm}^2.$

On doit comparer les 2 expressions :  $\frac{\bar{V}_a(s_{p1})}{\bar{V}_a(s_{p1})}$  et  $\frac{q(s_{p2})}{q(s_{p1})}$

$$\text{on a } \frac{\bar{V}_a(s_{p1})}{\bar{V}_a(s_{p1})} = \frac{\bar{V}_m}{\frac{2}{3}\bar{V}_m} = 1,5 \quad \text{et} \quad \frac{q(s_{p2})}{q(s_{p1})} = 2,23 > 1,5.$$

D'où les sollicitations du second genre sont plus défavorables que celle du 1<sup>er</sup> genre, par suite les calculs se feront avec la charge  $q_{\text{max}}(s_{p2}) = 2,3 \text{ t/m}^2$

### - Détermination des moments dans les Panneaux de Dalles

Les dalles étant sollicitées par une charge uniformément répartie. La détermination des moments se fait de la même manière que pour le calcul des dalles:

$$- 0,4 \leq \beta \leq 1 \quad \text{avec } \beta = \frac{l_x}{l_y}$$

. Sens de la petite portée  $l_x$  :  $M_x = M \cdot q \cdot l_x^2$

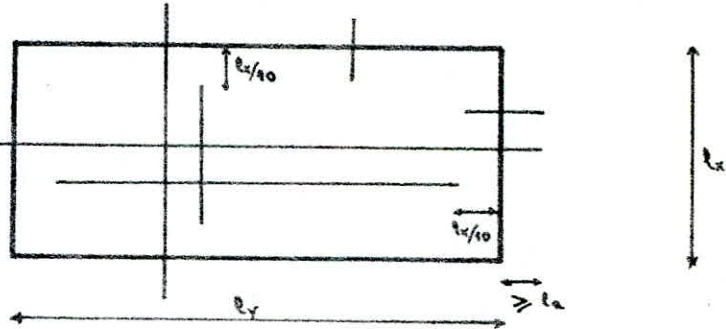
. Sens de la grande portée  $l_y$  :  $M_y = M_y \cdot M_x$

### Espacement

Sens  $l_x$  :  $t = \min (3h_t, 32 \text{ cm})$

Sens  $l_y$  :  $t = \min (4h_t, 45 \text{ cm})$

Longueur d'Average  
 $l_a = 40\phi$  barres droites  
 $= 17\phi$  crochets à us



### Tableau des Moments

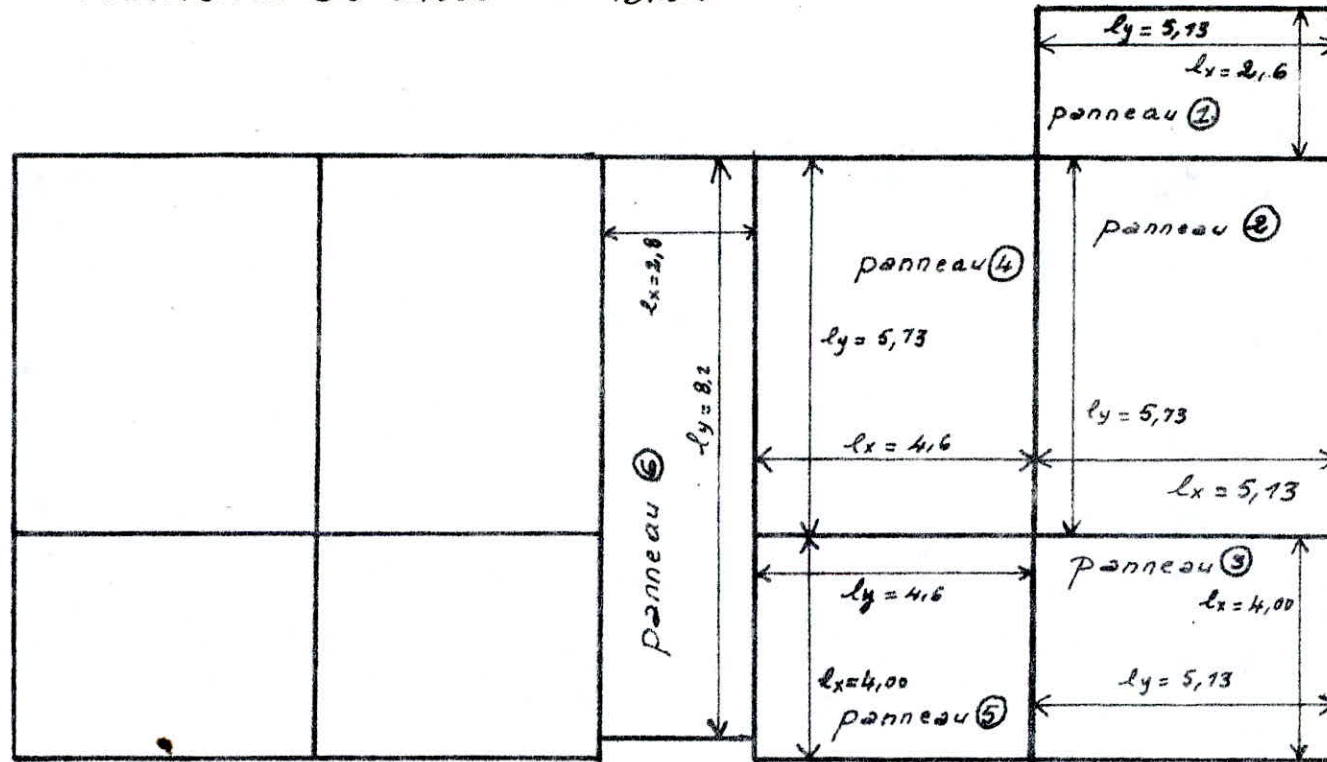
PANNEAUX	$S = l_x/l_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_x$ (t.m)	$M_y$ (t.m)
1	0,500	0,096	0,335	15,13	4,96
2	0,890	0,051	0,824	7,93	6,53
3	0,779	0,064	0,654	9,95	6,50
4	0,803	0,069	0,690	9,48	6,54
5	0,869	0,054	0,785	8,39	6,58
6	0,430	0,106	0,270	16,48	4,44

### Tableau de Ferrailage

Section	Travée (sens $l_x$ )			Travée (sens $l_y$ )			appui		
	$A_x$ (cm <sup>2</sup> )	$A$ choisie (cm <sup>2</sup> )	$t$ (cm)	$A_y$ (cm <sup>2</sup> )	$A$ choisie (cm <sup>2</sup> )	$t$ (cm)	$A_a$ (cm <sup>2</sup> )	$A$ choisie (cm <sup>2</sup> )	$t$ (cm)
1	6,99	10T10	10	2,29	10T6	10	4,11	6T10	20
2	8,85	12T10	10	3,34	12T6	10	5,79	8T10	20
3	7,28	10T10	10	3,01	10T6	10	3,86	6T10	20
4	7,96	10T10	10	2,97	10T6	10	4,65	8T10	20
5	8,27	12T10	10	3,13	12T6	10	4,74	8T10	20
6	5,57	10T10	10	2,17	10T6	10	3,86	6T10	20



PANNEAUX DE DALLE "RADIER"



Remarque: Le poinçonnement vis à vis des poteaux n'est pas vérifié, donc on a prévu des poutres qui nervurent notre radier.

### CALCUL DES NERVURES

Pression sur le radier est:  $Q = 25 \text{ t/m}^2$ .

#### - Poutre Transversale

Elle lui revient une surface  $S = \sum S_i = 18,96 \text{ m}^2 \rightarrow Q_T = Q \cdot S = 417,68 \text{ t}$ .

$$\rightarrow q = \frac{Q_T}{L} = \frac{417,68}{10,2} = 40,95 \text{ t/ml}$$



Equation des 3 moments  $\rightarrow 2M_1(l_1 + l_2) = \frac{-q(l_1^3 + l_2^3)}{4}$

$\rightarrow M_0 = M_2 = 0$  et  $M_1 = -125,01 \text{ t.m.}$

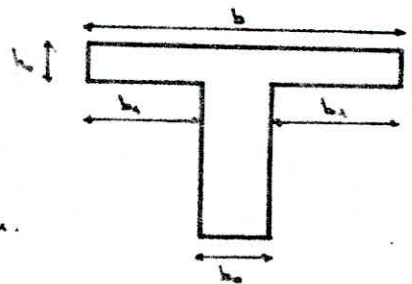
$\rightarrow$  Efforts tranchants:  $R_0 = 48,44 \text{ t}$  ;  $R_1 = 246,61 \text{ t}$  et  $R_2 = 93,20 \text{ t}$ .

#### • Ferraillage

Section en T<sub>e</sub> en Travée

$$b_1 < \begin{cases} \frac{4b_0}{3} \\ \frac{375}{10} \\ (b_0 + 8) \text{ cm} \end{cases}$$

$b_1 = 37 \text{ cm} \rightarrow b_0 = 70 \text{ cm} \rightarrow b = 145 \text{ cm}$ .



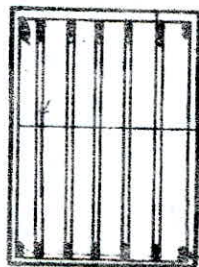
i/ Appuis 1

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_b \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 125,01 \cdot 10^5}{4200 \cdot 70 \cdot 95^2} = 0,0706 \rightarrow \begin{cases} K = 31 \\ \epsilon = 0,891 \\ \alpha = 0,326 \end{cases}$$

$\sigma'_b = \frac{\sigma_b}{K} = 120 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$ .

$A = \frac{M}{\sigma_b \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{125,01 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,89 \cdot 95} = 35,16 \text{ cm}^2$  ;  $A_{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot h_c = 29 \text{ cm}^2$

On adoptera 14 HA20.



(1 cadre et 5 étriers)  $\phi 6$

14 HA20

• Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{246,61 \cdot 10^3}{145 \cdot 7/8 \cdot 95} = 20,46 \text{ Kg/cm}^2$$

et  $\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sqrt{V_b}}{\sqrt{V_{b0}}}) \bar{V}_b \cdot 1,5 = 22,33 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$ .

• Ecartement des At

zone nodale :  $\bar{s} = \text{Min} (h/4, 12 \phi_s) = 23,5 \text{ cm}$ , on prendra  $s = 20$

zone courante :  $\bar{s} = h/2 = 47,2 \text{ cm}$ , on prendra  $s = 45 \text{ cm}$

ii/ En Travée

La travée 1-2 est plus défavorable.

$$M(x) = -q \frac{x^2}{2} + R_2 \cdot x$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow -q \cdot x + R_2 = 0 \rightarrow x = \frac{R_2}{q} = \frac{93,2}{40,95} = 2,27 \text{ m}$$

$$M(2,27) = -\frac{40,95 \cdot 2,27^2}{2} + 93,2 \cdot 2,27 = 106,058 \text{ t.m.}$$

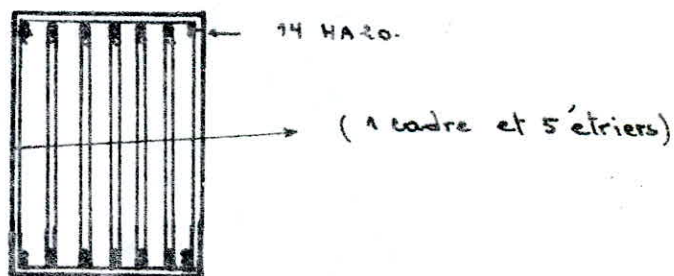
• Ferraillage

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{V}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0265 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9265 \\ \alpha = 0,2204 \\ K = 53 \end{cases}$$

$$\bar{V}_b = \frac{\bar{V}_a}{K} = 79,24 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{V}_b' \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{V}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{106,058 \cdot 10^6}{4200 \cdot 0,9265 \cdot 95} = 28,689 \text{ cm}^2$$

Avec  $A_{\text{min}} = 0,3 \% \cdot b \cdot h_c = 0,3 \% \cdot 100 \cdot 145 = 43,5 \text{ cm}^2 \rightarrow 14 \text{ HA } 20$ .



- Poutre Longitudinal

Elle lui revient une surface  $S = \sum S_i = 21,97 \text{ cm}^2$

$$Q_T = 23 \cdot 21,97 = 505,31 \text{ t} \rightarrow q = \frac{Q_T}{L} = \frac{505,31}{10,1} = 50,03 \text{ t/ml.}$$



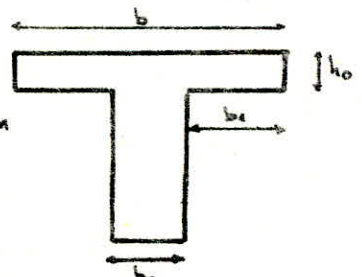
ou a  $M_0 = M_2 = 0$  et  $M_1 = -141,58 \text{ t.m.}$

Efforts Tranchants :  $R_0 = 96,144 \text{ t}$  ;  $R_1 = 297,034 \text{ t}$  et  $R_2 = 81,105 \text{ t.}$

• Ferraillage

Section en T<sub>e</sub> en Travée

Avec  $b_1 < \begin{cases} 375/2 \\ 450/10 \\ (6 \div 8) h_0 \end{cases} \rightarrow b_1 = 45 \text{ cm} \rightarrow b = 160 \text{ cm}$



i) Appui 1

$\mu = \frac{15 M}{\sqrt{\sigma_a} \cdot b \cdot h^2} = 0,0714 \rightarrow \begin{cases} K = 30,7 \\ \epsilon = 0,8906 \\ \alpha = 0,328 \end{cases}$  et  $\bar{\sigma}'_b = \frac{\sqrt{\sigma_a}}{K} = 136,8 \rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M}{\sqrt{\sigma_a} \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{141,58 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,89 \cdot 95} = 39,869 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 21 \text{ cm}^2$

• Vérification de l'effort tranchant

$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{297,034 \cdot 10^3}{160 \cdot 7/8 \cdot 95} = 22,33 \approx \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{136,8}{68,5}) \cdot 5,9 \cdot 1,5 = 20,2$

• Ecartement des A<sub>t</sub>

zone nodale :  $S = 20 \text{ cm}$

Zone courante :  $s = h/2 = 45 \text{ cm.}$

ii) En travée

La 2<sup>e</sup> travée est plus défavorable.

$M(x) = -q \cdot x^2/2 + R_1 \cdot x$

$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow -q \cdot x + R_1 = 0 \rightarrow x = \frac{R_1}{q} = 1,921 \rightarrow M(1,921) = 92,39 \text{ t.m.}$

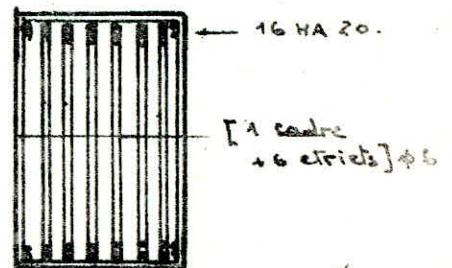
$\mu = \frac{15 M}{\sqrt{\sigma_a} \cdot b \cdot h^2} = 0,0228 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9344 \\ K = 61 \end{cases}$  et  $\alpha = 0,1974$

$\alpha h = 18,05 \text{ cm} < h_0 \rightarrow \text{L'A.N tombe dans la table}$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{\sqrt{\sigma_a}}{K} = 68,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M}{\sqrt{\sigma_a} \cdot \epsilon \cdot h} = 24,78 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 48 \text{ cm}^2$

ou adoptera 16 HA 20.



## VOILE PÉRIPHÉRIQUE

Au niveau de la saillie on prévoit un voile "périphérique" qui assure le chaînage ainsi que la stabilité de l'ensemble.  
Il sera placé entre le niveau de fondation et le niveau du 1<sup>er</sup> Plancher au dessus du sol extérieur.

### - Dimensions du voile

Épaisseur : 20 cm ; hauteur : 2.50 m.

Il sera ferrillé forfaitairement d'après l'Art 3.3.8.5 du R.P.A 81.

### - Armatures Longitudinales filantes Supérieures et Inférieures

$A \geq 20\%$  de la section totale transversale du béton avec recouvrement de 50  $\phi$  en équerre de renforcement dans les angles.

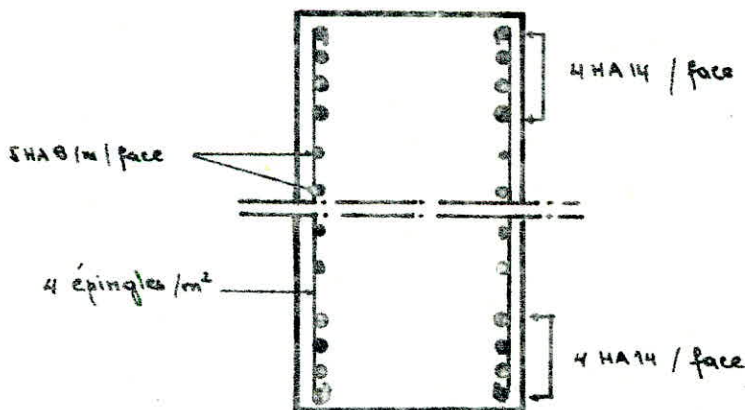
$$A \geq \frac{0,2 \cdot b \cdot h_e}{100} = \frac{0,2 \cdot 20 \cdot 250}{100} = 10 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \text{ HA } 14$$

Ces aciers sont repartis par partie supérieure et inférieure.

### - Armatures Longitudinales de peau

$A \geq 2 \text{ cm}^2$  par face et par  $\text{m}^2$  de hauteur.

On adoptera 5 HA 8 = 2,51  $\text{cm}^2 / \text{m}^2$  / face.



# BIBLIOGRAPHIE

- Regles CCBA 68
- " N.V. 65
- R.P.A 81. (version 83).
- Calcul pratique des tours en B.A ( M. DIVER)
- Calcul et verification des Ouvrages en B.A (P. CHARON)
- Contreventement des Batiments (ALBIGES et GOULET)
- Tables pour le calcul des dalles et des parois (R. BARES)
- Traité de B.A (GUERRIN tome 4).
- Cours de Beton armé (M. BELAZOUGUI)
- Cours de Beton I, II, III.

