

2/82

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

U. S. T. H. B.

*1er*

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

DEPARTEMENT GENIE-CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

BATIMENT ADMINISTRATIF CONFORMEMENT AU  
**BAEL 80**

Dirigé par :

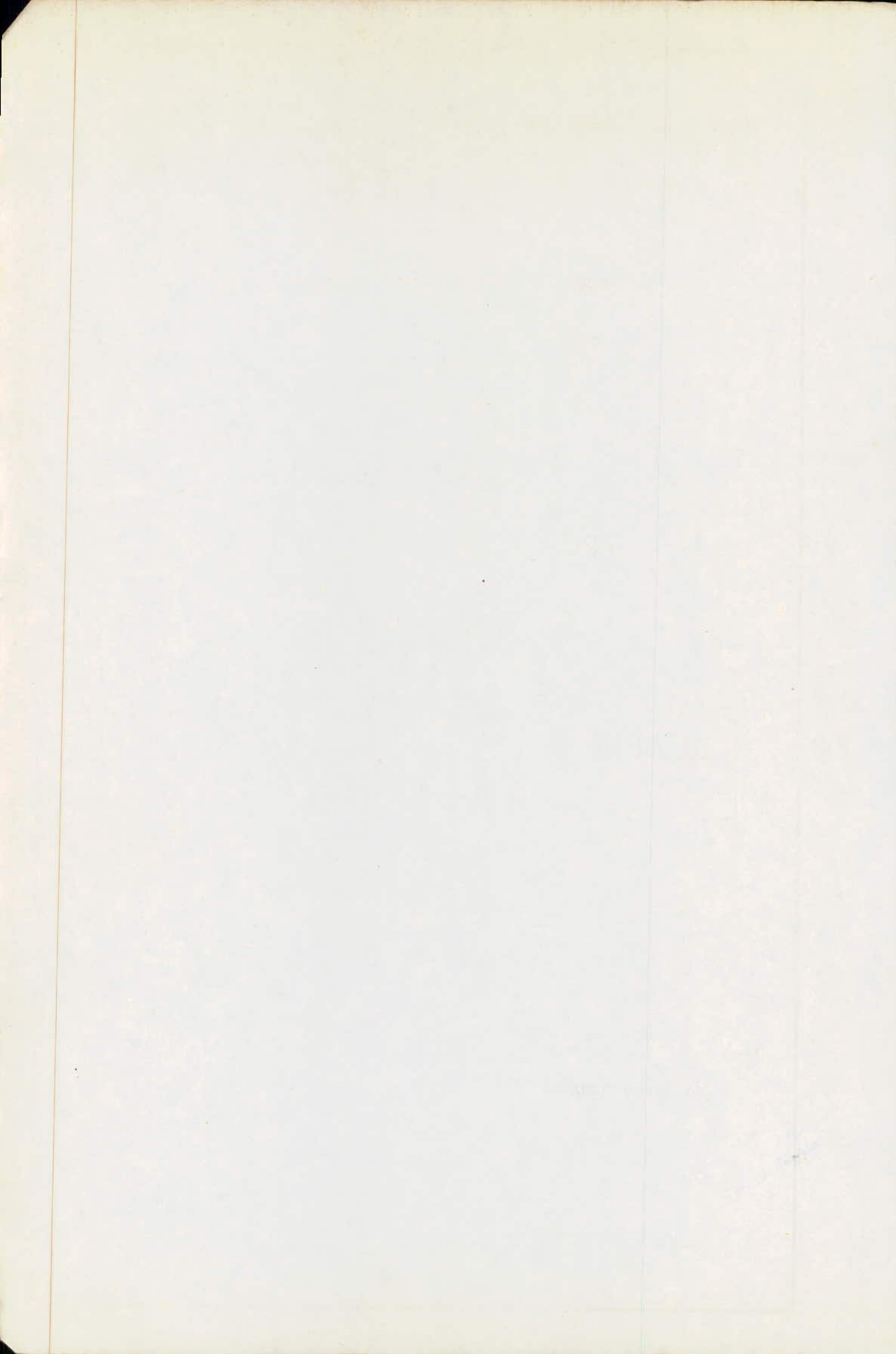
M. Ahmed SENDJANI

Etudié par :

Y. BENFREDJ

A. DERMOUNE

PROMOTION JANVIER 1982



MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

---

U. S. T. H. B.

---

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

---

DÉPARTEMENT GENIE-CIVIL

---

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

---

BATIMENT ADMINISTRATIF CONFORMEMENT AU  
**BAEL 80**

Dirigé par :

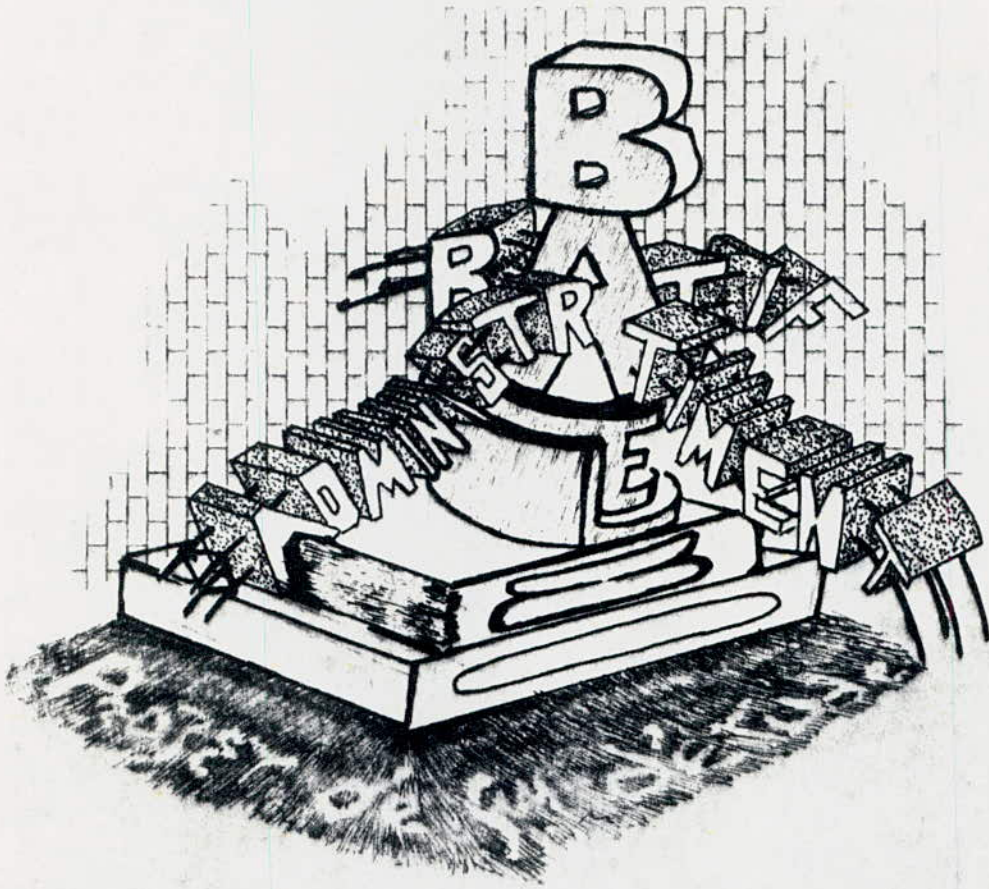
M. Ahmed SENDJANI

Étudié par :

Y. BENFREDJ

A. DERMOUNE

PROMOTION JANVIER 1982



## REMERCIEMENTS

Nous formulons l'expression de notre profonde reconnaissance à Monsieur Ahmed SENDJANI, notre promoteur, pour son aide si précieuse et ses conseils éclairés.

Nos remerciements vont également à tous les ingénieurs du C.T.C pour leurs conseils judicieux, et toutes les secrétaires qui ont contribué à l'élaboration de notre mémoire.

Nous exprimons toute notre gratitude à tous les enseignants qui ont contribué de loin ou de près à notre formation.

DEDICACES

Je dédie cette étude :

- à ma mère qui m'est très chère
- à mon père
- à mes frères pour leur soutien moral
- à toute ma famille
- à mes amis

B. Youcef

Je dédie ce travail :

- à la mémoire de mon cher et regretté père
- à ma mère
- à mes oncles pour leur soutien moral et financier
- à toute ma famille
- à mes amis

D. Aberrahmane

## S O M M A I R E

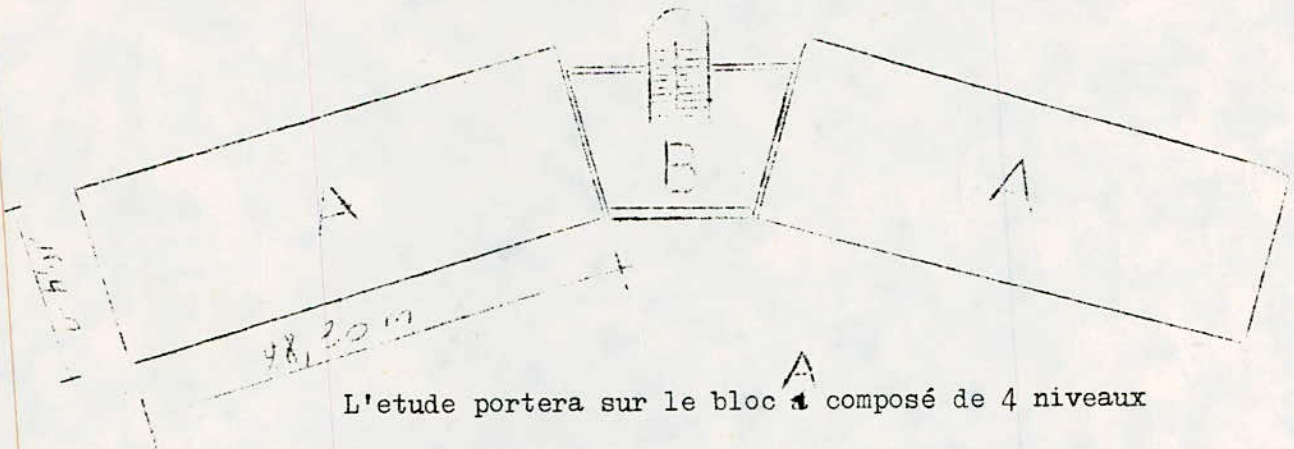
	<u>PAGES</u>
<u>CHAPITRE 0</u> : INTRODUCTION .....	1
<u>CHAPITRE I</u> : PRESENTATION DES REGLES B.A.E.L 80 ET METHODE DE CALCUL .....	3
CHAPITRE II : CALCUL DES ELEMENTS .....	15
A - Acrotère .....	15
B - Planchers .....	17
C - Escaliers .....	30
D - Mur de sous-sol .....	36
CHAPITRE III : DETERMINATION DES FORCES HORIZONTALES .....	38
A - Etude au séisme .....	38
B - Etude au vent .....	43
CHAPITRE IV : DETERMINATION DES EFFORTS .....	49
A - Efforts dûs aux charges verticales .....	49
B - Efforts dûs aux charges horizontales .....	54
CHAPITRE V : COMBINAISONS DES SOLLICITATIONS .....	81
CHAPITRE VI : FERRAILLAGE .....	93
A - Ferrailage des poutres .....	93
B - Ferrailage des poteaux .....	103
CHAPITRE VII : CALCUL DES VOILES .....	130
CHAPITRE VIII: FONDATIONS .....	144
CHAPITRE IX : ETUDE AU SEISME CONFORMEMENT AU RPA. 81 .....	168

PRESENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Notre projet consiste en l'étude d'un bâtiment à usage de bureaux (bloc administratif militaire), situé à ALGER (Dar El-Beïda).

Ce bâtiment se compose de 3 blocs dont :

- 2 blocs symétriques (bloc A)
- 1 salle d'attente avec cage d'escalier (bloc B).



L'étude portera sur le bloc A composé de 4 niveaux

- Un sous-sol
- Etage (0) (R.D.C.) + 2 Etages

La hauteur entre niveaux est :

- Sous-sol - Etage (0)  $h = 2,60m$
- Etage (n-1) - Etage (n)  $h = 3,40m$

PLANCHERS

Nos planchers sont à corp creux avec dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Nous avons prévu aussi des dalles pleines:

- Une pour couvrir l'escalier (Niveau IV)
- Deux autres au niveau II (Archives).

et un plancher en dalle flottante (sous-sol).

CONTREVENTEMENTS

Le contreventement est assuré par :

- Des poteaux dans le sens longitudinal
- Des voiles dans le sens transversal.



## TAUX DE TRAVAIL DU SOL

Nous avons considéré une contrainte admissible du sol  $= 2 \text{ Kg/cm}^2$  à une profondeur de 2m, d'où nous adopterons des fondations superficielles.

Cette étude conforme aux règles suivantes :

- B.A.E.L 80
- Neige et vent 65
- P.S. 69 + Complément C.T.C

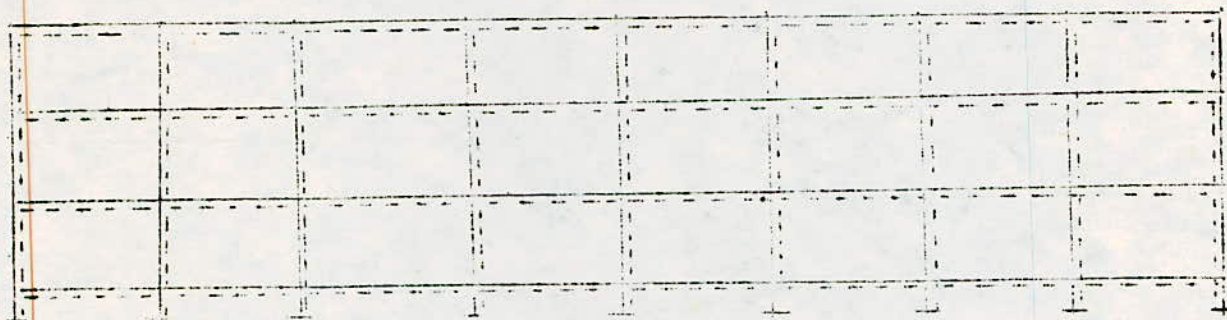
à titre de comparaison nous avons étudié les règles parasismiques Algériennes 1981 (R.P.A.81).

Cette comparaison à été réalisée pour le portique longitudinal et le ferrailage de la poutre du niveau IV.

### CONVENTION DE SIGNE

#### -Moment fléchissant

Nous considérons une fibre quelconque comme l'indique la figure ci - après.



Le moment est compté positivement du côté de la fibre et négativement de l'autre côté de la fibre.

#### -EFFORT TRANCHANT

positif vers le haut et négatif vers le bas.

CALCUL AUX ETATS LIMITES

Définition des états-limites

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- de sa ruine ou de celle de l'une quelconque de ses éléments
- d'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

Tout état au-delà duquel une structure ou une partie de cette structure cesserait de remplir les fonctions, ou ne satisferait plus aux conditions pour lesquelles elle a été conçue, est appelé état-limite.

Les divers états-limites que l'on peut envisager peuvent être classés en deux catégories.

1- Les états limites ultimes correspondant à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement etc...

2- Les états-limites de service au-delà desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitations et de durabilité (ouverture excessive des fissures, déformations excessives des éléments porteurs, vibrations inconfortable pour les usagers etc...)

Caractères des matériaux

Les présentes règles BAEL concernent essentiellement les ouvrages dont le béton est constitué de granulats naturels normaux avec un dosage en ciment au moins égal à 300 kg/m<sup>3</sup> de béton mis en oeuvre (voir article A 1.1 BAEL 80).

Résistance du béton

Dans les cas courants, pour l'établissement des projets, le béton est défini par sa résistance caractéristique requise à l'âge de 28 jours, notée  $f_{c28}$ .

.../...

La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm<sup>2</sup> de section ( $\phi = 16$  cm) et d'une hauteur double de leur diamètre ( $h = 32$  cm) (grosseur du granulats  $\leq 40$  mm).

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge  $j$  jours est inférieur à 28, on se réfère à  $f_{cj}$  donné par la relation ci-dessous :

$$f_{cj} = 0,685 f_{c28} \lg (j+1)$$

$\lg$  : logarithme décimal.

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 6 + 0,06 f_{cj}$$

$f_{tj}$  et  $f_{cj}$  en bars .

relation valable si  $f_{cj} \leq 400$  bars.

#### Déformations longitudinales du béton

Dans sa déformation longitudinale, le béton ne suit pas la loi de HOOKE.

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 55\,700 f_{cj}^{1/3}$$

$E_{ij}$  et  $f_{cj}$  en bars

on peut admettre que pour les grandes valeurs de  $j$  on a sensiblement :

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

et  $E$

$$\begin{aligned} E_{ij} &= E_i = 55\,700 (1,1)^{1/3} f_{c28}^{1/3} \\ &= 57\,498 f_{c28}^{1/3} \end{aligned}$$

Coefficient de poisson

$$\begin{aligned} \nu &= 0,20 && \text{béton non fissuré} \\ \nu &= 0 && \text{béton fissuré} \end{aligned}$$

# ACIER

## Diagrammes déformations - contraintes

Pour le calcul à l'état-limite ultime, on définit des diagrammes déformations contraintes non linéaires, qui dépendent uniquement de la contrainte de calcul :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  (ou  $f_s$ ) avec

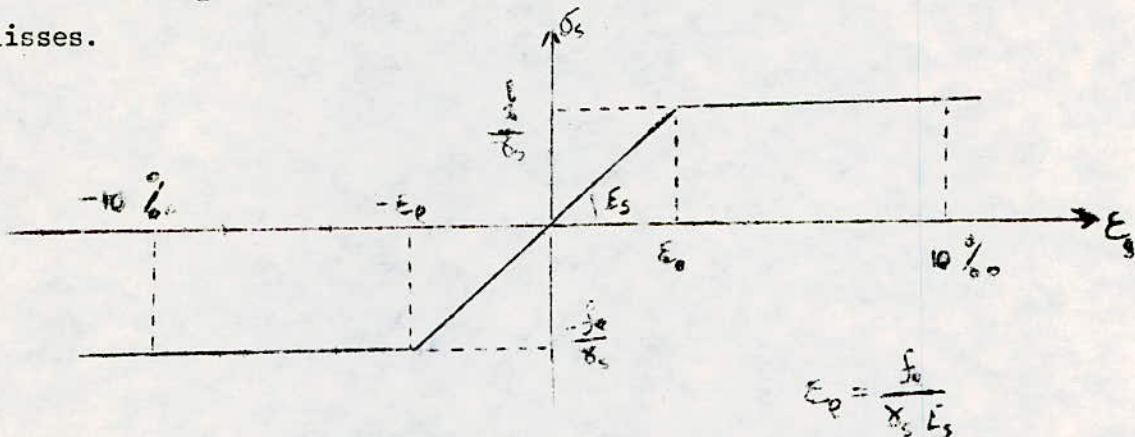
$\gamma_s$  coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$  dans le cas général

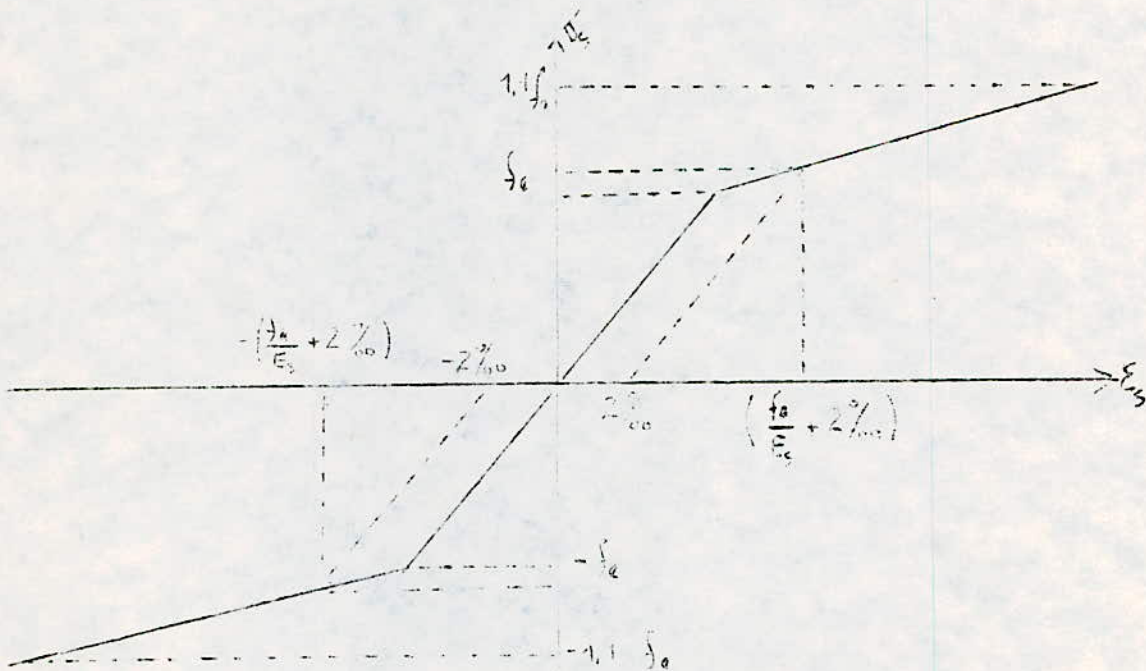
$\gamma_s = 1$  pour les sollicitations accidentelles.

Pour les vérifications à l'état-limite de service, l'acier est supposé élastique et linéaire.

Diagramme de calcul déformations - contraintes pour les ronds lisses.



Dans le cas des aciers écrouis, on utilisera le diagramme déformations - contraintes simplifié.



Les équations des deux droites sont :

$$\bar{\sigma}_s = E_s \varepsilon_s \text{ et}$$
$$\frac{\bar{\sigma}_s}{f_e} \left( 0,008 - \frac{f_e}{E_s} \right) = 0,1 E_s + 0,0078 - 1,1 \frac{f_e}{E_s}$$

Dans ce projet on utilise des aciers écrouis et des ronds lisses.

a) Aciers écrouis (haute adhérence)

- pour  $\varnothing \leq 20$  mm  $f_e = 4\ 200$  bars
- pour  $\varnothing > 20$  mm  $f_e = 4\ 000$  bars

b) Ronds lisses

- aciers Fe 24  $f_e = 2\ 400$  bars
- treillis soudés
  - $\varnothing \leq 6$  mm  $f_e = 5\ 200$  bars
  - $\varnothing > 6$  mm  $f_e = 4\ 410$  bars

Le module d'élasticité longitudinal :

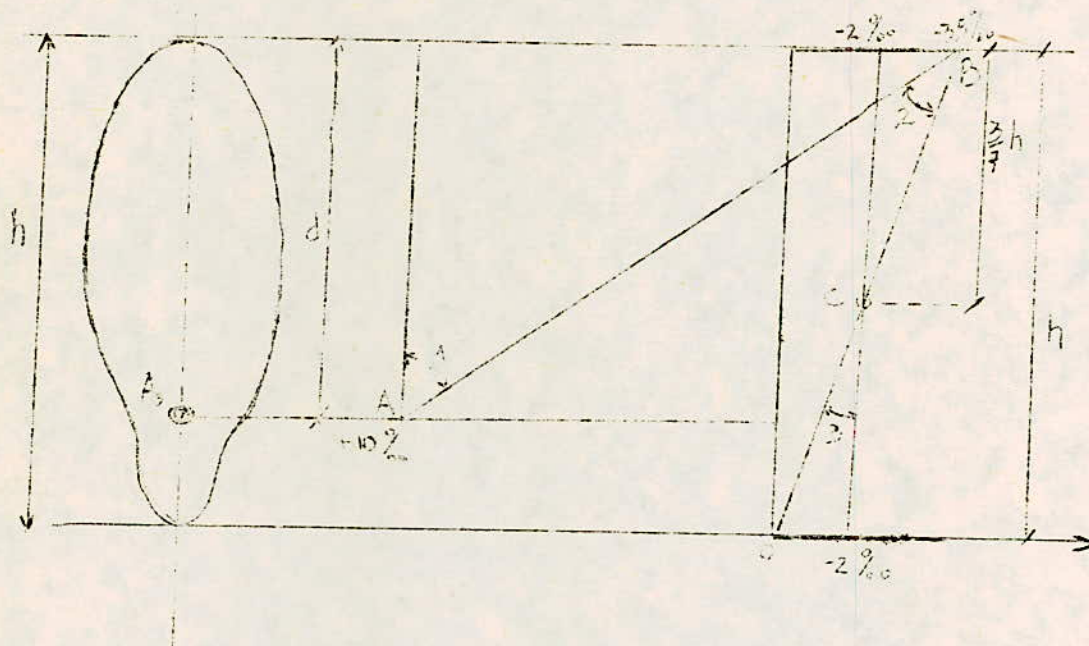
$$E_s = 2.10^6 \text{ bars.}$$

Hypothèses fondamentales

- a) Les sections droites restent planes (hypothèse de Bernoulli)
- b) La résistance du béton fendu est négligée.
- c) L'armature subit la même déformation linéaire que la gaine du béton qui l'entoure.
- d) Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limitée à :
  - 3,5 ‰ en flexion (ou composée, tant que la section n'est pas entièrement comprimée).
  - 2,0 ‰ en compression simple.
- e) L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰ .
- f) Les diverses positions que peut prendre le diagramme des déformations de la section obéissent à la règle des trois pivots.

Règle des trois pivots

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure ci-après :



$d$  : hauteur utile  
 $h$  : hauteur totale  
 $y$  : hauteur (variable) de l'axe neutre

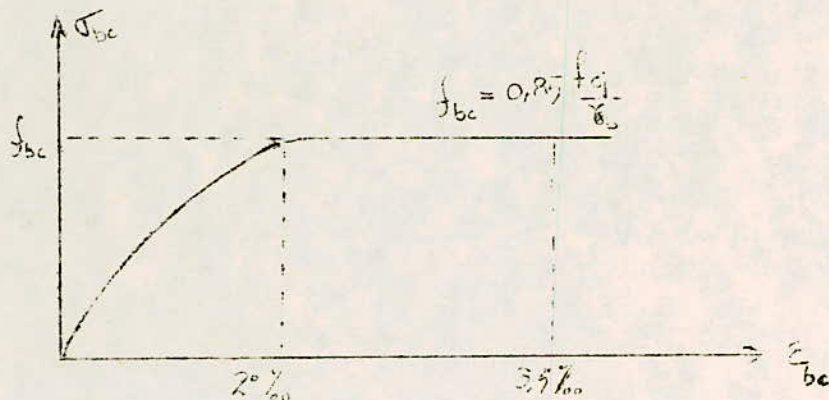
- Dans le domaine (1), le diagramme passe par le pivot A qui correspond à l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue. La section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

- Dans le domaine (2), le diagramme passe par le pivot B qui correspond au raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée. La section est soumise à la flexion simple ou composée.

- Dans le domaine (3), le diagramme passe par le pivot C qui correspond au raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale à  $\frac{3}{7}h$  la section est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

#### Diagrammes de calcul du béton

Diagramme parabole rectangle : ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier d'ordonnée égale  $0,85 \frac{f_{ct}}{\delta_b}$  avec  $\delta_b = 1,5$  dans le cas général et  $\delta_b = 1,15$  dans le cas des combinaisons accidentelles (BAEL 80 Art A 4.3, 41)



ou :

$$\sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} 10^3 \epsilon_{bc} (4 - 10^3 \epsilon_{bc}) \quad \text{si } \epsilon_{bc} \leq 2 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_{bc} = f_{bc} \quad \text{si } 2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$$

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de  $\sigma_{bc}$  obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées est plus forte que la valeur sous charges de longue durée.

### Diagramme rectangulaire

Dans les domaines (1) et (2), on peut substituer au diagramme parabole - rectangle un diagramme rectangulaire défini comme suit :

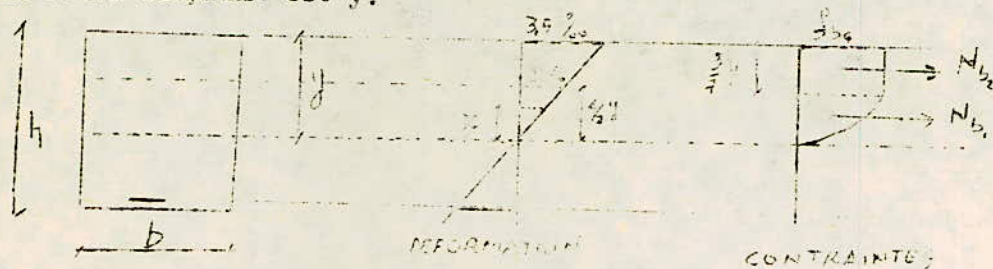
- sur une distance  $0,2 y$  à partir de l'axe neutre (axe des déformations nulles), la contrainte est nulle.

- sur une distance  $0,8 y$  restante, la contrainte vaut

$$f_{bc} = 0,85 \frac{f_{cj}}{\sigma_b}$$

Pour avoir une idée du choix de "0,8" on prendra un exemple simple pour le calcul.

soit une section rectangulaire de largeur  $b$ , de hauteur totale  $h$  la hauteur du béton comprimé est  $y$ .



On calcule l'effort normal résistant du béton

$$N_{bI} = \int_0^{4/7 y} \sigma_{bc} b dx = \int_0^{4/7 y} 0,25 f_{bc} 10^3 \left( 4 - 10^3 \frac{\epsilon_{bc}}{10^{-3}} \right) b dx$$

avec  $\epsilon_{bc} = \frac{7x}{2y} 10^{-3}$

après intégration on aura :

$$N_{bI} = \frac{8}{21} f_{bc} b y$$

$$N_{b2} = \frac{3}{7} f_{bc} b y$$

d'où l'effort résistant du béton est :

$$N_b = N_{bI} + N_{b2} = 0,81 f_{bc} b y$$



Cela revient au même si l'on considère un diagramme rectangulaire mais la zone comprimée sera 0,81 y.

### PIECES SOUMISES A LA FLEXION SIMPLE OU COMPOSEE

On exposera simplement la méthode de calcul pour :

- une section en soumise à la flexion simple
- une section rectangulaire soumise à la flexion simple et composée avec un effort normal de compression compté positif.

Dans ce paragraphe on donnera des formules sans démonstration.

#### Equations de compatibilité

On pose  $\alpha = y/d$  ;  $\alpha_h = y/h$  ;  $\delta' = c'/d$  ;  $\delta'_h = c'/h$

en considérant les triangles semblables on aura :

- pour le pivot A (domaine 1)

$$\epsilon_{bc} \leq 3,5\% \quad ; \quad \epsilon_s = 10\% \quad \text{avec} \quad \epsilon_{bc} = \alpha / (1 - \alpha) \cdot 10\%$$

- pour le pivot B (domaine 2)

$$\epsilon_{bc} = 3,5\% \quad ; \quad \epsilon_s \leq 10\% \quad \text{avec} \quad \epsilon_s = 1 - \alpha/d \cdot 3,5\%$$

- pour le pivot C (domaine 3)

$$\frac{\epsilon_{bc1}}{\alpha_h} = \frac{\epsilon_{bc2}}{\alpha_h - 1} = \frac{\epsilon_{sc1}}{\alpha_h - 1 + \delta'_h} = \frac{\epsilon_{sc2}}{\alpha_h - 1 + \delta'_h} = \frac{2 \cdot 10^{-3}}{\alpha_h - 3/7}$$

#### Moments repères

On pourra aussi déterminer le pivot (ou domaine) en connaissant  $M_{AB}$ ,  $M_{BC}$  évalués par rapport au centre de gravité de l'armature la plus tendue (ou la moins comprimée), correspondant aux positions frontières AB et BC du diagramme des déformations.

- si  $M_{UA} \leq M_{AB}$  pivot A
- si  $M_{AB} < M_{UA} < M_{BC}$  pivot B
- si  $M_U \geq M_{BC}$  pivot C

Pour traiter la flexion composée il est nécessaire de définir deux moments repères supplémentaires  $M_{AO'}$  et  $M_{BD}$  correspondant aux positions AO' et BD du diagramme des déformations (figure 1).

## FLEXION SIMPLE

### Section rectangulaire

On appellera le moment réduit qui sera égal à :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} \quad ( 1 )$$

$M_b$  : moment équilibré par le béton, calculé au niveau de l'armature tendue. Diagramme rectangulaire donne :

$$M_b = 0,8 \alpha (1 - 0,4\alpha) bd^2 f_{bc} = b bd^2 f_{bc} \quad ( 2 )$$

on obtient :

$$\mu_b = 0,8 \alpha (1 - 0,4\alpha) \quad ( 3 )$$

On peut connaître certaines valeurs de  $\mu$  et  $\alpha$

le moment repère est  $M_{AB} \Rightarrow \mu = 0,186$  et  $\alpha = 0,259$

le moment repère est  $M_{BC} \Rightarrow \mu = 0,48$  et  $\alpha = 1$

MR : moment résistant du béton, calculé au niveau de l'armature tendue

lorsque  $\epsilon_s = \epsilon_e$  avec  $\epsilon_e = \frac{f_e}{s E_s} \quad ( 4 )$

on sera dans le domaine 2

d'où on aura  $\alpha_k = \frac{\epsilon_{bc}}{\epsilon_{bc} + \epsilon_e} = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_e} \quad ( 5 )$

en appliquant la formule (3) on aura  $\mu_R$  en substituant  $b$  par  $R$  dans la formule (2) on aura  $M_R$ .

### Calcul de la section des armatures

$M$  : moment appliqué à la section

D'après la formule (1) on tire

Deux cas peuvent se présenter.

1<sup>er</sup> cas  $\mu \leq \mu_R$

Dans ce cas l'armature comprimée n'est pas nécessaire

et que  $\sigma_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s}$  ( $\epsilon_e < \epsilon_s < 10\%$ ) (pour une bonne utilisation de l'armature)  
d'après la formule (3) on a :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad (6)$$

et le bras de levier Z :

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad (7)$$

d'où on peut déterminer l'effort normal équilibré par le béton

$$N_a = N_b = \frac{M_b}{Z} \quad (8)$$

La section de l'armature tendue est :

$$A = \frac{N_a}{\sigma_s} = \frac{M}{Z\sigma_s} \quad (9)$$

2<sup>ème</sup> cas  $\mu > \mu_R$

L'armature comprimée est nécessaire.

Calcul de la section des armatures

$$\epsilon'_s = \left( \frac{3,5}{1000} + \epsilon_e \right) \frac{d - c'}{d} - \epsilon_e (\nu)$$

$$\epsilon'_s \longrightarrow \sigma'_s$$

d'où on a : A' section de l'armature comprimée

$$A' = \frac{M - M_R}{(d - c')\sigma'_s} \quad (11)$$

La section A de l'armature tendue, donc  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  est :

$$A = \left( \frac{M_R}{Z_R} + \frac{M - M_R}{d - c'} \right) \frac{I}{f_e/\gamma_s} \quad (12)$$

Cette formule est obtenue en écrivant l'équilibre des efforts normaux.

### Section en Te'

Caractéristique de la section

$b_c$  : épaisseur de l'âme

$h_o$  : épaisseur de la table

$b$  : largeur de la table

$d$  : hauteur utile

Cette section est soumise à un moment fléchissant  $M$   
soit  $M_t$  le moment équilibré par la table de compression supposée entièrement comprimée, calculé par rapport aux aciers tendus.

$$M_t = b h_o f_{bc} \left( d - \frac{h_o}{2} \right) \quad (13)$$

si  $M_t \geq M \Rightarrow 0,8 \alpha d \leq h_o$

$$\alpha \leq 1,25 \frac{h_o}{d} \quad (14)$$

On revient au calcul d'une section rectangulaire de largeur  $b$ .

Si  $M_t = M$

on suppose à priori, que la section ne comporte pas d'armature comprimée ;  
la table est entièrement comprimée et l'axe neutre est situé dans la nervure.

Le débord de table équilibre un moment :

$$M_d = \frac{b - b_o}{b} M_t \quad (15)$$

### FLEXION COMPOSEE

#### Section rectangulaire

On exposera simplement la méthode de calcul pour une section partiellement comprimée.

#### Section partiellement comprimée

Le calcul de résistance des matériaux donne des efforts par rapport au centre de gravité du béton seul.

$$\text{Soit } M = M_G * N \left( \frac{d - c}{2} \right) \quad (17)$$

La section est partiellement comprimée si on a l'inégalité suivante :

$$(d - c') N - M \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \quad (18)$$

### Calcul de la section des armatures

Le calcul sera identique au calcul en flexion simple avec  $M$  donné par la formule (17), et en faisant l'équilibre des efforts normaux, on fait intervenir l'effort normal extérieur qui était nul dans le cas de la flexion simple.

L'âme de la poutre doit donc équilibrer le moment  $M - M_d$ , on est ainsi ramené au cas d'une section rectangulaire de largeur  $b_0$  et de hauteur utile  $b_0$  soumise au moment  $M - M_d$ .

La section de l'armature tendue est :

$$A = A_1 + \frac{M_d}{\left(d - \frac{h_0}{2}\right) \sigma_s} \quad (16)$$

A - ACROTÈRE

Caractéristiques géométriques

L'acrotère a une épaisseur de 15 cm = e et une hauteur h = 50 cm.

Pour le calcul on assimilera l'acrotère à une console encadrée au niveau du plancher terrasse soumise à une charge horizontale.

$$Q = 100 \text{ kg/ml} \quad \text{due à la main courante}$$

et à son poids propre :

$$G = 0,5 \cdot 0,15 \cdot 1,5 + 0,1 \cdot 0,1 \cdot 2,5 = 212 \text{ kg/ml}$$

Calcul des efforts

La section dangereuse se trouve au niveau du plancher.

Les efforts pour une bande de 1 m à l'état ultime de résistance sont :

$$N = 1,35 \cdot 212 = 287 \text{ kg}$$

$$M_g = 1,5 \cdot 100 \cdot 0,5 = 75 \text{ kg.m}$$

Calcul du ferrailage

Le moment M, calculé au centre de gravité de l'armature tendue est (formule (17) flexion composée) :

$$M = 75 + 287 \left( \frac{0,13 - 0,02}{2} \right) = 91 \text{ kg.m}$$

par application des formules (1), (2), (7)

$$\mu = \frac{9100}{100 (13)^2 \cdot 142} = 3,79 \cdot 10^{-3} \quad = 4,75 \cdot 10^{-3}$$

$$Z = 12,97 \text{ cm} \quad A = \left( \frac{9100}{12,97} - 287 \right) \frac{1}{4017,4} = 0,103 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_s \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \text{ ml} = 0,23 \frac{6 + 0,06 \cdot 250}{4200} \cdot 100 \cdot 13 = 1,495 \text{ cm}^2$$

(5T8 = 2,513 cm<sup>2</sup>) par m

dans le sens longitudinal, on prévoit une armature minimale fixée par le BAEL 80 (art B53,1)

$$A_{s, \text{min}} \geq 0,0025 B = 0,0025 \times 15 \times 50 = 1,875 \text{ cm}^2$$

### Vérification au séisme

D'après le PS 69 (art 3,33) les acrotères sont capables de résister à une sollicitation horizontale.

$\gamma$  = Coefficient sismique local uniforme

$W$  =  $G + P$  (pour une bande de 1 m)

$$\gamma = 0,20 + 0,10 \alpha = 0,30 \quad (\alpha = 1)$$

$$W = 212,5 + 0 = 212,5 \text{ kg}$$

$$F_h = 212,5 \times 0,3 = 63,75 \text{ kg}$$

on remarque que le calcul sous la surcharge réglementaire est plus défavorable.

### Vérification à la fissuration

On considère la fissuration comme préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries.

$$f_{bc} = 142 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 50 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{5000}{100 \cdot (13)^2 \cdot 142} = 2,08 \cdot 10^{-5} \Rightarrow \alpha = 2,6 \cdot 10^{-3}$$

$$z = 12,98 \text{ cm} \quad \sigma_s = \frac{5000}{12,98 \cdot 2,513} = 153,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\min \begin{cases} 1500 \alpha = 2400 \text{ kg/cm}^2 \\ 2/3 f_c = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \quad \Rightarrow 2400 \text{ kg/cm}^2$$

## B - PLANCHERS

### Prédimensionnement du hourdis

La condition de limitation des flèches (BAEL 80 Art B 68,424)

$$h \geq \frac{l}{22,5} = \frac{400}{22,5} = 18 \quad (l : \text{étant la portée})$$

on adoptera un plancher (20 + 5)

### Charges et surcharges

#### 1 - Plancher terrasse

1 - Gravillons (protection étanchéité)	=	75 kg/m <sup>2</sup>
2 - Etanchéité (multicouches)	=	10 "
3 - Isolation thermique (0,03 X 400)	=	12 "
4 - Barrière de vapeur	=	5 "
5 - Forme de pente	=	200 "
Hourdis 20)	=	325 "
6 - (	=	
Dalle 5)	=	28 "
7 - Plâtre	=	
	G	= 655 kg/m <sup>2</sup>
Surcharge		
Terrasse inaccessible Q	=	100 "

#### 2 - Plancher courant

1 - Carrelage	=	44 kg/m <sup>2</sup>
2 - Mortier de pose	=	20 "
3 - Sable	=	51 "
Hourdis 20)	=	325 "
4 - (	=	
Dalle 5)	=	28 "
5 - Plâtre	=	
		468 kg/m <sup>2</sup>
	Cloisons	75 "
	G	= 543 "
Surcharges d'exploitation Q	=	250 "

### Combinaisons de calcul

$$1,35 G + 1,5 Q$$

$$G + Q$$

L'entraxe des poutrelles est de 65 cm.

En considérant des poutrelles intermédiaires la largeur du plancher revenant à chaque poutrelle est 65 cm.

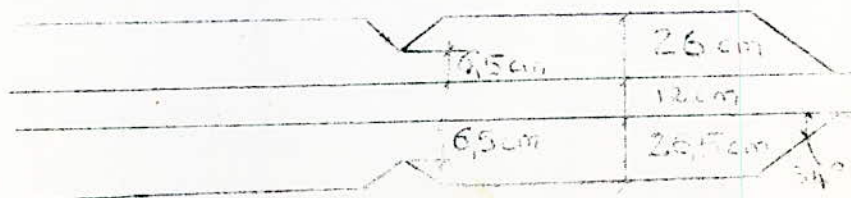
On sait que la poutrelle et la dalle de compression sont coulées ensemble, la poutrelle travaillera comme une section en T<sup>e</sup> dont la largeur de la table est donnée dans le BAEL 80 (art A 41,3)

$$b_1 \leq 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 37 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 35,33 \text{ cm}$$

De ces conditions on tire  $b = 2 \cdot 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$ .



Chargé 2/3 = 34°



### Méthode forfaitaire

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier certaines conditions (art B.6.2,210)

$$\frac{\ln}{\ln-1} = \frac{3,7}{3,7} = 1 \quad \text{et} \quad \frac{\ln}{\ln-1} = \frac{\ln-1}{\ln} < 1,25$$

La fissuration est considérée comme non préjudiciable

#### Plancher terrasse

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2 < 500 \text{ kg/m}^2 < 2G = 1310 \text{ kg/m}^2$$

#### Plancher courant

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2 < 500 \text{ kg/m}^2 < 2G = 1310 \text{ kg/m}^2$$

### CALCUL DES EFFORTS

#### Moments fléchissants

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0$$

$$\text{avec } \alpha = \frac{Q}{G + Q} \geq 1/6$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

Cas d'une poutre dont le nombre de travées est supérieur à trois

$$M_a \geq 0,5 M_0 \quad \text{appuis voisins des appuis de rive}$$

$$M_a \geq 0,4 M_0 \quad \text{appuis intermédiaires.}$$

#### Calcul des efforts

Pour l'appui voisin de l'appui de rive on a :

$$M_a = 0,6 M_0$$

Moment en travée de rive

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \\ M_t \geq (0,7 + 0,3\alpha) M_0 \end{array} \right.$$

$$T = \frac{ql}{2} + \left| \frac{M_w - M_e}{l} \right|$$

.../...

Deuxième travée

$$M_a = 0,5 M_0$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq (0,5 + 0,3\alpha) M_0$$

$$T = \frac{q.l}{2} + \frac{M_w - M_t}{1}$$

TEFRASSE

q = 1,35 G + 1,5 Q = 0,672 t/ml						q = G + Q = 0,491 t/ml				
	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
1-2	0,75M <sub>0</sub>	0	0,6 M <sub>0</sub>			0,75 M <sub>0</sub>	0	0,6 M <sub>0</sub>		
	0,862	0	0,69	1,056	1,43	0,63	0	0,504	0,771	1,044
2-3	0,55M <sub>0</sub>	0,5 M <sub>0</sub>	0,5 M <sub>0</sub>			0,55 M <sub>0</sub>	0,5 M <sub>0</sub>	0,5 M <sub>0</sub>		
	0,632	0,575	0,575	1,243	1,243	0,462	0,42	0,42	0,908	0,908
3-4	0,55M <sub>0</sub>	0,5 M <sub>0</sub>	0,5 M <sub>0</sub>			0,55 M <sub>0</sub>	0,5 M <sub>0</sub>	0,5 M <sub>0</sub>		
	0,632	0,575	0,575	1,243	1,243	0,462	0,42	0,42	0,908	0,908
4-5	0,55M <sub>0</sub>	0,5 M <sub>0</sub>	0,5 M <sub>0</sub>			0,55 M <sub>0</sub>	0,5 M <sub>0</sub>	0,5 M <sub>0</sub>		
	0,632	0,575	0,575	1,243	1,243	0,462	0,42	0,42	0,908	0,908
5-6	0,55M <sub>0</sub>	0,5 M <sub>0</sub>	0,5 M <sub>0</sub>			0,55 M <sub>0</sub>	0,5 M <sub>0</sub>			
	0,632	0,575	0,575	1,243	1,243	0,462	0,42	0,42	0,908	0,908
6-7	0,55M <sub>0</sub>	0,5 M <sub>0</sub>	0,5 M <sub>0</sub>			0,55 M <sub>0</sub>	0,5 M <sub>0</sub>			
	0,632	0,575	0,575	1,243	1,243	0,462	0,42	0,42	0,908	0,908
7-8	0,75M <sub>0</sub>	0,6 M <sub>0</sub>	0			0,75 M <sub>0</sub>	0,6 M <sub>0</sub>	0		
	0,862	0,69	0	1,43	1,056	0,63	0,504	0	1,044	0,771

$$\alpha = \frac{Q_B}{G + Q_B} = \frac{100}{100 + 655} = 0,132$$

$$M_0 = \frac{q.l^2}{8} = 1,71 q \quad M_t = (0,7 + 0,3 \cdot 0,132) M_0$$

(rive) 1ère travée M<sub>t</sub> = 0,75 M<sub>0</sub>

(int) 2ème travée M<sub>t</sub> = 0,55 M<sub>0</sub>

ETAGE COURANT

$q = 1,35 G + 1,5 Q_B = 0,72 \text{ t/ml}$						$q = G + G_B = 0,515 \text{ t/ml}$				
	$M_t$	$M_w$	$M_e$	$T_w$	$T_e$	$M_t$	$M_w$	$M_e$	$T_w$	$T_e$
1-2	$0,8 M_0$ 0,985	0	$0,6 M_0$ 0,74							
				1,132	1,532	0,705	0	0,529	0,81	1,096
2-3	$0,6 M_0$ 0,74	$0,5 M_0$ 0,616	$0,5 M_0$ 0,616							
				1,332	1,332	0,529	0,44	0,44	0,953	0,953
3-4	$0,6 M_0$ 0,74	$0,5 M_0$ 0,616	$0,5 M_0$ 0,616							
				1,332	1,332	0,529	0,44	0,44	0,953	0,953
4-5	$0,6 M_0$ 0,74	$0,5 M_0$ 0,616	$0,5 M_0$ 0,616							
				1,332	1,332	0,529	0,44	0,44	0,953	0,953
5-6	$0,6 M_0$ 0,74	$0,5 M_0$ 0,616	$0,5 M_0$ 0,616							
				1,332	1,332	0,529	0,44	0,44	0,953	0,953
6-7	$0,6 M_0$ 0,74	$0,5 M_0$ 0,616	$0,5 M_0$ 0,616							
				1,332	1,332	0,529	0,44	0,44	0,953	0,953
7-8	$0,8 M_0$ 0,985	$0,6 M_0$ 0,74								
			0,016	1,532	1,132	0,985	0,529	0	1,096	0,81

$$\alpha = \frac{250}{250 + 513} = 0,315$$

Rive :  $M_t = 0,8 M_0$

$M_e = 0,6 M_0$  (voisin du noeud de rive)

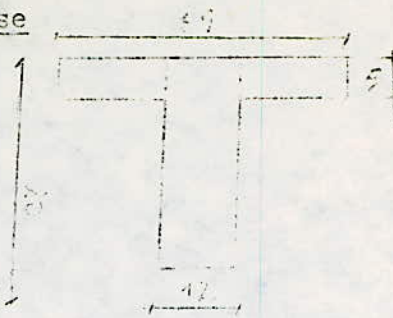
Int. :  $M_t = 0,6 M_0$

$M_e = 0,5 M_0$  (int)

(1)  $M_0 = 1,23 \text{ t.m}$

(2)  $M_0 = 0,881 \text{ t.m}$

## Ferrailage poutrelle terrasse



moment résistant de la table

$$\text{en travée : } M_{t,u} = b h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 65.5 \left( 18 - \frac{5}{2} \right) 142 = 715\,325 \text{ kg.cm}$$

$$M_u = 86\,200 \text{ kg.cm}$$

$$M_{t,u} \quad M_u$$

On considère une section rectangulaire

Le moment réduit est :

$$\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bu}} = \frac{86\,200}{65.18^2 \cdot 142} = 0,0288 = 0,0365$$

$$N = 0,8 \times d \times b \times f_{bu} = 0,8 \cdot 0,0364 \cdot 18 \cdot 65 \cdot 142 = 4851,3 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{N}{f_e} = 1,33 \text{ cm}^2 \text{ on adopte (2T 12 = 2,26 cm}^2)$$

Aux appuis : dans ce cas on prend une section rectangulaire

avec  $b = b_0 = 12 \text{ cm}$

$$M = 0,69 \text{ tm}$$

Le moment réduit est :

$$\mu = \frac{69\,000}{12 \cdot 18^2 \cdot 142} = 0,125 \rightarrow \alpha = 0,167$$

$$N_a = 0,8 \cdot 0,167 \cdot 12 \cdot 18 \cdot 142 = 4108,5 \text{ kg} \quad A_s = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$(1 \text{ T } 12) = 1,13$$

Vérification poutrelle terrasse

Condition de non fragilité

$$A_s \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} b d$$

Etat limite de compression du béton

$$M_u = 0,862 \text{ tm}$$

$$M_{ser} = 0,63 \text{ tm}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0,862}{0,63} = 1,37$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0,37}{2} + 0,25 = 0,43$$

0,43 la vérif.  $\sigma_{bc} < 0,6 f_{c28}$  n'est pas nécessaire

Etat limite d'ouverture des fissures

On considèrera une fissuration peu nuisible

(aucune vérification particulière n'est demandée).

### Effort tranchant

$$\zeta_u = \frac{1430}{12.18} = 6,62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\zeta_u^{\text{max}} \begin{cases} 0,04.250 = 10 \text{ kg/cm}^2 \\ 15 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\zeta_u < 10 \text{ kg/cm}^2$$

Section min. d'armature d'âme

$$S_t \leq \min \begin{cases} 0,9.18 = 16,2 \text{ cm} \\ 40 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{206}{200} = 0,565 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_o S_t} = \frac{0,565 \cdot 2100}{12 \cdot S_t} \geq 4$$

$$S_t \leq 28,25$$

$$S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

- Etat limite des armatures d'âme

$$\frac{A_t}{b_o S_t} \geq \frac{\zeta_u - 5}{0,8 f}$$

$$S_t \leq \frac{0,565 \cdot 0,8 \cdot 2400}{12 \cdot 1,62} = 55,8 \text{ cm}$$

- Appui d'about

$$A_s = \frac{1056 \cdot 1,15}{4 \cdot 200} = 0,289 \text{ cm}^2$$

$$\frac{2 V_u}{b_o a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 1056 \text{ kg}$$

$$\frac{2 V_u}{b_o a} = \frac{2 \cdot 1056}{12 \cdot 16,2} = 10,86$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \cdot 250}{1,5} = 133,33$$

## Ferraillage poutrelle étage

En travée :

$$M_{tu} = bh_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 715.325 \text{ kg cm}$$

$$M_u = 98.500 \text{ kg cm}$$

$$M_{tu} = M_u \quad (\text{section rectangulaire de largeur } b)$$

$$\alpha = \frac{98500}{65.182.142} = 0,0329 \rightarrow \lambda = 0,0419$$

$$N_a = 0,8.0,0419.18.65.142 = 5565,44 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{1,15.5565,44}{4.200} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \lceil (2T12) = 2,26 \text{ cm}^2 \rceil$$

Aux appuis : Section rectangulaire de largeur  $b = b_0 = 12 \text{ cm}$

$$\alpha = \frac{74.000}{12.18^2.142} = 0,134 \rightarrow \lambda = 0,18$$

$$N_a = 4416,8 \text{ kg} \rightarrow A_s = \frac{4416,8 \times 1,15}{4.200} = 1,21 \text{ cm}^2$$

### VERIFICATIONS

Etat limite de compression du béton

Ultime  $M_u = 0,985 \text{ t.m}$

Service  $M_{ser} = 0,705 \text{ t.m}$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,4$$

$$\frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} = 0,2 + 0,25 = 0,45$$

$$\alpha < 0,45$$

$$(\sigma_{bc} < 0,6 f_{cj})$$

Etat limite d'ouverture des fissures  
Fissuration peu nuisible.

Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{1532}{12.18} = 7,09 \text{ kg/cm}^2 < 10 \text{ kg/cm}^2$$

Section min d'armature d'âme

$$S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$A_t = (2\phi 6) = 0,565 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 S_t} = \frac{0,565 \cdot 2400}{12 \cdot S_t} \quad 4$$

$$S_t \leq 28,25 \text{ cm}$$

Etat limite ultime des armatures d'âme

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\bar{\sigma}_u - 5}{0,8 f_e}$$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} = \frac{0,565}{12 \cdot 15} = 3,14 \cdot 10^{-3}$$

$$\frac{\bar{\sigma}_u - 5}{0,8 \cdot 2400} = \frac{2,09}{0,8 \cdot 2400} = 1,08 \cdot 10^{-3}$$

Appui d'about

$$A_s = \frac{1132 \cdot 1,15}{4200} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$\frac{2 V_u}{b_0 a} = \frac{2 \cdot 1132}{12 \cdot 0,918} = 11,64 \text{ kg/cm}^2 < 133,33$$

## CALCUL DES DALLES

À niveau II, on a adopté pour le plancher des archives des dalles pleines d'épaisseur 20cm.

Pour le calcul de ces dalles, on procédera par une méthode approchée prescrite dans le règlement B.A.E.L 80 (A.8.2.3)

Si  $\frac{l_x}{l_y} > 2,5$  ou  $\frac{l_x}{l_y} < 0,4$   
soient  $l_x$ ,  $l_y$ , les dimensions, mesurées entre nœuds appuis d'un panneau.  
( $l_x < l_y$ ) qu'on supposera appuyé sur ses quatre côtés

Si  $0,40 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$  la dalle est calculée en flexion comme une poutre dans le sens de  $l_x$ .

Les mts fléchissants développés au centre du panneau ont pour expression.

$$\text{dans le sens } l_x \quad M_x = \frac{1}{4} P l_x^2$$

$$\text{dans le sens } l_y \quad M_y = \frac{1}{4} M_x$$

Les valeurs des coefficients  $\alpha_x$ ,  $\alpha_y$  sont données en fonction du rapport  $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$  par un tableau dans l'A3 du B.A.E.L

Pour revenir au cas réel des liaisons des côtés des panneaux, on réduira les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation de 15% à 25% selon les conditions d'encastrement. De même les moments d'encastrement sur les grands côtés sont évalués aux moins à 40% et 50% des moments fléchissants maximaux évalués dans l'hypothèse de l'articulation.

On vérifiera pour les valeurs des moments adoptés l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$$

avec :  $M_0$  :  $M_t$  maximal calculé dans l'hypothèse de l'articulation.

$M_w, M_e$  : les valeurs absolues prises en compte sur les moments, sur appuis (de gauche et de droite)

$M_t$  : moment maximal considéré en travée

## FERRAILLAGE

$$G = 718 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 1000 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 1,35 G + 1,5 Q = 2469,3 \text{ kg/m}^2$$



PANNEAUX DU NIVEAU II

$l_x = 4m \quad l_y = 4m$

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{4} = 1 \rightarrow$  tableau (A.F.3)  $\mu_x = 0,044$   
 $\mu_y = 1$

On prendra  $\gamma = 0,20$  pas de fissuration de béton

d'où :

$M_x = \mu_x PLx^2 = 0,044 \cdot 2469,3 \cdot 16 \cdot 1 = 1738,41 \text{ kg.m}$

$M_y = \mu_y M_x = 1 \cdot 1738,41 = 1738,41 \text{ kg.m}$

D'après l'exposé théorique : (A.8.2.32)

dans le sens  $L_x$  :

$M_t = 0,85 \cdot M_r = 0,85 \cdot 1738,41 = 1478 \text{ kg.m}$

$M_a = 0,5 M_t = 739 \text{ kg.m}$

dans le sens  $l_y$  :

$M_t = 0,85 \cdot M_r = 1478 \text{ kg.m}$

$M_a = 0,5 M_t = 739 \text{ kg.m}$

on calculera la section d'acier dans le sens  $P_x$  et on prendra la même section d'acier dans le sens  $l_y$  (tant donné qu'on a les memes efforts dans les deux sens.

	$M_{\text{kgm}}$	$\mu$	$\alpha$	$z \text{ m}$	$A \text{ cm}^2$	$A$ adoptée	$A_{\text{min}}$
fer. en travée	I418	0,026	0,033	17,76	2,07	5 T 8	I,6
fer. appuis	739	0,013	0,016	17,88	1,03	4 T 6	I,6

VERIFICATION

$M_t + M_r + \frac{M_a}{2} = 1478 + 739 + \frac{739}{2} = 2217 \quad 1,25 M_r = 2173,01$

Donc la réduction faite que les moments sont acceptables.

JUSTIFICATION

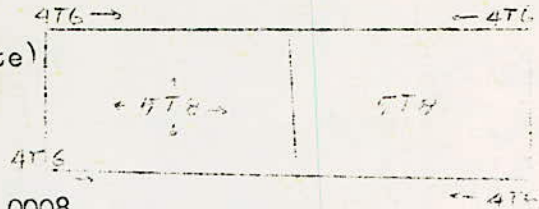
condition de non fragilité et pourcentage minimum (A.8.2.41)

$P_x > P_o \cdot 3 - \frac{l_x}{l_y} \quad \text{et} \quad P_y > P_o$   
 $\frac{2}{2}$

$P_0 = 0,0008$  (pour des barres à haute adhérence)

d'où :

$$P_x \geq 0,0008 \cdot \frac{3 \cdot 1}{2} = 0,0008$$



la section d'acier minimum est :

$$A_{min} = 0,0008 \cdot h \cdot b = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ c'est bien vérifié}$$

### VERIFICATION A L'ETAT LIMITE DE DEFORMATION

Dans ce cas l'article A.4.6 et B.6.5 relatif aux poutres sont applicable toutefois dans le cas des dalles rectangulaires appuyées sur leurs quatre cotés, on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisés :

1°)  $\frac{h}{l_x} > \frac{M_t}{20 M_x}$  avec  $M_t \geq 0,85 M_x$

2°)  $\rho = \frac{A}{b \cdot d} < \frac{20}{f_c}$

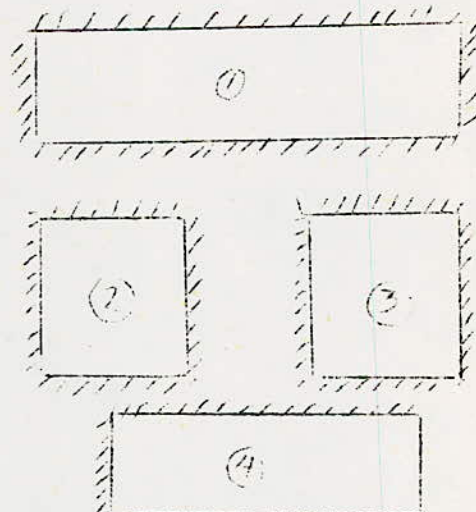
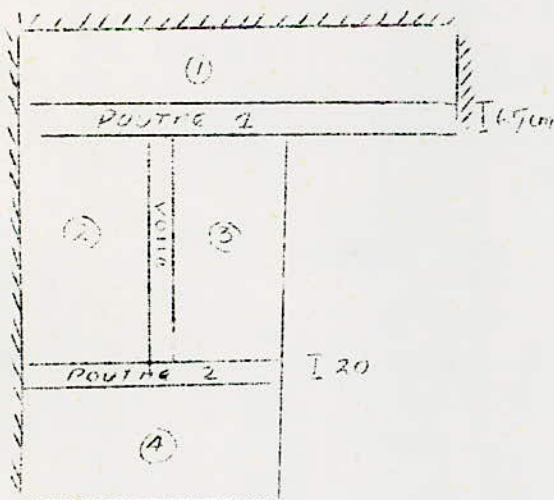
1°)  $\frac{h}{l_x} = \frac{20}{400} = 0,05 > \frac{1478}{20 \cdot 1738,41} = 0,0425 \rightarrow \text{c'est bien vérifié}$

2°)  $\frac{3,14}{100 \cdot 18} = 1,74 \cdot 10^{-3} < \frac{20}{4200} = 4,76 \cdot 10^{-3} \rightarrow \text{c'est bien vérifié}$

### CALCUL DE LA DALLE SITUEE AU-DESSUS DE L'ESCALIER (Niveau terrasse).

Pour simplifier le problème on a incorporé deux poutres noyées.

- la poutre 1, appuyée sur la console et la poutre principale
- la poutre 2 appuyée sur la poutre principale et sur le voile, l'autre travée travaille en console (voir figure ci-après).



## CALCUL DES EFFORTS

Après la détermination du schéma de calcul on utilise les tables du calcul des dalles (R. BARES).

$$\lambda = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,30}{3,70} = 0,35 \quad \text{Les tables de Barès ne donne pas}$$

des valeurs inférieures à  $\lambda = 0,5$  donc on utilisera la méthode approchée BAEI 80 art 8.2.3).

dalle	$l_x$	$l_y$	$= \frac{l_x}{l_y}$	+	-	$M_x^+$	$M_x^-$	+	-	$M_y^+$	$M_y^-$
				x	x			y	y		
I	1,3	3,7	0,35	0,8	-0,5	214,7	-134,2	/	/	/	/
2	1,2	2,5	0,48	0,08	-0,04	152,4	-74,1	.002	-.014	19,06	-113
3	2,5	1,2	2,08	.025	-.065	200,1	-518,7	.243	-.2	444,6	-374
4	1,2	2,6	0,46	.006	-.443	10,43	-810,5	.01	-.042	88,03	-364

le calcul va s'effectuer pour une bande de 1m sur  $x$  et  $y$

$$q = 830 \times 1 \times 1,35 + 1,5 \cdot 100 \times 1 = 1270,5 \text{ kg/ml}$$

$$M_x = P_x q l_x^2$$

$$M_y = P_y q l_y^2$$

CALCUL DU FERRAILLAGE.

Dalle	Axe	M (kgm)	$\mu$	$\lambda$	z <sub>cm</sub>	$\epsilon_s$	$J_s$	A <sub>cm<sup>2</sup></sub>
1	X	214,71	.0052	.0065	16,95	10	3652,4	0,35
		-134,2	.0033	.004	16,97	"	"	0,216
	Y	/	/	/	/	/	/	/
		/	/	/	/	/	/	/
2	X	152,4	.0037	.0046	16,96	10	3652,4	0,246
		-74,1	.0018	.0022	16,98	"	"	0,12
	Y	19,06	.00046	.00058	16,99	"	"	0,03
		-113,55	.0027	.0034	16,97	"	"	0,18
3	X	200,1	.0049	.0061	16,96	"	"	0,32
		-518,7	.006	.0,159	16,89	"	"	0,84
	Y	444,57	.01	.0136	16,9	"	"	0,72
		-373,8	.0091	.0114	16,92	"	"	0,6
4	X	10,43	.00025	.00032	16,99	"	"	0,02
		-810,5	.0197	.025	16,83	"	"	1,32
	Y	88,03	.0021	.0027	16,98	"	"	0,14
		-364,15	.009	.011	16,92	"	"	0,59

Le ferrailage adopté est le suivant :

- Sur l'axe X 4 T 10 par m
- Sur l'axe Y 4 T 10 par m

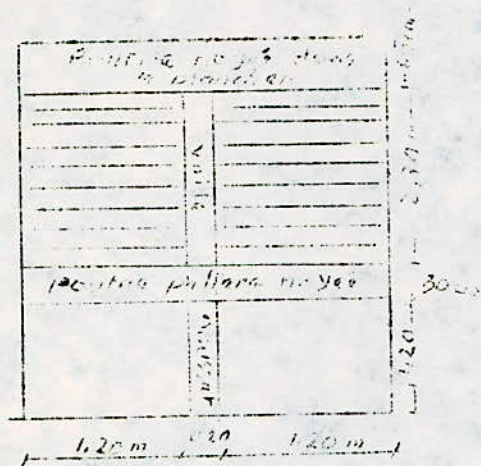
L'armature négative

- Sur X 5 T 10 par m
- Sur Y 5 T 10 par m

## C ESCALIER

L'escalier, que l'on se propose d'étudier est un escalier à paillasses adjacentes constitué de deux poutres dalles inclinées (paillasse) et d'un palier intermédiaire situé à mi-étage.

A première vue c'est uniquement le voile qui supporte tout l'escalier donc ce dernier risque de périr en cas d'un séisme dans le sens longitudinal ou de flamber. Pour éviter cela on a prévu au niveau du plancher une poutre novée et une autre poutre et un gousset au niveau du palier intermédiaire (voir figure ci-après)



$$h = 17 \text{ cm}$$

- hauteur de la marche

$$r = 30 - \text{cm}$$

H = 1.53m - hauteur entre deux paliers consécutif.

$$= 20.53^\circ \text{ Angle d'inclinaison}$$

### PREDIMENSIONNEMENT

$$e_p \geq \frac{1}{20} + 7 = \frac{120}{20} + 7 = 13 \text{ cm}$$

$$e_p \geq \frac{1}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

pour la paillasse  $e_p = 15 \text{ cm}$  pour le palier  $e = 20 \text{ cm}$

### DESCENTE DE CHARGE

a) PAILLASSE :

#### CHARGES PERMANENTES

$$- \text{ dalle : } 0.15 \cdot 2500 \cdot 1 = \dots\dots\dots 431 \text{ kg/m}^2$$

$$- \text{ marches : } 2200 \times 0,17/2 = \dots\dots\dots 187 \text{ "}$$

$$- \text{ carrelage en } (2 \text{ m}) : 22 \times 2 = \dots\dots\dots 44 \text{ "}$$

crés cerant

$$- \text{ mortier } (2 \text{ m}) : 20 \times 2 = \dots\dots\dots 40 \text{ "}$$

$$- \text{ enduit ciment } (1 \text{ m}) : 22 \times 1 = \dots\dots\dots 22 \text{ "}$$

$$G = 724 \text{ kg/m}^2$$

Surcharges :  $400 \text{ kg/m}^2$  -----  $Q_B = 400 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{aligned} \text{D'où } q &= 1,35 G + 1,5Q = \\ &= 1,35 \cdot 724 + 1,5 \cdot 400 = 1577,4 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Le calcul des efforts sera fait pour une bande de un mètre de largeur.

$$\text{d'où : } q = 1577,4 \cdot 1 = 1577,4 \text{ kg/ml}$$

#### b) PALIER

##### CHARGES PERMANENTES :

- Dalle :	$2500 \cdot 0,2 =$	.....	$500 \text{ kg/m}^2$
- Mortier :	$20 \cdot 2 =$	.....	$40 \text{ kg/m}^2$
- Carrelage :	$22 \cdot 2 =$	.....	$44 \text{ "}$
- Enduit ciment :	$22 \cdot 1 =$	.....	$22 \text{ "}$
			$G = 606 \text{ kg/m}^2$

Surcharges :  $400 \text{ kg/m}^2$  .....  $Q = 404 \text{ "}$

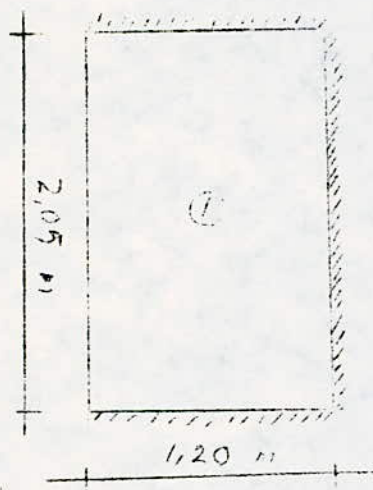
$$\text{d'où } q = 1,35 G + 1,5 Q = \boxed{1418,1 \text{ kg/ml}}$$

Les volées sont identiques. Le calcul se fera pour une seule volée.

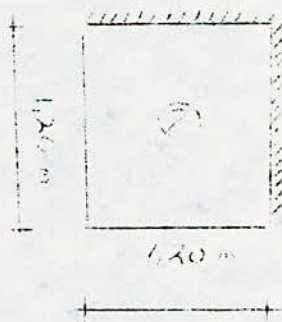
La paillasse va se calculer comme une dalle ainsi que le palier.

#### SCHEMA DE CALCUL

##### PAILLASSE



##### PALIER



DETERMINATION DES EFFORTS

MOMENT DE FLEXION

$$M_x = E_x \alpha l_x^2$$

$$M_y = E_y \alpha l_y^2$$

dalle	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	$\gamma = \frac{l_x}{l_y}$	$f_x$	$f_y$	$M_x^+$	$M_x^-$	$f_y^+$	$f_y^-$	$M_y^+$	$M_y^-$
1	2,05	1,20	1,71	0,0077	0,004	202,38	-479,87	0,0219	0,0813	54,85	-198,3
2	1,20	1,20	1	0,0014	0,001	66,16	-601	0,0324	0,2049	66,16	-601

EFFORT TRANCHANT

dalle 1  $T_x = 0,5892 \alpha l_x = 1005,3 \text{ kg}$

$T_y = 0,75875 \alpha l_y = 1436,22 \text{ kg}$

dalle 2

$T_x = T_y = 1,1828 \alpha l_x = 1,1828 \alpha l_y = 2012,79 \text{ kg}$

CALCUL DU FERRAILLAGE

dalle	Axe	$M_{(kg.cm)}$	$M_k$	$\alpha$	$\gamma$	$Z_{(cm)}$	$E_s$	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$A$ (cm <sup>2</sup> )
1	x	202,38	0,375	0,0009	0,012	11,74	10	3692,4	0,46
		-479,87	"	0,027	0,03	11,86	10	"	1,1
	y	54,85	"	0,0027	0,0035	11,98	"	"	0,12
		-198,3	"	0,0097	0,012	11,99	"	"	0,45
2	x	66,16	"	0,0016	0,002	16,94	"	"	0,1
		-601	"	0,0146	0,018	16,87	"	"	0,97
	y	66,16	"	0,0016	0,002	16,94	"	"	0,1
		-601	"	0,0146	0,018	16,87	"	"	0,97

Un escalier doit résister beaucoup plus que les autres éléments de la construction (incendie, séisme...) donc même si l'armature calculée est faible on prévoit une armature en doubles nappes et dans les deux directions.

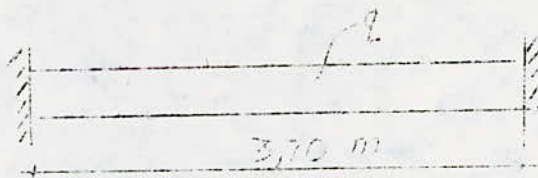
$A = (5 T10) = 3,925 \text{ cm}^2$  par m et par nappe.

CALCUL DE LA POUTRE SUPPORTANT L'ESCALIER AU NIVEAU DU PLANCHER COURANT.

DIMENSIONS DE LA POUTRE.

$b = 65 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm}$

SCHEMA DE CALCUL



$q = T + 1,35 G = 2344,05 \text{ kg/ml}$

CALCUL DES EFFORTS

On applique la méthode forfaitaire

$M_t = 0,8 M_0 = 3209 \text{ kg.m}$

$M_a = -0,5 M_0 = 2005,63 \text{ kg.m}$

$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 4011,25 \text{ kg.m}$

EFFORT TRANCHANT

$T = 4336,5 \text{ kg}$

CALCUL DU FERRAILLAGE

$\mu_R = 0,375$

En travée

$\mu = 0,12 \rightarrow x = 0,16 \rightarrow Z = 15,9 \text{ cm} \rightarrow A = 5,52 \text{ cm}^2$

aux appuis

$\mu = 0,075 \rightarrow x = 0,078 \rightarrow Z = 16,33 \text{ cm} \rightarrow A = 3,36 \text{ cm}^2$

FERRAILLAGE ADOPTE

en travée (4 T 14) = 6,16 cm<sup>2</sup>

aux appuis (4 T 10) = 3,14 cm<sup>2</sup>

ARMATURE TRANSVERSALE

$A_t (4\phi 8) = 2 \text{ cm}^2$

$S_t = 15 \text{ cm}$





## CALCUL DE LA POUTRE PALIERE

### DIMENSIONS DE LA POUTRE

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm}$$

### SCHEMA DE CALCUL



$$q = 4120,59 \text{ kg/ml}$$

### CALCUL DES EFFORTS

Moment flechissant :

$$M = 2966,82 \text{ kg.m}$$

Effort tranchant :

$$T = 4044,7 \text{ kg}$$

### CALCUL DU FERRAILLAGE

$$R = 0,375$$

$$= 0,24 \quad = 0,35 \quad Z = 14,62 \text{ cm}$$

$$s = 6,5\% \quad s = 3800 \text{ kg/cm}^2 \quad A = 5,34 \text{ cm}^2$$

après vérification on adoptera

$$(3 \text{ T } 16) = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$(3 \text{ T } 10) = 2,35 \text{ cm}^2 \quad (\text{montage})$$

$$A_t = (4 \text{ } \emptyset 8) = 2,01 \text{ cm}^2$$

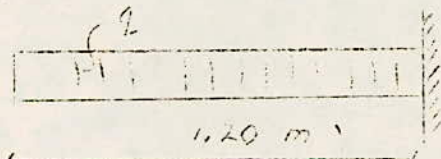
$$S_t = 20 \text{ cm}$$

### CALCUL DU GOUSSET

Dimensions de gousset

$$b = 20 \text{ cm} \quad h = 30 \text{ cm}$$

### SCHEMA DU CALCUL



$$q = 4228,08 \text{ kg/ml}$$

## CALCUL DES EFFORTS

Moment de flexion

$$M = 3044,22 \text{ kg.m}$$

EFFORT Effort tranchant

$$T = 5073,7 \text{ kg}$$

## CALCUL DU FERRAILLAGE

$$\mu R = 0,375$$

$$\mu = 0,147 \rightarrow \alpha = 0,2 \rightarrow Z = 24,84 \text{ cm} \rightarrow A = 3,35 \text{ cm}^2$$

après vérification : on adoptera

$$(4 \text{ T } 12) = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$(2 \text{ T } 12) = 2,26 \text{ cm}^2 \quad (\text{montage})$$

Armature transversale

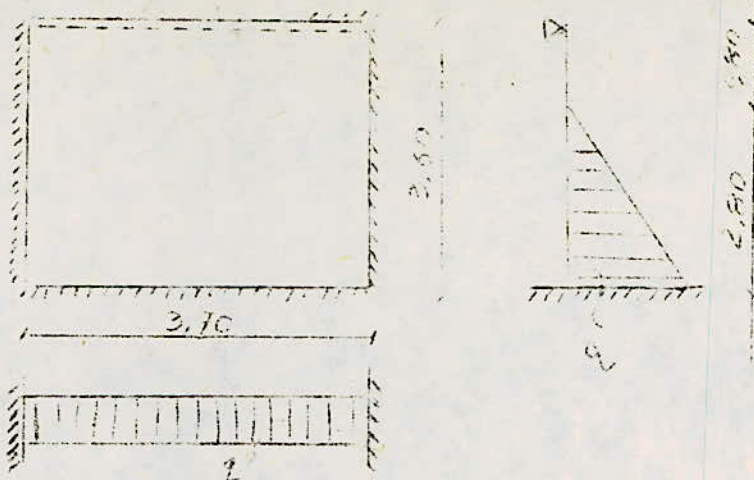
$$A_t = 2 \phi 8 = 1 \text{ cm}^2$$

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

## D - MUR DE SOUS SOL

Le calcul de ce mur se fait comme celui d'une dalle avec un chargement triangulaire dû à la poussée des terres.

### SCHEMA DE CALCUL.



### CARACTERISTIQUES DU SOL

$C = 0$  Cohesion (sol pulverulent)

$\phi = 30$  Angle de frottement interne

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$

En connaissant ces caractéristiques on peut déterminer la poussée des terres.

$\sigma_v$ : Contrainte verticale.

$\sigma_h$ : " horizontale.

$z$ : Profondeur du point considéré.

d'où on a:

$$\sigma_v = \gamma z$$

L'équilibre de poussée donne:

$$\sigma_h = K_a \sigma_v$$

avec

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\alpha}{2} - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1}{3}$$

En considérant une bande de 1m du mur et h la profondeur du niveau libre du sol jusqu'à la fondation on aura:

$$q = K_a \gamma h = 1,68 \text{ t/ml}$$

### CALCUL DESEFFORTS

$$l_x = 3,70 \text{ m}$$

$$l_y = 3,60 \text{ m}$$

$$\lambda = l_x / l_y = 1,03$$

### MOMENTS FLECHISSANTS

$$P_x^+ = 0,007 \rightarrow M_x^+ = 161 \text{ kg.m} \quad ; \quad P_x^- = -0,0163 \rightarrow M_x^- = -375 \text{ kg.m}$$

$$P_y^+ = 0,0078 \rightarrow M_y^+ = 170 \text{ kg.m} \quad ; \quad P_y^- = -0,0234 \rightarrow M_y^- = -509,5 \text{ kg.m}$$

### EFFORTS TRANCHANTS

$$T_x = 978 \text{ kg}$$

$$T_y = 1586 \text{ kg}$$

### CALCUL DES ARMATURES.

En négligeant l'effort normal dû au poids propre du mur et variable en fonction de sa hauteur .

Le calcul des armatures se fera en flexion simple ( voir chap. calcul aux états-limites )

Axe	M <sub>kg.m</sub>	M <sub>a</sub>	M	α	Z cm	ε <sub>s</sub>	σ <sub>kg/cm<sup>2</sup></sub>	A cm <sup>2</sup>
X	161	0,375	0,0039	0,0049	16,96	10	3652,4	0,26
	-375	"	0,0091	0,0110	16,92	"	"	0,607
Y	170	"	0,0041	0,0052	16,96	"	"	0,27
	-509,5	"	0,012	0,0156	16,89	"	"	0,82

Le ferrailage calculé étant faible pour la bonne construction on adoptera ( 4 T 10 ) pour chaque direction et nappe.

## CHAPITRE III

### A - EFFETS CAUSES PAR LE SEISME

Le seisme, de par ses secousses engendre dans les constructions des accélérations particulières pouvant atteindre parfois l'ordre de grandeur de la gravité (9,81 m/s<sup>2</sup>).

Il en résulte des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques, ainsi donc on peut concevoir deux composantes : l'une horizontale et l'autre verticale.

On admet que l'accélération horizontale du mouvement sismique s'adresse à la masse même des constructions. Dans le cas de constructions comportant des planchers, on suppose que les forces horizontales s'appliquent au niveau de chaque plancher.

Comme notre bâtiment est contreventé par un système mixte on admettra que le seisme sera repris dans le sens longitudinal par le système portique par contre dans le sens transversal il sera repris complètement par les voiles.

### CALCUL SISMIQUE

La vérification de stabilité d'un bâtiment vis à vis de l'action sismique se fait en substituant aux effets dynamiques réels, les sollicitations statiques résultant de la considération de systèmes de forces fictives dont les effets sont censés équivaloir à ceux de l'action sismique. Les systèmes équivalents résultent de la combinaison :

- d'un système de forces élémentaires horizontales  $S_{IV}$
- d'un système de forces élémentaires verticales  $S_{IV}$
- d'un système de couples de torsion d'ensemble d'axe vertical  $S_T$

### Coefficient sismiques dans les directions horizontales

L'intensité de la force horizontale agissante sur un élément de construction donné dans la direction Ox est :

$F_x = \sigma_x \cdot W$   
W : étant le poids des charges et surcharges sur l'élément soumis à l'action sismiques.

$\sigma_x$  : est un coefficient défini comme produit de quatre coefficients.

$\alpha$  = Coefficient d'intensité

Il dépend de l'intensité nominale  $i_n$ , notre construction sera implantée à ALGER, zone de moyenne sismicité on prendra :  $\alpha = 1$

$\beta$  = Coefficient de réponse

Il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse égale à l'intensité de référence il dépend :

- de la période T du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée/
- du degré d'amortissement de l'ouvrage
- accessoirement de la nature du sol de fondation.

a) Évaluation de la période du mode fondamental

- Sens longitudinal

Le contreventement est assuré par des portiques donc :

$$T = 0,09 H \sqrt{L_x} \quad H = 11 \text{ m} ; L = 28,30 \text{ m}$$

$$T = 0,09 \cdot 11 / \sqrt{28,30} = 0,186 \text{ s}$$

- Sens transversal

Le contreventement est assuré par des voiles en béton armé donc :

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L_x}} \cdot \sqrt{\frac{H}{L_x + H}} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} H = 11 \text{ m} \\ L_x = 10,40 \text{ m} \end{array}$$

$$\text{d'où } T = 0,196 \text{ s}$$

b) Amortissement normal

On considère comme normal le degré d'amortissement obtenu dans les étages courants des bâtiments à usage d'habitation

$$\beta = \frac{0,065}{\sqrt{T}}$$

dans le sens longitudinal  $\beta_L = 0,15$

dans le sens transversal  $\beta_T = 0,146$

comme  $0,065 \leq \beta \leq 0,13$

On prendra  $\beta_L = 0,13$   
 $\beta_T = 0,13$

$\gamma$  = Coefficient de distribution

Il depend de la structure et ossature à l'interieur de cette dernière le comportement de la masse à laquelle il se rapporte .

Dans les constructions courantes de flexibilité normale , il est permis, sauf anomalie marquée dans la distribution des charges et sauf variation brutale de la raideur du systeme de contreventement, d'assimiler la déformée du systeme à une droite .

$$\gamma(h) = \frac{\sum z H(z)}{\sum z^2 H(z)} h$$

$H(z)$  étant la masse concentré à la cote  $z$   
pour les valeurs de  $(h)$  , voir tableau ci-après

$\delta$  = Coefficient de fondation

Il tient compte de l'incidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage, il est en outre independant des propriétés dynamiques de la construction.

Dans notre cas on a utilisé des fondations superficielles sur un terrain de consistance moyenne par conséquent :

$$\delta = 1,15$$

Coefficient sismique horizontal

$$\delta_H = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \gamma(h) = 1 \cdot 0,13 \cdot 1,15 = 0,15 \gamma(h)$$

Coefficient sismique vertical

Le coefficient sismique à prendre en compte dans le calcul de la stabilité d'ensemble est egal à :

$$\delta_v = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \delta_H = \pm \delta_H$$

MASSES SOUMISES A L'ACTION SISMIQUE

- Poids des elements par unité de mesure :

plancher terrasse : 655 kg/m<sup>2</sup>

plancher etage : 543 kg/m<sup>2</sup> (corps creux)

718 kg/m<sup>2</sup> (dalle pleine)

mur extérieur : 1500.0,2 = 300 kg/m<sup>2</sup> pour une surface de 1 m<sup>2</sup> sur la verticale.

acrotère : 2500.0,50.0,15 + 0,1.0,1.2500 = 212 kg/ml

Poteaux :  $2500 \cdot 0,4 \cdot 0,3 = 300 \text{ kg}$  (poids propre d'un poteau de hauteur 1 m)

Poutres longitudinal :  $0,3 \cdot 0,4 \cdot 2500 = 300 \text{ kg/ml}$

Poutres transversal :  $0,6 \cdot 0,3 \cdot 2500 = 450 \text{ kg/ml}$

Voile :  $2500 \cdot 0,2 = 500 \text{ kg/m}^2$  pour une surface de  $1 \text{ m}^2$  sur la vertical.

Escalier : paillasse :  $724 \text{ kg/m}^2$

palier :  $481 \text{ kg/m}^2$

#### - Surcharges

- Plancher terrasse :  $100 \text{ kg/m}^2$

- Escalier :  $400 \text{ kg/m}^2$

- Plancher courant :  $250 \text{ kg/m}^2$

- Archives :  $1000 \text{ kg/m}^2$

#### NIVEAU TERRASSE

##### Charges permanentes

- Acrotère :  $0,2125 (28,3 + 10,40)2 = 16,45 \text{ T}$

- Poutres long :  $0,300 (28,3 \cdot 2 + 24,3) = 24,27 \text{ T}$

- Poutres trans :  $0,450 (10,4 \cdot 7 + 5,9) = 35,31 \text{ T}$

- Plancher :  $0,655 (24,3 \cdot 10,4 + 4 \cdot 5,9 + 2 \cdot 6 \cdot 4,5) + 1,75 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 4,5$   
 $= 190,71 \text{ T}$

- Mur extérieur :  $0,300 \cdot 1,6 (28,3 + 24,3) = 25,24 \text{ T}$

- Voile :  $0,5 \cdot 1,6 \cdot (4,1 + 3,6 + 2,7 + 3,6 + 2,88) = 14,08 \text{ T}$

- Poteau :  $0,3 \cdot 23 \cdot 1,6 = 11,04 \text{ T}$

d'où  $G = 314,2 \text{ T}$

##### Surcharges

$P = 0,100 (24,3 \cdot 10,4 + 4 \cdot 5,9 + 2 \cdot 6 \cdot 4,5) = 28,8 \text{ T}$

$W = G + P/5 = 314,2 + 28,8/5 = 319,96 \text{ T}$

Plancher étage (niveau III + I)

- Plancher :  $0,543 (24,3 \cdot 10,4 + 4 \cdot 5,9) = 150,04 \text{ T}$

- Mur extérieur :  $0,3 \cdot 3,2 (28,3 + 24,3) = 50,5 \text{ T}$

- Poutres long :  $= 24,27 \text{ T}$

- Poutres transversales :  $= 35,41 \text{ T}$

- Voiles :  $2 \times 14,08 + 5,76 = 28,16 \text{ T}$

- Escalier :  $0,714 \cdot 1,2 \cdot 2,7 + 0,481 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 3 \text{ T}$



- Poteaux :  $23.0,3.3,2 = 22,09 \text{ T}$

d'ou  $G = 307,70 \text{ T}$

Surcharges

- P =  $0,25 (24,3.10,4 + 4.5,9) = 69,08 \text{ T}$

$W = G + P/5 = 327,28 \text{ T}$

Plancher étage (niveau II)

Plancher :  $0,543(24,3.10,4 - 3x4 + 4.5,9) 0,718.3.4 = 155,64$

Mur extérieur :  $0,3.3,2(28,3 + 24,3) = 50,5 \text{ T}$

Poutres long :  $24,27 \text{ T}$

Poutres trans :  $35,41 \text{ T}$

Voiles :  $28,16 \text{ T}$

Escalier :  $3 \text{ T}$

Poteaux :  $22,08 \text{ T}$

=====  
 $G = 319,06 \text{ T}$

Surcharges

$P = 0,25 (24,3.10,4 - 3x4 + 4.5,9) + 1.8.4 = 93,03 \text{ T}$

$W = G + P/5 = 337,7 \text{ T}$

Les forces sismiques sont données :  $F_H = \sigma_H \cdot W$

$F_{HL} = \sigma_{HL} \cdot W$  ;  $F_{HT} = \sigma_{HT} \cdot W$  ;  $\sigma_{HL} = \sigma_{HT} \cdot d'$  ou  $F_{HL} = F_{HT} = F_H$

Niveaux	$W_i$	$Z$	$Z^2$	$n \cdot Z$	$nZ^2$	$\frac{WZ}{\sum WZ}$	$\sigma_H$	$(F_H)_i$	$(F_H)_i$
IV	317,91	11	121	3497	38467	0,12	1,33	63,26	63,26
III	327,28	7,6	57,7			0,12		44,84	108,1
II	337,7	4,2				0,12		25,66	133,76
I	327,28	0,8	0,64			0,12		4,58	138,34

Determination des forces sismiques verticales :  $(F_V)$

Niveau	$\sigma_H$	$\sigma_V$	$W$	$F_V = \sigma_V \cdot W$
IV	0,199	0,199	317,91	63,26
III	0,137	0,137	327,28	44,84
II	0,076	0,076	337,7	25,66
I	0,014	0,014	327,28	4,58

## B - ETUDE AU VENT

Les regles N.V 65 supposent que la direction du vent est horizontale; l'action exercée par le vent sur une des faces d'un element de paroi est considerée comme normale à cet element ,elle est fonction :

- de la vitesse du vent
- de la categorie de la construction et de ses proportions d'ensemble .
- de l'emplacement de l'element consideré dans la construction et de son orientation par rapport au vent.
- des dimensions de l'element consideré
- de la forme de la paroi (plane ou courbe) a laquelle appartient l'element consideré.

Pour la verification des conditions de resistance et de stabilité d'une construction on doit envisager l'action des surcharges normales et extremes.

### 1) PRESSION DYNAMIQUE

La pression dynamique  $q$  en decanewton par metre carré est donnée en fonction de la vitesse  $V$  du vent par la formule :

$$q = \frac{v^2}{16,3}$$

l'action elementaire unitaire exercée par le vent sur une des faces d'un element de paroi est donné par un produit "C q" .

C : Coefficient de pression

q : pression dynamique de base  $f(v)$  .

Dans les calculs on envisagera la pression dynamique normal et la pression dynamique extreme .

$$\frac{q_e}{q_n} = 1,75 \quad \text{avec} \quad q_n = 70 \text{ daN/m}^2 \quad (\text{region II})$$
$$q_e = 1,75 q_n = 122,5 \text{ daN/m}^2$$

### 2) EFFET DE LA HAUTEUR AU DESSUS DU SOL

Soit  $q_h$  la pression dynamique agissant à la hauteur  $H$  au dessus du sol (m)

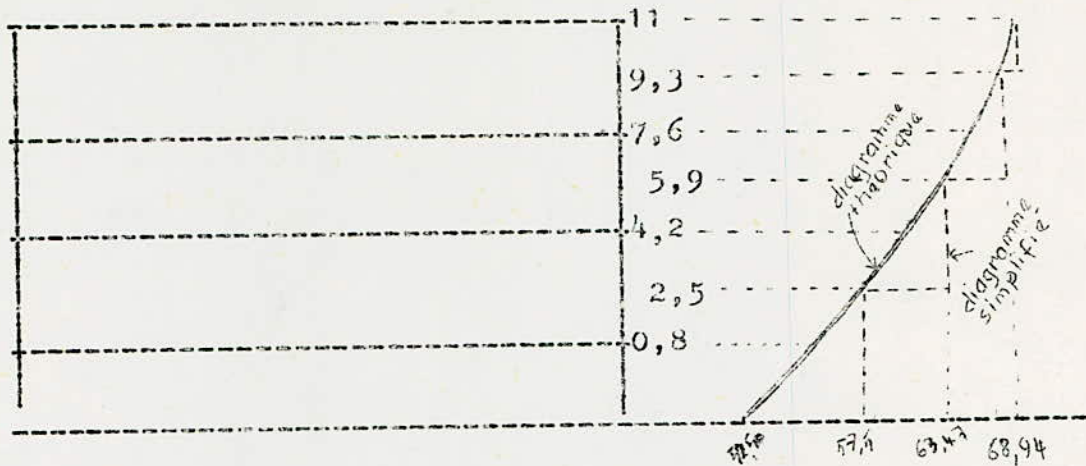
Soit  $q_{10}$  la pression dynamique de base à 10 m de hauteur

$$\text{si } 0 < H < 500 \quad \frac{q_h}{q_{10}} = 2,5 \frac{H + 18}{H + 60}$$

Dans notre cas :  $H = 11 \text{ m}$        $q_{10} = 70 \text{ daN/m}^2$

H (m)	0	0,80	4,20	7,60	11
$q_{II}$ dan/m <sup>2</sup>	52,50	94,11	60,91	66,27	71,48

D'après fig ( C.III.7 ) de NV ,le diagramme simplifié est



H(m)	0	2,5	5,9	9,3	11
$q_{II}$ dan/m <sup>2</sup>	52,50	57,5	63,47	68,94	71,48

### 3) EFFET DE SITE (2- 1,242)

On est en site normal dans une region II dou  $K_s = 1$   
 les valeurs de pressions dynamiques de base doivent  
 être multiplié par un coefficient de site  $K_s$ .

### 4) EFFET DES DIMENSIONS

Les pressions dynamiques de base s'exerçant sur un  
 element de construction doivent être affectés d'un  
 coefficient de reduction fonction de la plus grande  
 dimension (horizontale ou verticale) de la surface  
 offerte au vent interessant l'element considéré .  
 Dans notre cas on considère le portique (A-A) qui a  
 la plus grande surface offerte au vent .

-La largeur du portique sera de 4 m

-La hauteur du portique sera de 11 m

$H < 30$  ( fig R III-2) NV.65  $\Rightarrow \delta = 0,825$

### ACTIONS STATIQUES

Les actions exterieures sont caracterisées par le coefficient  
 $C_e$  et les actions interieures son caracterisées par le  
 coefficient  $C_i$  : l'action resultante sur une paroi est :

$$P_n = C q_n = (C_e - C_i) q_n$$

Coefficient de pression

Coefficient	P.interieur	p. Exterieur
Face au vent	$\mp 0,3$	$\mp 0,8$
" sous vent	$\pm 0,3$	$\pm 0,5$

1) RAPPORT DE DIMENSIONS  $\lambda$

Les dimensions a et b sont déterminées en (R.III,2,33bis) l'une des dimensions (a) étant la dimension normale du vent et l'autre est le quotient par cette valeur de la surface en plan du bâtiment (b)

$$b = \frac{a \cdot 10,30}{a} = 10,30 \text{ m avec } \begin{matrix} a = 28,30 \text{ m} \\ h = 11,00 \text{ m} \end{matrix}$$

Les valeurs de  $\lambda$  sont définies en (R.2,03; NV 65)

$$\begin{aligned} \lambda_a &= h/a = 0,388 & b/a &= 0,363 \\ \lambda_b &= h/b = 1,0679 \end{aligned}$$

de la figure (R.III5), on détermine la valeur de  $\gamma_o$ .

$$\gamma_o = f(\lambda_a; \lambda_b; b/a)$$

$$\begin{aligned} \lambda_a = 0,388 < 0,5 & \Rightarrow \gamma_o = 0,915 \\ \lambda_b = 1,0679 > 1 & \Rightarrow \gamma_o = 1 \end{aligned} \quad \Rightarrow \gamma_o = 1$$

Donc finalement, on aura :

+ Actions extérieures

- face au vent :  $C_e = 0,8 \quad \forall \gamma_o$

- sous le vent :  $C_e = -(1,3 \gamma_o - 0,8) = -0,5$

+ Actions intérieures

- Surpression :  $C_i = +0,6 (1,8 - 1,3 \gamma_o) = +0,3$

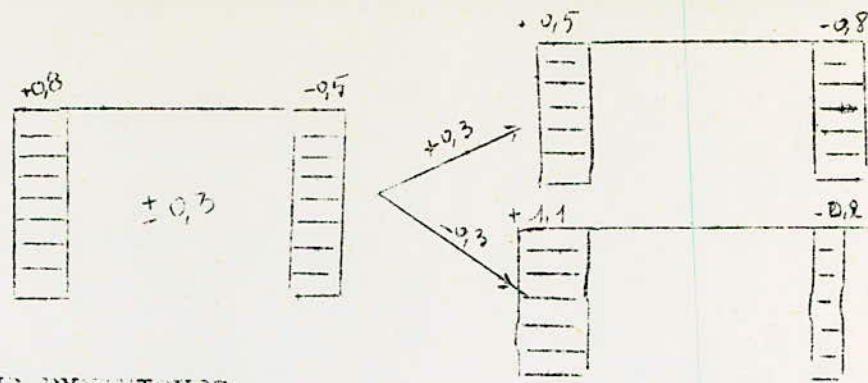
- Dépression :  $C_i = -0,6 (1,3 \gamma_o - 0,8) = -0,3$

ACTIONS RESULTANTES SUR LES PAROIS

- Face au vent :  $(C_e - C_i)_{\max} = 1,1$  car  $0,8 - (-0,3) = 1,1$

- Face sous vent :  $(C_e - C_i)_{\max} = -0,5 - 0,3 = -0,8$

(voir diagrammes ci-après)



### ACTIONS DYNAMIQUES

Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent les pressions <sup>dynamiques</sup> normales à l'usage au calcul de l'action d'ensemble sont multiplié à chaque niveau par un coefficient de majoration dynamique  $B > 1$

$$B = 0 ( 1 + \xi )$$

$\xi$  = Coefficient de reponse donné en fonction de la periode  $T$  du mode fondamental d'oscillation .

$$T = 0,09 H/\sqrt{L} = 0,09 \cdot 11/\sqrt{10,30} = 0,308 \text{ s}$$

$L$  = dimension dans le sens considéré

de la figure ( § R.III-3 ,NV)  $\Rightarrow \xi = f(T) \Rightarrow \xi = 0,3$

$\theta$  = Coefficient global dependant du type de construction  
pour  $H < 30\text{m}$  on aura :  $\theta = 0,70$

$\zeta$  = Coefficient de pulsation déterminé en  $f(H)$  à chaque niveau .

$$H = 11 \text{ m} \Rightarrow \zeta = 0,357 \quad (\text{fig R.III.4})$$

d'ou en remplaçant ces coefficients dans la formule de  $B$ , on aura :

$$B = \theta(1 + \xi\zeta) = 0,70 (1 + 0,3 \cdot 0,357) = 0,775$$

$$B = 0,775 < 1 \quad \text{d'ou } B = 1 \text{ car } B > 1 \text{ par définition}$$

### DETERMINATION DE $q_n$ .

#### 1) FACE AU VENT

$$q'_x = q_h ( C_e - C_i ) K_s \cdot I^{\alpha} ; \quad q_x = 4_m \times q'_x \quad (\text{daN/m}^2)$$

$$= 0,9075 q_h$$

niveau	I	II	III	IV
$q_h$	57,4	63,47	68,94	71,48
$q'_x$	52,09	57,6	62,56	64,87
$q_x$	208,36	230,4	250,24	259,5

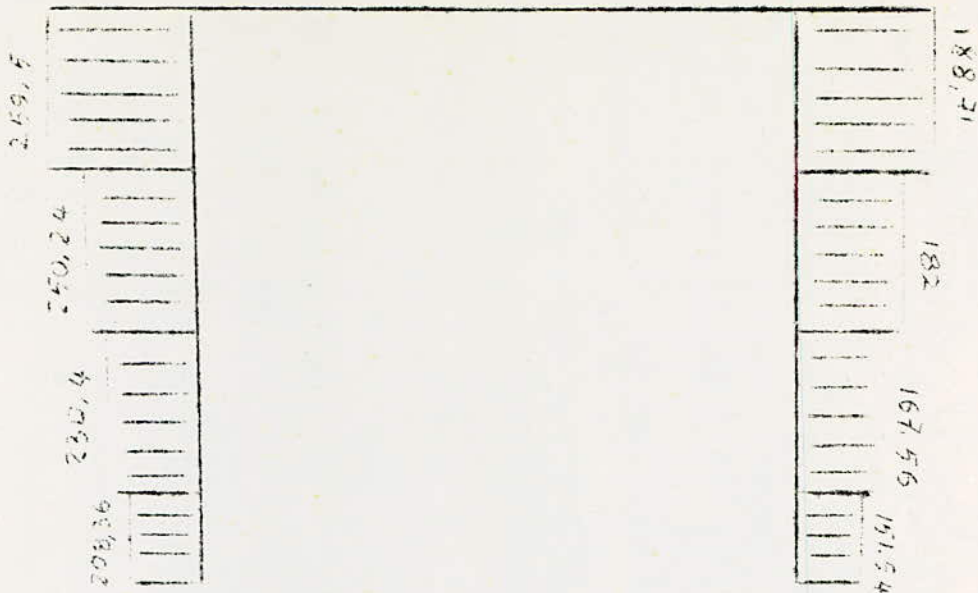
2) FACE SOUS VENT

$$q'_x = q_h (C_e - C_i) K_s \Delta T = -0,8 \cdot 1,0,825 q_h = -0,66 q_h$$

$$q_x = 4 q'_x$$

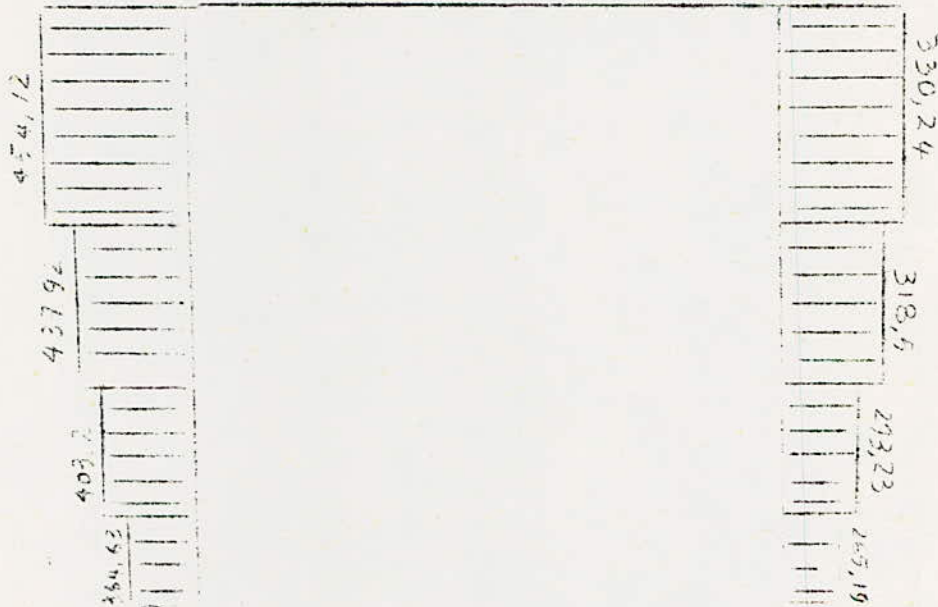
niveau	I	II	III	IV
$q_h$	57,4	63,47	68,95	71,48
$q'_x$	37,88	41,89	45,50	47,18
$q_x$	151,54	167,56	182	188,71

Les charges réparties horizontales dues au vent sur le portique transversal (4-4)



DETERMINATION DE  $q_e$

$$q_e = 1,75 q_n$$



Si l'on concentre les forces réparties précédentes sur les nœuds du portique on aura : sous  $q_{\text{extreme}}$

niveaux	IV	III	II	I
forces dues au vent	1,255	2,36	2,22	1,51
forces sismiques	63,26	44,84	25,66	4,56

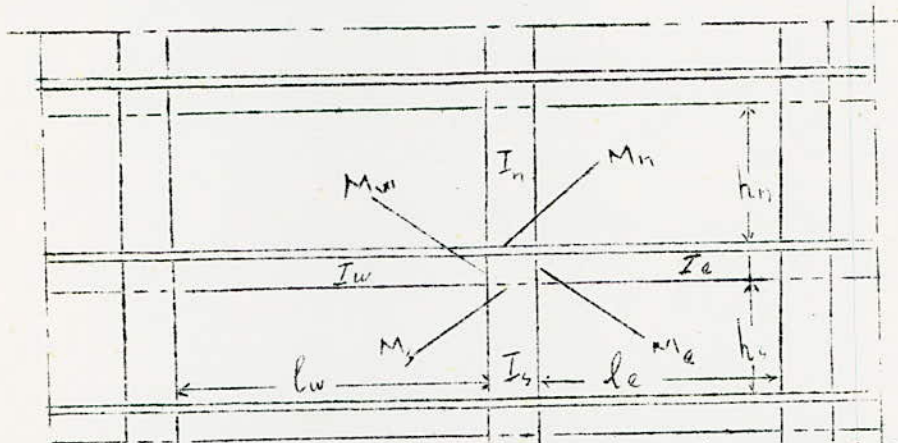
REMARQUE : Les forces concentrées dues au vent sont plus petites que les forces sismiques .  
Les forces laterales qui seront prises en compte pour le calcul de la structure seront celles dues au Seisme .

Le calcul des portiques sous les charges verticales sera fait par la methode de CAQUOT exposé à l'annexe F2 des regles B A E L 80; les portiques constituant l'ossature sont soumis :

- a leur poids propre
- au poids propre des planchers qu'ils supportent
- aux surcharges transmises par les planchers
- aux surcharges sismiques.

La methode de Caquot est parfaitement applicable dans notre cas puisqu'elle s'utilise pour des elements de planchers constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis .

EXPOSE DE LA METHODE



$q_w$  = la charge uniformément repartie par unité de longueur sur la travée de gauche (et  $q_e$  sur celle de droite)

$l'_w$  = la longueur de la travée fictive à gauche de l'appui considéré (et  $l'_e$  à droite de cet appui)

$Q_w$  = une charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance  $a_w$  du nu de l'appui ( $a_e$  et  $a_e$

pour la travée de droite) On pose :

$$M'_w = q_w \frac{l'^2_w}{8,5} + l'_w K_w Q_w$$

$$M'_e = q_e \frac{l'^2_e}{8,5} + l'_e K_e Q_e$$

$K_w ; K_e$  sont donnés (poutres à section constante) par l'échelle fonctionnelle en fonction de :

$$\frac{a_w}{l'_w} \text{ et } \frac{a_e}{l'_e}$$



$h'_n$  = hauteur fictive du poteau supérieur

$h'_n \rightarrow \begin{cases} 0,9 h_n, \text{ si l'encastrement considéré appartient à l'avant} \\ \text{dernier plancher} \\ 0,8 h_n ; \text{ dans les autres cas.} \end{cases}$

$h'_s$  = hauteur fictive du poteau inférieur

$h'_s \rightarrow \begin{cases} h_s ; \text{ dans le cas exceptionnel où le poteau serait} \\ \text{articulé à sa fondation} \\ 0,8 h_s ; \text{ dans les autres cas.} \end{cases}$

$I_w, I_e, I_s ; I_n$  désignant respectivement les moments d'inertie de la travée de gauche, de la travée de droite, du poteau inférieur et du poteau supérieur. On pose :

$$K_w = I_w / l'_w ; \quad K_e = I_e / l'_e ; \quad K_s = I_s / h'_s$$

$$K_n = I_n / h'_n ; \quad D = K_w + K_e + K_n$$

### TRAVERSES INTERMÉDIAIRES

Moments fictifs :

$$M'_w = q_w \frac{l'_w{}^2}{8,5} ; \quad M'_e = q_e \frac{l'_e{}^2}{8,5}$$

$$l'_w = 0,8 l_w ; \quad l'_e = 0,8 l_e$$

Les moments dans les sections dangereuses ( au des appuis ) sont en valeur absolue .

.Au nu de l'appui dans la travée de gauche :

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

.Au nu de l'appui dans la travée de droite :

$$M_e = M'_e \left( 1 - \frac{K_e}{D} \right) + M'_w \frac{K_e}{D}$$

.Au nu inférieur des poutres dans le poteau inférieur

$$M_s = K_s / D \left( M'_e - M'_w \right)$$

.Au nu supérieur du plancher dans le poteau supérieur

$$M_n = K_n / D \left( M'_e - M'_w \right)$$

Pour les traverses les moments  $M_e$  et  $M_w$  sont négatifs, pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs  $M'_e$  ou  $M'_w$ , la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé .

## TRAVEES DE RIVE

### NOEUD DE RIVE (1)

Le noeud de rive est étudié en faisant dans les formules relatives aux travées intermédiaires:  $l_{w1} = 0$  d'où  $l'_{w1} = 0$

$$i = 1 \quad \begin{aligned} K_{w1} &= 0 \\ M'_{w1} &= 0 \end{aligned} \Rightarrow M_{w1} = 0$$



### NOEUD VOISIN DE RIVE (2)

Les formules précédentes sont applicables en faisant  $(i=2)$  sauf pour le calcul de  $l'_{w2}$  et  $l'_{e2}$ ; On aura :

$$l'_{w2} = \chi_1 l_{w2} \quad \text{avec} \quad \chi_1 = 0,8 \text{ si } K_s + K_n \geq 1,5 K_e$$

$$\chi_1 = \left( 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7,5 K_{e1}} \right) \text{ si } K_s + K_n < 1,5 K_e$$

Les valeurs de  $K_{s1}$ ;  $K_{n1}$ ;  $K_{e1}$  sont relatifs au noeud (1)

$$l'_{e2} = \chi_3 l_{e2} \quad \text{avec} \quad \chi_3 = 0,8 \text{ si } K_{s3} + K_{n3} \geq 1,5 K_e$$

$$\chi_3 = \left( 1 - \frac{K_{s3} + K_{n3}}{7,5 K_e} \right) \text{ si } K_{s3} + K_{n3} < 1,5 K_e$$

Les valeurs de  $K_{s3}$ ;  $K_{n3}$ ;  $K_{e3}$  sont relatifs au noeud (3)

## MOMENTS DANS LES POTS

On admet que les points de moments nuls dans les poteaux se trouvent à  $h_n$  au dessus du plancher et à  $h'_s$  au dessous du nu inférieur des poutres.

### EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POTS

### EFFORTS NORMAUX DANS LES POUTRES

Par simplification, on ne fait pas état dans les calculs des efforts tranchants dans les poteaux des efforts normaux dans les poutres.

### EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES

En tenant compte de la continuité, l'effort tranchant dans une section (x) est donné par :  $T(x) = ql/2 + \frac{M_e - M_w}{l} - qx$

$$\text{Donc} \quad T(x) = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} - qx$$

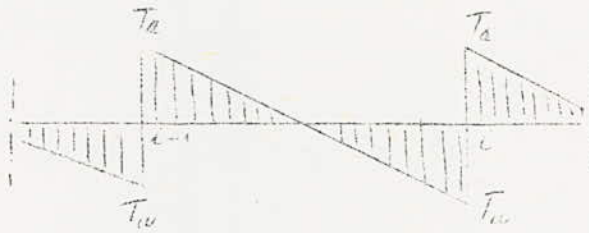


## EFFORTS NORMAUX APPORTES PAR LES POUTRES AUX POTEAUX

Ces efforts sont déterminés à partir des efforts tranchants obtenus dans les poutres .

$$N_{i-1} = T_{i-1,e} - T_{i-1,w}$$

$$N_i = T_{i,e} - T_{i,w}$$



CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU P OPTIQUE TRANSVERSAL

Niveau	Noeud	l <sub>w</sub>	l <sub>e</sub>	h <sub>n</sub>	h <sub>s</sub>	Poteau		l <sub>w</sub> <sup>1</sup>	l <sub>e</sub> <sup>1</sup>	h <sub>n</sub> <sup>1</sup>	h <sub>s</sub> <sup>1</sup>	10 <sup>4</sup> K <sub>w</sub>	10 <sup>4</sup> K <sub>e</sub>	10 <sup>4</sup> K <sub>n</sub>	10 <sup>4</sup> K <sub>s</sub>	10 <sup>4</sup> D
						10 <sup>4</sup> I	10 <sup>4</sup> I									
IV	1	/	3,6	/	2,8	54	16	/	2,88	/	2,24	/	2,24	/	7,14	25,89
	2	3,6	5,6	/	2,8	54	16	3,42	5,15	/	"	15,8	10,78	/	"	33,42
	3	5,6	/	/	"	"	"	4,48	/	/	"	12,05	/	/	"	19,19
III	1	/	3,6	2,8	"	"	"	/	2,88	2,52	"	/	18,75	6,35	"	32,24
	2	3,6	5,6	"	"	"	"	3,25	4,76	2,52	"	16,59	11,33	"	"	25,54
	3	5,6	/	"	"	"	"	4,48	/	2,82	"	12,05	/	"	"	25,54
II	1	/	3,6	"	"	"	"	/	2,88	2,24	"	/	18,75	7,14	"	33,03
	2	3,6	5,6	"	"	"	"	3,3	4,71	"	"	16,69	11,45	"	"	42,42
	3	5,6	/	"	"	"	"	4,48	/	"	"	12,05	/	"	"	26,33
I	1	/	3,6	"	2,00	"	"	/	2,88	"	1,6	/	18,75	"	10	35,89
	2	3,6	5,6	"	"	"	"	3,16	4,54	"	"	17,08	11,9	"	"	46,12
	3	5,6	/	"	"	"	"	4,48	/	"	"	12,05	/	"	"	29,19

- METHODE DE NUTO -

-1) Principe:

Cette méthode est utilisée pour le calcul des ossatures poteaux - poutre sous l'action des séismes, celle est basée sur la notion de rigidité du niveau.

$$\text{Rigidité de niveau} = \frac{\text{EFFORT TRANCHANT DE NIVEAU}}{\text{Le déplacement relatif du niveau.}}$$

II-DOMAINE D'APPLICATION

- Cette méthode s'applique aux bâtiments à étages à planchers monolithiques (rigides dans leur plan) ayant une ossature poteaux-poutres autostables (portiques) reprenant la totalité de charges horizontales et verticales.

- Les charges sont supposées concentrées au niveau des planchers.

- Le diagramme de répartition de ces charges en élévation pouvant être rectangulaire ou triangulaire inverse (force max au niveau de l'étage supérieure).

- La raideur ( $I/l$ ) des poutres ne doit pas être trop faible/ à celle des poteaux, plus précisément le coef  $K \geq 0,2$  pour tous les noeuds de l'ossature.

Les poteaux tels que  $K \leq 0,2$  doivent être considérés comme ne faisant pas partie de l'ossature résistante aux charges horizontales.

- Les raideurs ( $I/l$ ) des travées adjacentes d'une même poutre ne doivent pas être trop différentes (rapport compris entre 0,5 et 2).

- La raideur ( $I/h$ ) d'un même poteau ne doit pas trop varier entre 2 étages adjacents (rapport compris entre 0,5 et 2).

ETAPES DE CALCUL

- 1) On calcul pour chaque poutre et poteau la longueur effective à prendre en compte.
- 2) On calcul pour chaque poteau une raideur effective égale à la raideur ( $I/h_e$ ) multipliée par un coefficient de réduction en fonction de la raideur ( $I/l_e$ ) des poutres assurant l'encastrement des deux extrémités du poteau.
- 3) On calcul la rigidité du niveau des différents portiques plans constituant l'ossature résistante aux forces horizontales dans les deux directions  $ox$  et  $oy$ .

- 4) On détermine à chaque étage, la position du centre de torsion.
- 5) On calcule les rigidités totales au niveau de chaque étage à la translation suivant  $ox$ ,  $oy$  et à la torsion.
- 6) On calcul l'effort tranchant de niveau dans les différents portiques plans.
- 7) On vérifie si les déplacement relatifs de niveau les plus importants sont acceptables vis à vis des règles en vigueur.

Si ces déplacements sont acceptables on peut continuer les calculs des sollicitations dans les poteaux et poutres.

Si ces déplacements ne sont pas acceptables on doit revoir le dimensionnement de l'ossature (augmentation de l'inertie des poteaux ou des poutres) et les calculs doivent être repris dès le début.

- 8) On calcul l'effort tranchant dans les différents poteaux.
- 9) On détermine la position des Ptes de moment nul dans les différents poteaux.
- 10) On calcule les moments dans les poteaux.
- 11) On calcule les moments dans les (poteaux, poutres)
- 12) Les autres efforts se deduisent directement des moments qui viennent d'être calculés (en particulier: efforts normaux dans les poteaux et efforts tranchants dans les poutres).

#### V - LONGUEUR EFFECTIVE DES POUTRES ET POTEAUX.

##### NOTATION :

Dans notre cas on a deux types de poutre (1) sens longitudinal 0,30.040  
 (2) transversal 0,30.060

Poutres :  $l_0$ : longueur ou portée entre les axes des poteaux  
 $L$  : longueur ou portée entre les axes des poteaux  
 $l_e$ : longueur ou portée effective donnée par le tableau 1

Poteaux :  $h_0$ : hauteur entre axes des poutres  
 $h$  : hauteur ou longueur libre  
 $h_e$ : hauteur effective donnée par le tableau 1.

TABEAU 1

- Poutres : $l_e = l + a/2$ , $l_e \not\geq l_0$
- Poteaux étage courant: $h_e = h + \frac{b}{2}$ , $h_e \not\geq h_0$
- Poteaux au dessus des fondations (fig 1)
cas 1 : $h_e = h + b/4 \not\geq h.$
cas 2 : $h_e = h + b/2 \not\geq h.$

V RAIDEUR EFFECTIVE DES POTEAUX ( $K_{ce}$ )

1) Definition et notations

- Raideur des poteaux:  $K_c = I/h_e$
- Raideur des poutres:  $K = I/l_e$

NOTA: Lorsqu'un poteau de l'ossature est encasté à ses deux extrémités par deux séries de poutres parallèles aux deux directions horizontales  $ox, oy$  sa raideur  $K_c$  doit être calculée séparément dans chacune des directions  $ox, oy$ .

CAS COURANT.

A un étage donné tous les poteaux d'un portique ont la même hauteur effective ( $h_e$ )

La raideur effective d'un poteau dans une direction considérée ( $ox$  ou  $oy$ ) est égale à:

$K_{ce} = \alpha K_c$                        $\alpha$ : étant un coef de reduction

TABEAU 0.1

POTEAU D'ETATGE COURANT	POTEAU D'ETAGE (O)		
	<p>noeud d'appui encasté élastiquement.</p>	<p>noeud d'appui part encasté</p>	<p>noeud d'appui articulé</p>
$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2 K_c}$	$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_{L1} + K_{L2}}{2 K_c}$	$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_c}$	$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_c}$
$\alpha = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\alpha = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\alpha = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\alpha = \frac{0,5 \bar{K}}{1 + 2 \bar{K}}$

NOTA: Pour les poteaux de l'étage (0) avec noeuds d'appuis encastrés élastiquement, la valeur calculée du coef & ne doit pas être plus grande que la valeur obtenue dans l'hypothèse noeud d'appui parfaitement encastré.

APPLICATION (METHODE DE MUTO)

TABLEAU 1

PORTIQUE	ELT TYPE	LARGEUR (m)	HAUTEUR (m)	INERTIE $10^4 I$ (m <sup>4</sup> )	LONGUEUR EFFECTIVE $(l_e \text{ ou } h_e \text{ (m)})$	RAIDEUR $\frac{I}{l_e^3}, \frac{I}{h_e^3}$ (n <sup>2</sup> )
LONGITUDINAL	POUTRE	0,30	0,40	16	3,9	4,10
	POTEAU	0,40	0,30	9	3,15	2,857
TRANSVERSAL	POUTRE TYPE 1	0,3	0,60	54	3,9	13,84
	POUTRE TYPE 1	0,30	0,40	54	3,9	13,84
	POUTRE TYPE 2	0,30	0,60	54	5,9	9,15
	POTEAU	0,30	0,40	16	3	5,33

1 LONGUEUR EFFECTIVE

SENS TRANSVERSAL POUTRE TYPE 1  $l_e = 1 + a/2 = 3,6 + \frac{0,6}{2} = 3,9 \text{ m}$

TYPE 2  $l_e = 5,6 + \frac{0,6}{2} = 5,9 \text{ m}$

SENS LONGITUDINAL *Poutres*  $l_e = 3,7 + \frac{0,4}{2} = 3,9 \text{ m}$

- Poteaux

ETAGE COURANT ST  $h_e = h + b/2 = 2,80 + \frac{0,40}{2} = 3 \text{ m}$

AU DESSUS F. SL

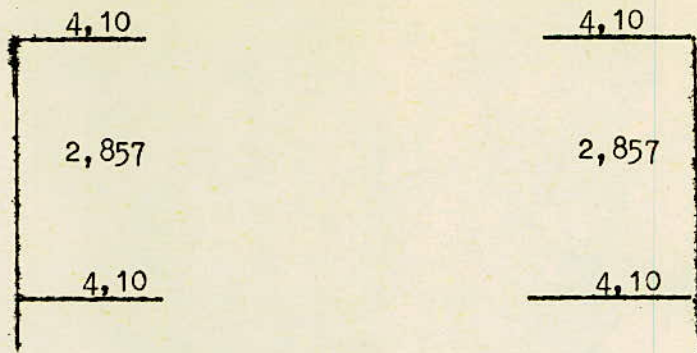
Pour le calcul de la raideur effective d'un poteau dans une direction considérée on prendra comme exemple les poteaux dans le sens longitudinal de l'étage courant et le R.D.C.



ETAGE COURANT

Sens longitudinal

noeud de rive.

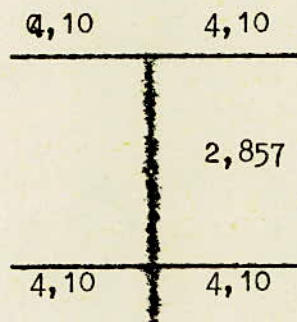


$$K = \frac{K_1 + K_2}{2 K_c} = \frac{4,10 \times 2}{2 \cdot 2,857} = 1,435$$

$$\& = \frac{K}{2+K} = \frac{1,435}{2+1,435} = 0,418$$

$$K_{ce} = \& K_c = 0,418 \cdot 2,857 \cdot 10^4 = 1,194 \cdot 10^4$$

NOEUD INTERMEDIAIRE



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2 K_c} = 2,87$$

$$\& = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} = 0,589 \quad K_{ce} = 1,683 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

R.D.C.

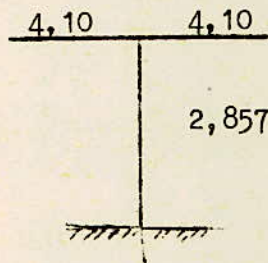
Sens longitudinal

Portique file A et file C



$$\bar{K} = \frac{4,10}{2,857} = 1,435 \quad K_{ce} = 1,608 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\& = \frac{0,5 + 1,435}{2 + 1,435} = 0,563$$

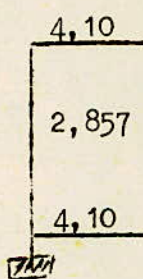


$$\bar{K} = 2,87$$

$$\& = 0,692$$

$$K_{ce} = 0,692 \cdot 2,857 \cdot 10^{-4} = 1,98 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

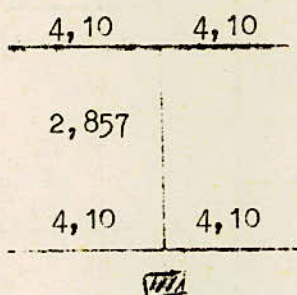
Portique file B



$$\bar{K} = 1,435$$

$$\& = 0,418$$

$$K_{ce} = 1,194 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$



$$\bar{K} = 2,87$$

$$\& = 0,589$$

$$K_{ce} = 1,683 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

Pour les autres cas; les résultats sont donnés sous forme de tableau ( 2.1 , 2.2 , 2.3, 3.1) 3.2 , 3.3 )

Après avoir calculé, la raideur et la hauteur effective des poteaux, on calculera la rigidité de niveau d'un portique qui est définie comme suit :

REGIDITE DE NIVEAU D'UN PORTIQUE

La rigidité de niveau d'un portique à l'étage courant (i) est égale à :

$$r_{(i)} = \frac{12 E_c}{h_{e(i)}^2} \cdot \sum_{j=1}^{j=n} K_{ce(i,j)}$$

La rigidité de niveau d'un portique à l'étage (o) est égale à :

$$r_{(o)} = \frac{12 E_c}{h_{e(o)}^2} \sum_{j=1}^m K_{ce(o,j)} \quad \text{cas de poteaux encastrés au niveau de base}$$

$$r_{(o)} = \frac{3 E_c}{h_{e(o)}^2} \sum_{j=1}^m K_{ca(o,j)} \quad \text{cas de poteaux articulés à la base.}$$

avec :  $h_e (i)$  : hauteur effective des poteaux de l'étage (i)

$E_c$  : module longitudinal du béton

$K_{ce(i,j)}$  : rigidité équivalente d'un poteau (j) de l'étage (i)

les résultats sont sous forme des tableaux

$$\text{avec : } E = 55700 f_j^{1/3} = 362146,36 \text{ kg/cm}^2 \\ = 3621463,6 \text{ t/m}^2.$$

$$f_j = 1,1 f_{c28} = 1,1 \cdot 250 = 275 \text{ kg/m}^2.$$

$$E = 55700 f_j^{1/3} \quad f_j = 1,1 f_{c28} = 1,1 \cdot 250 = 275 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 362146,36 \text{ kg/cm}^2 = 3.621.463,6 \text{ t/m}^2.$$

ETAGE	POTEAU	$\bar{K}$	$V_e = HE$ m <sup>3</sup>	$\alpha : \delta$	$10^4 K_C$ m <sup>3</sup>	$10^4 K_{CE}$ m <sup>3</sup>	$10^4 \sum K_{CE}$ m <sup>3</sup>	$\frac{K_{ce}}{\sum K_{ce}}$	$r = \frac{12E}{h^2} \sum K_{ce}$ (m)
RDC	rive	1,435	3,15	0,563	2,857	1,608	15,096	1,106	6611,6
	interm.	2,87	3,15	0,692	2,857	1,98		0,131	
CAS (2)	rive	1,435	3,15	0,418	2,857	1,194	12,486	0,095	5468,5
	interm.	2,87	3,15	0,589	2,857	1,683		0,135	
ETAGE COURANT	interm.	2,87	3,15	0,589	2,857	1,683		0,135	

$$\sum K_{ce} = 6K_{ce \text{ int}} + 2K_{ce \text{ rive}}$$

TABLEAU 2.2

ETAGE	POTEAU	K	he (m)	&	$10^4 K_c$ (m <sup>3</sup> )	$10^4 K_{ce}$ (m <sup>3</sup> )	$10^4 \Sigma K_{ce}$	$\frac{K_{ce}}{\Sigma K_{ce}}$	$r = \frac{12 E}{h^2} \frac{\Sigma K_{ce}}{t/m}$
RDC	rive	1,435	3,15	0,418	2,857	1,194	12,486	0,095	5468,5
	intermediaire	2,87	3,15	0,589	2,857	1,683		0,135	
ETAGE COURANT	rive	1,435	3,15	0,418	2,857	1,194	12,486	0,095	
	intermediaire	2,87	3,15	0,589	2,857	1,683		0,135	

I Kce = 6 Kce int. + 2 Kce rive.

TABEAU 2.3

EMAGE	POTEAU	$\bar{K}$	HE (m)	$\bar{\alpha}$	$10^4 K_C$	$10^4 K_{ce}$	$\Sigma K_{ce} 10^4$	$\frac{K_{ce}}{\Sigma K_{ce}}$	$r = \frac{12 E}{h^2} \frac{\Sigma K_{ce}}{(t/m)}$
R D C	rive	1,335	3,15	0,563	2,857	1,608	13,116	0,1226	5744,41
	interm.	2,87	3,15	0,692	2,857	1,98		0,151	
CAS (2)	rive	1,435	3,15	0,418	2,857	1,194	10,803	0,1105	4731,39
EMAGE	interm.	2,87	3,15	0,589	2,857	1,683		0,156	
COURANT									

I Kce = 5 Kce int + 2 Kce rive.

## PORTIQUE 1-1

ETAGE	POTEAU	$\bar{K}$	HE (m)	$\delta$	$10^4 K_c$ (m <sup>3</sup> )	$10^4 K_{ce}$ (m <sup>3</sup> )	$\Sigma K_{ce}$ (m <sup>3</sup> )	$10^4 \frac{K_{ce}}{\Sigma K_{ce}}$	$r = \frac{12 E}{h_g^2} \frac{\Sigma K_{ce}}{t/m}$
RDC (2)	rive	2,59	3	0,674	5,33	3,59		0,33	5229,4
	inter.	4,31	3	0,762	5,33	4,06	10,83	0,375	
	rive	1,717	3	0,596	5,33	3,18		0,293	
ETAGE COURANT	rive	2,59	3	0,565	5,33	3,01		0,33	4398,87
	int.	4,31	3	0,683	5,33	3,64	9,11	0,399	
	rive	1,717	3	0,462	5,33	2,46		0,27	

TABLEAU 3.2

ETAGE	POTEAU	$\bar{K}$	HE (m3)	$\alpha$ &	$10^4 K_C$ (m3)	$10^4 K_{CE}$ (m3)	$\Sigma K_{CE} 10^4$ (m3)	$\frac{K_{oe}}{\Sigma K_{oe}}$	$r = \frac{12E I K_{oe}}{h^2} \left( \frac{t}{m} \right)$
RDC	rive	2,59	3	0,565	5,33	3,01	9,11	0,33	4398,87
	inter.	4,31	3	0,683	5,33	3,64		0,399	
	rive	1,717	3	0,462	5,33	2,46		0,27	
ETAGE	rive	2,59	3	0,565	5,33	3,01	9,11	0,33	4398,87
	inter.	4,31	3	0,683	5,33	3,64		0,399	
COURANT	rive	1,717	3	0,462	5,33	2,46	9,11	0,27	4398,87
	inter.	4,31	3	0,683	5,33	3,64		0,399	



PARTIQUE 8-8

TABIEAU 3.3

ETAGE	POTEAU	$\bar{K}$	$H_E$ (m <sup>3</sup> )	$\&$	$10^4 K_c$ (m <sup>3</sup> )	$10^4 K_{CE}$ (m <sup>3</sup> )	$IK_{CE} 10^4$ (m <sup>3</sup> )	$\frac{K_{ce}}{I K_{CE}}$	$r = \frac{12E}{h_g^2} \frac{IK_{ce}}{t/m}$
RDC (cas (2))	rive	2,59	3	0,674	5,33	3,59	7,18	0,5	3466,95
ETAGE COURANT	rive	2,59	3	0,565	5,33	3,01	6,02	0,5	2906,83

## DETERMINATION DU CENTRE DE TORSION

Pour chercher le centre de torsion on utilise la formule suivante :

$$x_T = \frac{\sum r_{iy} x_i}{\sum r_i}$$

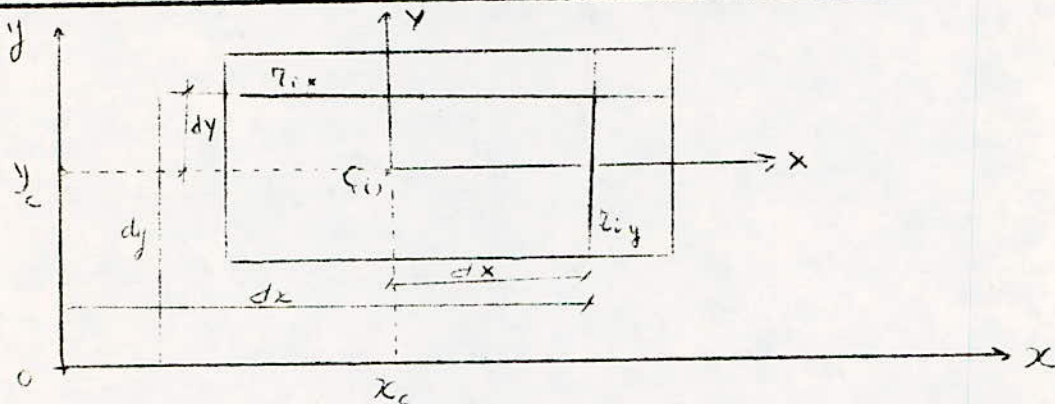
$$y_T = \frac{\sum r_{ix} y_i}{\sum r_{iy}}$$

Comme on a les hauteurs des planchers égales et aussi le même béton (c.a.; d.m.é.) alors on peut utiliser les rigidités de niveau au lieu de prendre les inerties des elts.

$$x_T = \frac{\sum I_{xy} x_i}{\sum I_{xy}}$$

$$y_T = \frac{\sum I_{xy} y_i}{\sum I_{xy}}$$

## DETERMINATION DE LA POSITION DU CENTRE DE TORSION A L'ETAGE (i).



soit  $x_{C(i)}$  et  $y_{C(i)}$ , les coordonnées de  $C(i)$  dans le système d'axes  $ox$  et  $oy$  (O point quelconque,  $ox, oy$  // aux deux axes principaux du bâtiment)

$$x_{C(i)} = \frac{\sum_x r_{iy} dx}{\sum r_{iy}}$$

$$y_{C(i)} = \frac{\sum_y r_{ix} dy}{\sum r_{ix}}$$

$\sum_x, \sum_y$ , étant étendues à tous les portiques de l'étage (i) respectivement // à  $oy$  et  $ox$ .

On utilisant les inerties des poteaux: les coordonnées du centre de torsion sont données par:

$$x_{C_i} = \frac{\sum I_{x-y} dx}{\sum I_{x-y}}$$

$$y_{C_i} = \frac{\sum I_{y-y} dy}{\sum I_{y-y}}$$

$$X_T = \frac{3 \cdot 16 \cdot 10^{-4} \sqrt{4+8+16+12+20+24} + 2 \cdot 16 \cdot 10^{-4} \cdot 28}{3,84} +$$

$$\frac{0,328 \cdot 25,5 + 0,7776 \cdot \sqrt{28 + 20}}{3,84} = 12 \text{ m} = \frac{46,18}{3,84}$$

$$Y_T = \frac{8 \cdot 9 \cdot 10^{-4} \cdot 10 + 8 \cdot 9 \cdot 10^{-4} \cdot 6}{23 \cdot 9 \cdot 10^{-4}} = 5,56 \text{ m}$$

#### CALCUL DES REGIDITES TOTALES DE NIVEAU DES PORTIQUES

Considerons le systeme d'axes  $C_{(i)x}$  et  $C_{(i)y}$  d'origine  $C_{(i)}$  paralleles aux 2 directions principales du bâtiments.

- Soit  $P(i) \rightarrow (G)$  le point de passage de la resultante des forces horizontales appliquées au niveau du plancher haut de l'étage (i) et  $X_{pi}$ ,  $Y_{pi}$  ses coordonnées dans le systeme d'axes

- Les regidites totales de niveau des différents portiques à l'étage (i) sont  $R(i)X$ ,  $R(i)Y$   
c'est les régidités à la translation dans les directions X et Y.

-  $R(i)\theta$  : c'est la régidité à la torsion

$$R(i)X = \sum_y r_{(i)x}$$

$$R(i)Y = \sum_x r_{(i)y}$$

$$R(i)\theta = \sum_y r_{(i)x} (dy)^2 + \sum_x r_{(i)y} (dx)^2$$

on se reportera aux tableaux 2.1, 2.2, ... pour avoir  $r_{(i)x}$  et  $r_{(i)y}$  des portiques.

les résultats sont données sous forme de tableaux (4.1, 4.2,).

TABLEAU 4.1                      SENS LONGITUDINAL

niv	r dix portique A-A	r dix portique B-B	r dix portique C-C	R(i)X t/m
IV	5468,5	5468,5	4731,39	15668,39
III	5468,5	5468,5	4731,39	15668,39
II	6611,6	5468,5	5744,41	17824,51

dy =

TABLEAU 4.2

## SENS TRANSVERSAL

niv	r i y	r i y	r i y	R I Y
portique	1 - 1	22-33-44 55-66-77	8 - 8	t / m
IV	4398,87	4398,87	2906,83	11704, 57
III	4398,87	4398,87	2906,83	11704, 57
II	5229,4	4398,87	3466,95	13095, 22

portique	1.1,7.7	2.2,6.6	3.3-5.5	4. 4	8. 8
dx=   X <sub>y<sub>i</sub></sub> - X <sub>T</sub>	12	8	4	0	16

$$\begin{aligned} \text{NIV IV ET III: } R_{\theta} &= 5468,5(4,44)^2 + 5468,5(0,44)^2 + 4731,39(5,56)^2 \\ &+ 4398,87 \sqrt{12^2 + 8^2 + 4^2 + 4^2 + 8^2 + 12^2} + 2906,83(16)^2 \\ &= 2,97 \cdot 10^6 \text{ t.m} \end{aligned}$$

NIV II

$$\begin{aligned} R_{\theta} &= 5229,4 \cdot 144 + 4398,87 \sqrt{64+16+4} \cdot 2 + 4398,87 \cdot 144 \\ &+ 6611,6 (4,44)^2 + 5468,5 (0,44)^2 + 5744,41 (5,56)^2 \\ R_{\theta} &= 2,434 \cdot 10^6 \text{ t.m} \end{aligned}$$

niv	R <sub>θ</sub> t.m	R <sub>ix</sub>	R <sub>iy</sub>
IV	2,97.10 <sup>6</sup>	15668,39	11704, 57
III	2,97. 10 <sup>6</sup>	15668,39	11704, 57
II	2,434.10 <sup>6</sup>	17824,51	13095, 22

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT DE NIVEAU DANS LES PORTIQUES

Dans les cas courant de bâtiment sans décrochement en élévation et dont les différents files de portique ont une rigidité de niveau variant peu en élévation ou variant dans les mêmes portiques, les Pts G(i) et G(i) ont chacun une position en plan qui ne varie pas ou varie dans les différents niveaux.

- Soit  $T(i)_x$  et  $T(i)_y$  les efforts tranchants de niveau dans la hauteur d'étage (i) qui sont les résultantes dans les directions X et Y des forces horizontales appliquées au niveau des planchers hauts des étages  $i+1, \dots, n-1, n$ .

- Soit  $T(i)_x$  l'effort tranchant au niveau à l'étage (i) dans le portique courant parallèle à l'axe x de rigidité de niveau  $r(i)_x$ .

- Soit  $T(i)_y$ , l'effort tranchant de niveau à l'étage (i) dans le portique courant parallèle à l'axe y de rigidité de niveau  $r(i)_y$ .

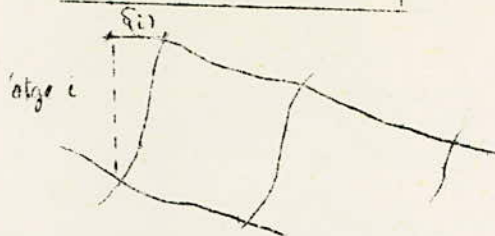
sous l'action de $T(i)_x$	$t_{ix} = T(i)_x \cdot z(i)_x \left( \frac{1}{R(i)_x} + \frac{x_p \cdot dy}{R(i)_y} \right)$
	$t_{iy} = T(i)_x \cdot z(i)_y \cdot \frac{x_p \cdot dx}{R(i)_x}$
sous l'action de $T(i)_y$	$t_{iy} = T(i)_y \cdot z(i)_y \left( \frac{1}{R(i)_y} + \frac{x_p \cdot dx}{R(i)_x} \right)$
	$t_{ix} = T(i)_y \cdot z(i)_x \cdot \frac{x_p \cdot dy}{R(i)_y}$

TABLEAU RECAPITULATIF

niveau	PORTIQUE	A - A		B - B		C - C		Rie tm	Rix (t/m)	Xp (m)
	T ix (t)	rix t/m	dy (m)	rix t/m	dy (m)	rix t/m	dy (m)			
IV	63,26	5468,5	4,44	5468,5	0,44	473139	-556	2,97.10 <sup>6</sup>	15668,39	1,015
III	108,1	5468,5	4,44	5468,5	0,44	4731,39	-5,56	2,97.10 <sup>6</sup>	15668,39	1,015
II	133,76	6611,6	4,44	5468,5	0,44	4744,41	-5,56	2,97.10 <sup>6</sup>	1724,51	1,015

- Soit  $\delta_i$  le déplacement relatif de niveau à l'étage (i) du portique courant parallèles à X et Y de rigidité de niveau  $r_i$

$$\delta_i = \frac{t_i}{r_i}$$



on vérifie si les déplacements relatifs de niveau sont acceptable et ceci on les comparant avec les déplacements absolue.

Le déplacement absolue d'un niveau (i) quelconque est donnée par la formule suivant:

$$V_i = \frac{T_i}{R_i}$$

le déplacement absolue est :

$$\Delta_i = \sum V_i$$

CALCUL DES DEPLACEMENTS RELATIFS DE NIVEAU DES PORTIQUES

PORTIQUE	A - A			B - B			C - C		
	$t_i$ (t)	$\delta_i$ (m)	$\Delta_i$ (m)	$t_i$ (t)	$\delta_i$ (m)	$\Delta_i$ (m)	$t_i$ (t)	$\delta_i$ (m)	$\Delta_i$ (m)
IV	22,81	$4,17 \cdot 10^{-3}$	$19,15 \cdot 10^{-3}$	22,15	$4 \cdot 10^{-3}$	$17,15 \cdot 10^{-3}$	18,31	$3,87 \cdot 10^{-3}$	$17,54 \cdot 10^{-3}$
III	39	$7,13 \cdot 10^{-3}$	$14,98 \cdot 10^{-3}$	37,85	$6,92 \cdot 10^{-3}$	$13,15 \cdot 10^{-3}$	31,3	$6,61 \cdot 10^{-3}$	$13,67 \cdot 10^{-3}$
II	51,19	$7,85 \cdot 10^{-3}$	$7,85 \cdot 10^{-3}$	41,22	$6,23 \cdot 10^{-3}$	$6,23 \cdot 10^{-3}$	40,62	$7,07 \cdot 10^{-3}$	$7,07 \cdot 10^{-3}$

CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POTEAUX

L'effort tranchant de niveau du portique courant est distribué dans les différents poteaux de ce portique au prorata de leur raideur effective.

- Soit : effort tranchant de niveau à l'étage (i) dans le portique courant.  
 $t_i$ :

$t(i,j)$ : effort tranchant à l'étage dans le poteau (j) du portique courant.

$K_{ce}(i,j)$ : la raideur effectuée à l'étage (i) du portique (j) du portique courant.

$$t(i,j) = t_i \frac{K_{ce}(i,j)}{\sum_{j=1}^n K_{ce}(i,j)}$$

PORTIQUE	A		A		B		B		C		C				
	t <sub>i</sub> (t)	pot. r. $\frac{K_{ce}}{Z_{K_{ce}}}$	int $\frac{K_e}{Z_{K_e}}$	t <sub>i, rive</sub> (t)	t <sub>i, mt</sub> (t)	t <sub>i</sub> (t)	pot. r. $\frac{K_{ce}}{Z_{K_{ce}}}$	pot. int $\frac{K_{ce}}{Z_{K_{ce}}}$	t <sub>i, rive</sub> (t)	t <sub>i, mt</sub> (t)	t <sub>i</sub> (t)	pot. rive $\frac{K_{ce}}{Z_{K_{ce}}}$	pot. int $\frac{K_{ce}}{Z_{K_{ce}}}$	t <sub>i, rive</sub> (t)	t <sub>i, mt</sub> (t)
IV	22,81	0,095	0,135	2,17	3,08	22,15	0,095	0,135	2,1	3	18,31	0,1105	0,156	2,02	2,85
III	39	0,095	0,135	3,705	5,265	37,85	0,095	0,135	3,59	5,11	31,3	0,1105	0,156	3,46	4,9
II	51,9	0,106	0,131	5,5	6,8	41,22	0,095	0,135	3,91	5,56	40,63	0,1226	0,151	4,98	6,13

VII Détermination des points de moment nul dans les poteaux au dessus du niveau de base :

B.1: Cas des poteaux parfaitement encastrés ou articulés au niveau de base.

- La position du point de moment nul est donné pour chaque poteau d'un étage par le coef B (fig 7) résultant de l'exp. suivante:

$$B = B_0 + B_1 + B_2 + B_3$$

NOTA IMPORTANT:

Pour tous les poteaux ayant un coeff.  $\alpha \geq 3$  où peut considerer avec une erreur appreciable que le point de moment nul est situé à mi-hauteur (c.a.d  $B = 0,5$ ) on constate effectivement que la valeur de B calculée à partir des tableaux 0.1 reste dans ce cas très voisine de 0,50.

-B0 : est le coeff de base applicable aux ossatures qui ont des hauteurs d'étage identique et des poutres de même raideur à tous les niveaux c.a.d.  $K_1 + K_2 = K_3 + K_4$  pour tous les poteaux.

-B0 : est donné par le tableau 4 ( Diagramme triangulaire )  
ou par le tableau 5 ( Diagramme rectangulaire ).

-B1: est un coef additionnel tenant compte d'une différence de raideur globale  $K_1 + K_2$  et  $K_3 + K_4$  des poutres assurant l'encastrement des 2 extrémités du poteau.

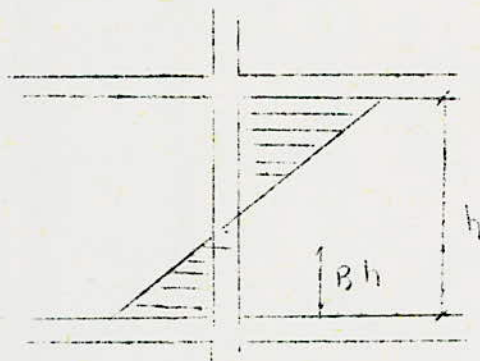
B1: donné par le tableau 6

B2 et B3 sont des coeff additionnels tenant compte d'une différence de hauteur entre l'étage considéré et les étages supérieurs et inférieurs

- Pour l'étage (0) :  $B_3 = 0$

- Pour l'étage (n) :  $B_2 = 0$

B2 et B3 sont donnés par le tableau 7.





	POTEAU	t <sub>i</sub> (+)	$\bar{K}$	B <sub>0</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	B <sub>3</sub>	B	Z=BH	M <sub>inf</sub> t.m	H-Z	M <sub>sup</sub> t.m
NIV	1-8	2,17	1,435	0,425	0	0	0	0,425	1,275	2,77	1,725	3,74
	2-7	3,08	2,87	0,45	0	0	0	0,45	1,35	4,16	1,65	5,08
IV	1-8	3,705	1,435	0,475	0	0	0	0,475	1,425	5,28	1,575	5,82
	2-7	5,265	2,87	0,50	0	0	0	0,50	1,5	7,9	1,5	7,9
III	1-8	5,5	1,435	0,625	0	0	0	0,625	1,875	10,31	1,125	6,19
	2-7	6,8	2,87	0,575	0	0	0	0,575	1,725	11,73	1,275	8,67
II	1-8	5,5	1,435	0,625	0	0	0	0,625	1,875	10,31	1,125	6,19
	2-7	6,8	2,87	0,575	0	0	0	0,575	1,725	11,73	1,275	8,67

PORTIQUE B-B

	potEAU	t <sub>i</sub> (+)	$\bar{K}$	B <sub>0</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	B <sub>3</sub>	B	Z=BH	M <sub>inf</sub>	H-Z	M <sub>sup</sub>
NIV	1-8	2,1	1,435	0,425	0	0	0	0,425	1,275	2,68	1,725	3,62
	2-7	3	2,87	0,45	0	0	0	0,45	1,35	4,05	1,65	4,95
IV	1-8	3,59	1,435	0,475	0	0	0	0,475	1,425	5,12	1,475	5,29
	2-7	5,11	2,87	0,5	0	0	0	0,5	1,5	7,66	1,5	7,66
III	1-8	3,91	1,435	0,625	0	0	0	0,625	1,875	7,33	1,125	4,4
	2-7	5,56	2,87	0,575	0	0	0	0,575	1,725	9,59	1,275	7,09
II	1-8	3,91	1,435	0,625	0	0	0	0,625	1,875	7,33	1,125	4,4
	2-7	5,56	2,87	0,575	0	0	0	0,575	1,725	9,59	1,275	7,09

Niveau	Potage	t <sub>0</sub> (t)	R	B <sub>0</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	B <sub>3</sub>	B <sub>4</sub>	B <sub>5</sub>	3=B <sub>h</sub>	Minf	11-8	11 sup
IV	1 - 8	2,02	1,435	0,425	0	0	0	0	0,425	1,275	2,57	1,725	3,48
	2 - 7	2,85	2,87	0,45	0	0	0	0	0,45	1,35	3,85	1,65	4,7
III	1 - 8	3,46	1,435	0,475	0	0	0	0	0,475	1,425	4,93	1,475	5,1
	2 - 7	4,9	2,87	0,5	0	0	0	0	0,5	1,5	7,35	1,5	7,35
II	1 - 8	4,98	1,435	0,625	0	0	0	0	0,625	1,875	9,34	1,125	5,6
	2 - 7	6,13	2,87	0,575	0	0	0	0	0,575	1,725	10,57	1,275	7,81

## CALCUL DES MOMENTS DANS LES POTEAUX

### Poteau parfaitement encasté ou articulé au niveau de base.

Les moments à l'extrémité inférieure ( $M_{inf}$ ) et à l'extrémité supérieure ( $M_{sup}$ ) d'un poteau courant soumis à l'effort tranchant  $t$  sont obtenus à partir des coefficients  $B$  relatifs à ce poteau (4 art. B).

$$M_{inf} = t B h$$

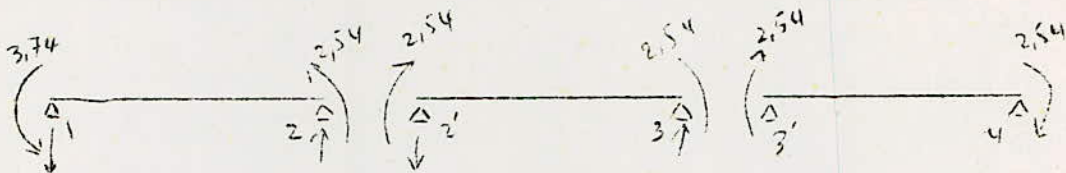
$$M_{sup} = t (1-B) h$$

### Poteau encasté élastiquement au niveau de base.

On calcule d'abord les moments dans ce poteau à chaque étage en supposant qu'il est parfaitement encasté au niveau de base.

### EFFORT TRANCHANT DANS LA POUTRE.

#### Niveau IV:



$$|T_2| = |T_1| = \frac{3,74 + 2,54}{3,7} = 1,7 \text{ t}$$

$$|T_2| = |T_3| = \frac{2,54 \times 2}{3,7} = 1,37 \text{ t}$$

#### Niveau III



$$T_1 = T_2 = \frac{8,59 + 6,03}{3,7} = 3,95 \text{ t}$$

$$T_2 = T_3 = \frac{26,03}{3,7} = 3,26 \text{ t}$$

#### Niveau II

$$T_1 = T_2 = \frac{11,47 + 8,285}{3,7} = 5,34 \text{ t}$$

$$T_2 = T_3 = \frac{28,285}{3,7} = 4,48 \text{ t}$$

MOMENTS DANS LES POUTRES. (sens longitudinal)

	G		Qb		Fav ↓		Fav ↑		→ Fah		← Fah		
	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	
IV	1 - 2	-0,87	-0,3	-0,013	-0,037	-0,208	-0,604	0,208	0,604	3,74	-2,54	-3,74	2,54
	2 - 3	-0,73	-0,812	-0,03	-0,031	-0,564	-0,507	0,564	0,507	-2,54	-2,54	-2,54	2,54
	3 - 4	-0,73	-0,73	-0,03	0,031	-0,507	-0,507	0,507	0,507	2,54	-2,54	-2,54	2,54
	4 - 5	-0,73	-0,73	-0,03	-0,031	-0,507	-0,507	0,507	0,507	2,54	-2,54	-2,54	2,54
	5 - 6	-0,73	-0,73	-0,03	-0,031	-0,507	-0,507	0,507	0,507	2,54	-2,54	-2,54	2,54
	6 - 7	-0,812	-0,73	-0,03	-0,034	-0,507	0,564	0,507	0,564	2,54	-2,54	-2,54	2,54
	7 - 8	-0,3	-0,87	-0,037	0,013	-0,604	-0,208	0,604	0,208	2,54	-3,74	-2,54	3,74
III	1 - 2	-1,662	-0,906	-0,044	-0,08	-0,204	-0,374	0,204	0,374	8,59	-6,03	-8,59	6,03
	2 - 3	-1,597	-1,625	-0,079	-0,077	-0,366	-0,359	0,366	0,359	6,03	-6,03	-6,03	6,03
	3 - 4	-1,597	-1,597	-0,077	-0,077	-0,359	-0,359	0,359	0,359	6,03	-6,03	-6,03	6,03
	4 - 5	-1,597	-1,597	-0,077	-0,077	-0,359	-0,359	0,359	0,359	6,03	-6,03	-6,03	6,03
	5 - 6	-1,597	-1,597	-0,077	-0,077	-0,359	-0,359	0,359	0,359	6,03	-6,03	-6,03	6,03
	6 - 7	-1,625	-1,597	-0,077	-0,079	-0,359	-0,366	0,359	0,366	6,03	-6,03	-6,03	6,03
	7 - 8	-0,906	-1,662	-0,08	-0,004	-0,374	-0,204	0,374	0,204	6,03	-8,59	-6,03	8,59
II	1 - 2	-1,63	-0,93	-0,079	-0,045	-0,21	-0,12	0,21	0,12	-8,285	11,47	8,285	-11,47
	2 - 3	-1,597	-1,628	-0,077	-0,079	-0,206	-0,21	-0,206	0,21	-8,285	8,285	8,285	-8,285
	3 - 4	-1,597	-1,597	-0,077	-0,077	-0,206	-0,206	-0,206	0,206	-8,285	8,285	8,285	-8,285
	4 - 5	-1,648	-1,597	-0,51	-0,077	-0,206	-0,206	-0,206	0,206	-0,285	8,285	8,285	-8,285
	5 - 6	-1,768	-1,718	-1,545	-1,112	-0,206	-0,206	-0,206	0,206	-0,206	8,285	8,285	-8,285
	6 - 7	-1,73	-1,768	-1,109	-1,545	-0,208	-0,206	0,208	0,206	-8,285	8,285	8,285	-8,285
	7 - 8	-0,93	-1,680	-0,045	-0,506	-0,12	-0,21	0,12	0,21	-11,47	8,285	11,47	-8,285
I	1 - 2	-1,597	-0,993	-0,077	-0,048	-0,038	-0,021	0,038	0,021				
	2 - 3	-1,597	-1,597	-0,077	-0,077	-0,037	-0,038	0,037	0,038				
	3 - 4	-1,597	-1,597	-0,077	-0,077	-0,037	-0,037	0,037	0,037				
	4 - 5	-1,597	-1,597	-0,077	-0,077	-0,037	-0,037	0,037	0,037				
	5 - 6	-1,597	-1,597	-0,077	-0,077	-0,037	-0,037	0,037	0,037				
	6 - 7	-1,597	-1,597	-0,077	-0,077	-0,037	-0,037	0,037	0,037				
	7 - 8	-0,993	-1,597	-0,048	-0,077	-0,021	-0,038	0,021	0,038				

## EFFORTS TRANCHANTS DANS LES FOURRES (1)

(Sens longitudinal)

	G		Q		Fav ↓		Fav ↑		Fah →		Fah ←		
	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	
IV	1 - 2	1,466	1,157	0,062	0,049	1,017	0,803	-1,017	-0,803	1,7	-1,7	-1,7	1,7
	2 - 3	1,29	1,334	0,054	0,056	0,895	0,925	-0,895	-0,925	1,37	-1,37	-1,37	1,37
	3 - 4	1,312	1,312	0,055	0,055	0,91	-0,91	-0,91	-0,91	1,37	-1,37	-1,37	1,37
	4 - 5	1,312	1,312	0,055	0,055	0,91	0,91	-0,91	-0,91	1,37	-1,37	-1,37	1,37
	5 - 6	1,312	1,312	0,055	0,055	0,91	0,91	-0,91	-0,91	1,37	-1,37	-1,37	1,37
	6 - 7	1,334	1,29	0,056	0,054	0,925	0,895	-0,925	-0,895	1,37	-1,37	-1,37	1,37
	7 - 8	1,157	1,466	0,049	0,062	0,803	1,017	-1,017	1,7	-1,7	-1,7	-1,7	1,7
III	1 - 2	3,074	2,665	0,149	0,129	0,691	0,6	-0,691	-0,6	3,95	-3,95	-3,95	3,95
	2 - 3	2,862	2,877	0,138	0,139	0,644	0,647	-0,644	-0,647	3,26	-3,26	-3,26	3,26
	3 - 4	2,869	2,869	0,139	0,139	0,645	0,645	-0,645	-0,645	3,26	-3,26	-3,26	3,26
	4 - 5	2,869	2,869	0,139	0,139	0,645	0,645	-0,645	-0,645	3,26	-3,26	-3,26	3,26
	5 - 6	2,869	2,869	0,139	0,139	0,645	-0,645	-0,645	-0,645	-3,26	-3,26	-3,26	3,26
	6 - 7	2,877	2,862	0,139	0,138	0,647	0,644	-0,647	-0,644	3,26	-3,26	-3,26	3,26
	7 - 8	2,665	3,074	0,129	0,149	0,6	0,691	-0,6	-0,691	3,95	-3,95	-3,95	3,95
II	1 - 2	3,058	2,680	0,148	0,130	0,394	0,345	-0,394	-0,345	-5,34	5,34	5,34	-5,34
	2 - 3	2,861	2,878	0,138	0,139	0,369	0,371	-0,369	-0,371	-4,48	4,48	4,48	-4,48
	3 - 4	2,869	2,869	0,139	0,139	0,37	0,37	-0,37	-0,37	-4,48	4,48	4,48	-4,48
	4 - 5	2,883	2,856	0,256	0,022	0,37	0,37	-0,37	-0,37	-4,48	4,48	4,48	-4,48
	5 - 6	3,19	3,163	2,892	2,658	0,37	0,37	-0,37	-0,37	-4,48	4,48	4,48	-4,48
	6 - 7	3,166	3,187	2,657	2,893	0,37	0,37	-0,37	-0,37	-4,48	4,48	4,48	-4,48
	7 - 8	2,667	3,072	0,014	0,263	0,345	0,394	-0,345	-0,394	-5,34	5,34	5,34	-5,34
I	1 - 2	3,033	2,706	0,147	0,131	0,071	0,062	-0,071	-0,062				
	2 - 3	2,869	2,869	0,139	0,063	0,067	0,063	0,067	-0,063				
	3 - 4	2,869	2,869	0,139	0,139	0,066	0,066	-0,066	-0,066				
	4 - 5	2,869	2,869	0,139	0,139	0,066	0,066	-0,066	-0,066				
	5 - 6	2,869	2,869	0,139	0,139	0,066	0,066	-0,066	-0,066				
	6 - 7	2,869	2,869	0,139	0,139	0,066	0,066	-0,066	-0,066				
	7 - 8	2,706	3,033	0,131	0,147	0,062	0,071	-0,062	-0,071				

EFFORT TRANCHANT

(sens transversal)

NIV.	Travée	G		Q		F <sub>av</sub> ↓	
		T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
IV	I - 2	3,88	7,17	0,5	0,93	1,77	1,52
	2 - 3	9,52	7,67	1,35	0,89	2,84	2,3
III	I - 2	6,57	8,63	1,48	2,12	0,96	1,38
	2 - 3	8,04	6,64	2,9	2,7	1,88	1,75
II	I - 2	6,32	8,21	4,47	5,47	0,55	0,79
	2 - 3	7,68	7	3,37	2,23	1,13	0,95
I	I - 2	6,23	8,97	1,48	2,12	0,1	0,14
	2 - 3	12,75	10,89	2,93	2,67	0,19	0,18

MOMENT FLECHISSANT

NIV.	Travée	G		Q		F <sub>av</sub> ↓	
		M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
IV	I - 2	-6,75	-0,83	-0,88	-0,108	-2,01	-2,46
	2 - 3	-2,69	-7,9	-0,35	-1,63	-0,8	-2,36
III	I - 2	-5,43	-1,72	-1,57	-0,4	-1,02	-0,26
	2 - 3	-3,27	-7,18	-1,25	-1,83	-0,8	-1,19
II	I - 2	-5,13	-1,7	-2,97	-1,16	-0,58	-0,16
	2 - 3	-3,35	-5,26	-1,28	-4,46	-0,17	-0,68
I	I - 2	-6,91	-1,97	-1,64	-0,47	-0,109	-0,03
	2 - 3	-3,63	-8,87	-1,39	-2,1	-0,09	-0,14

MOMENTS DANS LES POINTEUX

	G		Q		F <sub>av</sub> ↓		F <sub>av</sub> ↑		F <sub>ah</sub> →		F <sub>ah</sub> ←		
	M inf	M sup	M inf	M sup	M inf	M sup	M inf	M sup	M inf	M sup	M inf	M inf	
IV	1	0,426	-0,299	0,021	-0,013	0,096	-0,208	-0,096	0,208	-2,77	3,74	2,77	-3,74
	2	-0,019	0,057	0	0,002	-0,004	0,039	0,004	-0,039	-4,16	5,08	4,16	-5,08
	3	0	0	0	0	0	0	0	0	-4,16	5,08	4,16	-5,08
	4	0	0	0	0	0	0	0	0	-4,16	5,08	4,16	-5,08
	5	0	0	0	0	0	0	0	0	-4,16	5,08	4,16	-5,08
	6	0	0	0	0	0	0	0	0	-4,16	5,08	4,16	-5,08
	7	0,019	-0,057	0	-0,002	0,004	-0,039	-0,004	0,039	-4,16	5,08	4,16	-5,08
	8	0,426	-0,299	0,021	-0,013	0,096	-0,208	-0,096	0,208	2,77	-3,74	-2,77	3,74
III	1	0,465	-0,479	0,022	-0,023	0,06	-0,108	-0,06	0,108	-5,28	5,82	5,28	-5,82
	2	-0,009	0,019	0	0	-0,001	0,004	0,001	-0,004	-7,9	7,9	7,9	-7,9
	3	0	0	0	0	0	0	0	0	-7,9	7,9	7,9	-7,9
	4	0	0	0	0	0	0	0	0	-7,9	7,9	7,9	-7,9
	5	0,035	0	0,301	0	0	0	0	0	-7,9	7,9	7,9	-7,9
	6	0	0	0	0	0	0	0	0	-7,9	7,9	7,9	-7,9
	7	-0,026	-0,019	-0,302	0	0,001	-0,004	-0,001	0,004	-7,9	7,9	7,9	-7,9
	8	0,465	-0,479	0,022	-0,023	0,06	-0,108	-0,06	0,108	5,28	-5,82	-5,28	5,82
II	1	0,42	-0,465	0,02	-0,022	0,011	-0,06	-0,011	0,06	-10,31	6,19	10,31	-6,19
	2	0	0,009	0	0	0	0,001	0	-0,001	-11,73	8,67	11,73	-8,67
	3	0	0	0	0	0	0	0	0	-11,73	8,67	11,73	-8,67
	4	0	0	0	0	0	0	0	0	-11,73	8,67	11,73	-8,67
	5	0	-0,035	0	-0,301	0	0	0	0	-11,73	8,67	11,73	-8,67
	6	0	0	0	0	0	0	0	0	-11,73	8,67	11,73	-8,67
	7	0	0,026	0	0,302	0	-0,001	0	0,001	-11,73	8,67	11,73	-8,67
	8	0,42	-0,465	0,02	-0,022	0,011	-0,06	-0,011	0,06	10,31	-6,19	-10,31	6,19
I	1	-0,572	-0,572	0,028	-0,028	0,011	-0,011	-0,011	0,011				
	2	0	0	0	0	0	0	0	0				
	3	0	0	0	0	0	0	0	0				
	4	0	0	0	0	0	0	0	0				
	5	0	0	0	0	0	0	0	0				
	6	0	0	0	0	0	0	0	0				
	7	0	0	0	0	0	0	0	0				
	8	0,572	-0,572	0,028	-0,028	0,011	-0,011	-0,011	0,011				

MOMENT DANS LES POTEAUX

(Sans transversal)

NIV.	Travée	G		Q		F <sub>av</sub> ↓		F <sub>av</sub> ↑	
		M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>
IV	1	-	0,81	-0,01	0,19	-2,46	0,125	2,46	-0,12
	2	-1,14	0,82	-0,15	0,123	-0,34	0,09	0,34	-0,09
	3	-2,69	1,53	-0,35	0,59	-0,8	0,38	0,8	-0,38
III	1	-0,81	0,85	-0,21	0,58	-0,14	0,078	0,14	-0,078
	2	-0,93	0,069	-0,14	0,75	-0,09	0,051	0,09	-0,051
	3	-1,73	1,68	-0,66	0,64	-0,43	0,086	0,43	-0,086
II	1	-0,85	0,82	-0,58	0,194	-0,079	0,013	0,079	-0,013
	2	-0,069	0,814	-0,746	0,19	-0,051	0,13	0,051	-0,13
	3	-1,69	0,51	-0,64	0,58	-0,08	0,04	0,08	-0,04
I	1	-1,15	1,15	-0,27	0,27	-0,018	0,018	0,018	-0,018
	2	-1,14	1,14	-0,27	0,27	-0,018	0,018	0,018	-0,018
	3	-2,12	2,12	-0,8	0,8	-0,05	0,05	0,05	-0,05



( CHAPITRE V -  
SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

Les justifications produites doivent montrer que les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci que les sollicitations de calcul définies dans ce qui suit ne provoquant pas le phénomène que l'on veut éviter.

Pour les sollicitations de calcul vis à vis des états ultimes de résistance et de stabilité de forme lors des situations durables ou transitoire, on considèrera la combinaisons d'action suivantes et on retiendra la plus défavorable (A.33,21).

$$1,35 G \max + G \min + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum \gamma_{Qi} Q_i$$

avec : G max : l'ensemble des actions permanentes défavorables ( A 33,12)  
 G min : l'ensemble des actions permanentes favorables

- Q1 : une action variable dite de base (A 31,32)  
 -charge peu variable et connues de façon relativement précise (ex: charges d'exploitation).  
 -charges connues de façon plus au moins incertaine dont on évalue les valeurs extremes a partir de ce qui est envisageable ( ex: charges routieres,...)

d'après (A 33,21)  $Q_1 = 1,5$  pour les charges d'exploitation.

$Q_i$  = les valeurs sont données pour les différentes cas dans (A 33,22)

$Q_i$  = les autres actions variables, dites d'accompagnement (temperature, vent, neige) pour les sollicitations de calcul vis à vis des états limités ultimes lors des situations accidentelles, les sollicitations à considérer sont :

$$G \max + G \min + F A + \sum \gamma_{Ai} Q_i$$

FA: valeur representative de l'action accidentelle (sèisme)

$A_i$ : coefficients particuliers donnés dans (A 33,3)

pour les sollicitations de calcul vis à vis des états limités de service résultant des combinaisons d'actions suivantes, dont on retient la plus défavorable :

$$G \max + G \min + Q_1 + \sum \psi_{Qi} Q_i$$

$\psi_{Qi}$ : coefficient donné dans (A 33.42).

Dans notre cas la sollicitation due aux effets de la température et de retrait n'est pas à prendre en compte car il y a des joints de dilatation prévus dans le bâtiment.

De plus notre bâtiment étant de hauteur faible ne dépasse pas 25 m, la sollicitation de base développée par les surcharges pesantes d'exploitation est prépondérante devant celle due au vent, en plus ces surcharges pesantes, permanentes ou d'exploitation ont un effet défavorable donc  $G_{min} = 0,0$  considérera finalement pour notre cas :

- pour les sollicitations vis à vis des états limités ultimes de résistance et de stabilité de forme la combinaison qu'on prendra en compte est la suivante :

$$1,35 G + 1,5 Q \quad SP$$

- pour les sollicitations de calcul vis à vis des états limités ultime lors des accidentelles on prendra :

$$G + SI + Q \quad SI = F_A$$

l'effet de sèisme horizontal et vertical seront considérés simultanément et avec la totalité des surcharges d'exploitations, on ne considérera pas les surcharges dues au vent étant donné que le sèisme est prépondérant comme nous l'avons vu dans l'étude au vent.

On ce qui concerne ces sollicitations qu'on appellera (SP 2) les règles parasismiques dans l'article (3,103) préconisent pour le calcul de chaque élément les combinaisons suivantes :

$$\begin{array}{l} G + Q + SIV \downarrow + \overrightarrow{SI}_H \\ G + Q/5 + SIV \uparrow + \overleftarrow{SI}_H \end{array} \quad SP2$$

pour les sollicitations de calcul vis à vis des états limités de service, la combinaison qu'on prendra est : ( $Q_i = 0$ )

$$\boxed{G + Q}$$

MOMENT EN TRAVEE:

On applique les règles de l'article ( F. 2.2.2.).

COMBINAISONS

(Partique longitudinal)

	$1,35G + 1,5Q_b$		$G+Q_b + Fav + Fah \rightarrow$		$G+Q_b + Fav + Fah \leftarrow$		$G+\frac{Q}{5} + Fav + Fah \rightarrow$		$G+\frac{Q}{5} + Fav + Fah \leftarrow$		$G + Q$		
	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	
IV	1 - 2	-0,424	-1,23	+3,22	-4,051	-4,26	+1,03	+3,64	-2,81	-3,83	2,27	-0,313	-0,907
	2 - 3	-1,15	-1,032	+1,13	-3,81	-3,95	1,27	2,28	-2,77	-2,79	2,31	-0,846	-0,761
	3 - 4	-1,032	-1,032	+1,27	-3,81	-3,81	1,27	2,31	-2,77	-2,77	2,31	-0,761	-0,761
	4 - 5	-1,032	-1,032	+1,27	-3,81	-3,81	1,27	2,31	-2,77	-2,77	2,31	-0,761	-0,761
	5 - 6	-1,032	-1,032	+1,27	-3,81	-3,81	1,27	2,31	-2,77	-2,77	2,31	-0,761	-0,761
	6 - 7	-1,032	-1,15	1,27	-3,95	-3,81	1,13	2,31	-2,79	-2,77	2,28	-0,761	-0,846
	7 - 8	-1,23	-0,424	1,03	-4,26	-4,051	3,22	2,27	-3,83	-2,81	3,64	-0,907	-0,313
III	1 - 2	-1,29	-2,36	7,43	-8,15	-9,75	3,91	7,88	-7,33	-9,3	4,73	-1,050	-2,568
	2 - 3	-2,31	-2,27	3,96	-8,06	-8,10	4,00	4,75	-7,28	-7,3	4,78	-1,704	-1,674
	3 - 4	-2,27	-2,27	4,00	-8,06	-8,06	4,00	4,78	-7,28	-7,28	4,78	-1,674	-1,674
	4 - 5	-2,27	-2,27	4,00	-8,06	-8,06	4,00	4,78	-7,28	-7,28	4,78	-1,674	-1,674
	5 - 6	-2,27	-2,27	4,00	-8,06	-8,06	4,00	4,78	-7,28	-7,28	4,78	-1,674	-1,674
	6 - 7	-2,27	-2,31	4,00	-8,10	-8,06	3,96	4,78	-7,30	-7,28	4,75	-1,674	-1,704
	7 - 8	-2,36	-1,29	3,91	-9,74	-8,15	7,43	4,73	-9,3	-7,33	7,88	-2,568	-1,05
II	1 - 2	-2,319	-1,323	-10,204	10,375	6,366	-12,565	-9,72	10,65	6,85	-12,29	-1,709	-0,975
	2 - 3	-2,271	-2,316	-10,165	6,368	6,405	-10,198	-9,69	6,85	6,88	-9,72	-1,674	-1,707
	3 - 4	-2,271	-2,271	-10,165	6,405	-6,405	-10,165	-9,69	6,88	-6,88	-9,69	-1,674	-1,674
	4 - 5	-3	-2,271	-10,649	6,405	5,921	-10,165	-9,83	6,88	6,74	-9,69	-2,158	-1,674
	5 - 6	-4,704	-3,987	-11,804	5,249	4,706	-11,321	-10,156	6,55	6,414	-10,02	-3,313	-2,83
	6 - 7	-4	-4,704	-11,332	4,766	5,238	-11,806	-10,03	6,5	6,54	-10,07	-2,839	-3,313
	7 - 8	-1,323	-3,027	-12,565	5,889	10,375	-10,681	-12,29	6,71	10,65	-9,86	-0,975	-2,186
I	1 - 2	-2,271	-1,412	-1,412	-1,062			-1,574	-0,982			-1,674	-1,041
	2 - 3	-2,271	-2,271	-1,711	-1,712			-1,575	-1,574			-1,674	-1,674
	3 - 4	-2,271	-2,271	-1,711	-1,711			-1,575	-1,575			-1,674	-1,674
	4 - 5	-2,271	-2,271	-1,711	-1,711			-1,575	-1,575			-1,674	-1,674
	5 - 6	-2,271	-2,271	-1,711	-1,711			-1,575	-1,575			-1,674	-1,674
	6 - 7	-2,271	-2,271	-1,711	-1,711			-1,575	-1,575			-1,674	-1,674
	7 - 8	-1,412	-2,271	-1,062	-1,712			-0,982	-1,574			-1,041	-1,674

G O M B I N A I S O N

(Partique longitudinal)

		1,35 G + 1,5Q		G+Q+Fav↓ + $\overleftarrow{Fah}$		G+Q+Fav↓ + $\overleftarrow{Fah}$		G+Q/5+Fav↑ + $\overrightarrow{Fah}$		G+Q/5+Fav↑ + $\overleftarrow{Fah}$		G + Q	
		Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw
IV	1 - 2	2,072	1,635	4,245	0,309	0,845	3,709	2,161	-1,336	-1,24	2,064	1,344	1,39
	2 - 3	1,8225	1,885	3,609	0,945	0,869	3,685	2,776	-0,95	-0,964	1,79	1,344	1,39
	3 - 4	1,854	1,854	0,907	0,907	3,647	1,783	-0,96	-0,96	1,783	1,367	1,367	1,367
	4 - 5	1,854	1,854	3,647	0,907	3,647	1,783	-0,96	-0,96	1,783	1,367	1,367	1,367
	5 - 6	1,854	1,854	3,647	0,907	0,907	3,647	1,783	-0,96	-0,96	1,783	1,367	1,367
	6 - 7	1,885	1,8225	3,685	0,869	0,975	3,609	1,79	-0,964	-0,95	2,776	1,39	1,344
	7 - 8	1,635	2,072	3,709	0,845	0,309	4,245	2,064	-1,24	-1,336	2,161	1,206	1,528
III	1 - 2	4,373	3,791	7,864	-0,556	-0,036	7,344	6,363	-1,86	-1,54	6,041	3,223	2,794
	2 - 3	4,071	4,092	6,904	0,403	0,384	6,923	5,506	-1,002	-1,014	5,518	3,00	3,016
	3 - 4	4,082	4,082	6,913	0,393	0,393	6,913	5,512	-1,008	-1,008	5,512	3,008	3,008
	4 - 5	4,082	4,082	6,913	0,393	0,393	6,913	5,512	-1,008	-1,008	5,512	3,008	3,008
	5 - 6	4,082	4,082	6,913	0,393	0,393	6,913	5,512	-1,008	-1,008	5,512	3,008	3,008
	6 - 7	4,092	4,071	6,923	0,384	0,403	6,904	5,518	-1,014	-1,002	5,506	3,016	3,00
	7 - 8	3,791	4,373	7,344	0,036	-0,556	7,864	6,041	-1,54	-1,86	6,363	2,794	3,223
II	1 - 2	4,35	3,813	-1,74	8,891	8,94	-2,185	-2,646	7,701	8,033	-2,979	3,206	2,81
	2 - 3	4,07	4,094	-1,11	7,868	7,85	-1,092	-1,96	7,015	7	-1,945	3	3,017
	3 - 4	4,082	4,082	-1,102	7,858	7,86	-1,102	-1,953	7,007	7,007	-1,953	3,008	3,008
	4 - 5	4,276	3,89	-0,971	7,728	8,19	-1,232	-1,916	6,97	7,044	-1,99	3,139	2,878
	5 - 6	8,64	8,257	1,972	10,671	10,93	1,711	-1,082	7,8	7,878	-1,155	6,082	5,829
	6 - 7	8,26	8,64	1,713	10,93	10,673	1,97	-1,153	7,876	7,807	-1,08	5,823	6,08
	7 - 8	3,62	4,542	-2,314	9,069	8,366	-1,611	-3,015	8,07	7,665	2,609	2,681	3,335
I	1 - 2	4,315	3,85	3,251	2,9			2,99	2,67			3,18	2,837
	2 - 3	4,082	4,082	3,071	3,075			2,834	2,83			3,008	3,008
	3 - 4	4,082	4,082	3,074	3,074			2,83	2,83			3,008	3,008
	4 - 5	4,082	4,082	3,074	3,074			2,83	2,83			3,008	3,008
	5 - 6	4,082	4,082	3,074	3,074			2,83	2,83			3,008	3,008
	6 - 7	4,082	4,082	3,074	3,074			2,83	2,83			3,008	3,008
	7 - 8	3,85	4,315	2,9	3,251			2,67	2,99			2,837	3,18

$$M_t = M_o - \frac{M_G + M_W}{2} / \text{Gou } 1,35G$$

PORTIQUE LONGITUDINAL A - A''

	$\frac{M_w + M_e}{2}$		1,35 G + 1,5 Qb			G + Qb + Fav ↙			G + Qb/5 + Fav ↗			G + Qb			
Travée	1,35 G	G	Q	M <sub>o</sub>	M <sub>t</sub>	Q	M <sub>o</sub>	M <sub>t</sub>	Q	M <sub>o</sub>	M <sub>t</sub>	Q	M <sub>o</sub>	M <sub>t</sub>	
IV	1 - 2	+0,79	+0,585	1,002	1,715	0,925	1,231	2,106	1,521	0,223	0,382	-0,203	0,739	1,265	0,68
	2 - 3	+1,04	+0,771	1,002	1,715	0,675	1,231	2,106	1,335	0,223	0,382	-0,389	0,739	1,265	0,494
	3 - 4	+0,98	+0,73	1,002	1,715	0,735	1,231	2,106	1,376	0,223	0,382	-0,348	0,739	1,265	0,535
	4 - 5	+0,98	+0,73	1,002	1,715	0,735	1,231	2,106	1,376	0,223	0,382	-0,348	0,739	1,265	0,535
	5 - 6	+0,98	+0,73	1,002	1,715	0,735	1,231	2,106	1,376	0,223	0,382	-0,348	0,739	1,265	0,535
	6 - 7	+1,04	+0,771	1,002	1,715	0,675	1,231	2,106	1,335	0,223	0,382	-0,389	0,739	1,265	0,494
	7 - 8	+0,79	+0,585	1,002	1,715	0,925	1,231	2,106	1,521	0,223	0,382	-0,203	0,739	1,265	0,68
III	1 - 2	+1,73	+2,284	2,206	3,775	2,045	1,975	3,38	2,096	1,217	2,083	0,799	1,626	2,782	1,494
	2 - 3	+2,175	+1,611	2,206	3,775	1,6	1,975	3,38	1,769	1,217	2,083	0,472	1,626	2,782	1,171
	3 - 4	+2,156	+1,597	2,206	3,775	1,619	1,975	3,38	1,783	1,217	2,083	0,486	1,626	2,782	1,185
	4 - 5	+2,156	+1,597	2,206	3,775	1,619	1,975	3,38	1,783	1,217	2,083	0,486	1,626	2,782	1,185
	5 - 6	+2,156	+1,597	2,206	3,775	1,619	1,975	3,38	1,783	1,217	2,083	0,486	1,626	2,782	1,185
	6 - 7	+2,175	+1,611	2,206	3,775	1,6	1,975	3,38	1,769	1,217	2,083	0,472	1,626	2,782	1,171
	7 - 8	+1,73	+1,284	2,206	3,775	2,045	1,975	3,38	2,096	1,217	2,083	0,799	1,626	2,782	1,494
II	1 - 2	+1,728	+1,28	2,206	3,775	2,047	1,826	3,125	1,845	1,217	2,083	0,803	1,626	2,782	1,502
	2 - 3	2,18	1,612	2,206	3,775	1,595	1,826	3,125	1,513	1,217	2,083	0,471	1,626	2,782	1,17
	3 - 4	2,156	1,597	2,206	3,775	1,619	1,826	3,125	1,528	1,217	2,083	0,486	1,626	2,782	1,185
	4 - 5	2,19	1,622	2,206	3,775	1,585	1,826	3,125	1,503	1,217	2,083	0,461	1,626	2,782	1,16
	5 - 6	2,353	1,743	4,57	7,82	5,467	3,417	5,847	1,382	1,817	3,109	1,366	3,217	5,5	3,757
	6 - 7	2,36	1,749	4,57	7,82	5,46	3,417	5,847	1,376	1,817	3,109	1,36	3,217	5,5	3,751
	7 - 8	1,762	1,305	2,206	3,775	2,013	1,826	3,125	1,82	1,217	2,083	0,778	1,626	2,782	1,477
I	1 - 2	1,748	1,295	2,206	3,775	2,027	1,662	2,84	1,545	1,53	2,618	1,323	1,626	2,782	1,487
	2 - 3	2,156	1,597	2,206	3,775	1,619	1,662	2,84	1,243	1,53	2,618	1,021	1,626	2,782	1,185
	3 - 4	2,156	1,597	2,206	3,775	1,619	1,662	2,84	1,243	1,53	2,618	1,021	1,626	2,782	1,185
	4 - 5	2,156	1,597	2,206	3,775	1,619	1,662	2,84	1,243	1,53	2,618	1,021	1,626	2,728	1,185
	5 - 6	2,156	1,597	2,206	3,775	1,619	1,662	2,84	1,243	1,53	2,618	1,021	1,626	2,728	1,185
	6 - 7	2,156	1,597	2,206	3,775	1,619	1,662	2,84	1,243	1,53	2,618	1,021	1,626	2,728	1,185
	7 - 8	1,748	1,295	2,206	3,775	2,027	1,662	2,84	1,545	1,53	2,618	1,323	1,626	2,728	1,487

(Partiye transversal)

EFFORT TRANCHANT

NIV.	Travée	I,35G+I,5Q		G + Q + F <sub>av</sub>		G+ Q/5 + F <sub>av</sub>		G + Q	
		T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>
IV	I-2	II,07	6	9,62	6,16	5,83	2,21	8,1	4,39
	2-3	II,69	14,87	10,85	13,71	5,56	6,95	8,56	10,87
III	I-2	14,82	II,09	12,12	9,01	7,67	5,91	10,75	8,05
	2-3	13,01	15,21	11,09	12,83	5,43	6,73	9,34	10,94
II	I-2	19,3	15,23	14,48	11,34	8,52	6,66	13,68	10,79
	2-3	12,80	15,42	10,18	12,18	6,5	7,22	9,23	11,05
I	I-2	15,29	10,62	11,23	7,8	9,25	6,43	11,09	7,7
	2-3	18,71	21,61	13,74	13,74	15,88	11,25	13,56	15,68

MOMENT FLECHISSANT

NIV.	Travée	I,35G+I,5Q		G + Q + F <sub>av</sub>		G+Q/5+F <sub>av</sub>		G + Q	
		M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
IV	I - 2	-1,28	-10,43	-3,35	-9,64	-1,62	-4,91	-0,93	-7,63
	2 - 3	-13,1	-4,16	-11,88	-3,85	-5,86	-1,96	-9,52	-3,05
III	I - 2	-2,94	-9,68	-2,39	-8,01	-1,54	-4,72	-2,13	-6,99
	2 - 3	-12,44	-6,28	-10,2	-5,32	-6,36	-2,71	-9,02	-4,51
II	I - 2	-5,66	-11,38	-3,02	-8,68	-1,78	-5,14	-2,87	-8,1
	2 - 3	-13,8	-6,45	-10,4	-4,81	-5,47	-3,44	-9,73	-4,64
I	I - 2	-3,35	-11,78	-2,46	-8,65	-2,03	-7,13	-2,43	-8,55
	2 - 3	-15,12	-6,98	-11,1	-5,11	-9,15	-3,82	-10,96	-5,02

NIV.	Travée	$(M_w + M_e)/2$		$1,35 G + I,5 Q$			$G + Q + F_{av}$			$G + Q/5 + F_{av}$			$G + Q$		
		G	q	$M_o$	$M_t$	q	$M_o$	$M_t$	q	$M_o$	$M_t$	q	$M_o$	$M_t$	
IV	1 - 2	5,115	3,79	4,745	7,68	2,57	4,38	7,1	3,31	2,234	3,62	-0,17	3,47	5,62	1,83
	2 - 3	7,15	5,3	4,745	18,6	11,45	4,38	17,19	11,9	2,234	8,76	3,46	"	13,6	8,3
III	1 - 2	4,83	3,57	7,2	11,66	6,84	5,87	9,51	5,94	3,77	6,11	2,54	5,22	8,46	4,89
	2 - 3	7,05	5,22	5,04	19,75	12,7	4,27	16,74	11,52	2,17	8,52	3,29	3,62	14,2	8,97
II	1 - 2	4,61	3,42	9,59	15,54	10,93	7,17	11,61	8,2	4,21	6,83	3,41	6,8	11,01	7,59
	2 - 3	5,82	4,31	5,04	19,75	13,93	3,99	15,65	11,34	2,45	9,6	5,29	3,62	14,2	9,9
I	1 - 2	5,99	4,44	7,2	11,66	(5,67)	5,29	8,56	4,12	4,35	7,05	2,61	5,22	8,45	4,01
	2 - 3	8,44	6,25	7,2	28,2	19,78	5,29	20,73	14,48	4,36	17,07	10,82	5,22	20,46	14,21

Efforts Normaux dans les Rois (sans long-axe)

Lot	$1,35G+1,5Q$ N	$N_c$	$G+Q+F_{av}$ N	$F_{ah}$ $N_c$	$G+Q+F_{av}$ N	$F_{ah}$ $N_c$	$G+Q/5+F_{av}+F_{ah}$ N	$N_c$	$G+Q/5+F_{av}+F_{ah}$ N	$N_c$	$G+Q$ N	$N_c$
1	3,01	3,01	1,24	1,24	4,98	4,98	-0,57	-0,57	3,17	3,17	2,22	2,22
2	5,57	5,57	6,61	6,61	5,88	5,88	2,23	2,23	1,5	1,5	4,11	4,11
3	5,26	5,26	5,87	5,87	5,87	5,87	2,9	2,9	1,8	1,8	3,88	3,88
4	4,92	4,92	5,91	5,91	5,91	5,91	1,8	1,8	1,8	1,8	3,91	3,91
5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
6	5,26	5,26	5,87	5,87	5,87	5,87	1,8	1,8	2,9	2,9	3,88	3,88
7	5,57	5,57	5,88	5,88	6,61	6,61	1,5	1,5	2,23	2,23	4,11	4,11
8	3,01	3,01	4,98	4,98	1,24	1,24	3,17	3,17	-0,57	-0,57	2,22	2,22
1	5,38	8,39	0,29	1,53	8,98	13,96	-1,15	-1,72	7,54	10,71	3,97	6,19
2	10,52	16,09	9,21	15,82	8,47	14,35	6,8	9,03	5,27	6,77	7,76	11,87
3	10,18	15,44	8,93	14,80	8,93	14,80	5,85	8,75	5,85	7,65	7,51	11,39
4	10,19	15,11	8,94	14,85	8,94	14,85	5,85	7,65	5,85	7,65	7,52	11,43
5	10,19	15,11	8,94	14,85	8,94	14,85	5,85	7,65	5,85	7,65	7,52	11,43
6	10,18	15,44	8,93	14,80	8,93	14,80	5,85	7,65	5,85	7,65	7,51	11,39
7	10,52	16,09	8,47	14,35	9,21	15,82	6,8	9,03	6,8	9,03	7,76	11,87
8	5,38	8,39	8,98	13,96	0,29	1,53	7,54	10,71	-1,15	1,72	3,97	6,19



E-FOR TO NORMANUS DAVIS LES REKORIS (sens longitudo)

DIV	1,35G + 1,5Q		G+Q+F		+F		G+ F		+ F		G + Q/5		+F		G+Q/5		F + F		G + Q	
	N	N <sub>c</sub>	N	N <sub>c</sub>	N	N <sub>c</sub>	N	N <sub>c</sub>	N	N <sub>c</sub>	N	N <sub>c</sub>	N	N <sub>c</sub>	N	N <sub>c</sub>	N	N <sub>c</sub>	N	N <sub>c</sub>
1	5,4	13,79	10,68	12,21	-1,5	12,46	9,37	7,65	-2,38	8,33	4	10,19								
	10,5	26,59	7,64	23,46	9,53	23,88	5,7	14,73	7,6	14,37	7,74	19,61								
	10,18	25,62	8,33	23,13	8,32	23,12	6,45	15,2	6,45	14,1	7,51	18,9								
	9,98	25,09	8,19	23,04	8,19	23,04	6,42	14,07	6,42	14,07	7,37	18,8								
	14,98	30,09	11,57	26,42	11,79	26,64	7,37	15,02	7,38	15,03	10,76	22,09								
	20,21	35,65	15,09	29,89	15,09	29,89	8,37	16,02	8,38	17,13	14,28	25,67								
	15,29	31,38	12,76	27,11	14,41	30,23	8,51	15,28	6,62	15,65	10,97	22,84								
	5,19	13,58	-1,64	12,32	10,1	11,63	-2,41	8,3	9,33	7,61	3,85	10,04								
2	5,44	19,23	4,09	16,3	4,09	16,55	3,84	11,49	3,84	12,17	4,02	14,21								
	10,45	37,04	7,86	31,32	7,86	31,74	7,3	22,03	7,3	21,67	7,71	27,32								
	10,19	35,81	7,66	30,79	7,66	30,78	7,13	22,33	7,13	21,23	7,52	26,42								
	10,19	35,28	7,66	30,7	7,66	30,7	7,13	21,2	7,13	21,2	7,52	26,32								
	10,19	40,28	7,66	34,08	7,66	34,3	7,13	22,15	7,13	22,16	7,52	29,61								
	10,19	45,84	7,66	37,55	7,66	37,55	7,13	23,15	7,13	24,26	7,52	33,19								
	10,45	41,83	7,86	34,97	7,86	38,09	7,3	22,58	7,3	22,95	7,71	30,55								
	5,44	19,02	4,09	16,41	4,09	15,72	3,84	12,14	3,84	11,45	4,02	14,06								

EFFORT NORMAUX DANS LES POTEAUX (PORTIQUE TRANSVERSAL )

NIV	POT	1,35G+I,5Q		G+Q+F <sub>av</sub> ↓		G+Q/5+F <sub>av</sub> ^		G + Q	
		N	N <sub>c</sub>	N	N <sub>c</sub>	N	N <sub>c</sub>	N	N <sub>c</sub>
IV	I	7,81	7,81	7,68	7,68	3,33	3,33	5,73	5,73
	2	29,75	29,75	26,57	26,57	15,96	15,96	21,77	21,77
	3	14,07	14,07	12,83	12,83	7,01	7,01	10,32	10,32
III	I	13,41	21,22	10,81	18,49	7,4	10,73	9,76	15,49
	2	34,25	64	28,35	54,92	16,74	32,7	24,76	46,53
	3	15,53	29,6	13,1	25,93	6,87	13,88	11,17	21,49
II	I	17,97	39,19	13,37	31,86	8,23	18,96	12,76	28,25
	2	39,41	103,41	30,22	85,14	18,21	50,91	28,1	74,63
	3	15,29	44,89	12,1	38,03	8,05	21,93	11,06	32,55
I	I	12,9	52,09	9,48	41,34	13,1	32,06	9,37	37,62
	2	41,8	145,21	28,01	113,15	25,53	76,44	30,35	104,98
	3	21,8	66,69	16,01	54,04	13,27	35,2	15,82	48,37

	1,35 G + 1,5Q		G+Q+Fav+Fah		G+Q+Fav+Fah		G+Q 15+Fav+Fah		G+Q 15+Fav+Fah		G + Q	
	M inf	M sup	M inf	M sup	M inf	M sup	M inf	M sup	M inf	M sup	M inf	M sup
1	0,607	-0,423	-2,227	3,22	3,313	-4,26	-2,436	3,64	3,104	-3,85	0,447	-0,312
2	0,026	0,077	-4,183	5,178	4,137	-4,982	-4,175	5,022	4,145	-5,062	-0,019	0,059
3	0	0	-4,16	5,08	4,16	-5,08	-4,16	5,08	4,16	-5,08	0	0
4	0	0	-4,16	5,08	4,16	-5,08	-4,16	5,08	4,16	-5,08	0	0
5	0	0	-4,16	5,08	4,16	-5,08	-4,16	5,08	4,16	-5,08	0	0
6	0	0	-4,16	5,08	4,16	-5,08	-4,16	5,08	4,16	-5,08	0	0
7	0,026	-0,077	4,137	4,982	-4,183	-5,178	-4,145	5,062	4,175	-5,022	0,019	-0,059
8	0,607	-0,423	3,313	-4,26	-2,227	3,22	3,104	-3,85	-2,436	3,64	0,447	-0,312
1	0,661	-0,681	-4,733	5,21	5,827	-6,43	-4,87	5,444	5,69	-6,196	0,487	-0,502
2	0,012	0,026	-7,91	7,923	7,89	-7,877	-7,908	7,915	-7,892	-7,885	-0,009	0,019
3	0	0	-7,9	7,9	7,9	-7,9	-7,9	-7,9	7,9	-7,9	0	0
4	0	0	-7,9	7,9	7,9	-7,9	-7,9	7,9	7,9	-7,9	0	0
5	0,5	0	-7,564	7,9	-8,236	-7,9	-7,805	7,9	7,9	-7,9	0,336	0
6	0	0	-7,9	7,9	7,9	-7,9	-7,9	7,9	7,9	-7,9	0	0
7	-0,49	-0,026	-8,227	7,877	7,576	-7,923	-7,99	7,9	7,813	-7,915	-0,328	-0,019
8	0,661	-0,681	5,827	-6,382	-4,733	5,21	5,69	7,885	-4,87	5,444	0,487	-0,502
1	0,597	-0,66	-9,86	5,643	10,76	-6,74	-9,9	5,780	10,723	-6,599	0,44	-0,487
2	0	0,012	-11,73	8,68	11,73	-8,66	-11,73	8,678	11,73	-8,662	0	0,009
3	0	0	-11,73	8,67	11,73	-8,67	-11,73	8,67	11,73	-8,67	0	0
4	0	0	-11,73	8,67	11,73	-8,67	-11,73	8,67	11,73	-8,67	0	0
5	0	-0,5	-11,73	8,334	11,73	-9,006	-11,73	8,575	11,73	-8,76	0	-0,336
6	0	0	-11,73	8,67	11,73	-8,73	-11,73	8,67	11,73	-8,67	0	0
7	0	0,49	-11,73	9	11,73	-8,343	-11,73	8,757	11,73	-8,58	0	0,328
8	0,597	-0,66	10,76	-6,74	-9,86	5,643	10,723	-6,60	-9,9	5,780	0,44	-0,487
1	0,814	-0,814	0,611	-0,611	0,71	-0,71	0,566	-0,566	0,566	-0,566	0,6	-0,6
2	0	0			0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0			0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0			0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0			0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0			0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0			0	0	0	0	0	0	0	0
8	0,814	-0,814			0,71	-0,71	0,566	-0,566	0,566	-0,566	0,6	-0,6

moments dans les poteaux  
(sens transversal)

NIV	Pot	1,35G + 1,5Q		G + Q + F <sub>av</sub>		G + Q/5 + F <sub>av</sub>		G + Q	
		M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>
	1	-1,28	1,38	-3,4	1,13	-1,62	0,72	-0,93	1
	2	-1,77	+1,30	-1,64	1,028	-0,84	0,77	-1,294	0,958
	3	-4,16	2,95	-3,85	2,50	-1,96	1,27	-3,056	2,122
	1	-1,42	2,02	-1,17	1,513	-0,855	0,89	-1,03	1,435
	2	-1,46	1,21	-1,16	0,866	-0,87	0,17	-1,07	0,815
	3	-3,33	3,23	-2,82	2,40	-1,435	1,72	-2,391	2,318
	1	-2,025	1,40	-1,514	1,026	-0,89	+0,845	-1,435	1,013
	2	-1,21	-1,39	-0,866	1,14	-0,167	0,723	-0,815	1,007
	3	-3,23	2,91	-2,404	2,128	-1,72	1,59	-2,318	2,09
	1	-1,95	1,96	-1,44	1,44	-1,18	1,18	-1,42	1,42
	2	-1,95	+1,95	-1,43	1,43	-1,176	1,176	-1,41	1,41
	3	-4,07	4,07	-2,981	2,981	-2,23	2,23	-2,927	2,927

A-FERRAILLAGE DES POUTRES

Conformément à l'article F.2.4.8 du B.A.B.L, on ne fait pas état dans les calculs des efforts normaux dans les poutres les poutres seront donc ferraiillées en flexion simple .

La methode de determination des armatures que nous utiliserons est celle qui est exposée dans le premier chapitre.

Les poutres seront calculées sous la combinaison la plus defavorable entre les sollicitations du premier genre (SP1) et les sollicitations du deuxieme genre (SP2)

Pour chaque section d'armature déterminé d'une poutre on fera les vérifications suivantes :

1°) CONDITION DE NON FRAGILITE (A.4.2)

La condition de non fragilité s'exprime dans le cas de la flexion simple par :

$$f \geq 0,23 f_{tj} / f_c \quad \text{avec :} \quad \begin{aligned} f &= A_s / b d \\ f_{tj} &= 6 + 0,06 f_{cj} \end{aligned}$$

2) VERIFICATION A L'ETAT LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURES ( A.45.33)

La fissuration est jugée préjudiciable ,on verifiera que la contrainte de traction des armatures est satisfaisante à :

$$\sigma_s = \min (2/3 f_c , 150 \eta) \quad \text{avec :} \quad \begin{aligned} \eta &: \text{coef de fissuration} \\ \eta &= 1 \quad \text{roonds lisses} \\ \eta &= 1,6 \quad \text{haute adherence} \end{aligned}$$

Pour le calcul de  $\sigma_s$  on prendra l'effort correspondant à l'etat limite ultime de service ( G + q)

3) VERIFICATION A L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON ( A.4.5-2)

Dans le cas de la flexion simple on peut se dispenser de cette verification lorsque la condition suivante est satisfaisante :

$$\alpha = y_u / d \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{cj}}{1000} \quad f_{cj} \text{ en bars}$$

$$\text{avec} \quad \gamma = M_u / M_{ser}$$

4) VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE SERVICE VIS A VIS DES DEFORMATIONS . (A.4.6)

On peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder du calcul de fleche si les conditions suivantes sont bien verifiées.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_o} \quad \text{et} \quad \frac{A}{b_o d} \geq \frac{4,2}{f_e}$$

sinon :  $h/l \geq 1/16$  quelque soit la valeur relative à  $M_t$ .

$M_t$  : moment flechissant maximum en travée

$A$  : section d'armature tendue .

## II .JUSTIFICATION DES POUTRES SOUS SOLLICITATIONS D'EFFORT TRANCHANT.

### II.1 Vérification à l'état ultime du béton de l'ame ( A.5.1,21)

Comme la fissuration est jugée préjudiciable, en vérifiera

$$\zeta_u = V_u / b_o d \leq \min ( 0,10 f_{cj} \text{ et } 3 M P_d )$$

avec :  $b_o$  : largeur de l'ame

$d$  : hauteur utile de la poutre

$V_u$  : l'effort tranchant vis à vis de l'état limite ultime .

### II.2 SECTION MINIMALE D'ARMATURE D'AME ( A.5,1.22)

$$\frac{A_t f_c}{b_o s_t} \geq \max ( \zeta_u/2 ; 0,4 M P_d )$$

avec :

$$\phi_t \leq \min ( h/35 ; b_o/10 )$$

$A_t$  : section d'un cours d'armatures transversal

$s_t$  : espacement entre deux cours d'armatures transversal

### II.3 JUSTIFICATION VIS AVIS DE L'ETAT LIMITE ULTIME DES ARMATURES D'AME ( A . 51,233 )

Dans le cas de la flexion simple :

$$\frac{A_t}{b_o s_t} \geq \frac{\zeta_u - 0,5}{0,8 f_c}$$

### II.4 APPUI SIMPLE D'ABOUT

$$A_s \geq \gamma_s V_u / f_c$$

section d'armatures longitudinales inférieures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant  $V_u$

$$\frac{2 V_u}{b_o a} \leq 0,8 f_{cj} / \gamma_b \quad \text{si} \quad (\gamma_b = 1,5 : V_u \leq 0,267 b_o a f_{cj})$$

a = désigne la longueur d'appui de la bielle d'about, évaluée au niveau des armatures inférieures et mesurée parallèlement à l'axe longitudinal de la poutre .

$$a \leq 0,9 d$$

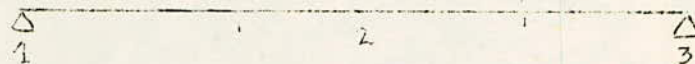
### II.5 APPUI INTERMEDIAIRES

$$\frac{A_s f_c}{\gamma_s} \geq V_u + \frac{M_u}{0,9 d}$$

$A_s$  : la section d'armatures qu'il faut prolonger au delà du bord de l'appui (coté travée).

Pour la marche à suivre , on exposera un exemple de calcul détaillé d'une poutre appartenant au portique longitudinal et une autre appartenant au niveau II du portique transversal , pour le reste des poutres le calcul du ferrailage et toutes les vérifications sont identiques à ceux de notre exemple on donnera uniquement les résultats sous forme de tableau .

### FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE RIVE DU PORTIQUE LONGITUDINAL



M	S P 1	- 0,424	0,925	- 1,23
T		1,635		2,072
M	S P 2	-4,26 / 3,641	-0,203 / 1,521	-1,051 / 2,28
T		-1,336 / 3,709		-1,24 / 4,245
M	G + Q	- 0,313	0,68	- 0,907
T		1,206		1,528

### Ferrailage en travée

$$S P 1 : M_t = 0,925 \text{ tm}$$

$$S P 2 : M_t = 1,521 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = 0,0167$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = 0,0211$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,02 \text{ P.A.}$$

$$\alpha = 0,0267 \text{ P.A.}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 35,71 \text{ cm}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 35,61 \text{ cm}$$

$$f_s = \frac{1,1 f_e}{1,15} = 4017,4 \text{ kg/cm}^2 \quad f_s = 1,1 f_e = 4620 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M_t}{Z f_s} = 0,644 \text{ cm}^2 \quad A = \frac{M_t}{Z f_s} = 0,924 \text{ cm}^2$$

on prend  $A = 0,644 \text{ cm}^2$

### Ferraillage aux appuis

SP 1 :  $M_{a1} = 0,424$   
 $\mu = 7,67 \cdot 10^{-3}$   
 $\alpha = 9,63 \cdot 10^{-3}$   
 $Z = 35,86 \cdot 10^{-3}$   
 $A = 0,294 \text{ cm}^2$

SP 2 :  $M_{a1} = 4,26 \text{ tm}$   
 $\mu = 0,059$   
 $\alpha = 0,076 \text{ PA}$   
 $Z = 34,90 \text{ cm}$   
 $A = 2,64 \text{ cm}^2$

On prend :  $A = 2,64 \text{ cm}^2$  Arm. Superieur

$M_{a1} = 0$

pas de moment positif à  
l'appui SP1

$M_{a1} = 3,64 \text{ tm}$

$\mu = 0,0506$   
 $\alpha = 0,065$   
 $Z = 35,06$   
 $A = 2,25 \text{ cm}^2$

On prend  $A = 2,25 \text{ cm}^2$  Armatures inferieur

### APPUI 2

SP 1 :  $M_{a2} = 1,23 \text{ tm}$   
 $\mu = 0,0222$   
 $\alpha = 0,028$   
 $Z = 35,59$   
 $A = 0,86 \text{ cm}^2$

SP 2 :  $M_{a2} = 4,051 \text{ tm}$   
 $\mu = 0,056$   
 $\alpha = 0,072$   
 $Z = 34,96 \text{ cm}$   
 $A = 2,51 \text{ cm}^2$

On prend  $A = 2,51 \text{ cm}^2$  Armatures superieures

SP 1 :  $M_{a2} = 0$   
pas de moment positif

SP 2 :  $M_{a2} = 2,28 \text{ tm}$   
 $\mu = 0,032$   
 $\alpha = 0,0403$   
 $Z = 35,42$   
 $A = 1,39 \text{ cm}^2$

On prend :  $A = 1,39 \text{ cm}^2$



## VERIFICATIONS

1) Condition de non fragilité

$$P \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f} A_s \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f} b.d = 1,242 \text{ cm}^2$$

On remarque que pour les sections d'appui c'est bien vérifiée par contre en travée elle ne l'est pas, donc on prendra en travée une section supérieur à  $1,242 \text{ cm}^2$ .

2) Etat limite de compression du béton

$$\alpha = \frac{y_u}{d} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{cj}}{1000}$$

$$\text{à l'appui : } \gamma_1 \frac{4,26}{0,313} = 13,61$$

$$\text{en travée : } \gamma_2 \frac{1,521}{0,68} = 2,236$$

$$\alpha < \frac{1,236}{2} + 0,25 = 0,868 \text{ c'est bien vérifiée}$$

3) Etat limite d'ouverture des fissures

$$A_s = 2,64 \text{ cm}^2$$

Spus  $G + Q_b$  on a :  $M = 0,313 \text{ tm}$

ce qui donnera :

$$\mu = 0,00567$$

$$\alpha = 0,0071$$

$$z = 35,897$$

$$f_{bu} = 142 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{M}{z \cdot A_s} = 330 \text{ kg/cm}^2$$

$$\min (2/3 \cdot 2400 \text{ et } 1500 \cdot 1,6) = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc : } \sigma_s = 330 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

de même pour l'appui 2

$$M = 0,907 \text{ tm} \quad A_s = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{On trouve : } \sigma_s = 1012 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Dans le cas ou on trouve que la contrainte  $\sigma_s > 2400$ , on calculera la section d'acier correspondante a 2400 .

Etat limite de service vis à vis des déformations .

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{400} = 0,1 \geq \frac{M_t}{10 \cdot 1,29} = 0,053 \text{ vérifiée}$$

$$\frac{A}{B \cdot d} = \frac{1,242}{30 \cdot 36} = 0,00115 < \frac{4,2}{f_c} = \frac{4,2}{4200} = 0,01 \text{ vérifiée}$$

La section est celle qui nous a été donnée par la condition de non fragilité .

$h/L \geq 1/16 \Rightarrow 40/400 = 0,1 > 1/16$  Vérifiée  
donc c'est inutile de faire le calcul de la fleche .

Justification vis à vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{4245}{30.36} < 3,9 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée .}$$

pour l'état limite ultime du béton de l'ame .

$$\tau_u < 25 \text{ kg/cm}^2 = \min (0,10.250 \text{ et } 30)$$

Section Minimale d'Armature d'ame

$$A_t = 2 \phi 8 = 1 \text{ cm}^2 \quad f_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 s_t} = \frac{1.2400}{30. s_t} \geq \max ( u/2 , 0,4 M_{pd} ) = \min (0,393/2 ; 0,4) = 0,4 M_{pd}$$

$$80/s_t \geq 4 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow s_t \leq 80/4 = 20 \text{ cm}$$

On prendra la serie suivante :

$$10.15.20.15.10 \quad \text{le premier cour se situera a } t = \frac{s_t}{2}$$

Etat limite ultime des armatures d'ame

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_u - 0,5}{0,8 f_e} = \frac{0,393 - 0,5}{0,8.240} = - 5,57 \cdot 10^{-4}$$

$$\frac{1}{30/10} = 3,33 \cdot 10^{-3} > - 5,57 \cdot 10^{-4} \text{ C'est vérifiée}$$

APPUI SIMPLE D'ABOUT

$$A_s \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e}$$

On prendra l'effort tranchant maximum des différentes combinaisons pour SP 2  $\Rightarrow T = V_u = 3,709 \text{ t} ; \gamma_s = 1$

$$\text{donc : } A_s \geq \frac{3,709}{4200} = 0,883 \text{ cm}^2$$

$$V_u \leq 0,267.b_0.a.f_{cj} = 0,267.30.32,4.250 = 64881 \text{ kg}$$

$$\text{avec : } a = 0,9.36 = 32,4 \text{ cm}$$

c'est bien vérifiée .

APPUI INTERMEDIAIRE

$$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \geq V_u + \frac{M_u}{0,9.d} = 3,709 + \frac{4,051}{0,9 \cdot 0,36} = 16,212$$

$$A_s \geq 16,212 \gamma_s / f_e = 16,212 \cdot 10^3 \cdot 1,15 / 4200 = 4,44 \text{ cm}^2$$

FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE RIVE DU PORTIQUE TRANSVERSAL

5,663	$\Gamma_1$	13,805	$\Gamma_2$	6,451	SP1
$\Delta$		$\Delta$		$\Delta$	
1	10,929	2	13,936	3	
3,025		10,41		4,803	SP2
$\Delta$		$\Delta$		$\Delta$	
1	3,198	2	11,346	3	

FERRAILLAGE EN TRAVÉE

La poutre sera calculé comme une section en Té en flexion simple .

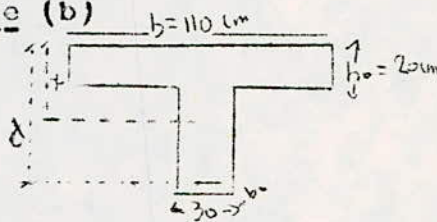
Détermination de la largeur de la table (b)

$$b_1 \leq 1/10 = 400/10 = 40 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 2/3 d_o = 2/3 \cdot 400 = 133 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{l_i + l_{i+1}}{40} + 2/3 d_o = \frac{400+600}{40} + 2/3 \cdot 200 = 158 \text{ cm}$$

On prendra donc :  $B_1 = 40 \text{ cm}$        $b = 2 b_1 + b_o = 110 \text{ cm}$



Calcul du moment équilibré par la table de compression  $M_t$

On supposera que la section est entièrement comprimée

$$M_t = b h_o f_{bc} ( d - h_o/2 )$$

Sous SP 1 :  $M_t = 110 \cdot 20 \cdot 142 (56 - 10) = 143,704 \text{ tm}$

comme :  $M_{\max} = 10,929 \text{ tm}$        $M_t = 143,704 \text{ tm}$

La table n'est pas entièrement comprimée / ( $x \leq 1,25 h_o$ ) cad que l'axe neutre tombe sur la table de compression cela revient à dire qu'on est ramené au calcul d'une section rectangulaire de largeur b et de hauteur d.

$$b = 110 \text{ cm} \quad d = 56 \text{ cm}$$

$$M = 10,929 \text{ tm} \quad \text{d'ou} \quad \mu = 0,01943 \rightarrow \epsilon = 0,0245$$

$$Z = 55,45 \text{ cm}$$

$$\text{d'ou} \quad A = 4,906 \text{ cm}^2$$

On fera les vérifications exposés précédemment pour cette section, la vérification à l'état limite de fissuration nous donnera pour  $M_s = 7,595 \text{ tm}$  d'où  $A = 5,68 \text{ cm}^2$

#### FERRAILLAGE AUX APPUIS

La procédure de calcul est la même que celle de l'exemple donné précédemment, les sections aux appuis sont des sections rectangulaires de largeur  $b = 30 \text{ cm}$  et de hauteur  $50 \text{ cm}$  avec  $c = 4 \text{ cm}$  (enrobage), on fera les mêmes vérifications pour chaque section déterminée, tous les résultats sont donnés sous forme de tableaux :

#### FERRAILLAGE DE LA POUTRE CONSOLE DU PORTIQUE TRANSVERSAL

La poutre console sera ferrailée sous SP1 (la combinaison la plus défavorable) en flexion simple.

On prendra le même ferrailage pour tous les niveaux étant donné que les efforts sont les mêmes à l'appui.

$$\begin{aligned} M_a &= - 3,13 \text{ tm} \\ \text{d'où } \mu &= 0,0204 \rightarrow \alpha = 0,0257 & z &= 55,42 \text{ cm} \\ A &= 0,45 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

FERRAILLAGE DES POUTRES DU PORTIQUE LONGITUDINAL

NIV	Sec.	Solli.	M	u	x	Z	A	section	section adoptée	$\Delta_t$	$S_t$	
IV	A	I-8	SP2	-4,26	.059	.076	34,9	2,64	2,64	2TI4	2Ø8	≤20
	A			3,64	.05	.065	35,06	2,25	2,25	2TI4	"	"
	A	2-7	SP2	-4,05	.056	.072	34,96	2,5I	2,5I	"	"	"
				2,28	.032	.04	35,42	I,39	I,39	"	"	"
	A	3-6	SP2	-3,8I	.053	.068	35,02	2,35	2,35	"	"	"
				2,3I	.032	.04	35,42	I,4I	I,4I	"	"	"
	T	rive	SP2	I,52	.02I	.027	35,6I	0,93	I,24	"	"	"
	T	int.	SP2	I,38	.0I9	.024	35,65	0,83	I,24	"	"	"
III	app.	rive	SP2	-9,75	.I35	.I83	33,46	6,32	6,32	2TI6+	"	"
				7,88	.I09	.I45	33,9I	5,03	5,03	2TI4+	"	"
	app.	INT.	SP2	-8,I5	.II3	.I5	33,84	5,2I	5,2I	2TI2+	"	"
				4,78	.066	.086	34,76	2,98	2,98	2TI4	"	"
	tra.	rive	SP2	2,096	.029I	.037	35,47	I,28	I,28	2TI4	"	"
	tra.	int.	SPI	I,62	.0293	.037	35,47	I,I4	I,24	2TI4	"	"
II	app.	I&8	SP2	-I2,56	.I75	.242	32,5I	8,36	8,36	6TI4	"	"
				I0,65	.I48	.20I	33,I	6,96	6,96	2TI6+	"	≤I3
	app.	2à5	SP2	-I0,65	"	"	"	"	"	"	"	"
				6,88	.095	.I26	34,I8	4,35	4,35	4TI4	"	"
	app.	6&7	SP2	-II,8	.I64	.225	32,76	7,8	7,8	4TI6	"	"
				6,7I	.093	.I22	34,24	4,24	4,24	4TI4	"	"
tra.	I&2	SPI	2,05	.037	.047	35,32	I,44	I,76	2TI4	"	"	
tra.	3à5	SPI	I,62	.029	.037	35,46	I,I4	I,24	2TI4	"	"	
tra.	5&6	SPI	5,47	.099	.I3	34,I2	4,5	4,5	4TI4	"	"	
I	app.	rive	SPI	-I,4I	.0256	.0324	35,53	0,99	I,24	2TI4	"	≤20
	app.	int.	SPI	-2,27	.04I	.0525	35,24	I,6	I,97	2TI4	"	"
	tra.	rive	SPI	2,03	.037	.047	35,32	I,43	I,75	2TI4	"	"
	tra.	int.	SPI	I,62	.0293	.0372	35,16	I,I4	I,4	2TI4	"	"

FERRAILLAGE DES POUTRES DU PORTIQUE TRANSVERSAL

NIV	Sect	Solli	M	$\mu$	$\chi$	z	$\Delta$	$\Delta_t$	$S_t$		
IV	A1	SP2	-3,4	0,019	0,025	55,44	1,35	1,93	2TI4	2Ø 8	≤20
	A1	SP2	1,62	0,099	.117	55,73	0,63	2,39	"	"	"
	A2	SP	13,1	0,098	0,129	53,10	6,14	7,36	4TI6	"	"
	A3	SPI	4,16	.0312	.0316	55,11	1,88	2,3 3,7	2TI4 2TI6	"	"
	T1	SP2	3,32	.019	.024	55,46	1,29	1,93	2TI4	"	"
	T2	SPI	11,45	.085	.111	53,51	5,32	6,39	2TI4 + 2TI6	"	"
III	A1	SPI	2,94	.022	.029	55,38	1,32	1,92 3,68	2TI4 2TI6	"	≤16,75
	A2	SPI	12,45	.093	.122	53,26	5,82	6,95 3,02	2TI6	"	"
	A3	SPI	6,28	.047	.06	54,65	2,86	3,42 3,78	2TI6 2TI6	"	"
	T1	SPI	6,84	.051	.066	54,53	3,12	3,70	2TI6	"	"
	T2	SPI	12,7	.095	.125	53,2	5,94	7	2TI4 + 2TI6	"	"
II	A1	SPI	5,66	.042	.054	54,78	2,57	2,57 4,81	2TI4 (1TI4+1TI6)	"	≤15,8
	A2	SPI	13,8	.103	.138	52,94	6,5	7,53 3,5	4TI6 2TI6	"	"
	A3	SPI	6,45	.048	.062	54,61	2,94	3,52 4,22	2TI6 (1TI4+1TI6)	"	"
	T1	SPI	10,93	.019	.245	55,45	4,9	5,68	2TI4 + 2TI6	"	"
	T2	SPI	13,94	.104	.138	52,90	6,55	7,65	4TI6	"	"
I	A1	SPI	3,35	.025	.031	55,29	1,51	1,94 3,81	2TI4 (1TI4+1TI6)	"	≤13,94
	A2	SPI	15,12	.143	.15	52,34	7,45	8,52 5,12	6TI4 (1TI4+1TI6)	"	"
	A3	SPI	6,98	.052	.067	54,48	3,19	3,80 5,38	2TI6 4TI4	"	"
	T1	SPI	5,67	.042	.054	54,79	2,58	3,03	2TI4	"	"
	T2	SPI	19,78	.148	.201	51,49	9,56	11,21	6TI6	"	"

### 3. FERRAILLAGE DES POTEAUX

Par simplification, on ne fait pas état dans les calculs des efforts tranchants, dus aux charges verticales, dans les poteaux. Chaque poteau est soumis à un effort normal et des moments flechissants en tête et à la base. Les poteaux seront calculés en flexion composée sous la sollicitation vis-à-vis de l'état limite ultime de résistance (SP1) et la plus défavorable des sollicitations vis-à-vis des états limites lors des actions accidentelles (SP2), on armera avec la plus grande section d'acier calculée.

#### DETERMINATION DES EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX

D'après les chapitres précédents, on a calculés les efforts normaux à partir des efforts tranchants des poutres à gauche et à droite du poteau considéré et ceci dans les deux sens (longitudinal et transversal) l'effort normal résultant revenant au poteau sous les charges verticales (G, Q, Fav) est le même dans les deux sens.

On sait que les forces sismiques horizontales n'agissent pas simultanément dans les deux sens.

Les efforts dans les poteaux sont donnés par les combinaisons ci-dessous.

$$\begin{aligned} \text{SP1} \quad N &= N_L (1,35 G + 1,5 Q) + N_T (1,35 G + 1,5 Q) + 1,35 P.P \\ M &= 1,35 M(G) + 1,5 M(Q) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{SP2} \quad N_{\min} &= N(G+Q/5 + F_{av} + F_{ah})_l + N(G+Q/5)_t \\ M_{\text{cor}} &= M(G+Q/5 + F_{av} + F_{ah})_l \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{\max} &= N(G+Q+F_{av} + F_{ah})_l + N(G+Q)_t + 1,35 P.P \\ M_{\text{cor}} &= M(G+Q+F_{av} + F_{ah})_l \end{aligned}$$

On a mis des indices (let t) qui représente respectivement le sens longitudinal et le sens transversal, les formules mentionnées plus haut s'appliquent dans les deux sens en remplaçant l par t.

#### EXPOSE THEORIQUE DE LA METHODE DE CALCUL

Soit  $\lambda$  l'élanement mécanique de la pièce

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{h} \frac{I_2}{I} \quad \text{avec} \quad l_f = 0,7 l_0$$

- $l_0$  : longueur de la pièce
- $l_f$  : " " flambement
- $h$  : hauteur totale de la section
- $i$  : rayon de giration du béton / au plan de flambement
- $e$  : excentrement de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

D'après (art.A.4.35 BAEL 80) on considéra une section soumise à un effort de compression excentré d'une excentricité  $e$  du centre de gravité du béton seul.

Lorsque  $\lambda < \max(50; e/h)$ , la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis de l'état limite ultime de résistance avec les conditions supplémentaires suivantes qui tiennent compte des effets du second ordre :

- on introduit une excentricité additionnelle notée  $e_+$

$$e_+ = \max(2\text{cm}; 1/250)$$

- les sollicitations de calcul seront multipliés par  $\delta$  :

$$\delta = 1 + 0,2 \left( \frac{e}{h} \right)^2 \quad \text{si } e/h \leq 0,75$$

$$\delta = 1 + 0,15 \left( \frac{e}{h} \right)^2 \frac{h}{e} \quad \text{si } e/h > 0,75$$

donc on aura les efforts au niveau du centre de gravité

- Effort normal  $N$

- Moment flechissant  $M (e + e_+)$

### MARCHE A SUIVRE

1°) On repère pour chaque poteau  $M$  et  $N$  (sollicitations calculées)

2°) On calcule :  $e = \frac{M}{N}$

si  $\lambda < 50 \rightarrow$  on détermine  $\delta$

si  $\lambda > 50 \rightarrow$  on se reporte aux tables d'états limites ultimes des poteaux en béton armé de P.FAESSEL.

3°) On détermine les sollicitations de calcul

$$N_u = N_{\text{cal}} = N \delta$$

$$M_u = M_{\text{cal}} = N \delta \left( e + e_+ + \left( \frac{h}{2} - c \right) \right)$$

Ces efforts sont déterminés par rapport au centre de gravité des aciers.

4°) On détermine la nature de la sollicitation

$$\text{si } (d - c')N - M \leq (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$$

Section partiellement comprimée

$$\text{Si } (d - c')N - M > (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$$

Section entièrement comprimée

### SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMÉE

$$\text{a) } \mu < \mu_R \quad c-a-d \quad M < M_R \quad \rightarrow \quad A' = 0$$

L'étude se fait comme une section sans armature comprimée sollicitée en flexion simple.

$$\mu \rightarrow \alpha \rightarrow z \rightarrow A = 1/\sigma_s \left( \frac{M}{z} = N \right)$$

$$\text{b) } \mu > \mu_R \rightarrow M > M_R \rightarrow A' \neq 0$$

On est ramené à l'étude d'une section avec armatures comprimées calculées en flexion simple.

### SECTION COMPRIMÉE

$$\epsilon'_s = (3,5\% + \epsilon_1) \frac{d - c'}{d} - \epsilon_1 \rightarrow \sigma'_s$$

$$M_c = N - M_R$$

$$A' = \frac{M - M_R}{(d - c') \sigma'_s}$$



SECTION TENDUE

$$A = \left( \frac{M - M_R}{d - c'} + \frac{M_R}{z_R} - N \right) \frac{1}{f_e} \quad s$$

SECTION ENTIÈREMENT COMPRIMÉE

$$y = \frac{0,5 - c'/h - \frac{(d - c')N - M}{bh^2 f_{bc}}}{6/7 - c'/h}$$

Deux cas sont possibles:

$$A = 0$$

$$\epsilon'_s = 2\% \left( 1 + \frac{3 - 7c'/h}{1,75} \lambda \right) \longrightarrow \sigma'_s$$

$$\text{d'où } A' = (N - (1 - \lambda) bh f_{bc}) / \sigma'_s$$

\*  $A \neq 0$ , car il est impossible de trouver l'équilibre avec  $A = 0$

\* On choisira le diagramme de déformation qui correspond à  $\epsilon'_s = 2\%$

\* Toutes les fibres ont un même raccourcissement de  $2\%$  — 2

$$A' = (M - (d - h/2)bh f_{bc}) / (\sigma'_s (d - c'))$$

$$A = (N - bh f_{bc}) / \sigma'_s - A'$$

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES POTEAUX

PORTIQUE LONGI TUDINAL

$c = c' = 4 \text{ cm} ; b = 40 ; h = 30 \text{ cm} ; d = 26 \text{ cm} ; (d - c') = 22 \text{ cm}$

PORTIQUE TRANSVERSAL

$c = c' = 4 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm} ; (d - c') = 32 \text{ cm}$

CALCUL DU MOMENT RESISTANT DU BETON

On sait que :

$\mu_R = 3,5 / (3,5 + 1000 \epsilon_1)$  avec  $\epsilon_1 = f_e / E_s$

Sous SP1  $\epsilon_1 = 3652 / 2 \cdot 10^6 = 1,826 \cdot 10^{-3} \implies \mu_R = 0,657 \implies \mu_R = 0,387$

Sous SP2  $\epsilon_1 = 4200 / 2 \cdot 10^6 = 2,1 \cdot 10^{-3} \implies \mu_R = 0,625 \implies \mu_R = 0,375$

d'où on a :

PORTIQUE TRANSVERSAL

SP1  $M_R = 21,37 \text{ tm}$

SP2  $M_R = 27,02 \text{ tm}$

PORTIQUE LONGITUDINAL

SP1  $M_R = 14,87 \text{ tm}$

SP2  $M_R = 18,76 \text{ tm}$

CALCUL DE  $\delta, e_+$

R.D.C + NIVEAUX SUPERIEURS  $e_+ = 2 \text{ cm}$

$l_f = 0,7 l_o = 0,7 \cdot 3,2 = 2,24 \text{ m} \implies \lambda = l_f \sqrt{12} / h \begin{cases} \lambda = 25,6 \text{ P.L} \\ \lambda = 19,39 \text{ P.T} \end{cases}$

donc si :

$\frac{e}{h} < 0,75 \implies \delta = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \begin{matrix} \delta = 1,109 \text{ P.L} \\ \delta = 1,061 \text{ P.L} \end{matrix}$

$\frac{e}{h} > 0,75 \implies \delta = 1 + 0,15 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \frac{h}{e} \begin{matrix} \delta = 1 + 0,0813 \text{ h/e P.L} \\ \delta = 1 + 0,046 \text{ h/e P.L} \end{matrix}$

niveau sous-sol ;  $e_+ = 2 \text{ cm}$ .

$l_f = 0,7 \cdot 2,6 = 1,82 \implies \lambda = l_f \sqrt{12} / h \begin{matrix} \lambda = 21,015 \text{ P.L} \\ \lambda = 15,76 \text{ P.L} \end{matrix}$

si  $\frac{e}{h} < 0,75 \implies \delta = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \begin{matrix} \delta = 1,076 \text{ P.L} \\ \delta = 1,04 \text{ P.L} \end{matrix}$

$\frac{e}{h} > 0,75 \implies \delta = 1 + 0,15 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \frac{h}{e} \begin{matrix} \delta = 1 + 0,054 \text{ h/e PL} \\ \delta = 1 + 0,03 \text{ h/e PL} \end{matrix}$

## DETERMINATION DES ARMATURES TRANSVERSALES :

Aucun pourcentage minimum n'est requis pour les armatures transversales elles seront calculés de la même manière que celles des poutres elles s'opposent aux efforts horizontaux dus au séismes développés aux extrémités des poteaux, on calculera l'espacement  $t$  répondant à cette condition dans les deux sens, cependant les règles B.A.E.L. 80 se bornent à limiter les espacement  $t$ .

d'après (B.A.E.L. 80 ART A 8,13).

- $\phi t \quad 1/3 \phi_{1 \text{ max}}$  diametre minimal des armatures transversales.
- $S_t \text{ max} \quad \left. \begin{array}{l} 15 \phi_{1 \text{ min}} \\ 40 \text{ cm.} \\ a + 10 \text{ cm} \end{array} \right\}$  a étant la plus dimension de la pièce.

mais d'après le parasismiques (A. 2,312 page 59) on reduira l'espacement des armatures a ses  $4/5$  de part et d'autre des noeuds sur une longueur égale  $1/6$  de la hauteur de la pièce ( $1/6 \cdot 3,2 = 0,53 \text{ m}$ ).

### LONGUEUR DE RECOUVREMENT

Dans les zones recouvrement, le nombre d'armatures disposées sur le recouvrement de deux barres longitudinales est au moins égal à trois (8 3).

Longueur d'ancrage : ( longueur de sullement droit )

$$l_s = \frac{\phi l}{4} f_e \quad \text{avec} \quad = 0,6 \quad f_{tj} \quad \text{contrainte d'adhérence.}$$

D'après (A. 6.1. 24) B.A.E.L.80)

La longueur de recouvrement peut être prise égale à  $0,6 l_s$  lorsque la barre est toujours comprimée.

### DETERMINATION DE $A_t$ et $S_t$

On verifie les inégalités suivantes pour la determination de  $S_t$

$$\frac{A_t f_e}{b_o S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\gamma_o}{2} ; 4 \right) \quad \text{avec} \quad \gamma_o = \frac{V_u}{b_o d} \quad f_e = 2400 \text{ bars}$$

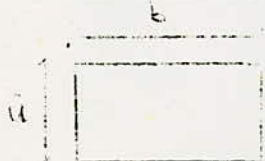
$$\frac{A_t}{b_o S_t} \geq \frac{\gamma_o - 0,5 K}{0,8 f_e} \quad \text{avec} \quad K = 1 + 3 \frac{\gamma_o}{f_{cj}} \quad \text{on prendra } K=1$$

Pour la section  $A_t$  (armature transversale) on remarque d'après le ferrailage des poteaux que deux brins de  $\phi 10$  suffisent donc  $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ .

### SECTION MINIMALE

Les regles B.A.E.L 80 preconisent une armature longitudinale minimale (art. A.8.1,21 )

Cas d'une section rectangulaire.


$$A_{\text{min}} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{4 u}{100} \quad \frac{8(a+b)}{100} \\ \frac{0,2 B}{100} = \frac{0,2 ab}{100} \end{array} \right.$$

PORTIQUES LONGITUDINAUX

NIV.	POT.	V=T	$\bar{c}_t$	max	$A_t$	$S_t$	$S_{tmax}$	$S_t$	$S_t$
IV	rive	2,17	2	4	3,14	62,8	21	15	10
	int.	3,08	2,85	"	"	62,8	"	"	"
III	rive	3,7	3,43	"	"	"	"	"	"
	int.	5,26	4,87	"	"	46,1	"	"	"
II	rive	5,5	5,09	"	"	43,78	"	"	"
	int.	6,8	6,3	"	"	34,67	"	"	"
I	rive	5,5	5,09	"	"	43,78	"	"	"
	int.	6,8	6,3	"	"	34,67	"	"	"

Le premier cours d'armature sera situé à  $t = S_t/2 = 7,5\text{cm}$

NIV	$\phi_{lmin}$	$\phi_{lmax}$	$\phi_t$	$\bar{c}_t$	$l_s$	$0,61_s$
IV	14	14	10	28,35	51,85	31,11
III	14	16	10	28,35	59,25	35,55
II	14	20	10	28,35	74,06	44,44
I	14	20	10	28,35	74,06	44,44

NIV	Pot	N	M	e = M/N	e <sub>+</sub>	δ	M <sub>cal</sub>	N <sub>cal</sub>
IV	1	2,76	3,64	131,88	2	1,061	4,24	2,93
	2	4,83	3,83	79,3	"	"	4,73	5,12
	3	5,13	5,08	99	"	"	6,1	5,44
	4	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	"	"	"	"	"	"
	6	"	"	"	"	"	"	"
	7	4,83	3,83	79,3	"	"	4,73	5,12
	8	2,76	3,64	131,88	"	"	4,24	2,93
III	1	9,01	5,44	60,42	"	"	7,02	9,56
	2	17,5	7,9	45,14	"	"	10,79	18,57
	3	18,38	"	42,98	"	"	10,92	19,5
	4	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	"	"	"	"	"	"
	6	"	"	"	"	"	"	"
	7	17,5	"	45,14	"	"	10,79	18,57
	8	9,01	5,44	60,42	"	"	7,02	9,56
II	1	26,61	9,9	37,2	"	"	14,17	28,23
	2	33,33	11,73	35,19	"	"	17,04	35,36
	3	33,06	11,73	35,48	"	"	17	35,08
	4	33,03	"	35,51	"	"	"	35,04
	5	33,98	"	34,52	"	"	17,13	36,05
	6	34,98	"	33,53	"	"	17,27	37,11
	7	34,24	"	34,26	"	"	17,27	36,33
	8	26,57	9,9	37,26	"	"	14,17	28,19
I	1	43,55	0,56	1,3	"	1,04	6,48	45,29
	2	53,73	0	0	"	"	7,26	55,88
	3	53,29	"	"	"	"	7,2	55,42
	4	53,26	"	"	"	"	"	55,39
	5	54,22	"	"	"	"	7,33	56,39
	6	55,21	"	"	"	"	7,46	57,42
	7	54,64	"	"	"	"	7,39	56,82
	8	43,51	0,56	1,3	"	"	6,47	45,25

NIV	Pot	N	M	$e = M/N$	$e_c$	$\delta$	$M_{cal}$	$N_{cal}$
II	1	52,97	0,66	1,24	2	1,061	8	56,21
	2	65,78	0,012	0	"	"	9,08	69,79
	3	64,81	0	"	"	"	8,94	68,76
	4	64,28	"	"	"	"	8,86	68,2
	5	69,28	0,5	0,72	"	"	10,08	73,5
	6	74,84	0	0	"	"	10,32	79,4
	7	70,57	0,49	0,69	"	"	10,25	74,87
	8	52,77	0,66	1,25	"	"	7,08	56
I	1	71,32	0,814	1,14	"	1,04	10,49	74,17
	2	89,13	0	0	"	"	12,05	92,69
	3	87,9	"	"	"	"	11,88	91,41
	4	87,37	"	"	"	"	11,81	90,86
	5	92,37	"	"	"	"	12,49	96,06
	6	97,93	"	"	"	"	13,24	101,85
	7	93,92	"	"	"	"	12,7	97,68
	8	71,11	"	"	"	"	10,46	73,95
III	1	32,45	6,43	19,81	"	1,061	11,3	34,43
	2	37,31	0,026	0,07	"	"	5,17	38,58
	3	36,66	0	0	"	"	5,06	38,9
	4	36,33	"	"	"	"	5,01	38,54
	5	"	0,5	1,37	"	"	5,54	38,54
	6	36,66	0	0	"	"	5,06	38,9
	7	37,31	0,49	1,31	"	"	5,52	38,59
	8	32,45	6,43	19,81	"	"	11,3	34,43
IV	1	12,66	4,26	33,65	"	"	6,26	13,43
	2	14,29	5,18	36,23	"	"	7,46	15,16
	3	13,55	5,08	37,49	"	"	7,26	14,38
	4	13,52	"	37,38	"	"	"	14,42
	5	"	"	"	"	"	"	"
	6	13,55	"	37,49	"	"	"	14,38
	7	14,29	5,18	36,23	"	"	7,46	15,16
	8	12,66	4,26	33,65	"	"	6,26	13,43

NIV	Pot	M	N	e = #	$\bar{a}_+$	S	$M_{cal}$	$N_{cal}$
IV	I	0,607	32,76	1,85	2	1,06I	6,9	34,76
	2	0,077	35,32	0,218	"	"	6,83	37,47
	3	0	35,0I	0	"	"	6,68	37,I4
	4	"	34,67	"	"	"	6,62	36,78
	5	"	"	"	"	"	"	"
	6	"	35,0I	"	"	"	6,68	37,I4
	7	0,077	35,32	0,218	"	"	6,83	37,47
	8	0,607	32,76	1,85	"	"	6,9	34,76
III	I	0,68I	72,39	0,94	"	"	14,55	76,8
	2	0,026	80,09	0,032	"	"	14,44	84,97
	3	0	79,44	0	"	"	14,3	84,28
	4	"	79,II	"	"	"	14,24	83,93
	5	"	"	"	"	"	"	"
	6	"	79,44	"	"	"	14,3	84,28
	7	0,49	80,3I	0,6I	"	"	16,55	85,2I
	8	0,68I	72,39	0,94	"	"	14,55	76,8
II	I	0,66	117,2	0,56	"	"	23,08	124,35
	2	0,012	130	0	"	"	24,83	137,93
	3	0	129,03	"	"	"	24,64	136,9
	4	"	128,5	"	"	"	24,54	136,34
	5	0,5	133,5	0,374	"	"	26,02	141,64
	6	0	139,06	0	"	"	26,56	147,54
	7	0,49	134,79	0,36	"	"	26,25	143
	8	0,66	116,99	0,56	"	"	23,04	124,I2
I	I	0,814	164,44	0,49	"	1,04	31,62	171,02
	2	0	182,25	0	"	"	34,I2	189,54
	3	"	181,02	"	"	"	33,89	188,26
	4	"	180,49	"	"	"	33,8	187,7I
	5	"	185,49	"	"	"	34,72	192,9
	6	"	191,05	"	"	"	35,76	198,69
	7	"	187,04	"	"	"	35,0I	194,52
	8	0,814	164,23	0,49	"	"	31,58	170,8

PORTIQUE B - B

$N_{min}$  ---  $N_{cor}$

NIV	Pot	M	N	e	$e_+$	$\delta$	$M_{cal}$	$N_{cal}$
IV	1	3,64	15,39	23,65	2	1,06I	6,8	16,33
	2	3,83	17,46	21,94	"	"	7,4	18,52
	3	5,06	17,76	28,5	"	"	8,78	18,84
	4	5,08	"	28,6	"	"	"	"
	5	"	"	"	"	"	"	"
	6	5,06	"	28,5	"	"	"	"
	7	3,83	17,46	21,94	"	"	7,4	18,52
	8	3,64	15,39	23,65	"	"	6,8	16,33
III	1	5,44	30,98	17,57	"	"	11,69	32,87
	2	7,89	39,47	20	"	"	15,9 I	41,88
	3	7,2	40,35	19,58	"	"	16,09	42,81
	4	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	"	"	"	"	"	"
	6	"	"	"	"	"	"	"
	7	"	39,47	20	"	"	15,91	41,88
	8	5,44	30,98	17,57	"	"	11,69	32,87
II	1	9,9	57,65	17,17	"	"	21,51	61,17
	2	11,73	64,37	18,22	"	"	24,74	68,3
	3	"	64,1	18,3	"	"	24,7	68,01
	4	"	64,07	"	"	"	24,67	67,98
	5	"	65,02	18,04	"	"	24,86	68,97
	6	"	66,02	17,77	"	"	25,05	70,05
	7	"	65,28	17,97	"	"	24,91	69,26
	8	9,9	57,61	17,18	"	"	21,5	61,12
I	1	0,56	87,93	0,64	"	1,04	17,04	91,45
	2	0	98, II	0	"	"	18,37	102,03
	3	"	97,67	"	"	"	18,28	101,58
	4	"	97,64	"	"	"	"	101,54
	5	"	98,6	"	"	"	18,46	102,54
	6	"	99,59	"	"	"	18,64	103,57
	7	"	99,02	"	"	"	18,54	102,98
	8	0,56	87,89	0,64	"	"	17,04	91,4



PORTIQUE C - C

$N_{max}$  ———  $M_{cor}$

NIV	Pot	N	M	e	$e_+$	$S$	$M_{cal}$	$N_{cal}$
IV	1	17,81	4,26	23,92	2	1,061	6,98	18,9
	2	19,64	0,057	0,29	"	"	2,77	20,84
	3	19,93	0	0	"	"	2,67	20,51
	4	18,99	"	"	"	"	2,62	20,15
	5	19,33	"	"	"	"	2,67	20,51
	6	19,64	0,057	0,29	"	"	2,77	20,84
	7	17,81	4,26	23,92	"	"	6,98	18,9
III	1	39,89	6,43	16,12	"	"	12,32	42,32
	2	45,69	0,026	0	"	"	6,33	48,48
	3	45,03	0	"	"	"	6,21	47,79
	4	44,71	"	"	"	"	6,17	47,44
	5	45,04	"	"	"	"	6,21	47,79
	6	45,69	0,026	"	"	"	6,33	48,48
	7	39,89	6,43	16,12	"	"	12,32	42,32
II	1	58,68	0,66	1,12	"	"	8,79	62,26
	2	71,48	0,012	0	"	"	9,87	75,84
	3	70,51	0	"	"	"	9,72	74,81
	4	69,98	"	"	"	"	9,65	74,25
	5	74,78	"	"	"	"	10,31	79,34
	6	76,27	0,49	0,64	"	"	11,04	80,92
	7	58,47	0,66	1,13	"	"	8,76	62,04
I	1	85,92	0,814	0,95	"	1,04	12,46	89,36
	2	103,73	0	0	"	"	14,02	107,88
	3	102,5	"	"	"	"	13,86	106,6
	4	101,97	"	"	"	"	13,78	106,05
	5	106,97	"	"	"	"	14,46	111,25
	6	108,52	"	"	"	"	14,67	112,86
	7	85,71	0,814	0,95	"	"	12,43	89,14

NIV	Pot	N	M	e	e <sub>+</sub>	$\delta$	M <sub>cal</sub>	N <sub>cal</sub>
IV	1	6,44	3,64	56,52	2	1,061	4,75	6,83
	2	8,51	3,83	45	"	"	5,24	9,03
	3	8,81	5,08	57,66	"	"	6,6	9,35
	4	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	"	"	"	"	"	"
	6	8,51	3,83	45	"	"	5,24	9,03
	7	6,44	3,64	56,52	"	"	4,75	6,83
III	1	12,16	5,44	44,77	"	"	7,45	12,9
	2	20,65	7,9	38,25	"	"	11,23	21,91
	3	21,53	"	36,69	"	"	11,35	22,84
	4	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	"	"	"	"	"	"
	6	20,65	"	38,25	"	"	11,23	21,91
	7	12,16	5,44	44,77	"	"	7,45	12,9
II	1	28,67	9,9	34,53	"	"	14,46	30,42
	2	35,39	11,73	33,14	"	"	17,32	37,55
	3	35,12	"	33,4	"	"	17,29	37,26
	4	35,09	"	33,43	"	"	17,28	37,23
	5	36,04	"	32,55	"	"	17,42	38,24
	6	36,3	"	32,31	"	"	17,45	38,51
	7	28,63	9,9	34,58	"	"	14,45	30,38
I	1	46,69	0,56	1,21	"	1,04	6,9	48,56
	2	56,87	0	0	"	"	7,69	59,14
	3	56,43	"	"	"	"	7,63	58,69
	4	56,4	"	"	"	"	7,62	58,66
	5	57,36	"	"	"	"	7,75	59,65
	6	57,78	"	"	"	"	7,81	60,09
	7	46,65	0,56	1,21	"	"	6,89	48,52

PORTIQUE TRANSVERSAL (Sous SP2)

$N_{min}$  -----  $M_{cor}$

NIV	Pot	M	N	e	$e_+$	$\xi$	$M_{cal}$	$N_{cal}$
	I	1,62	5,51	29,31	2	1,061	2,77	5,85
IV	2	0,83	17,14	4,8	"	"	4,15	18,19
	3	1,96	9,2	21,3	"	"	3,84	9,76
	I	0,89	17,67	5,04	"	"	4,32	18,75
III	2	0,87	38,64	2,25	"	"	8,11	40,04
	3	1,72	20,83	8,26	"	"	5,55	21,15
	I	0,89	30,64	2,9	"	"	6,39	32,51
II	2	0,72	61,59	1,17	"	"	12,16	63,44
	3	1,72	33,61	5,12	"	"	7,8	35,66
	I	1,18	43,41	2,73	"	1,04	9,36	45,17
I	2	1,17	91,93	1,28	"	"	18,44	95,66
	3	2,23	51,69	4,31	"	"	12,54	53,79

PORTIQUE TRANSVERSAL ( Sous SP<sub>2</sub> )

$N_{max}$  -----  $M_{cor}$

NIV	Pot	M	N	e	$e_+$	$\xi$	$M_{cal}$	$N_{cal}$
IV	1	3,4	9,95	34,18	2	1,054	5,47	10,48
	2	1,64	28,83	5,67	"	1,061	7,24	30,59
	3	3,85	15,1	25,5	"	"	6,97	16,03
III	4	1,15	25,63	4,5	"	"	6,12	27,19
	2	1,16	62,06	1,87	"	"	13,08	64,88
	3	2,82	33,08	8,52	"	"	9,31	35,096
II	1	1,514	42,99	3,52	"	"	9,81	45,61
	2	1,14	96,27	1,18	"	"	19,59	102,14
	3	2,404	49,17	4,89	"	"	11,04	52,17
I	1	1,44	56,37	2,55	"	1,046	12,05	55,85
	2	1,43	130,47	1,09	"	"	24,63	136,18
	3	2,98	69,07	4,31	"	"	16,03	71,87

Sollicitation sous  $SP_1$  ——— (Sens Transversal) ———

NIV	POT	M	N	e	$e_+$	$e_-$	$M_u$	$N_u$
IV	1	1,383	10,198	13,56	2	1,061	3,41	10,82
	2	1,77	31,488	5,62	2	1,061	7,89	33,41
	3	4,16	16,458	25,27	"	1,061	7,55	17,462
III	1	2,02	29,267	6,9	"	"	7,49	30,098
	2	1,46	70,85	2,06	"	"	15,08	74,217
	3	3,33	37,64	8,85	"	"	10,72	39,94
II	1	2,025	52,01	3,89	"	"	12,08	55,18
	2	1,39	115,04	1,21	"	"	23,45	122,06
	3	3,23	57,71	5,6	"	"	14,45	61,23
I	1	1,96	69,51	2,82	"	1,046	15,06	72,33
	2	1,95	161,45	1,21	"	"	32,27	168
	3	4,07	84,111	4,84	"	"	19,99	87,526

PORTIQUE A - A

N<sub>min</sub> ----- M<sub>cor</sub>

NIV. Pot.	M <sub>cal</sub>	N <sub>cal</sub>	M <sub>rb</sub>	M <sub>i</sub>	α	Z	ε <sub>s</sub>	f <sub>s</sub>	A <sub>i</sub>	A	A <sub>min</sub>	
IV	1	4,24	2,93	18,76	0,085	0,11	24,84	10	4620	0	3,06	5,6
	2	4,73	5,12	"	0,094	0,124	24,7	"	"	"	3,03	"
	3	6,1	5,44	"	0,122	0,163	24,3	"	"	"	4,25	"
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	6	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	7	4,73	5,12	"	0,094	0,124	24,7	"	"	"	3,03	"
	8	4,24	2,93	"	0,085	0,11	24,84	"	"	"	3,06	"
III	1	7,02	9,56	"	0,14	0,19	24,02	"	"	"	4,25	"
	2	10,79	18,57	"	0,215	0,307	22,8	7,9	4468	"	6,43	"
	3	10,92	19,5	"	0,215	0,307	22,8	7,9	4468	"	6,35	"
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	6	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	7	10,79	18,57	"	0,215	0,307	22,8	7,9	4468	"	6,43	"
	8	7,02	9,56	"	0,14	0,19	24,02	10	4620	"	4,25	"

PORTION A -A

$N_{min}$  -----  $M_{cor}$

	Pot.	$M_{cal}$	$N_{cal}$	$M_{rb}$	$A'$	$X$	$Z$	$\epsilon_s 10^3$	$f_s$	$A'$	$A$	$A_{min}$
I	1	I4, I7	28, 23	18, 76	0, 283	0, 427	21, 56	4, 7	4240	0	8, 84	5, 6
	2	I7, 04	35, 36	"	0, 34	0, 544	20, 34	2, 93	4200	"	II, 48	"
	3	I7	35, 08	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	I7	35, 04	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	I7, I3	36, 05	"	0, 342	0, 548	20, 3	2, 89	4200	"	II, 5	"
	6	I7, 27	37, II	"	0, 345	0, 554	20, 24	2, 82	4200	"	II, 48	"
	7	I7, I7	36, 33	"	0, 343	0, 55	20, 28	2, 86	4200	"	II, 5	"
	8	I4, I7	28, 23	"	0, 283	0, 427	21, 56	4, 7	4240	"	8, 84	"
II	1	6, 48	45, 29	"	0, 129	0, 174	24, I9	IO	4620	"	< 0	"
	2	7, 26	55, 88	"	0, 145	0, 197	23, 95	"	"	"	< 0	"
	3	7, 2	55, 42	"	0, 144	0, 195	23, 97	"	"	"	< 0	"
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	< 0	"
	5	7, 33	56, 39	"	0, 146	0, 199	23, 93	"	"	"	< 0	"
	6	7, 46	57, 42	"	0, 149	0, 203	23, 89	"	"	"	< 0	"
	7	7, 39	56, 82	"	0, 148	0, 2	23, 91	"	"	"	< 0	"
	8	6, 47	45, 25	"	0, I29	0, I74	24, I9	"	"	"	< 0	"

PORTIQUE A - A

N<sub>max</sub> ----- M<sub>cor</sub>

	Pot.	M <sub>cal</sub>	N <sub>cal</sub>	M <sub>rb</sub>	N	M	z	$\epsilon_g 10^3$	f <sub>s</sub>	A'	A	A <sub>min</sub>
NIV.	1	6,26	13,43	18,76	0,125	0,168	24,25	10	4620	0	2,68	5,6
	2	7,46	15,16	"	0,149	0,203	23,89	"	"	"	3,48	"
	3	7,26	14,38	"	0,145	0,197	23,95	"	"	"	3,44	"
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	6	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	7	7,46	15,16	"	0,149	0,203	23,89	"	"	"	"	"
	8	6,26	13,43	"	0,125	0,168	24,25	"	"	"	"	2,68
IV	1	11,3	34,43	18,76	0,226	0,324	22,62	7,3	4460	0	3,48	"
	2	5,17	38,59	14,87	0,134	0,181	24,11	10	4017,4	"	< 0	"
	3	5,06	38,9	"	0,132	0,177	24,16	"	"	"	< 0	"
	4	5,01	38,54	"	0,13	0,175	24,17	"	"	"	< 0	"
	5	5,57	38,54	"	0,145	0,197	23,95	"	"	"	< 0	"
	6	5,06	38,9	"	0,132	0,177	24,16	"	"	"	< 0	"
	7	5,52	38,59	"	0,144	0,195	23,97	"	"	"	< 0	"
	8	11,3	34,43	18,76	0,226	0,324	22,62	7,3	4460	"	3,48	"
III												

PORTIQUE A - A

$N_{max}$  -----  $M_{cor}$

NIV.	Pot.	$M_{cal}$	$N_{cal}$	$M_{rb}$	$N$	$\alpha$	$z$	$\epsilon_s \cdot 10^3$	$f_s$	$A'$	$A$	$A_{min}$
I	1	8	56,21	14,87	0,208	0,295	22,93	8,36	3713	0	< 0	5,6
	2	9,08	69,79	"	0,236	0,342	22,45	6,73	3813	"	< 0	"
	3	8,84	68,76	"	0,233	0,336	22,5	6,92	3825	"	< 0	"
	4	8,86	68,76	"	0,23	0,333	22,54	7	3830	"	< 0	"
	5	10,08	73,5	"	0,262	0,388	21,96	5,92	3738	"	< 0	"
	6	10,32	79,4	"	0,269	0,4	21,84	5,25	3720	"	< 0	"
	7	10,25	74,87	"	0,267	0,397	21,87	5,32	3725	"	< 0	"
	8	7,98	56	"	0,208	0,294	22,94	8,4	3916	"	< 0	"
II	1	10,49	74,17	"	0,273	0,408	21,75	5,08	3710	"	< 0	"
	2	12,05	92,69	"	0,314	0,487	20,93	3,69	3652	"	< 0	"
	3	11,88	91,41	"	0,309	0,478	21,03	3,82	"	"	< 0	"
	4	11,81	90,86	"	0,307	0,474	21,06	3,88	"	"	< 0	"
	5	12,49	96,06	"	0,325	0,511	20,68	3,35	"	"	< 0	"
	6	13,24	101,85	"	0,345	0,553	20,24	2,83	"	"	< 0	"
	7	12,7	97,68	"	0,33	0,523	20,56	3,19	"	"	< 0	"
	8	10,46	73,85	"	0,272	0,407	21,77	5,1	3712	"	< 0	"



Niv	POT.	M <sub>cal</sub>	N <sub>cal</sub>	M <sub>RB</sub>	$\mu$	$\alpha$	Z	$E_s \cdot 10^3$	$f_s$	A'	A	A <sub>min</sub> BAEC	A <sub>min</sub> CTC
IV	1	6,8	16,33	18,76	0,136	0,183	24,1	10	4620	0	2,57	5,6	
	2	7,4	18,52	18,76	0,148	0,201	23,9	10	4620	0	2,69	5,6	
	3	8,78	18,84	18,76	0,175	0,243	23,47	10	4620	0	1,86	5,6	
	4	8,78	18,84	18,76	0,175	0,243	23,47	10	4620	0	1,86	5,6	
	5	8,78	18,84	18,76	0,175	0,243	23,47	10	4620	0	1,86	5,6	
	6	8,78	18,84	18,76	0,175	0,243	23,47	10	4620	0	1,86	5,6	
	7	7,4	18,52	18,76	0,148	0,201	23,9	10	4620	0	2,69	5,6	
	8	6,8	16,33	18,76	0,136	0,183	24,1	10	4620	0	2,57	5,6	
III	1	11,69	32,87	18,76	0,234	0,338	22,49	6,85	4394	0	4,35	5,6	
	2	15,91	41,88	18,76	0,318	0,496	20,84	3,55	4200	0	8,2	5,6	
	3	16,09	42,81	18,76	0,321	0,503	20,76	3,46	4200	0	8,26	5,6	
	4	16,09	42,81	18,76	0,321	0,503	20,76	3,46	4200	0	8,26	5,6	
	5	16,09	42,81	18,76	0,321	0,503	20,76	3,46	4200	0	8,26	5,6	
	6	16,09	42,81	18,76	0,321	0,503	20,76	3,46	4200	0	8,26	5,6	
	7	15,91	41,88	18,76	0,318	0,496	20,84	3,55	4200	0	8,2	5,6	
	8	11,69	32,87	18,76	0,234	0,338	22,49	6,85	4394	0	4,35	5,6	
II	1	21,51	61,17	18,76	0,375	0,625	19,5	2,1	4200	2,97	8,34		
	2	24,74	68,3	18,76	0,375	0,625	19,5	2,1	4200	6,47	6,64		
	3	24,7	68,01	18,76	0,375	0,625	19,5	2,1	4200	6,43	6,71		
	4	24,67	67,98	18,76	0,375	0,625	19,5	2,1	4200	6,4	6,72		
	5	24,86	68,97	18,76	0,375	0,625	19,5	2,1	4200	6,6	6,48		
	6	25,05	70,05	18,76	0,375	0,625	19,5	2,1	4200	6,81	6,23		
	7	24,91	69,26	18,76	0,375	0,625	19,5	2,1	4200	6,65	6,41		
	8	21,5	61,12	18,76	0,375	0,625	19,5	2,1	4200	2,96	8,35		
I	1	17,04	91,45	18,76	0,34	0,544	20,34	2,93	4200	0	<0		
	2	18,37	102,03	18,76	0,367	0,606	19,7	2,27	4200	0	<0		
	3	18,28	101,58	18,76	0,365	0,601	19,74	2,32	4200	0	<0		
	4	18,28	101,54	18,76	0,365	0,601	19,74	2,32	4200	0	<0		
	5	18,46	102,54	18,76	0,369	0,61	19,65	2,24	4200	0	<0		
	6	18,64	103,57	18,76	0,372	0,619	19,56	2,15	4200	0	<0		
	7	18,54	102,98	18,76	0,37	0,614	19,61	2,2	4200	0	<0		
	8	17,04	91,4	18,76	0,34	0,544	20,34	2,93	4200	0	<0		

Niv	POT.	M <sub>cal</sub>	N <sub>cal</sub>	M <sub>R</sub>	$\mu$	$\alpha$	Z	$\epsilon_s 10^3$	$f_s$	A'	A	A <sub>min</sub> BAEC	A <sub>min</sub> CTC
IV	1	6,9	34,76	14,87	0,18	0,249	23,41	10	4017,4	0	<0	5,6	
	2	6,83	34,47	14,87	0,178	0,247	23,43	10	4017,4	0	<0	5,6	
	3	6,68	37,14	14,87	0,174	0,24	23,5	10	4017,4	0	<0	5,6	
	4	6,62	36,78	14,87	0,172	23,82	23,52	10	4017,4	0	<0	5,6	
	5	6,62	36,78	14,87	0,172	23,82	23,52	10	4017,4	0	<0	5,6	
	6	6,68	37,14	14,87	0,174	0,24	23,5	10	4017,4	0	<0	5,6	
	7	6,83	37,47	14,87	0,178	0,247	23,43	10	4017,4	0	<0	5,6	
	8	6,9	34,76	14,87	0,18	0,249	23,41	10	4017,4	0	<0	5,6	
III	1	14,55	76,8	14,87	0,379	0,635	19,4	2,01	3652,17	0	<0	5,6	
	2	14,44	84,97	14,87	0,376	0,627	19,48	2,08	3652,17	0	<0	5,6	
	3	14,3	84,28	14,87	0,372	0,618	19,57	2,16	3652,17	0	<0	5,6	
	4	14,24	83,93	14,87	0,37	0,615	19,6	2,19	3652,17	0	<0	5,6	
	5	14,24	83,93	14,87	0,37	0,615	19,6	2,19	3652,17	0	<0	5,6	
	6	14,3	84,28	14,87	0,372	0,618	19,57	2,16	3652,17	0	<0	5,6	
	7	16,55	85,21	14,87	0,387	0,656	19,17	1,83	3652,17	2,09	<0	5,6	
	8	14,55	76,8	14,87	0,379	0,635	19,4	2,01	3652,17	0	<0	5,6	
II	1	23,08	124,35	14,87	0,387	0,656	19,17	1,83	3652,17	10,22	<0	5,6	
	2	24,83	137,93	14,87	0,387	0,656	19,17	1,83	3652,17	12,39	<0	5,6	
	3	24,64	136,9	14,87	0,387	0,656	19,17	1,83	3652,17	12,16	<0	5,6	
	4	24,54	136,34	14,87	0,387	0,656	19,17	1,83	3652,17	12,03	<0	5,6	
	5	26,02	141,64	14,87	0,387	0,656	19,17	1,83	3652,17	13,9	<0	5,6	
	6	26,56	147,54	14,87	0,387	0,656	19,17	1,83	3652,17	14,55	<0	5,6	
	7	26,25	143	14,87	0,387	0,656	19,17	1,83	3652,17	14,16	<0	5,6	
	8	23,04	124,12	14,87	0,387	0,656	19,17	1,83	3652,17	10,17	<0	5,6	
I	1	31,62	171,02	14,87	0,387	0,656	19,17	1,83	3652,17	20,84	<0	5,6	
	2	34,12	189,54	14,87	0,387	0,656	19,17	1,83	3652,17	23,96	<0	5,6	
	3	33,89	188,26	14,87	0,387	0,656	19,17	1,83	3652,17	23,67	<0	5,6	
	4	33,8	187,71	14,87	0,387	0,656	19,17	1,83	3652,17	23,56	<0	5,6	
	5	34,72	192,9	14,87	0,387	0,656	19,17	1,83	3652,17	24,70	<0	5,6	
	6	35,76	198,69	14,87	0,387	0,656	19,17	1,83	3652,17	26	<0	5,6	
	7	35,01	194,52	14,87	0,387	0,656	19,17	1,83	3652,17	25,06	<0	5,6	
	8	31,58	170,8	14,87	0,387	0,656	19,17	1,83	3652,17	20,8	<0	5,6	

PORTIQUE C - C

N<sub>min</sub> ----- M<sub>cor</sub>

NIV.	Pot.	M <sub>cal</sub>	N <sub>cal</sub>	M <sub>rb</sub>	$\frac{M}{N}$	$\frac{M}{M_{cor}}$	z	$\xi_g 10^3$	f <sub>g</sub>	A'	A	A <sub>min</sub>
IV	1	4,75	6,83	18,76	0,095	0,125	24,7	10	4620	0	2,68	5,6
	2	5,24	9,03	"	0,105	0,139	24,56	"	"	"	2,66	"
	3	6,6	9,35	"	0,132	0,177	24,15	"	"	"	3,89	"
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	6	5,24	9,03	"	0,105	0,138	24,56	"	"	"	2,66	"
	7	4,75	<del>6,83</del>	"	0,095	0,125	24,7	"	"	"	2,68	"
III	1	7,45	12,9	"	0,148	0,202	23,89	"	"	"	3,96	"
	2	11,23	21,91	"	0,224	0,322	22,65	7,37	4430	"	6,25	"
	3	11,35	22,84	"	0,227	0,326	22,61	7,24	4420	"	6,19	"
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	6	11,23	21,91	"	0,224	0,322	22,65	7,37	4430	"	6,25	"
	7	7,45	12,9	"	0,149	0,202	23,89	10	4620	"	3,96	"

NIV.	Pot;	M <sub>cal</sub>	N <sub>cal</sub>	M <sub>rb</sub>	$\frac{1}{L}$	$\frac{1}{N}$	z	$\epsilon_s 10^3$	F <sub>s</sub>	A'	A	A <sub>min</sub>
II	1	14,46	30,42	18,76	0,289	0,438	21,44	4,49	4225	0	8,76	5,6
	2	17,32	37,55	"	0,346	0,557	20,2	2,78	4200	"	11,47	"
	3	17,29	37,26	"	"	"	"	"	"	"	11,5	"
	4	17,28	37,23	"	0,345	0,555	20,23	2,8	"	"	11,47	"
	5	17,42	38,24	"	0,348	0,56	20,17	2,75	"	"	11,46	"
	6	17,45	38,51	"	"	"	"	"	"	"	11,43	"
	7	14,45	30,38	"	0,289	0,438	21,44	4,49	4225	"	8,76	"
I	1	6,9	48,56	"	0,138	0,186	24,06	10	4620	"	< 0	"
	2	7,69	59,14	"	0,154	0,21	23,82	"	"	"	"	"
	3	7,63	58,69	"	0,152	0,208	23,84	"	"	"	"	"
	4	7,62	58,66	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	7,75	59,65	"	0,155	0,211	23,8	"	"	"	"	"
	6	7,81	60,09	"	0,156	0,213	23,78	"	"	"	"	"
	7	6,89	48,52	"	0,138	0,186	24,06	"	"	"	"	"

PORTIQUE C - C

N<sub>max</sub> ----- M<sub>cor</sub>

NIV.	Pot.	M <sub>cal</sub>	N <sub>cal</sub>	M <sub>rb</sub>	N <sub>max</sub>	M <sub>cor</sub>	z	$\sigma_s \cdot 10^3$	f <sub>s</sub>	A <sub>1</sub>	A	A <sub>min</sub>
IV	1	6,98	18,9	18,76	0,14	0,19	24,04	10	4620	0	2,19	5,6
	2	2,77	20,84	14,87	0,072	0,094	25,02	"	3652	"	< 0	"
	3	2,67	20,51	"	0,069	0,09	25,06	"	"	"	"	"
	4	2,63	20,15	"	0,068	0,089	25,08	"	"	"	"	"
	5	2,77	20,84	"	0,072	0,094	25,02	"	"	"	"	"
	6	2,67	20,51	"	0,068	0,09	25,06	"	"	"	"	"
	7	6,98	18,9	18,76	0,14	0,19	24,04	"	4620	"	2,19	"
III	1	12,32	42,32	18,76	0,246	0,359	22,26	6,25	4355	"	2,99	"
	2	6,33	48,48	14,87	0,165	0,226	23,64	10	3652	"	< 0	"
	3	6,21	47,79	"	0,162	0,222	23,69	"	"	"	"	"
	4	6,17	47,44	"	0,161	0,22	23,7	"	"	"	"	"
	5	6,21	47,79	"	0,162	0,222	23,69	"	"	"	"	"
	6	6,33	48,48	"	0,165	0,226	23,64	"	"	"	"	"
	7	12,32	42,32	18,76	0,246	0,359	22,26	6,25	4355	"	2,99	"

PORTIQUE C - C

$N_{max}$  -----  $M_{cor}$

NIV.	Pot.	$M_{cal}$	$N_{cal}$	$M_{rb}$	$\mu$	$\sigma$	$z$	$\epsilon_s \cdot 10^3$	$f_s$	$A'$	$A$	$A_{min}$
II	1	8,79	62,36	14,87	0,229	0,329	22,57	7,14	3840	0	0	5,6
	2	9,87	75,84	"	0,257	0,379	22,06	5,73	3753	"	"	"
	3	9,72	74,84	"	0,255	0,372	22,13	5,91	3764	"	"	"
	4	9,65	74,25	"	0,251	0,368	22,17	6,01	3770	"	"	"
	5	10,31	79,34	"	0,268	0,4	21,84	5,25	3723	"	"	"
	6	11,04	80,92	"	0,287	0,434	21,48	4,56	3680	"	"	"
	7	8,76	62,04	"	0,228	0,328	22,58	7,17	3842	"	"	"
I	1	12,46	89,36	"	0,324	0,509	20,7	3,37	3652	"	"	"
	2	14,02	107,88	"	0,365	0,6	19,75	2,33	"	"	"	"
	3	13,86	106,6	"	0,36	0,588	19,88	2,45	"	"	"	"
	4	13,78	106,05	"	0,359	0,586	19,9	2,47	"	"	"	"
	5	14,46	111,25	"	0,376	0,629	19,46	2,06	"	"	"	"
	6	14,67	112,86	"	0,388	0,643	19,31	1,94	"	"	"	"
	7	12,83	89,14	"	0,324	0,509	20,7	3,37	"	"	"	"

PORTIQUE TRANSVERSAL SP2 ----- (Nmin ---- MCOB) -

NIV	POT	M <sub>cal</sub>	N <sub>cal</sub>	M <sub>rb</sub>	$\alpha$	Z	$\epsilon$	F <sub>s</sub>	A'	A	A <sub>min</sub>	
IV	1	2,77	5,85	27,016	0,0385	0,009	35,29	41,10	4620	<0	0,47	5,6
	2	4,15	18,189	"	0,0576	0,074	34,92	"	"	"	<0	"
	3	3,84	9,75	"	0,053	0,0686	35,945	"	"	"	0,287	"
III	1	4,09	17,79	"	0,0568	0,073	35,945	"	"	"	<0	"
	2	8,11	40,04	"	0,1127	0,1499	33,84	"	"	"	"	"
	3	5,55	21,15	"	0,077	0,100	34,55	"	"	"	"	"
II	1	6,30	30,60	"	0,0888	0,1165	34,55	"	"	"	"	"
	2	12,16	63,44	"	0,169	0,233	32,64	"	"	"	"	"
	3	7,80	33,75	"	0,108	0,1444	33,93	y	"	"	"	"
I	1	8,78	42,36	"	0,122	0,163	33,65	"	"	"	"	"
	2	17,90	92,85	"	0,248	0,364	30,75	"	"	"	"	"
	3	11,34	50,98	"	0,158	0,216	32,88	"	"	"	"	"

PORTIQUE TRANSVERSAL — SP<sub>2</sub> — ( Mmax — MCor )

VIV	POT	Mcal	Mcal	M rb	✓	✓	Z	ε s	f <sub>s</sub>	A'	A	Amin
IV	1	5,47	10,483	27,0166	0,076	0,1	34,56	10% <sub>00</sub>	4620	0	1,16	5,6
	2	7,24	30,59	"	0,1	0,183	34,09	"	3	"	<0	"
	3	6,97	16,03	"	0,097	0,127	34,16	"	"	"	0,94	"
III	1	5,90	26,24	"	0,082	0,107	34,16	"	"	"	<0	"
	2	12,89	64,388	"	0,179	0,248	32,43	"	"	"	"	"
	3	2,05	34,144	"	0,126	0,168	33,43	"	"	"	"	"
II	1	9,60	43,70	"	0,131	0,175	33,57	"	"	"	"	"
	2	19,22	100,23	"	0,267	0,397	30,28	5,32% <sub>00</sub>	4350	"	"	"
	3	11,50	50,26	"	0,16	0,219	32,85	10% <sub>00</sub>	4620	"	"	"
I	1	11,47	55,85	"	0,159	0,218	32,85	"	"	"	"	"
	2	25,46	133,37	"	0,354	0,574	27,73	2,6% <sub>00</sub>	4200	"	"	"
	3	15,40	69,06	"	0,214	0,305	31,61	7,97% <sub>00</sub>	4500	"	"	"



SENS TRANSVERSAL ( Sous SPI )

NIV	Pot	Mcal	Ncal	M <sub>R</sub>	M	α	z	E <sub>s</sub> 10 <sup>3</sup>	U <sub>s</sub>	A'	A	A <sub>min</sub>
NIV	1	3,41	10,82	21,37	0,061	0,08	34,85	10	4017,94	0	<0	5,6
	2	7,89	33,41	"	0,143	0,194	33,21	"	"	"	"	"
	3	7,55	17,46	"	0,136	0,184	33,34	"	"	"	1,72	"
TII	1	7,49	30,1	"	0,135	0,183	33,65	"	"	"	<0	"
	2	14,89	74,22	"	0,269	0,402	21,82	5,2	3780	"	"	"
	3	10,46	38,98	"	0,189	0,264	23,24	9,75	3990	"	1,52	"
II	1	11,66	53,27	"	0,211	0,299	22,88	8,2	3840	"	<0	"
	2	23,08	120,15	"	Section partiellement comprimée							
	3	14	59,32	"	0,253	0,372	22,13	5,9	3820	0	1,04	5,6
I	1	14,47	69,52	"	0,262	0,387	21,97	5,54	3800	"	<0	"
	2	31,73	165,2	"	Section entièrement comprimée							
	3	19,35	84,72	"	0,35	0,57	20,11	2,68	3652	0	3,15	5,6

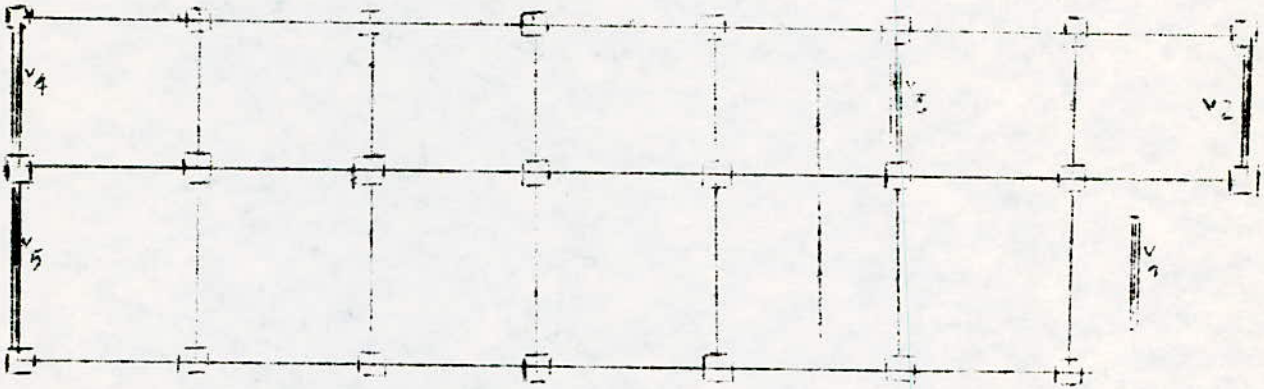
SECTION ENTIEREMENT COMPRIMEE

NIV	POT	Mcal	Ncal	N	X <sub>R</sub>	CS	s	A'	A	A <sub>min</sub>
I	2	31,73	165,2	2	0,1187	2,905	3550	4,23	<0	5,6

## CHAPITRE VIII

### CALCUL DES VOILES

Le contreventement de l'ossature est assuré à la fois par les portiques et les voiles. Ces derniers sont distribués de façon à rapprocher le centre de torsion du centre de masse pour éviter la torsion d'ensemble qui engendrera des grandes forces additionnelles (voir figure ci-après).



#### PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES

$$e \geq \max \begin{cases} \frac{h}{20} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e \geq 16 \text{ cm} \quad \text{on considère} \quad e = 20 \text{ cm}$$

#### REPARTITION DES FORCES HORIZONTALES DANS LES PORTIQUES ET VOILES

La méthode de marius diver n'est pas applicable car la hauteur de ce bâtiment est faible.

On a fait la répartition d'après les inerties.

On calcule l'inertie de chaque élément (poteau ou voile) par rapport à son axe parallèle à l'axe longitudinal du bâtiment.

$$I_v = \sum I_i = 0,2 \cdot \frac{(4,4)^3}{12} \cdot 4 + 0,2 \cdot \frac{(2,70)^3}{12} = 6 \text{ m}^4$$

$$I_p = \sum I_i = 23 \cdot \frac{0,3 \cdot (0,4)^3}{12} = 0,0368 \text{ m}^4$$

Le pourcentage revenant :

#### - AUX PORTIQUES

$$\frac{I_p}{I_p + I_v} = 0,6\%$$

- AUX VOILES

$$\frac{I_v}{I_p + I_v} = 99,4 \%$$

d'après ces résultats on dira que les voiles supporteront la totalité de l'effort horizontal dans le sens transversal.

STABILITE DE LA FONDATION DU VOILE

D'après le complément parasismique, la fondation d'un voile est stable lorsque :

$$1^\circ - e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4}$$

$$2^\circ - \sigma \leq 1,33 \bar{\sigma}$$

avec

l - Longueur de la fondation

M - moment dû aux charges horizontales au niveau de la fondation

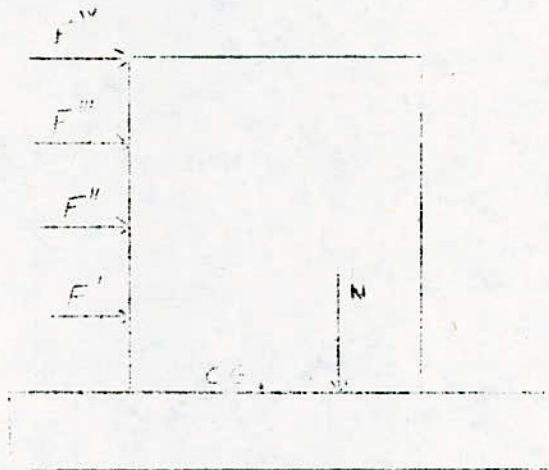
N - effort normal sous la combinaison (G + Q)

$\bar{\sigma}$  - contrainte maximale dans le sol sous M et N

$\sigma_s$  - contrainte admissible du sol

MOMENT ET EFFORT NORMAL A LA BASE DU VOILE

On détermine les forces sismiques de niveau revenant à chaque voile par la méthode d'albige's. Ces forces créent un moment au niveau de la fondation du voile et vient s'ajouter un moment dû à l'excentrement de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la fondation (voir schéma ci-après).



F'''' force sismique

## REMARQUES

1- L'effort normal dans le voile est égal à la somme des efforts normaux des poteaux contenus dans ce voile. Les efforts normaux des poteaux ne sont pas les mêmes. (effort normal du poteau dérive de l'effort normal du poteau intermédiaire). Donc l'effort normal résultant crée un moment par rapport au centre de gravité de la fondation.

2- Le séisme agit dans les deux sens. On a considéré le cas défavorable (moment dû à l'effort normal + moment dû aux forces sismiques).

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après.

	VOILE IV voiles 4 et 5	VOILE 3	VOILE 2
M <sub>tm</sub>	617,52	274,68	369,56
N (t)	233,6	208,98	171,02
$e = \frac{M}{N}$	2,64	1,79	2,16
$\frac{4}{1}$ (m)	10,57	7,17	8,64

M : moment résultant au niveau de la fondation

N : effort normal " " " " "

$e = \frac{M}{N}$  excentricité

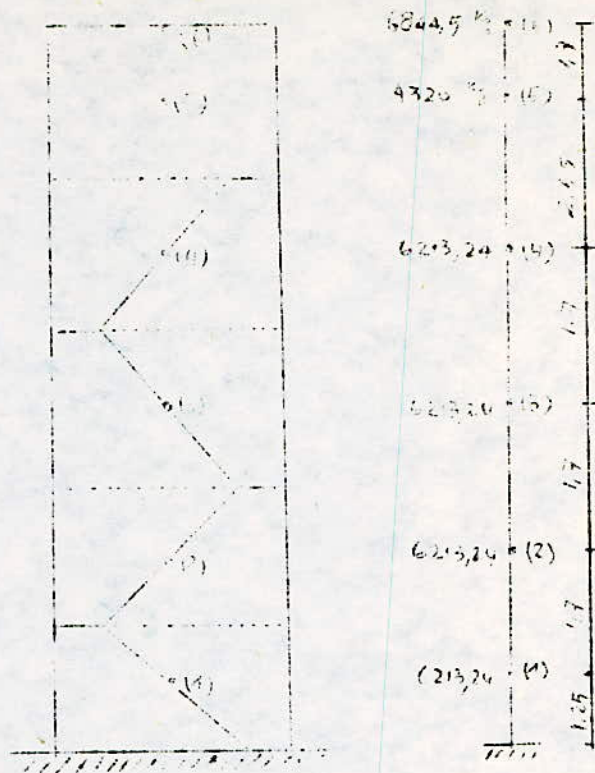
## STABILITE DU VOILE SUPPORTANT L'ESCALIER (voile 1)

On considère que ce voile est isolé donc le calcul se fera comme un mat (poteau rigide encastré à la base).

La vérification de la stabilité sera faite par deux méthodes.

### 1ère méthode :

Les charges seront concentrées (voir figure ci-dessous).



### EVALUATION DES FORCES SISMIQUES

On imagine la structure retourné de 90° dans le champ de pesanteur (voir schéma)



la période du mode fondamental est :

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

avec  $x_i$  : déplacement (flèche)  
 $p_i$  : masse

cette formule donne le résultat avec une précision de l'ordre de 3 à 6% (annexe c art 5,31 PS 69). Le calcul des déplacements a été fait par la méthode des paramètres initiaux qui s'écrit :

$$EI V = - \left[ M_0 \frac{x^2}{2} + T_0 \frac{x^3}{3} + \sum_{i>a} \frac{P_i (x-a)^3}{3} \right]$$

avec  $E = 3,62 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$   
 $I = 0,328 \text{ m}^4$  (constant sur toute la hauteur du voile)  
 $M_0$  : moment d'encastrement  
 $T_0$  : effort tranchant à l'encastrement.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

i	$10^4 x_i$	$10^8 x_i^2$	$P_i$	$P_i x_i$	$P_i x_i^2$	i	$F_i$
1	1,29	1,66	6213,24	0,80	$1,03 \cdot 10^{-4}$	0,033	30,65
2	6,5	42,25	"	4,038	$2,621 \cdot 10^{-3}$	0,168	156,05
3	14,6	213	"	9,07	$1,32 \cdot 10^{-2}$	0,378	351,13
4	24,6	600,25	"	15,2	0,037	0,635	589,81
5	41,5	1722,25	4320	17,93	0,074	1,075	694,2
6	53,5	2862,25	6844,5	36,62	0,196	1,386	1418,23

$$\sum P_i X_i = 83,68 \text{ kg.m} ; \sum P_i X_i^2 = 0,324 \text{ kg.m}^2$$

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{0,324}{10 \cdot 83,68}} = 0,124 \text{ s}$$

$$\beta = \frac{0,085}{3 \sqrt{T}} = 0,17 \text{ donc on prend } \alpha = 0,13 \cdot \nu = 1 \text{ et } \delta = 1,15$$

$$F_i = \alpha \beta \delta W_i \quad (W_i = P_i) \text{ (voir tableau ci-dessus)}$$

#### EFFORTS A LA BASE DU VOILE

##### Moment fléchissant

$$M = \sum F_i Z_i = 34,21 \text{ t.m}$$

$F_i$  : Force sismique

$Z_i$  : Bras de levier (point d'application de  $F_i$  à la fondation.

##### EFFORT NORMAL

$$N = \sum P_i = 42,33 \text{ t}$$

##### 1ère Condition de stabilité

$$e = \frac{M}{N} = \frac{34,21}{42,33} = 0,81 \text{ m} \leq \frac{1}{4}$$

$$\text{d'où on a : } 1 \geq 4e = 4 \cdot 0,81 = 3,24 \text{ m.}$$

## 2ème méthode

Au lieu de considérer les masses  $P_i$  concentrées (1ère méthode).

On supposera que la masse est distribuée uniformément sur toute la hauteur du voile. La méthode des paramètres initiaux s'écrit :

$$E I v = - \left[ M_0 \frac{x^2}{2} + T_0 \frac{x^3}{3} + \int_{x>a} q \frac{(x-a)^4}{24} \right]$$

$q$  : étant la masse répartie au m.l

L'idée générale est la même, c'est-à-dire, supposer les masses  $P_i$  très rapprochées et de même intensité, donc les sommes discrètes deviendront des intégrales.

On a :

$$T = \frac{\int q v_m^2 dx}{g \int q v_m dx}$$

$$E I V(x) = 104,25 x^2 - 6,32 x^3 + 0,14 x^4$$

après intégration :

$$T = 0,17$$

$$\beta = 0,13, \quad \delta = 1,15, \quad \alpha = 1 \quad \Rightarrow \quad \frac{m(x) V(z)}{m(z) A^2(z)} \frac{dz}{dz} V(x)$$

$$K = 295,54 V(x)$$

$$dF(x) = \cancel{152,43} w = 152,43 dx \cdot V(x)$$

### MOMENT FLECHISSANT

$$M = \int x dF(x)$$

$$M = 152,43 x V(x) dx$$

après intégration on a

$$M = 45,09 \text{ t.m}$$

### EFFORT NORMAL

$$N = 42,33 \text{ t} \quad (\text{même que le précédent})$$

1ère condition de stabilité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{45,09}{42,33} = 1,06 \text{ m}$$

$$l \geq 4e = 4,26 \text{ m.}$$

## VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE SOL.

Ayant une idée sur la longueur de la fondation d après la condition précédente ( $e \leq .1$ ). On déterminera sa largeur par la condition suivante :

$$\sigma = \frac{N}{B1} + \frac{M}{B1^3} \cdot 12 \cdot V \leq 1,33 \bar{\sigma}_s$$

### VOILE IV

$$l = 1150 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{494}{B} \leq 2,66 \Rightarrow B \geq 185,7 \text{ cm}$$

Dimensions de la fondation : ( $l = 11,50\text{m}$  ;  $B = 2\text{m}$ )

### VOILE 3

$$l = 1150 \text{ cm}$$

$$B \geq 132 \text{ cm}$$

dimensions de la fondation :

$$(l = 11,50\text{m} ; B = 1,50 \text{ m})$$

### VOILE 2

$$l = 1150 \text{ cm} \quad B \geq 119 \text{ cm}$$

dimensions de la fondation

$$l = 11,50\text{m} ; B = 1,30\text{m}$$

### VOILE 1

$$l = 700 \text{ cm} \quad B \geq 43,5 \text{ cm}$$

dimensions de la fondation

$$l = 7,0\text{m} ; B = 1 \text{ m.}$$

On adoptant les longueurs des fondations conformes aux conditions précédentes ( $l \leq 4e$ ) on aura des voiles stables donc  $e \leq \bar{\sigma}_s$

la répartition des efforts dans les voiles peut se faire par la méthode d'ALBIGES.

Les résultats sont donnés sous forme de tableau (voir tableau ci-après).

### FORMULE GENERALE

$$T_i = H_i I_i \left( \frac{1}{2 I_i} + \frac{d \cdot x_i}{2 I_i x_i^2} \right)$$

avec :

$T_i$  : effort tranchant revenant au voile  $i$

$H_i$  : effort tranchant de niveau

$I_i$  : Inertie du voile  $i$

$$d = (X_T - X_G)$$



		$H_1^{(r)}$	$I_1$	$X_1$	$I_1 X_1^2$	$\sum I_1 X_1^2$	$1/\sum I_1$	$d$	$\frac{dX_1}{\sum I_1 X_1^2}$	$\frac{d}{\sum I_1} + \frac{d^2}{\sum I_1 X_1^2}$	$R_1$	$T_1$	
1	NIV.		0,328	12,94	54,92				0,008	0,1717	3,563	3,563	
2			1,42	15,64	347,35				0,0104	0,174	15,63	15,63	
3		IV	63,26	1,42	7,49	79,66	945,41	0,164	0,63	0,005	0,169	15,15	15,15
4					1,42	-12,56	224,01			-0,008	0,155	13,95	13,95
5				1,52	-12,56	239,47				-0,008	0,155	14,92	14,92
1	III		0,328	12,94	54,92				0,0043	0,168	2,4	5,96	
2			1,42	15,64	347,35				0,005	0,169	10,32	25,95	
3			108,1	1,42	7,49	79,66	945,41	0,164	0,315	0,0025	0,166	10,32	25,48
4				1,42	-12,56	224,01				-0,004	0,159	10,54	24,49
5				1,52	-12,56	239,47				-0,042	0,159	11,26	26,18

		$H_1$	$I_1$	$X_1$	$I_1 X_1^2$	$\sum IX_1^2$	$1/\sum I_1$	$d$	$\frac{d}{\sum I_1 X_1^2}$	$\frac{1}{\sum I_1} + \frac{d X_1}{\sum I_1 X_1^2}$	$R_1$	$T_1$	
1	NIV.		0,328	12,94	54,92				0,008	0,1717	1,58	7,54	
2			1,42	15,64	347,35				0,0104	0,174	7,1	33,05	
3		II	133,76	1,42	7,49	79,66	945,41	0,164	0,63	0,005	0,169	6,56	32,04
4				1,42	-12,56	224,01				-0,0084	0,155	5,01	29,5
5				1,52	-12,56	239,47				-0,0084	0,155	5,35	31,53
1	I		0,328	12,94	54,92				0,0043	0,168	0,083	7,62	
2			1,42	15,64	347,35				0,0052	0,169	0,15	33,2	
3			138,34	1,42	7,49	79,66	945,41	0,164	0,315	0,0025	0,166	0,57	32,61
4				1,42	-12,56	224,01				-0,0042	0,159	1,83	31,33
5				1,52	-12,56	239,47				-0,0042	0,159	1,97	33,5

## FERRAILLAGE DES VOILES

Les voiles seront ferrailées avec les armatures minimales données dans le complément parasismique et vérifiées en les considérant comme des poteaux soumis à la flexion composée. On exposera le calcul et les vérification d'un voile, les autres on donnera seulement les résultats.

### EXEMPLE DE CALCUL (voile 3)

On a exposé le principale de la détermination des efforts à la base du voile.

On procédera de la même manière sauf au lieu de considérer le moment dû à l'excentrement par rapport au centre de gravité de la fondation. On le considérera par rapport au centre de gravité du voile. Ce principe est valable pour tous les niveaux. Les efforts sont donnés dans le tableau ci-après.

Niv	IV	III	II	I
M (tm)	66,57	161,04	276,94	374,68
N (t)	35,26	84,8	154,22	208,98
T (t)	15,15	25,48	32,04	32,61

Les parties courantes doivent être armées par un quadrillage d'armatures en double nappe.

On considérant la section dangereuse qui est à la base du voile.

$$\text{On a : } \sigma_u = \frac{T}{bd} = \frac{32610}{20.340} = 4,79 \text{ bars}$$

$$\sigma_u < 0,025 \cdot F_{c28} = 6,25 \text{ bars}$$

Amin = 0,15% B : B section du béton

donc pour 1 m.l

$$A_{min} = 0,15 \cdot \frac{100.20}{100} = 3 \text{ cm}^2$$

dans chaque direction.

### CAS D'UNE SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMÉE

$$e = \frac{M}{N} > \frac{h}{6} \quad \text{pour tout les niveaux}$$

cette armature sera prévue sur toute la longueur du voile car le séisme agit dans les deux sens.

$$A_{min} = 0,5\% B_t \quad B_t = \text{section du béton tendu}$$

pour 1m de voile tendu :

$$A_{min} = 0,5 \cdot \frac{100 \cdot 20}{100} = 10 \text{ cm}^2$$

espacement des barres

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

### FERRAILLAGE ADOPTÉ POUR 1 m.l DE CHAQUE NAPPE.

#### Armature verticale

$$(5 \text{ T } 14) = 7,70 \text{ cm}^2 \quad \text{espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

#### Armature horizontale

$$(5 \text{ T } 10) = 3,925 \text{ cm}^2 \quad \text{espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$



### VERIFICATION

On considère le voile comme un poteau encastré à la base et libre en tête soumis à la flexion composée.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{h} \sqrt{12} = 19,21 \quad \text{avec } l_f = 2l = 24,4 \text{ m}$$

$$\frac{e}{h} = 0,4 < 0,75 \quad \text{avec } e = \frac{M}{N} = 1,79 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \xi = 1,06$$

### EFFORTS CALCULÉS AU CENTRE DE GRAVITE DU BETON SEUL.

$$M = \xi N (e + e_0) = 400,95 \text{ t.m}$$

$$N_{cal} = \xi N = 1,06 \cdot 208,98 = 221,52 \text{ t}$$

## DETERMINATION DE L'AXE NEUTRE :

On procédera par des approximations.

### PRINCIPE

- On se donne  $y$  (position de l'O.N / à la fibre la plus comprimée)

On calcule:

- l'effort équilibré par le béton  $N_b = 0,8y b f_{bc}$
- l'effort équilibré par les aciers  $N_a = A \cdot \frac{f_e}{s}$
- $N_b - N_a$

On compare  $N_b - N_a$  avec  $N$

. l'axe neutre est déterminé lorsque

$$N_b - N_a = N$$

### 1ère approximation

$$y = 80\text{cm} \Rightarrow \begin{cases} N_b = 236,8\text{t} \\ N_a = 232,85\text{t} \end{cases}$$

$$N_{cal} > N_b - N_a$$

### 2ème approximation

$$y = 200\text{cm} \quad \begin{cases} N_b = 592\text{t} \\ N_a = 155,23\text{t} \end{cases}$$

$$N_{cal} < N_b - N_a$$

### 3ème approximation

$$y = 140\text{cm} \quad \begin{cases} N_b = 414,4\text{t} \\ N_a = 194,4\text{t} \end{cases}$$

$$N_{cal} \approx N_b - N_a$$

l'axe neutre se trouve  $y = 140,5\text{cm}$   $d = 290\text{cm}$ .  
On calcule la section des aciers tendus.

$$M_A = 400,95 + 221,52 \left( \frac{2,9 - 1,405}{2} \right) = 566,54 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{566,54 \cdot 10^5}{20 \cdot (290)^2 \cdot 185} = 0,182 \Rightarrow \alpha = 0,253 \Rightarrow \xi = 260,6\text{cm}$$

$$A = \left[ \frac{566,54 \cdot 10^5}{260,6} - 221,52 \cdot 10^3 \right] \times \frac{1}{4620} = 0$$

donc le ferrailage adopté est le minimum imposé par le C.T.C.

## VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT

$$\tau_u = \frac{1,4 \cdot 32610}{20 \cdot 290} = 7,87 \text{ kg/cm}^2 < 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_t \leq 82,42 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm} \quad (\text{C.T.C.})$$

On adopte le ferrailage minimum.

La section d'armature dont il sera question dans ce qui suivra est pour une bande de 1m de voile et une seule nappe.

### VOILE 1

On a prévu deux potelets aux extrémités de ce voile de dimensions (20x30) avec un ferrailage suivant : (6 T16) armature longitudinale et celle transversale est  $\emptyset 8$  espacement 20cm.

- armature verticale

5 T14 espacement 20cm

-armature horizontale

5 T10 espacement 20cm

### VOILE 2

Un potelet du niveau de la fondation au R.D.C. dimensions (20x30) ferrailage : (6 T16) longitudinalement  
 $\emptyset 8$  espacement 20cm transversalement.

- Armature verticale

5 T14  $S_t = 20\text{cm}$

- Armature horizontale

5 T10  $S_t = 20\text{cm}$

- armature verticale  
5 T14  $S_t = 20\text{cm}$
- armature horizontale  
5 T10  $S_t = 20\text{cm}$

#### VOILE 4

- armature verticale  
5 T14  $S_t = 20\text{cm}$
- armature horizontale  
5 T10  $S_t = 20\text{cm}$

#### VOILE 5

Un potelet de R.D.C. jusqu'à niveau de la terrasse dimensions (20x30).

Ferrailage :

Longitudinal : 6T16

Transversal :  $\phi 8$   $S_t = 20\text{cm}$

- armature verticale  
5 T14  $S_t = 20\text{cm}$
- armature horizontale  
5 T10  $S_t = 20\text{cm}$

## CHAPITRE VIII

### F O N D A T I O N

Les fondations que nous allons calculer sont des fondations superficielles .

Nous avons plusieurs types de semelles:

- Semelles isolées (axe B - B poteaux 2, 3, 4, 5)
- Semelles continues sous poteaux  
axe A - A ; axe C - C ; axe B - B poteaux 6,7,8 .
- Semelle sous mur axe 1 - 1 .
- Semelles particulières
  - \* Semelle sous voile d'escalier
  - \* Semelle axe 6 - 6

On disposera sous les semelles un béton de propriété de 10cm d'épaisseur ou plus , et ainsi que des longrines qui vont reprendre les moments à la base des poteaux.

La contrainte du sol est de  $\bar{\sigma}_s = 2$  bars , les semelles seront ancrées à une profondeur de 2 m .

D'après annexe B<sub>1</sub> du PS 69 (article 4), la charge en fondations (compris les actions sismiques) ne doit pas dépasser 75% de la charge de rupture  $\bar{\sigma}_r$  .

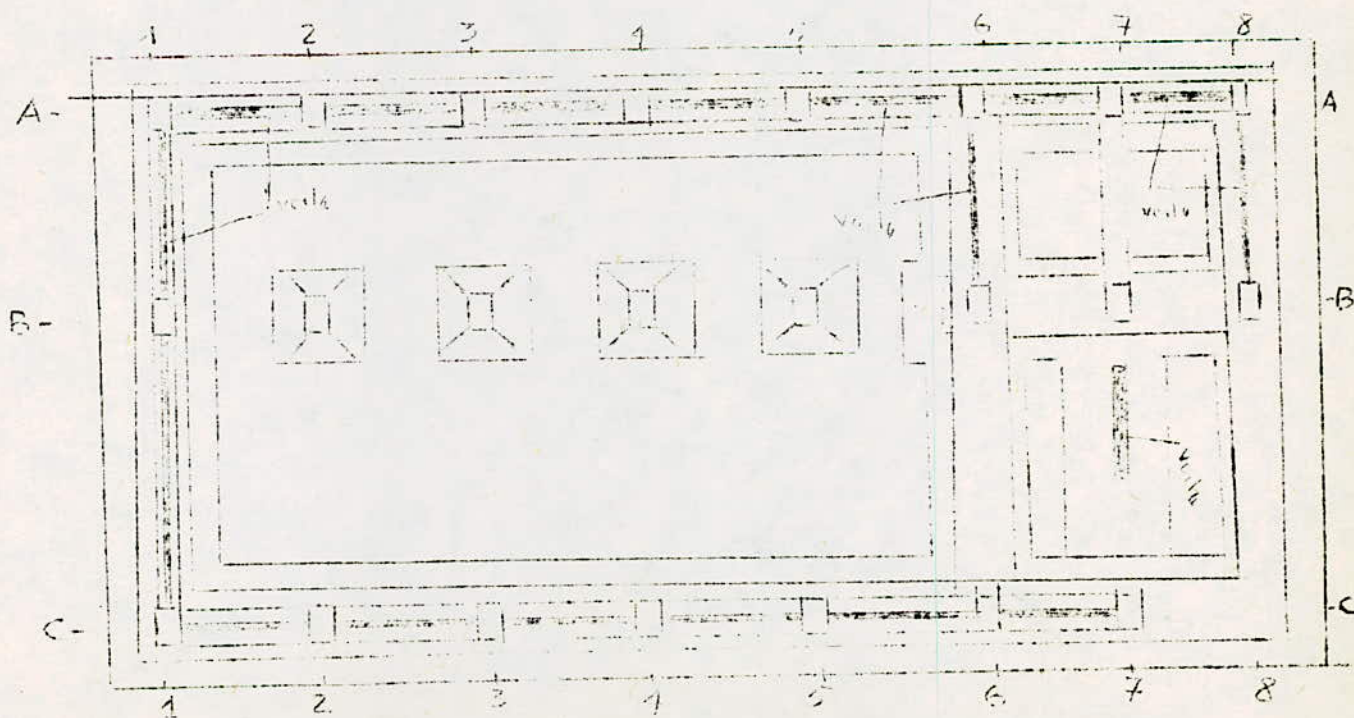
On sait que  $\bar{\sigma}_r = F \cdot \bar{\sigma}_s$  (SP1)

$F_s$  - coefficient de sécurité estimé à 2

Pour les actions accidentelles la contrainte admissible est:

$$\bar{\sigma}_s \text{ (SP2)} = 0,75 \bar{\sigma}_r = 0,75 \cdot F_s \cdot \bar{\sigma}_s \text{ (SP1)} = 0,75 \cdot 2 \cdot \bar{\sigma}_s \text{ (SP1)}$$

Les semelles seront prédimensionnées sous la sollicitation  $G + Q$  et calculées sous la sollicitation  $1,35 G + 1,5 Q$  étant donné que  $1,5 \text{ SP1} > \text{SP2}$  .

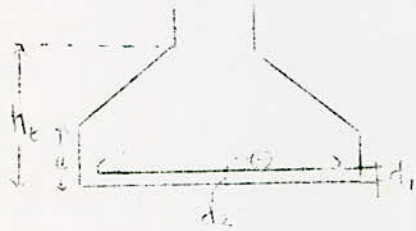




## CALCUL DES SEMELLES ISOLEES

### - Dimensionnement des semelles

Ces semelles seront calculées en compression simple, les moments à la base des poteaux étant repris par les longrines. La prédimensionnement se fera sous la sollicitation



G + QB

Soit :

N : charge (kg) transmise au sol

$\bar{\sigma}_s$  : contrainte admissible sur le sol

B<sub>x</sub> : grand côté de la semelle

B<sub>y</sub> : petit côté de la semelle



Nous devons avoir en utilisant la condition de résistance du sol.

$$\text{que } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \frac{N}{B_x B_y} \leq \bar{\sigma}_s$$

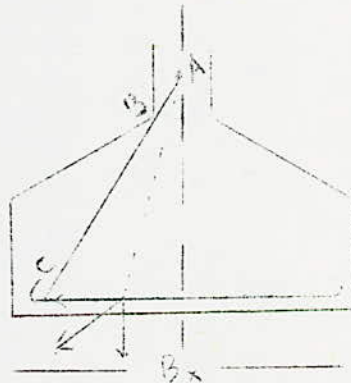
Pour ceci nous prendrons  $\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y}$  pour que la semelle et le poteau soient homothétiques.

Les dimensions de la semelles doivent vérifier :

$$h_t \geq \frac{B_s - b_x}{4} + d_1 \quad \text{et} \quad e \geq 6\phi + 6$$

### CALCUL DES ARMATURES

Le calcul se fera par la méthode des bielles; cette méthode consiste à admettre que l'effort provenant du poteau se transmet par l'intermédiaire de bielles obliques du béton ayant leur origine en A ;



.../...

A est le point de rencontre de l'axe du poteau avec la droite joignant le joint C; ou commence le crochet des barres au point B où la semelle rejoint le parement du poteau

La méthode des bielles conduit aux résultats suivants :

Les efforts de traction dans les aciers sont :

$$\begin{aligned}
 - \text{ Dans le sens X-X} & \quad F_x = \frac{N (B_x - b_x)}{8 (h_t - d_1)} \quad d_1 = 4 \text{ cm} \\
 - \text{ Dans le sens Y-Y} & \quad F_y = \frac{N (B_y - b_y)}{8 (h_t - d_2)}
 \end{aligned}$$

Les armatures seront donc constituées de deux happes superposées de barres orthogonales et parallèles aux côtés  $B_x$  et  $B_y$ ; ces armatures seront :

$$\begin{aligned}
 A_x &= \frac{F_x}{\sigma_s} \quad \text{armatures // a } B_x \\
 A_y &= \frac{F_y}{\sigma_s} \quad \text{armatures // a } B_y
 \end{aligned}$$

L'effort normal qu'on retiendra pour le calcul sera

$$\begin{aligned}
 N_1 &= N (G + Q_B) + N_0 \quad \text{pour la prédimensionnement} \\
 N_1 &= N (1,35G + 1,5Q_B) + 1,35 N_0 \quad \text{pour le calcul des armatures}
 \end{aligned}$$

On vérifiera que l'effet normal résultant (NT) satisfait bien la condition de résistance, autrement ou augmentera les dimensions de la semelle.

Semelle : (  $B_2, B_3, B_4, B_5$  )

$$G + Q = 134,59 \text{ t}$$

$$1,35G + 1,5Q = 191,05 \text{ t}$$

$$\sigma_s = 2 \text{ bars}$$

.../...

1) Dimensionnement de la semelle

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y}, \quad b_x = 0,40, \quad b_y = 0,30$$

a)  $\frac{B_x}{B_y} = \frac{0,40}{0,30} \Rightarrow B_x = 4/3 B_y =$

b)  $B_x B_y \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{134,59 \cdot 10^3}{2} = 67,295 \Rightarrow B_y \geq \frac{67,295}{B_x} \cdot 10^3$

donc

$$B_x^2 = 4/3 \cdot 67,295 \quad B_x \geq 299,54 \text{ cm}$$

on prend  $\underline{B_x = 300 \text{ cm}} = 3\text{m}$

$B_x = 300 \text{ cm}$

$B_y = 250 \text{ cm}$

$$B_y = 3/4 B_x = 3/4 \cdot 300 = 225 \text{ m}$$

on prend  $B_y = 250 \text{ cm} = 2,50$

Vérification  $B_x B_y = 75000$

Vérification  $B_x B_y = 75000 \geq \frac{N}{\sigma_s} =$   
 $d_1 = 4 \text{ cm}$

Hauteur de la semelle

$$h_t \geq \frac{B_x - b_x}{4} + d_1 = \frac{300 - 40}{4} + 4 = 69 \text{ cm}$$

$h_t = 70 \text{ cm}$

je considère que  $e = \frac{h_0}{2} = \underline{33 \text{ cm}}$

Ferraillage de la semelle

Détermination du poteau propre de la semelle

$$N_0 = B_x \cdot e + \frac{(B_x + b_y)}{2} (h_t - e) \quad B_y \cdot 2500 =$$

$$= 300 \cdot 33 + \frac{(3+0,4)}{2} (0,7-0,33) \quad 2,5 \cdot 2500 = 10,118 \text{ t}$$

donc :

$$N = 191,05 + 10,118 = 201,19 \text{ t}$$

$N = 201,19 \text{ t}$

Détermination des forces

$$F_x = N \frac{(B_x - b_x)}{8h} = \frac{201 (3-0,4)}{8 \cdot 0,66} = 98,97 \text{ t}$$

$$F_y = \frac{N (B_y - b_y)}{8 \cdot h} = \frac{201,19 (2,5 - 0,3)}{8 \cdot 0,66} = 83,83 \text{ t} \quad \dots/\dots$$

Détermination de la section d'acier

$$A_x = s \cdot F_x / s = 24,63 \text{ cm}^2 \quad \text{-----} \quad 16 \text{ T } 14 = 24,64 \text{ cm}^2$$

$$A_y = s \cdot F_y / s = 21 \text{ cm}^2 \quad \text{-----} \quad 14 \text{ T } 14 = 21,56 \text{ cm}^2$$

SEMELLE CONTINUE SOUS POTEAUX (axe B-B ; Poteaux 6-7-8)

Prédimensionnement sous la combinaison (G + Q)



Principe de calcul

- Détermination de la position du C.G / O

$$X = \frac{8.138,17 + 4.135,53}{392,74} = 4,2 \text{ m}$$

- On centre la semelle en considérant :

$$L \geq 2.X \quad \text{---->} \quad L = 10 \text{ m}$$

$$\text{d'où } C_1 = 0,8 \text{ m et } C_2 = 1,2 \text{ m}$$

- Hauteur de la semelle

$$h \geq L/6 = 400/6 = 66 \text{ cm (Semelle rigide)}$$

- Largeur de la semelle

$$B \geq \frac{R}{L \cdot \sigma_s} = \frac{392,74 \cdot 10^3}{1000 \cdot 2} = 196,4 \text{ cm}$$

on adopte  $B = 2 \text{ m}$

Connaissant les dimensions de la semelle, on vérifie les contraintes dans le sol en tenant compte du poids propre de la semelle.

- Poids propre de la semelle

$$N_{p.p} = 38,75 \text{ t}$$

d'où la contrainte dans le sol est:

$$\sigma = \frac{N}{L \cdot B} = \frac{(392,74 + 38,75) \cdot 10^3}{1000 \cdot B} \quad 2 \text{ bars}$$

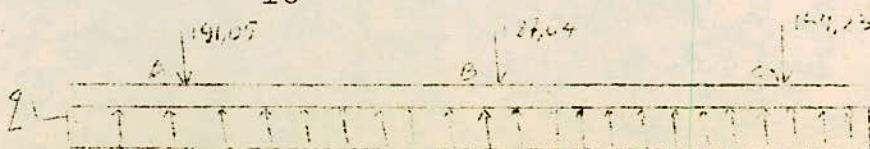
$$B \geq 215,74 \text{ cm on adopte } B = 2,5 \text{ m}$$

DETERMINATION DES EFFORTS

Les efforts sont déterminés sous la combinaison SP I (1,35 G + 1,5 Q) car 1,5 SPI SP2 .

SCHEMA DE CALCUL

$$q = R/L = \frac{542,32}{10} = 54,23 \text{ t/ml}$$



## DETERMINATION DES ARMATURES

### ARMATURE LONGITUDINALE

$$M = - 118 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{118 \cdot 10^5}{200 \cdot (90)^2 \cdot 142} = 0,0513 \rightarrow \lambda = 0,066 \rightarrow z = 87,63 \text{ cm}$$

$$A = \frac{118 \cdot 10^5}{87,63 \cdot 4017,4} = 33,52 \text{ cm}^2 \text{ --- (12 T 20) } = 37,68 \text{ cm}^2$$

$$M = - 107,21 \text{ tm}$$

$$= 0,0466 \text{ --- } = 0,06 \text{ --- } z = 87,85 \text{ cm}$$

$$A = 30,37 \text{ cm}^2 \text{ --- (12 T 20) } = 37,68 \text{ cm}^2$$

$$M = 38,72 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{38,72 \cdot 10^5}{60 \cdot (90)^2 \cdot 142} = 0,056 \rightarrow \lambda = 0,072 \rightarrow z = 87,4 \text{ cm}$$

$$A = 11,03 \text{ cm}^2 \text{ --- (10 T 20) } = 11,31 \text{ cm}^2$$

### ARMATURE TRANSVERSALE

On connaît la contrainte dans le sol donc on peut déterminer la charge exercée sur la console de largeur  $1m$

$$q = 21,7 \text{ T/M}$$

dans la section dangereuse on a:

$$M = \frac{21,7 \cdot 1,05 \cdot 1,05}{2} = 11,96 \text{ tm}$$

$$= \frac{11,96 \cdot 10^5}{100 \cdot (90)^2 \cdot 142} = 0,0104 \text{ --- } = 0,013 \text{ --- } z = 89,53 \text{ cm}$$

$$A = 3,32 \text{ cm}^2 \text{ --- (5T10) } = 3,925 \text{ cm}^2 \text{ par ml}$$

### ARMATURE TRANSVERSALE D'AME

$$T = 126,24 \text{ t} \rightarrow \sigma_u = \frac{126,24 \cdot 10^3}{60 \cdot 90} = 23,38 \text{ bars } 25 \text{ bars}$$

$$A_t = (4T10) = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{2 \cdot A_t \cdot f_e}{u \cdot b_0} = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 4200}{23,38 \cdot 60} = 18,8 \text{ cm}$$

$$T = 96,35 \text{ t} \text{ --- } \sigma_u = \frac{96,35 \cdot 10^3}{60 \cdot 90} = 17,84 \text{ bars } 25 \text{ bars}$$

$$S_t \leq 24,64 \text{ cm}$$

On adopte deux espacements

$$S_t = 15 \text{ cm aux extrémités de la fondation}$$

$$S_t = 20 \text{ cm à la partie centrale de la fondation.}$$

## CALCUL DE LA SEMELLE CONTINUE SOUS POTEAUX (AXE C - C).

Les efforts normaux dans les poteaux sous la combinaison G + Q sont donnés sur le schéma ci-dessous.



Le predimensionnement se fait comme pour une semelle isolée. On détermine la résultante des efforts normaux et le moment dû à l'excentrement de cette résultante par rapport au centre de gravité de la semelle.

$$R = \sum N_i = 507,08 \text{ t}$$

$$M = R \cdot e = 2 \text{ tm}$$

Dans ce cas on néglige l'influence de M par rapport à celle de R (  $Mv/I \ll R/S$  ).

L - longueur de la semelle.

B - largeur de la semelle.

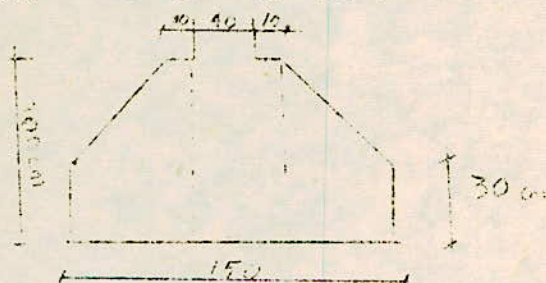
$$L \geq 24,3 \text{ m (Distance entre les poteaux de rive)}$$

$$\text{et } L \cdot B \geq \frac{R}{s}$$

On adopte  $L = 26 \text{ m}$  et  $B \geq \frac{507,08 \cdot 10^3}{2600 \cdot 2} = 97,51 \text{ cm}$

$h > 1/6 = 400/6 = 66,67 \text{ cm} \rightarrow h = 80 \text{ cm (semelle rigide)}$

### DIMENSIONS DE LA SEMELLE.



### CALCUL DES EFFORTS.



$$R = \sum N_i = 690,32 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{R}{L \cdot B} = \frac{690,32 \cdot 10^3}{2600 \cdot 150} = 1,77 \text{ kg/cm}^2 = 17,7 \text{ t/m}^2$$

$$q = B \cdot \sigma = 17,7 \cdot 1,5 = 26,55 \text{ t/ml}$$

d'où le calcul des efforts se fait comme une poutre continue chargée par une charge uniforme  $q = 26,55 \text{ t/ml}$ .

REMARQUE

Pour

Cette poutre est symétrique le calcul se fera une partie est l'autre sera déduit par symétrie.

Le calcul de résistance des matériaux donne :

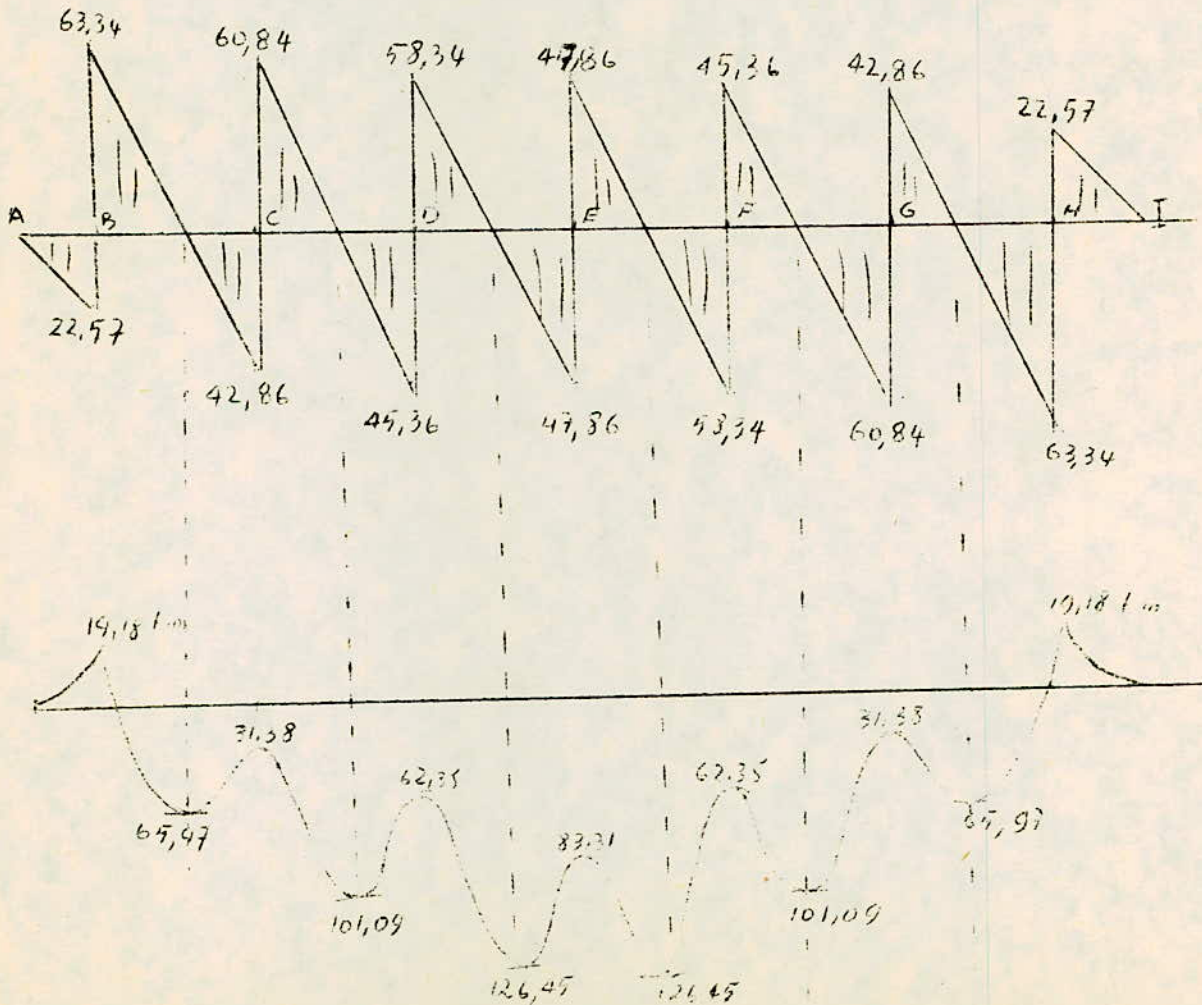
$$\begin{aligned}
T_{bg} &= -22,57 \text{ t} = -T_{hd} \\
T_{bd} &= -T_{hg} = 63,34 \text{ t} \\
T_{cg} &= -T_{gd} = 42,86 \text{ t} \\
T_{cd} &= -T_{gc} = 60,84 \text{ t} \\
T_{Dg} &= -T_{Fd} = 45,36 \text{ t} \\
T_{Dd} &= -T_{Fg} = 58,34 \text{ t} \\
T_{Eg} &= -T_{Ed} = 47,86 \text{ t}
\end{aligned}$$

MOMENTS AUX APPUIS

$$\begin{aligned}
M_I &= M_A = 0 \\
M_B &= M_H = -19,18 \text{ tm} \\
M_C &= M_G = 31,38 \text{ tm} \\
M_D &= M_F = 62,35 \text{ tm} \\
M_E &= 83,31 \text{ tm}
\end{aligned}$$

MOMENTS EN TRAVÉE

$$\begin{aligned}
M_{B-C} &= M_{H-G} = 65,97 \text{ tm} \\
M_{C-D} &= M_{G-F} = 101,09 \text{ tm} \\
M_{D-E} &= M_{F-E} = 126,45 \text{ tm}
\end{aligned}$$



## DETERMINATION DES ARMATURES

Le calcul se fera en flexion simple (voir chp. calcul aux états-limités).

### ARMATURE LONGITUDINALE

#### Armature supérieure

$$M = 19,18 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{19,18 \cdot 10^5}{150(72)^2 \cdot 142} = 0,0174 \rightarrow \alpha = 0,022 \rightarrow Z = 71,34 \text{ cm}$$

$$A = 7,36 \text{ cm}^2 \text{ ( 4T 16 )} = 8,04 \text{ cm}^2$$

### ARMATURE INFÉRIEURE

$$M = 126,45 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{126,45 \cdot 10^5}{60(72)^2 \cdot 142} = 0,286 \rightarrow \alpha = 0,433 \rightarrow Z = 59,53 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 3680 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ( } \epsilon_s = 4,58 \text{ ‰ )} \quad A = 57,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{( 20T20 )} = 62,86 \text{ cm}^2$$

$$M = 65,97 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{65,97 \cdot 10^5}{60(72)^2 \cdot 142} = 0,149 \rightarrow \alpha = 0,203 \rightarrow Z = 66,15 \text{ cm}$$

$$A = 27,3 \text{ cm}^2 \text{ ( 10 T 20 )} = 31,43 \text{ cm}^2$$

### ARMATURE TRANSVERSALE

La méthode des consoles donne par une longueur de 1m  
 $q = 17,7 \text{ t/m}$  ;  $M = 2,68 \text{ tm}$ .

$$\mu = \frac{2,68 \cdot 10^5}{100(20)^2 \cdot 142} = 0,0471 \rightarrow \alpha = 0,06 \rightarrow Z = 19,51 \text{ cm}$$

$$A = 3,76 \text{ cm}^2$$

On adopte ( 5 T 10 ) = 3,925 cm<sup>2</sup> par m.

### ARMATURES TRANSVERSALES D'AME

$$T = 60,84 \text{ t} \quad ; \quad \sigma_u = \frac{60,84 \cdot 10^3}{6 \cdot 070} = 14,48 \text{ Kg/cm}^2 < 25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{On choisi } A_t = (4 \text{ T } 8) = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{2 A_t F_e}{14,48 \cdot 60} = \frac{2 \cdot 2,01 \cdot 4200}{14,48 \cdot 60} = 19,43 \text{ cm}$$

$$T = 63,34 \text{ T} \quad ; \quad \sigma_u = 15,08 \text{ Kg/cm}^2 < 25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_t = (4 \text{ T } 8) = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq 18,65 \text{ cm}$$

$$T = 58,34 \text{ T} \rightarrow \sigma_u = 13,89 \text{ Kg/cm}^2 \quad 25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_t = (4 \text{ T } 8) = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq 20,25 \text{ cm}$$

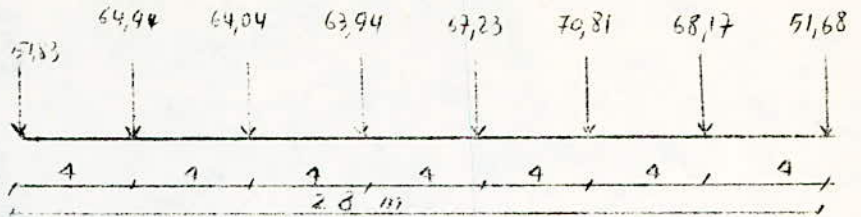
$$\text{On adoptera } A_t = (4 \text{ T } 8) = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 15 \text{ cm.}$$



SEMELLE. A-A

Le prédimensionnement de la semelle se fait sous la sollicitation G+QB



- CALCUL DE LA RESULTANTE DES CHARGES

$$R = \sum P_i = 502,64 \text{ t}$$

- Calcul de la position du centre de gravité

$$\sum Q_i d_i - Rx = 0 \Rightarrow x = \frac{\sum Q_i d_i}{R}$$

$$X = \frac{7114,36}{502,57} = 14,156 \text{ m}$$

Pour centrer la semelle on doit avoir  $1/2 L \geq x$

$$\text{d ou } L > 2x = 2 \cdot 14,156 = 28,312 \text{ m}$$

$$\text{on prendra : } \boxed{L = 30 \text{ m}}$$

et  $C_1 = 0,844$ ,  $C_2 = 1,156$  de part et d autre des poteaux extrêmes pour que la semelle soit centrée

- CALCUL DE B (largeur de la semelle)

de la condition de résistance du sol on aura :

$$L \cdot B \geq \frac{R}{\bar{\sigma}_s} \quad B \geq \frac{R}{L \bar{\sigma}_s} = \frac{502,64 \cdot 10^3}{3000 \cdot 2} = 83,77 \text{ cm}$$

$$\text{on prendra : } \boxed{B = 1 \text{ m}}$$

- Calcul de la hauteur de la semelle :  $h_t$

$$h_t \approx \frac{1}{6} \text{ à } \frac{1}{9} = 66 \text{ cm condition pour avoir une semelle rigide}$$

$$h_t \geq \frac{1}{10} = 40 \text{ cm condition de la hauteur d'une poutre appuyée}$$

Supposant maintenant par mesure de sécurité qu'on a une semelle pour chaque poteau de largeur  $B = 1 \text{ m}$  et de longueur égale à  $l = 4 \text{ m}$

$$\text{donc } h_t \geq \max \left( \frac{B-b+d_1}{4}, \frac{A-a+d_2}{4} \right) = \left( \frac{400-30}{4} + 5 \right) = 97,5 \text{ m}$$

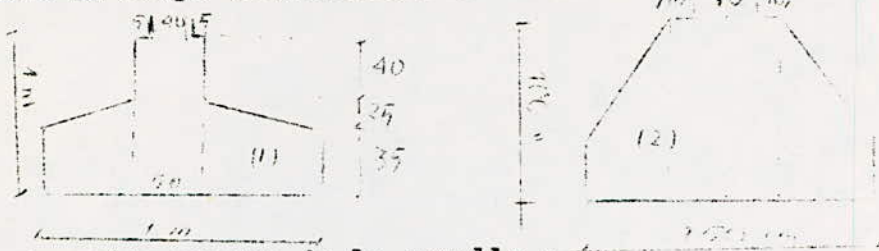
$$\text{On prendra finalement } \boxed{h_t = 1 \text{ m}}$$

.../...

Détermination de e :

$$e \geq 6\phi + 6, \text{ si } \phi = 20\text{mm} \Rightarrow e \geq 18 \text{ cm}$$

On prendra  $e = 35$  cm d'après les instructions du B.A.E.L  
donc la coupe transversale de notre semelle sera



Calcul du poids propre de la semelle :

$$N^o = (1.0,35 + 0,40 \times 0,40 + (1 - 0,40)0,30) \cdot L \cdot x \cdot 2,500 = 51,75 \text{ t}$$

Vérification de la contrainte :

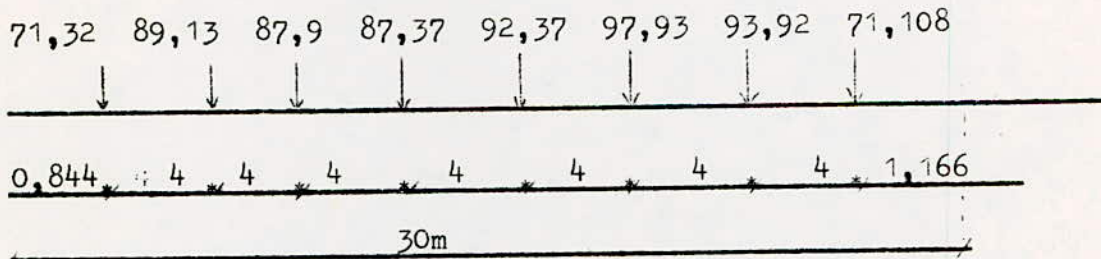
$$L.B \geq \frac{R+N_o}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow \frac{R+N_o}{L.B} < \bar{\sigma}_s$$

$$\text{d'ou : } \frac{(502,64 + 51,75)}{3000 \times 100} 10^3 = 1,8479 < \bar{\sigma}_s = 2 \text{ bar}$$

c'est bien vérifié, donc le sol peut bien supporter l'effort qui lui est transmis

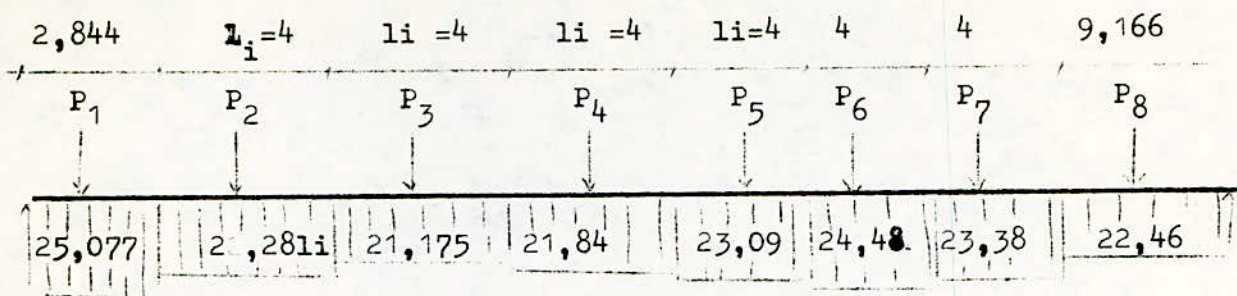
Détermination des Armatures

- Calcul des efforts



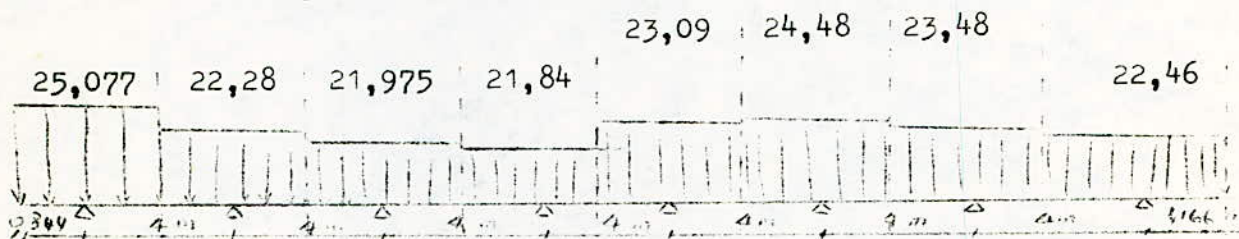
Pour la détermination des efforts, on supposera une répartition uniforme de la charge transmise par le poteau sur chaque tronçon situé entre deux mi-travée consécutives ; et on utilisera la semelle comme une poutre rigide inversement chargée du  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  sur chaque tronçon de la poutre.

*N.B :* le calcul exposé ci-après concerne la coupe transversale (1) ; pour l'exécution on adapttera la 2<sup>ème</sup> coupe afin de faciliter la coffrage et homogénéiser les dimensions de la semelle avec les autres qui lui sont  $\perp$ , on remarquera qu'en augmentant la section du béton on a augmenté en parallèle sa résistance.



avec  $q_i = \frac{P_i}{l_i}$

Le schéma statique de calcul est :



Pour la détermination des efforts on utilisera la méthode du cross :

\* Calcul des Raideurs des Barres

$$R_{AB} = R_{BC} = R_{CD} = R_{DE} = R_{EF} = R_{FG} = \frac{I}{l} = \frac{I}{4}$$

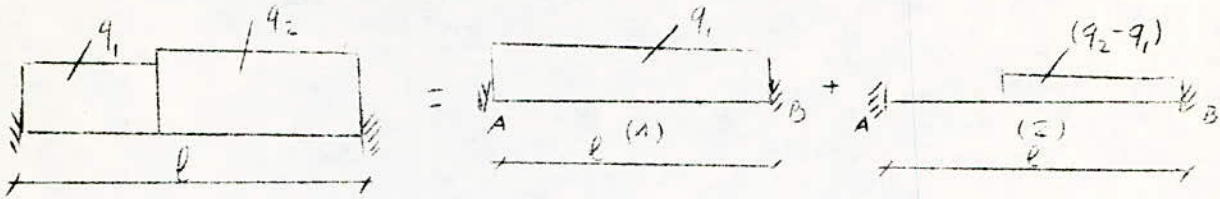
\* Calcul des Coefficients de répartition

$$P_{AB} = \frac{I}{4} / I/4 = 1, \quad P_{HG} = 1$$

$$P_{BA} = f_{BC} = f_{CB} = \dots = f_{GH} = \frac{\frac{I}{4}}{2 \frac{I}{4}} = \frac{1}{2} = 0,5$$

CALCUL DES MOMENTS DUS AUX CHARGES EXTERIEURES

Pour la détermination des efforts on utilise la méthode de cross :

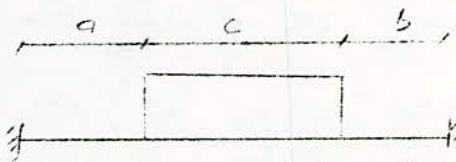


Pour le cas (1)

$$M_{AB} = \frac{Pl^2}{12} \quad ; \quad M_{BA} = -\frac{Pl^2}{12}$$

Pour le cas (2)

D'après le chargement suivant :



$$M_{AB} = \frac{P}{l^2} \left[ l^2 \frac{(a+c)^2 - a^2}{2} - 2l \frac{(a+c)^3 - a^3}{3} + \frac{(a+c)^4 - a^4}{4} \right]$$

avec dans

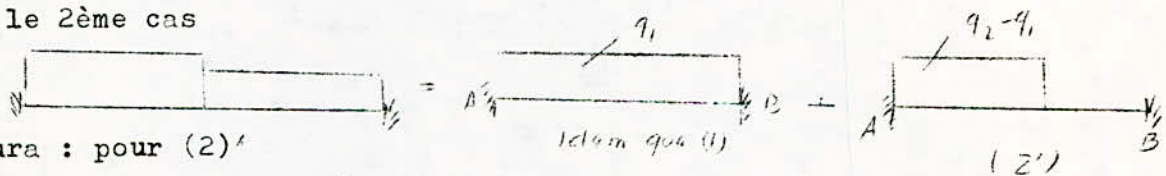
$$M_{BA} = -\frac{P}{l^2} \left[ l \frac{(a+c)^3 - a^3}{3} - \frac{(a+c)^4 - a^4}{4} \right]$$

avec dans notre cas : \$b = 0\$, \$a = c = l/2\$ on obtiendra :

$$M_{AB} = \frac{q_2 - q_1}{l^2} \left[ \frac{3l^4}{8} - \frac{14l^4}{24} + \frac{15l^4}{64} \right] = \underline{\underline{0,02604 \cdot (q_2 - q_1) l^2}}$$

$$M_{BA} = \underline{\underline{(q_2 - q_1) \times 0,05729 l^2}}$$

Pour le 2ème cas

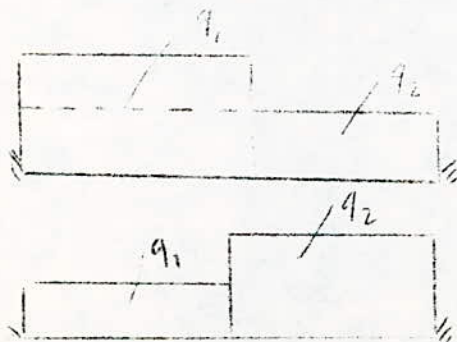


on aura : pour (2)'

$$M_{AB} = 0,05729 (q_2 - q_1) l^2$$

$$M_{BA} = 0,0260 (q_2 - q_1) l^2$$

donc finalement on aura pour le chargement prévu.



Cas (1)

Cas (2)

...//

$$\begin{aligned} \text{Cas (1)} \Rightarrow & \left\{ \begin{aligned} M_{AB} &= \frac{2}{12} l^2 + 0,05729 (1-2) l^2 \\ M_{BA} &= -\frac{2}{12} l^2 + 0,0260 (1-2) l^2 \end{aligned} \right. \\ \text{Cas (2)} \Rightarrow & \left\{ \begin{aligned} M_{AB} &= \frac{1}{12} l^2 + 0,02604 (2-1) l^2 \\ M_{BA} &= -\frac{1}{12} l^2 + 0,05729 (2-1) l^2 \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

Détermination des moments dus aux charges extérieures, ( $M_{AB}$ ) on aura donc d'après les formules précédentes :

$$M_{AO} = -\frac{q l^2}{2} = -\frac{25,077}{2} (0,844)^2 = -8,93$$

$$M_{AB} = \left( \frac{22,28}{12} + 0,05729 (25,077 - 22,28) \right) 16 = 32,270$$

$$M_{BA} = \left( -22,28 + 0,0260 (25,077 - 22,28) \right) 16 = 28,543$$

Les autres valeurs des moments  $M_{BC}$ ,  $M_{CB}$ , ..., sont calculées de la même manière, elles sont données dans le tableau suivants :

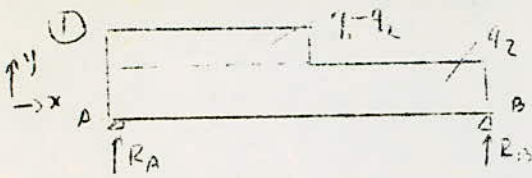
DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT :

$$T_x = \theta + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l}$$

$\theta$  : étant l'effort tranchant dans la poutre droite de même portée (1) reposant sur deux appuis simples et supportant les mêmes charges.

.../...

Détermination des Réactions :

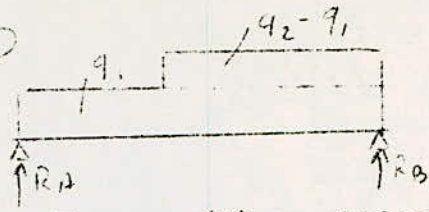


en faisant  $\sum F_i/x, (IM)_A = 0$   
on obtient :

$$R_B = \frac{q_1 + 3q_2}{2}$$

$$R_A = \frac{q_2 + 3q_1}{2}$$

cas (2)



idem que (1) on obtient :

$$R_A = \frac{q_2 + 3q_1}{2}$$

$$R_B = \frac{q_1 + 3q_2}{2}$$

\*Calcul de l'effort tranchant  $T$  et du moment fléchissant isostatique  $M$

a)  $x \in (0, 1/2)$

$$T_x = R_A - q_1 x \quad \text{valable pour les deux cas}$$

$$T_x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_1}$$

d'où 
$$M = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2}$$

b)  $x \in (\frac{1}{2}, 1)$  cas (2) et aussi cas (1)

$$T_x = R_A - q_1 x - (q_2 - q_1) \left(x - \frac{1}{2}\right) = R_A - q_2 x + (q_2 - q_1) \frac{1}{2}$$

$$T_x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_2} + \frac{q_2 - q_1}{q_2} \cdot \frac{1}{2} \quad \text{d'où } M = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} - (q_1 - q_2) \frac{1}{2} x$$

D'après les formules suivantes on calculera La valeur  $T_x$  aux appuis :

$$T_{Ag} = -21,16 + \frac{MAO}{4} + 0 = -23,39$$

$$T_{Ad} = 45,958 + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{4} = 46,688$$

$$T_{Bg} = -48,75 + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{4} = 46,688$$

g = gauche de l'appui  
d = droite considéré

.../...

De même pour les autres valeurs de T, les résultats sont sous forme de tableau.

APPUIS	A	B	C	D	E	F	G	H	
REACTIONS	-21,16	47,358	-48,75	44,10	44,408	-43,75	43,75	-46,05	26,18
Tx	-23,39	46,416	-48,02	44,035	44,442	-43,585	43,585	-46,02	27,99

DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT

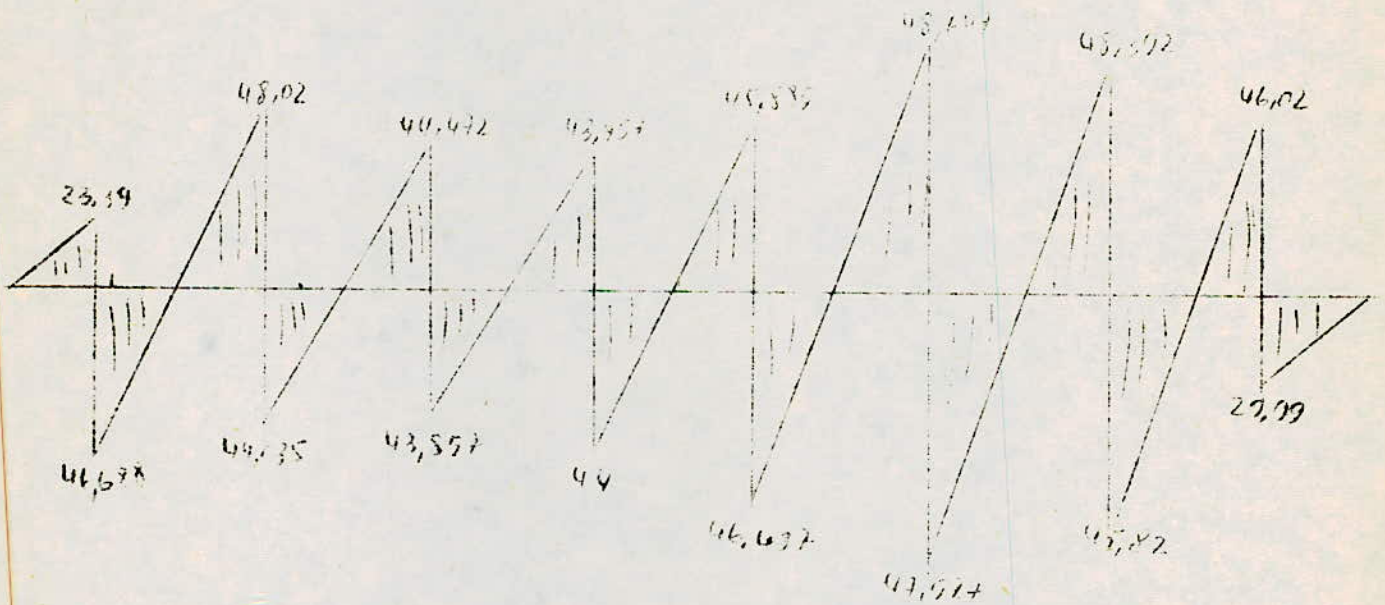


DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT

D'après les formules précédentes qui nous donnent la position de la section x où s'annule l'effort tranchant on calculera le moment isostatique en travée qui est donné par  $M$  ; on obtient les résultats suivants :

Travée	1	2	3	4	5	6	7
x	1,86	1,976	1,995	2,01	2,012	1,941	1,951
$M$	43,46	43,516	43,76	46,82	49,694	46,146	44,20

On déterminera finalement les moments maximum en travée pour notre chargement par la formule suivante :

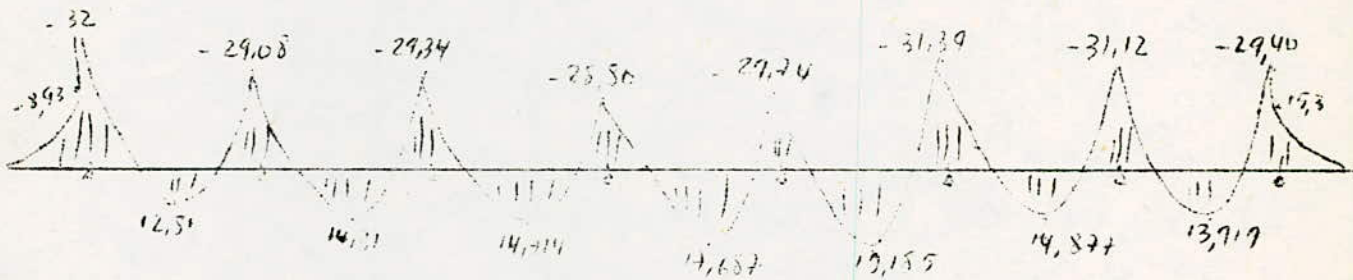
Par

$$M_t = M + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{1} x$$

$M$  : le moment isostatique maximum

Travée	1	2	3	4	5	6	7
$M_t$	12,81	14,31	14,714	17,687	19,185	14,877	13,919

donc le diagramme sera





Pour revenir à la réalité le diagramme du moment fléchissant de la semelle est comme suit :



Détermination des Armatures longitudinales

Section aux appuis

Comme les fibres tendues sont celles du bas, on considerera pour le calcul une section rectangulaire

$$(b = 50 \text{ ; } h = 1\text{m}) \quad d = h - c = 95 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

d où :

comme les valeurs des moments sont voisines ; on ferraillera avec le moment maximum  $M_a = 32 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{32 \cdot 10^5}{50 \cdot (95)^2 \cdot 142} = 0,0499 \rightarrow \alpha = 0,064 \rightarrow z = 92,56 \text{ cm}$$

$$A = 8,60 \text{ cm}^2 \quad 5T16 \quad \text{ou } 3T20$$

Section en travée

La partie tendue étant en haut; on considerera pour le calcul une section en T<sub>f</sub> :

Largeur de la table de compression du bas est :

$$b_1 = 1,33 \text{ m}$$

$$M_t = b h_o f_{bc} \left( d - \frac{h_o}{2} \right) = 133 \cdot 35 \cdot 142 \left( 95 - \frac{35}{2} \right) = 512,28 \text{ tm}$$

$M = 19,185 \text{ tm} < M_t$  l'axe neutre est situé sur la table de compression

On considerera donc une section rectangulaire de  $(b_1 \times d)$

.../...

$$b_1 = 1,33 \text{ m} , d_1 = 0,95 \text{ m} , M = 19,18 \text{ tm} , b_0 = 50 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{89,18 \cdot 10^5}{133 \cdot (95)^2 \cdot 142} = 0,011 \longrightarrow \alpha = 0,014 \longrightarrow z = 94,46 \text{ cm}$$

$$A = 5,05 \text{ cm}^2 \quad (5T12) = 5,65 \text{ cm}^2$$

DETERMINATION DES ARMATURES DE REPARTITION PERPENDICULAIRE A LA POUTRE DE RIGIDITE

On détermine la charge dans le sens de la largeur de la semelle .  
Pour cela on procédera comme suit :

- On détermine la contrainte dans le sol

$$R = \sum P_i = 691,05 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{R}{L.B} = \frac{691,05}{30 \cdot 1,5} = 15,36 \text{ t/m}^2$$

- charge dans le sens de la largeur de la semelle e  
en considérant une bande de 1 ml.

$$q = 15,36 \cdot 1 = 15,36 \text{ t/ml}$$

- la section dangereuse est au niveau de l'encastrement

$$M = - q l^2 / 2 = 15,36 \cdot (0,55)^2 / 2 = 2,32 \text{ t.m}$$

- Section d'armature :

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

$$\mu = \frac{2,32 \cdot 10^5}{100 \cdot (95)^2 \cdot 142} = 0,0018 \longrightarrow \alpha = 0,0023 \longrightarrow z = 94,91 \text{ cm}$$

$$A = \frac{2,32 \cdot 10^5}{94,91 \cdot 3652} = 0,67 \text{ cm}^2$$

## SEMELLE SOUS MUR (Axe I-I)

Predimensionnement sou (G + Q)

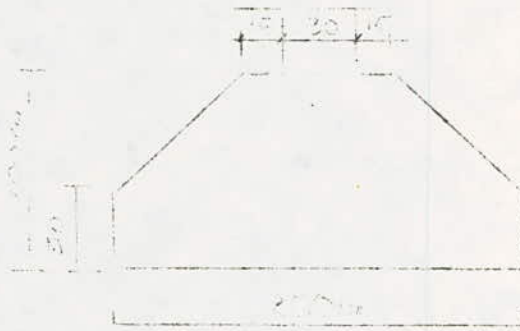
$$N = 233,6 \text{ t}$$

$$+ \frac{N}{L \cdot B} \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{avec } L = 11,50 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{233,6 \cdot 10^3}{11,50 \cdot 2} = 101,56 \text{ cm}$$

On adopte  $B = 2 \text{ m}$  (Voir chap. VOILES)

## DIMENSIONS DE LA SEMELLE



## DETERMINATION DES ARMATURES

$$N = 321,68 \text{ t}$$

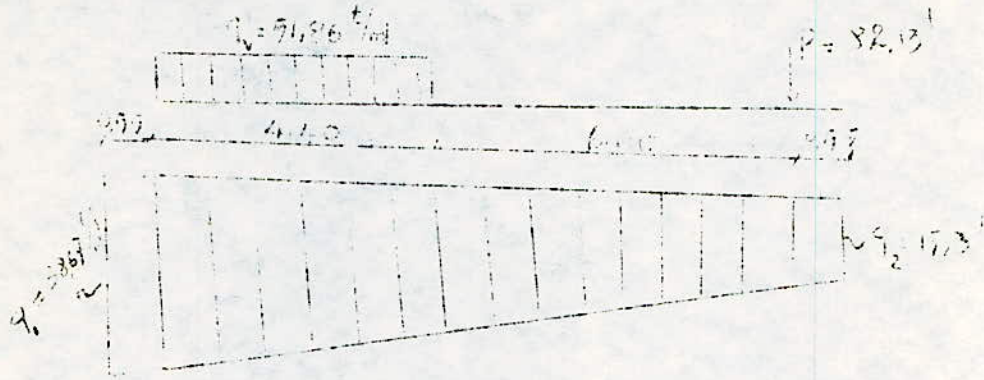
$$\sigma = \frac{321,68 \cdot 10^3}{11,50 \cdot 10^2}$$

Cette semelle traitée  
La détermination des  
des consoles.  
Pour l'axe I-I

FONDATION SOUS LE VOILE 3

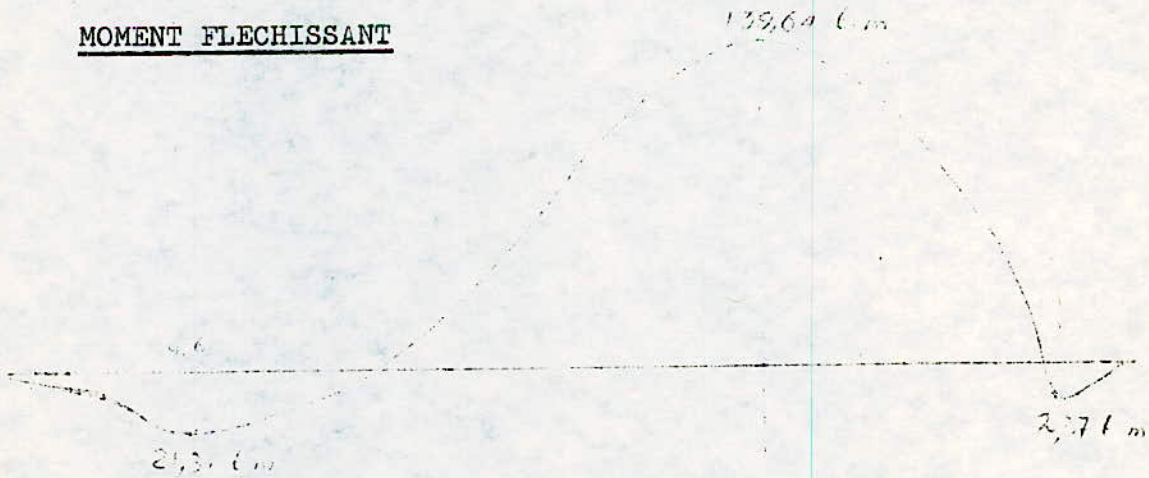
D'après le chapitre "Stabilité des voiles", le voile 3 sera stable si sa fondation aura une longueur  $l > 7,5$  m et comme on doit prévoir une longrine entre le poteau C6 et B6. Il est préférable de considérer une semelle filante sous le voile allant jusqu'au poteau extrême (du poteau A6 à C6).

Schéma de calcul



Détermination des efforts

Le calcul simple de la résistance des matériaux donne les résultats suivants :



## DETERMINATION DES ARMATURES

### armature longitudinale

$$* M = - 139,64 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{139,64 \cdot 10^5}{200(90)^2 \cdot 142} = 0,06 \rightarrow \alpha = 0,073$$

$$\rightarrow Z = 87,19 \text{ cm} \rightarrow A = \frac{139,64 \cdot 10^5}{87,19 \cdot 4017,4} = 39,36 \text{ cm}^2$$

On adopte (15 T 20) = 47,15 cm<sup>2</sup>.

$$* M = - \frac{69,05 \cdot 10^5}{200(90)^2 \cdot 142} = 0,03 \rightarrow \alpha = 0,038 \rightarrow Z = 88,63 \text{ cm.}$$

$$A = \frac{69,05 \cdot 10^5}{88,63 \cdot 4017,4} = 19,39 \text{ cm}^2.$$

On adopte (5 T 20 + 5 T 16) = 25,76 cm<sup>2</sup>.

$$* M = 21,31 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{21,31 \cdot 10^5}{60(90)^2 \cdot 142} = 0,0309 \rightarrow \alpha = 0,039 \rightarrow Z = 88,59 \text{ cm.}$$

$$A = \frac{21,31 \cdot 10^5}{88,59 \cdot 4017,4} = 6 \text{ cm}^2$$

On adopte (11 T 10) = 8,63 cm<sup>2</sup>.

### armature transversale

On détermine la contrainte moyenne :  $q = 18,82 \text{ t/m}^2$

en considérant une bande de 1 m, on aura :

$$M = 18,82 \cdot \frac{(0,85)^2}{2} = 6,8 \text{ t.m.}$$

### Dimensions de la section

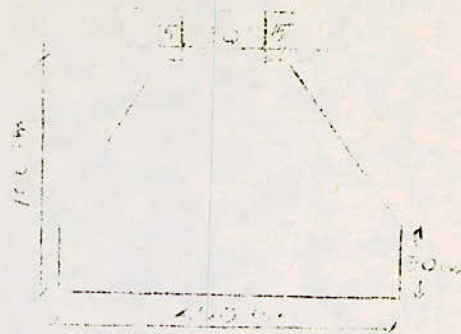
C'est une section rectangulaire avec :  $h = 100 \text{ cm}$        $b = 100 \text{ cm.}$

$$M = 6,8 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{6,8 \times 10^5}{100(90)^2 \cdot 142} = 0,0059 \rightarrow \alpha = 0,0074 \rightarrow Z = 89,73 \text{ cm.}$$

$$A = \frac{6,8 \cdot 10^5}{89,73 \cdot 4017,4} = 1,9 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 5 T 10 par mètre.



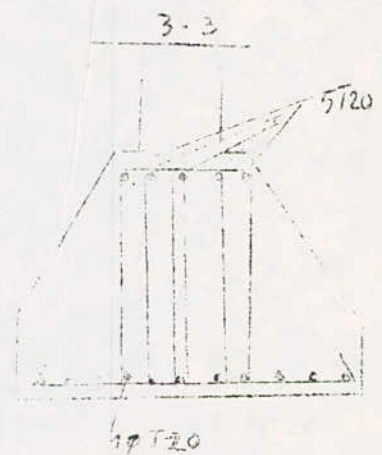
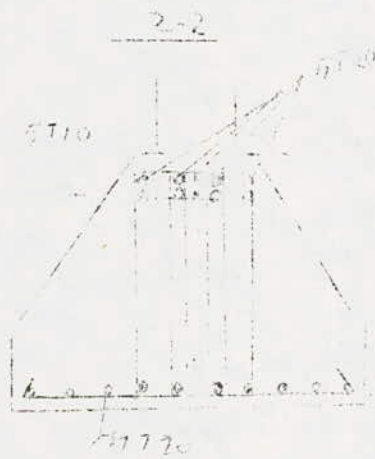
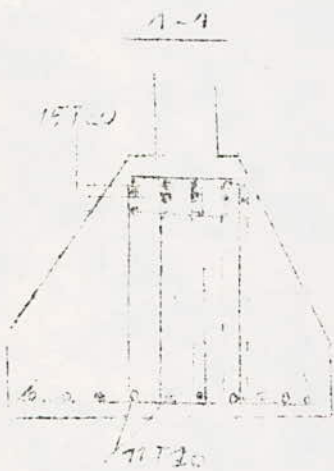
armatures transversales de l'ame

\*  $T = 74,4 \text{ t} \rightarrow \sigma = \frac{74,4 \cdot 10^3}{60 \cdot 90} = 13,73 \text{ kg/cm}^2 < 25 \text{ kg/cm}^2$

On adopte :  $A_t = (6 \text{ T } 8) = 3,01 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \frac{2 A_t e}{b_0} = \frac{2 \cdot 3,01 \cdot 4200}{13,73 \cdot 60} = 30,58 \text{ cm}$$

On adoptera sur toute la longueur de la fondation une armature transversale de (5 T 8) = 3,01 cm<sup>2</sup> avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .



CALCUL SISMIQUE CONFORME AUX REGLES PARASISMIQUES  
ALGERIENNES 1981 ( R . P . A ) .

L'idée générale est la même que celle exposée dans le P.S 69 c-a-d déterminer l'effort tranchant à la base puis le distribué sur chaque niveau .

EVALUATION DES FORCES SISMIQUES .

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

- V: Effort tranchant à la base ;
- A: Coefficient d' accélération des zones.
- D: Facteur d'amplification dynamique moyen .
- B: Facteur de comportement de la structure .
- Q: Facteur de qualité .
- W: Poids de la structure .

1- Coefficient d'accélération des zones (A). (art.3.3I.1)

Notre bâtiment est classé dans le groupe d'usage I (Bloc administratif militaire ), et il est situé dans la zone II.

$$A = 0,25 \text{ (Tableau I)}$$

2- Facteur d'amplification dynamique moyen (D) (art.3.3.I.2).

Sol ferme       $D = 2 \sqrt{\frac{0,3}{T}}$       avec    $T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}}$

H= 11 m      ;      L = 28,30 m      T = 0,186 s

En utilisant la formule précédente on trouve:

D = 2,54      mais d'après le spectre de réponse  
D = 2      alors on prend D = 2 .

3- Facteur de comportement de la structure (B) (art.3.3.I.3).

Le contreventement est assuré par des portiques dans le sens longitudinal (Portiques autostables).

$$B = 1/4 \text{ (Tableau 2)}$$

4-Facteur de qualité (Q)(art. 3.3.I.4 ).

$$Q = 1 + \frac{q=6}{q=1} P_q$$

$P_q$  : Pénalité dépendant de l'observation ou non du critère de qualité q.

a - Systemes de portiques (art. 3.3.I.4.1)

L'article dit " il faut au moins trois travées dont le rapport de portée n'excede pas 1,5 ".

Dans notre projet toutes les portées sont égales, donc le critère est observé ( $P_q = 0$ ).

b - Surabondance en plan (art.3.3.I.4.2).

Dans notre projet nous avons 3 files de portiques, donc le critère est non observé ( $P_q = 0,1$ ).

c - Symetrie en plan (art.3.3.I.4.3).

critère observé ( $P_q = 0$ )

d - Regularité en élévation (art.3.3.I.4.4).

Critère observé ( $P_q = 0$ )

e - Contrôle de la qualité des matériaux (art.3.3.I.4.5).

Critère non observé  $P_q = 0,1$

f - Contrôle de la qualité de la construction (art.3.3.I.4.6)

Critère non observé ( $P_q = 0,1$ ).

Ayant déterminer toutes les pénalités on a:

$$Q = 1 + 0 + 0,1 + 0 + 0 + 0,1 + 0,1 = 1,3$$

5- Poids de la structure W (art.3.3.I.5).

Dans le cas d'un bloc administratif on considère uniquement les charges permanentes, ces charges ont été déjà calculée dans le chapitre calcul sismique en PS69.

Niveau IV  $W = 314,2$  t

Niveau III  $W = 307,7$  t

Niveau II  $W = 319,06$  t

Niveau I  $W = 307,7$  t

d' où on aura  $W_t$  :  $W_t = 1248,66$  t

Evaluation de l'effort tranchant V à la base.

$$V = 0,25 \cdot 2 \cdot 1/4 \cdot 1,3 \cdot 1248,66 = 202,9$$
 t

Distribution des forces latérales (art.3.3.3).

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

$F_t = 0$  car  $T < 0,7$  s donc on a:

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



La distribution des forces est donnée sous forme de tableau.

NIV	$h_k$ (m)	$W_k$ (t)	$W_k \cdot h_k$ (tm)	$\sum W_i \cdot h_i$ (tm)	$\frac{W_k \cdot h_k}{\sum W_i \cdot h_i}$	V (t)	$F_k$ (t)
IV	II	314,2	3456,2	7380,9	0,468	203	95
III	7,6	307,7	2338,5	"	0,317	"	64,3
II	4,2	319,06	1340	"	0,181	"	36,73
I	0,8	307,7	246,1	"	0,033	"	6,7

Comme on a considéré la même ossature que celle calculée avec le PS 69, alors il n'est pas nécessaire de refaire les calculs des caractéristiques des portiques. On donnera uniquement les résultats (Voir tableaux ci-après).

PORTIQUE LONGITUDINAL (A - A)

NIV	$t_i$	$\delta_i \times 10^3$	$\Delta_i$ $10^3$	poteau rive	poteau inter	$t_i$ rive	$t_i$ inter
IV	34,25	6,26	28,26	0,095	0,135	3,25	4,62
III	57,47	10,5	22	0,095	0,135	5,46	7,76
II	76,06	11,5	11,5	0,106	0,131	8,06	9,96

MOMENTS AUX APPUIS

Travée	G + Q + F <sub>a</sub>		0,8 G + F <sub>a</sub>		0,8 G - F <sub>a</sub>	
	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
I-2	5,29	-4,72	4,9	-4,05	-6,3	3,57
2-3	2,96	-4,57	3,22	-4,46	-4,39	3,16
3-4	3,05	-4,57	3,22	-4,39	-4,39	3,22
4-5	3,05	-4,57	3,22	-4,39	-4,39	3,22
5-6	3,05	-4,57	3,22	-4,39	-4,39	3,22
6-7	3,05	-4,65	3,16	-4,39	-4,46	3,22
7-8	2,9	-5,91	3,57	-6,3	-4,05	4,9

EFFORTS TRANCHANTS

Travée	G + Q + F <sub>a</sub>		0,8 G + F <sub>a</sub>		0,8 G - F <sub>a</sub>	
	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
I-2	-1,07	3,7	-1,37	3,46	3,71	-1,61
2-3	-0,77	3,39	-1,03	3,13	3,09	-0,99
3-4	-0,75	3,37	-1,01	3,11	3,11	-1,01
4-5	"	"	"	"	"	"
5-6	"	"	"	"	"	"
6-7	-0,73	3,35	-0,99	3,09	3,13	-1,03
7-8	-1,38	4	-1,61	3,71	3,46	-1,37

MOMENTS EN TRAVEES

	$\frac{M_w + M_e}{2}$	$G + Q + F_a$	$0,8 G + F_a$		$0,8G - F_a$		
Travée G	$0,8G$	$M_o$	$M_t$	$M_o$	$M_t$	$M_o$	$M_t$
I-2	0,58	1,26	0,68	0,97	0,51	0,97	0,51
2-3	0,77	1,26	0,49	"	0,35	"	0,35
3-4	0,73	"	0,53	"	0,39	"	0,39
4-5	"	"	"	"	"	"	"
5-6	"	"	"	"	"	"	"
6-7	0,77	"	0,49	"	0,35	"	0,35
7-8	0,58	"	0,68	"	0,51	"	0,51

## DETERMINATION DES ARMATURES.

### ARMATURE EN TRAVÉE

Cette armature est déterminée par la combinaison du 1er genre (Voir chapitre ferrailage des poutres).

### ARMATURES AUX APPUIS.

#### a - APPUI DE RIVE

##### ARMATURE SUPERIEURE (M = 6,3 tm)

$$\mu = \frac{630000}{30 (36)^2 I_{85}} = 0,087 \rightarrow \alpha = 0,115 \rightarrow z = 34,35 \text{ cm}$$
$$\rightarrow A = 3,97 \text{ cm}^2$$

##### ARMATURE INFÉRIEURE (M = 5,29 tm)

$$\mu = \frac{5,29 \cdot 10^5}{30 (36)^2 I_{85}} = 0,073 \rightarrow \alpha = 0,095 \rightarrow z = 34,62 \text{ cm}$$
$$\rightarrow A = 3,3 \text{ cm}^2$$

#### b - APPUI INTERMÉDIAIRE

##### ARMATURE SUPERIEURE (M = 4,72 tm)

$$\mu = \frac{4,72 \cdot 10^5}{30 (36)^2 I_{85}} = 0,065 \rightarrow \alpha = 0,085 \rightarrow z = 34,78 \text{ cm}$$
$$\rightarrow A = 2,94 \text{ cm}^2$$

##### ARMATURE INFÉRIEURE (M = 3,57 tm)

$$\mu = \frac{3,57 \cdot 10^5}{30 (36)^2 I_{85}} = 0,05 \rightarrow \alpha = 0,064 \rightarrow z = 35,08 \text{ cm}$$
$$\rightarrow A = 2,2 \text{ cm}^2$$

On constate que les forces sismiques données par le R.P.A 81 sont supérieures à celles données par le PS 69 .

En plus du PS 69 le règlement algérien tient compte du groupe d'usage de la construction (groupe d'usage 1).

Pour le cas d'une construction (ou bâtiment) de grande hauteur dont la période  $T > 0,7$  s le règlement parasismique algérien 1981 (R . P. A 81) prévoit une force  $F_t = 0,07 T.V < 0,25 V$  au niveau supérieure de la structure cette force tient compte des coups brusques ou coups de fouet.

Le R.P.A 81 ne fait aucune mention spécifique sur l'accélération verticale , il fait intervenir l'effet de cette dernière dans la combinaison :

$$G + Q + F_a$$

On constate également que les efforts tranchants sont presque égaux dans les poutres.

Le ferrailage aux appuis est supérieur à celui déterminé par le PS 69 car les forces sismiques sont différentes.

## B I B L I O G R A P H I E

- Cours du calcul aux états-limites (BLEVOT)
- Conférence sur le calcul aux états-limites (C.T.C)
- Règles B.A.F.L 80
- Règles PS 69 + Complément (C.T.C)
- Règles N.V 65
- Règles RPA 81
- GUERRIN Tome III
- Tables de calcul des dalles (R. BARES)

