

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ISMAL

INSTITUT DES SCIENCES DE LA MER
ET DE L'AMENAGEMENT DU LITTORAL

R + 4 + S.S

FOND SUR PILEUX

Proposé par :
BEHA

Etudié par :
HAROUCHE Nora
SALEM Mohamed

Dirigé par :
Mme: Cherid
Mme: Djabali
M. HAMZA R



PROMOTION : JUIN 84



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ السَّمَوَاتِ وَالْأَرْضَ
وَالَّذِي يُضَوِّتُ النَّجْمَ
وَالَّذِي يُنَزِّلُ الْمَطَرَ
وَالَّذِي يُحْيِي الْمَوْتَى
وَالَّذِي يُخْرِجُ الْحَيَاةَ
وَالَّذِي يُنَزِّلُ مِنَ السَّمَاءِ
مَاءً فَيُخْرِجُ بِهِ الْحَبَّ
وَالزَّيْتُونَ وَالنَّخْلَ
وَالنَّارَ وَالسَّكَاكِينِ
وَالْحَلْقُونَ وَالْأَشْجَارَ
الَّتِي تُسَلِّطُونَ
وَالَّذِي يُسَوِّدُ لَوْنَهُ
وَالَّذِي يُبَدِّلُ لَوْنَهُ
وَالَّذِي يُسَوِّدُ لَوْنَهُ
وَالَّذِي يُبَدِّلُ لَوْنَهُ



- R E M E R C I E M E N T S -

Nous tenons à présenter nos plus sincères remerciements et notre profonde reconnaissance au personnel du B E H A pour son aide appréciable et appréciée, en particulier à :

Mr : M O H A M M E D C H E R I F
Mr : H A M Z A
Mr : G O U H A et Mr : G U E R R O U M I
Mlle : Z A H I A
Mr : A B A L A C H E et Mr : Z A M O R S K I
Mr : H A M M I C H E et Mr : A T M A N E
Mr : S A L E M

Une mention spéciale est faite à Mr S A D I A dont nous garderons un souvenir ému pour sa serviabilité et son extrême bienveillance à notre égard..

Nous tenons aussi à exprimer notre sympathie mêlée de gratitude pour Mr O U L D Y O U C E F et son aimable secrétaire.

Enfin nous nous inclinons de respect devant l'ensemble des professeurs de l'E N F A qui ont contribué à notre formation, tels :

Mr : B E N S L I M A N E
Mme: D J A B A L I
Mme: C H E R I D

HAROUCHE NORA - SALEM MOHAMED/



DÉDICACES

Pour leur compréhension, leur bonté,
et leurs énormes sacrifices,
En témoignage de mon respect, mon
dévouement et ma profonde
reconnaissance

A ma Mère,
A mon Père,
A ma famille.

- NORA -



DEDI CACES

- Je dedie ce modeste travail
- à mon père et ma mère au nom, de reconnaissance, pour leurs sacrifices et bonté
 - à mes frères, sœurs et toute la famille
 - à mes amis (ies)
 - à tous ceux qui me sont chers (es)

- MOHAMED -



TABLE - DES - MATIERES

I - INTRODUCTION - GENERALE -

1 - 3

II - BATIMENT-PRINCIPAL - A -

1 - Presentation du bloc	4
2 - Calcul des elements (Acrotère - Poutrelles - Table de Compression)	
3 - Calcul des efforts par la methode exacte	18
4 - Ferrailage - Verifications (poutres - poteaux)	24

III - BATIMENT-ESCALIER - E -

1 - Presentation du bloc	40
2 - Calcul des elements (acrotère - Poutrelles - escalier)	42
3 - Charges horizontales (Vent - Seisme)	55
4 - Charges Verticales	72
5 - Superposition des sollicitations	92
6 - Ferrailage - Verifications (Poutres - poteaux)	109

IV - FONDATIONS-SURPIEUX -

1 - Etude Theorique des pieux	123
2 - Calcul des fondations	
a - Voile peripherique	125
b - Longrines	126
c - Pieux	127
d - Semelles	140
e - Joint de rupture	147

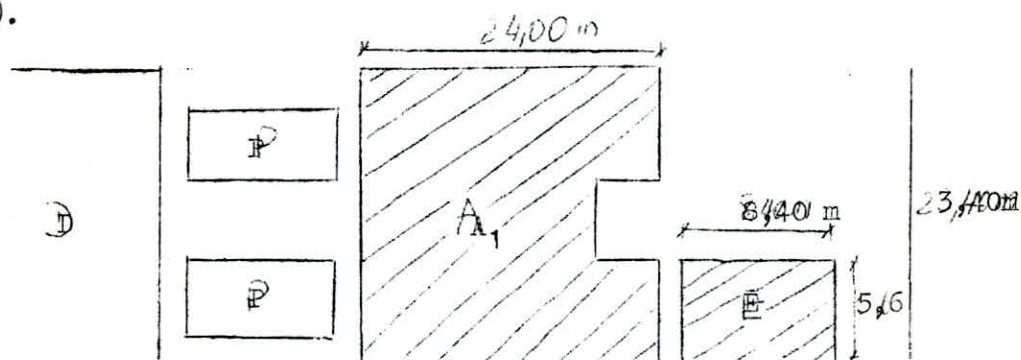
I - I N T R O D U C T I O N G E N E R A L E -

L'ouvrage dont la conception et l'étude font l'objet de la présente thèse est un Institut à caractère scientifique et technique : l'I.S.M.A.L. , Institut des Sciences de la Mer et de l'Aménagement du Littoral.

Le projet en question est vaste et concerne différents bâtiments (salles, de cours, aquarium public, tours de circulation, Laboratoires)

Cependant l'étude suivante se limitera au bâtiment central (A_1) constitué principalement de salles de cours, de Laboratoires et de Bureaux pour savants, et du bloc escalier (E).

La construction sera implantée à ALGER (Sidi-Fredj) zone de moyenne densité (zone II).



L'élévation des deux bâtiments (A_1 et E) atteint 23,4 m et se distribue en quatre planchers courants, un plancher terrasse (supposé inaccessible), un plancher rez de chaussée et un plancher sous-sol (opérationnel) sur vide sanitaire, chaque niveau mesurant 3,9 m de hauteur.

En outre, dans chaque cas, la superstructure est supposée, encadrée au sol, la partie rigide constituée d'un voile périphérique de 2,4 m s'étendant de la base du sous-sol aux semelles.

Celle-ci reposant sur des pieux dont l'étude sera faite en dernier lieu.

. Ossature :

Elle sera constituée, pour le bâtiment A_1 , de portiques longitudinaux porteurs et de portiques transversaux ne supportant que leur poids et la fraction de surface qui leur revient, inversement pour le bâtiment E.

. Planchers :

Corps creux et dalle de compression forment les planchers des bâtiments étudiés, (16+5) et (16+4) respectivement pour le bloc A_1 et E.

De plus, les planchers terrasse auront une isolation thermique et des formes de pente permettant l'écoulement des eaux pluviales.

./.

. Escaliers :

Il sera situé dans une partie du bâtiment E. En outre, le dernier palier aboutira au cinquième étage alors qu'une trappe sera prévue au niveau de la terrasse pour permettre l'accès à celle-ci par une échelle éventuelle en cas de nécessité.

. Maçonnerie :

Murs Extérieurs : 30 cm

Murs Intérieurs : (cloisons) : briques creuses d'épaisseur 15 cm.

. Revêtements :

-En céramique pour les salle d'eau

-en carrelage pour les planchers courants

-en plâtre pour les plafonds

. Caractéristiques mécanique des matériaux :

Le Béton :

Il sera dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA 325, et son dosage pour 1 m³ de béton fini est le suivant :

- . 800 l de gravillons
- . 400 l de sable
- . 350 Kg de ciment
- . 175 l d'eau

Ces caractéristiques sont :

$$\bar{\sigma}'_{28} = 270 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}'_{28} = 23, 2 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}'_b = (\alpha \beta \gamma \delta \epsilon) \bar{\sigma}'_{28}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_{b0} \text{ en compression simple} \\ \bar{\sigma}'_b \text{ en flexion simple} \end{array} \right.$$

./.

$$\text{avec } \bar{V}_{bo} = \begin{cases} 1,5 \cdot 1,0 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 270 = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ au 1er genre} \\ 68,5 \cdot 1,5 = 102,75 \text{ kg/cm}^2 \text{ au 2è genre} \end{cases}$$

$$\text{et } \bar{V}_b = \begin{cases} 1,5 \cdot 1,0 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 270 = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ au 1er genre} \\ 137 \cdot 1,5 = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ au 2è genre} \end{cases}$$

$$\bar{V}_b = (\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta) \cdot \bar{V}_{28} \quad \text{avec } \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sqrt{28}}$$

$$\bar{V}_b = 1,5/6 \cdot 1,0 \cdot (0,018 + \frac{2,1}{\sqrt{28}}) \cdot 270 = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

Aciers

$$\text{Aciers doux ou ronds lisses : } \bar{V}_a = \begin{cases} 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ au 1er genre} \\ 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ au 2e genre.} \end{cases}$$

Aciers à haute adhérence :

$$\bar{V}_a (\varnothing \leq 20 \text{ mm}) = \begin{cases} 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ au 1er genre} \\ 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ au 2e genre.} \end{cases}$$

$$\bar{V}_a (\varnothing > 20 \text{ mm}) = \begin{cases} 2670 \text{ Kg/cm}^2 \text{ au 1er genre} \\ 4000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ au 2e genre} \end{cases}$$

Traillis soudés :

$$\bar{V}_a = \begin{cases} 3533 \text{ Kg/cm}^2 \text{ pour } \varnothing \leq 6 \text{ mm} \\ 3000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ pour } \varnothing > 6 \text{ mm} \end{cases}$$

II

Δ

L O C C E N T R A L

Γ 1

-
- 1 - Présentation du bloc
 - 2 - Calcul des éléments
 - 3 - Calcul des efforts horizontaux et verticaux par la méthode exacte
 - 4 - Ferrailage, vérifications, (poutres, poteaux).

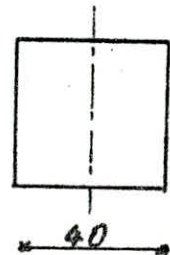
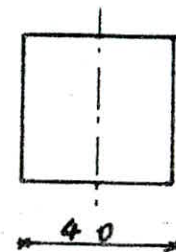
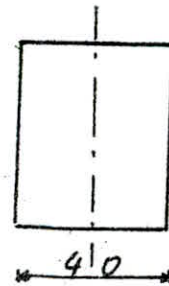
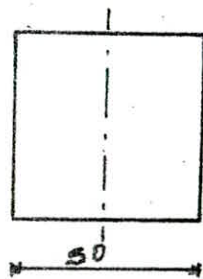
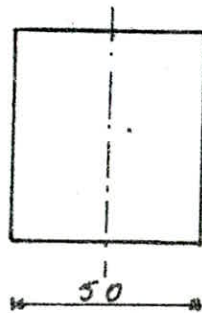
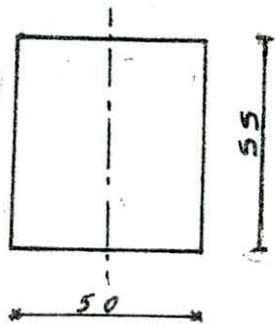
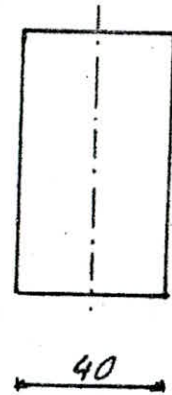
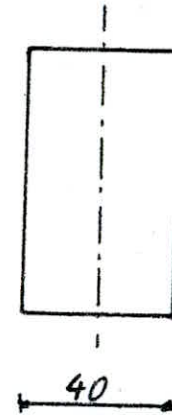
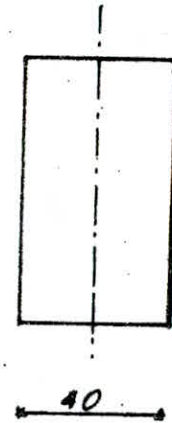
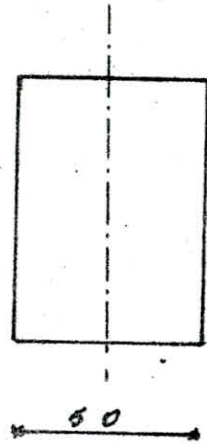
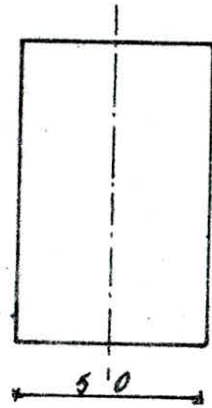
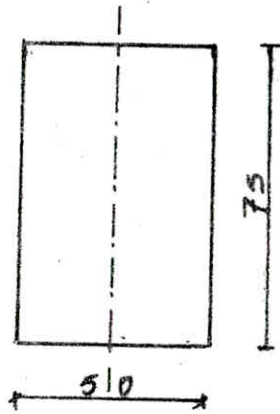
)

1 - *A* R E S E N T A T I O N D U B L O C \bar{A})₁

Sections

Des Poutres

Longitudinales et Transversales



Le bloc principal A₁ est un bâtiment à 6 niveaux comportant un sous - sol opérationnel, un rez de chaussée et quatre étages avec terrasse inaccessible.

L'accès d'un étage à un autre, se fait soit par le biais des escaliers de secours, soit à travers la tour de circulation D par passerelles interposées.

La structure constituée de poutres et de poteaux, est autostable ; en effet elle reprend la totalité des efforts dus aux charges verticales et horizontales.

En outre, les poutrelles préfabriquées placées suivant la longueur du bâtiment confèrent à celui-ci, une capacité portante transversale.

. Evaluation des charges et surcharges :

- Plancher terrasse :

Dalle (16+5) _____	290
5 cm de gravier _____	90
Etanchéité multicouches _____	10
pare vapeur _____	10
4cm de liège _____	16
forme de pente _____	220
<hr/>	

$$G = 666 \text{ Kg/ m}^2$$

- Plancher courant :

Dalle (16 + 5) _____	290
Carrelage 2 cm _____	44
Mortier de pose _____	40
sable _____	34
Enduit en plâtre _____	30
Cloisons _____	110
<hr/>	

$$G = 548$$

$$P = 400 \text{ kg/ m}^2$$

Surcharge d'exploitation P = 100 kg/m²

2 - \angle A L C U L D E S E L E M E N T S -

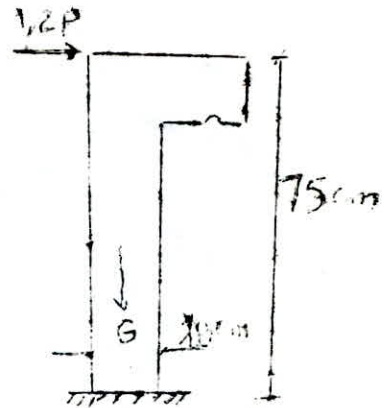
a - A c r o t è r e

b - P o u t r e l l e s

c - T a b l e d e c o m p r e s s i o n

a - Acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console de section rectangulaire, encastrée au plancher, soumise à son poids propre G et à une surcharge d'exploitation horizontale P à son bout dont les valeurs sont respectivement :

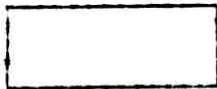


$$G = 0,1 \cdot 0,75 \cdot 2500 = 187,5 \text{ Kg/ml}$$

$$P = 100 \text{ Kg/ml}$$

La section à considérer est la suivante :

ht=10



$$b = 100$$

$$\text{pour } M = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,75 = 90 \text{ Kgml}$$

$$\text{et } N = G = 187 \text{ Kg/ml}$$

Etant entendu que le calcul se fera par ml en flexion composée, la méthode de P CHARON donne les résultats suivants :

- l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = 48 \text{ cm} < e_1 = \frac{ht}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

puisque $e_0 < e_1$, la section est partiellement comprimée

- la contrainte $\sigma_{b'}$:

$$e_0 > \frac{ht}{2} \implies \sigma_{b'} = 2 \sigma_{b'o} = 137 \text{ kg/cm}^2$$

- le moment fictif \mathcal{M} :

$$\mathcal{M} = M + N \left(\frac{ht}{2} - d \right) = 93,75 \text{ kg m/ml pour } d = 3 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15}{bh^2 \bar{\sigma}_a} = 0,0102 \implies K = 95,5$$

$$\xi = 0,9548$$

$$\sigma_{b'} = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 29,32 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{b'} = 137 \implies A' = 0$$

$$A = \frac{\mathcal{M}}{\xi h \bar{\sigma}_a} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

./.

Cette section étant très faible, la section minimale adoptée sera celle imposée par la condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,68 \text{ cm}^2$$

d'où le choix de 4 T 6 ($A = 1,13 \text{ cm}^2$)

L'espacement e des aciers tendus est donné par la relation :

$$e \leq \min. (3ht ; 33 \text{ cm})$$

soit $e = 25 \text{ cm}$

• Vérification des contraintes :

pour $k = 10^6$ (fissuration très préjudiciable)

$$\frac{w}{B} = \frac{A}{B} = \frac{1,13}{100 \cdot 4} = 3,42 \cdot 10^{-3}$$

$$\mu = 1,6$$

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

$$\sigma_1 = \frac{K \frac{w}{\phi}}{\phi (1 + 10 \frac{w}{\phi})} = 881,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \sigma_1}{\phi}} = 3010 \text{ kg/cm}^2$$

ce qui entraîne

$$\sigma = \min. \left\{ \begin{array}{l} \max. (\sigma_1, \sigma_2) = 3010 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \implies \sigma_a = 2800 \text{ kg/m}^2$$

• Vérification des armatures inférieures :

Si la condition restrictive suivante est vérifiée $A \bar{\sigma}_a = T \frac{M}{z}$, aucune autre vérification n'est nécessaire pour les armatures inférieures

$$\text{pour } z = \frac{7}{8} h = 6,12 \text{ cm}$$

$$T = 187,5 \text{ t} \implies T \frac{M}{z} < 0$$

$$M = 90 \text{ t.m}$$

. Vérification au séisme :

L'acrotère est soumis à des sollicitations horizontales de direction quelconque agissant seules $FH = \gamma W$

où : γ est coefficient local uniforme tel que :

$$= 0,2 + 0,1 \alpha$$

$W = G$, poids propre de l'acrotère

pour $\alpha = 1,5 \implies \gamma = 0,35$

$$FH = 65,62 \text{ kg/ml}$$

or $1,2 P = 120 \text{ kg/m}$

puisque $FH < 1,2 P$, l'acrotère peut reprendre l'effort dû au séisme

b - Poutrelles :

Le plancher du bloc central A_1 est constitué de corps creux de 16 cm, une table de compression de 5 cm et de poutrelles préfabriquées sur chantier.

Pour réduire la flèche, les poutrelles seront disposées dans le sens de la plus petite portée.

En outre, les poutrelles seront calculées sous les sollicitations du 1er genre (G+1,2P) et leur calcul se fera en 2 étapes.

1ère Etape :

Avant coulage du béton (table de compression) la poutrelle est considérée comme simplement appuyée, soumise à son poids propre, à celui du hourdis et à la surcharge due à l'ouvrier.

2ème Etape :

Après coulage et durcissement de la table de compression.

La poutrelle est assimilée à une poutre (en T) continue, reposant sur plusieurs appuis.

. Etape d'avant coulage :

- poids propre de la poutrelle : $0,12 \cdot 0,04 \cdot 2500 = 12 \text{ kg/m}$
- poids du corps creux : $0,65 \times 95 = 62 \text{ kg/m}$
- surcharge due à la main d'oeuvre : $1,2 \cdot 100 \cdot 0,65 = 78 \text{ kg/m}$

$$q = 152 \text{ kg/m}$$

Le moment max. en travée : $M_0 = \frac{ql^2}{8} = 457,76 \text{ kg m}$

ce qui donne une valeur de $\sigma = \frac{15 M}{bh^2 \sigma_a} = 2,171$ pour $d = 1 \text{ cm}$
 $= 2,171 \implies k = 2,1$

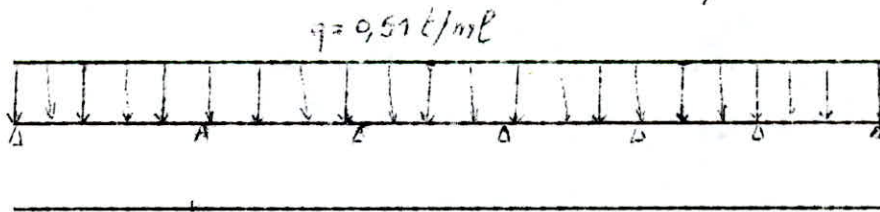
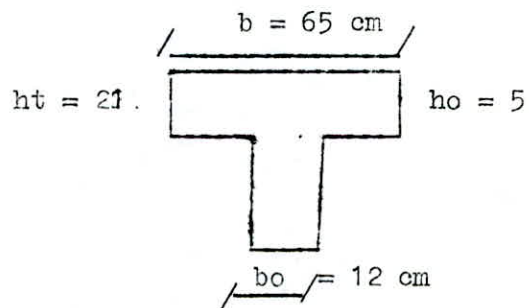
d'où il vient : $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 1333,33 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

CONCLUSION :

Des armatures comprimées sont nécessaires. Néanmoins étant donné les dimensions relativement petites de la section, un échaffaudage sera utilisé pour pallier l'incapacité des poutrelles à supporter les charges avant coulage de la table de compression.

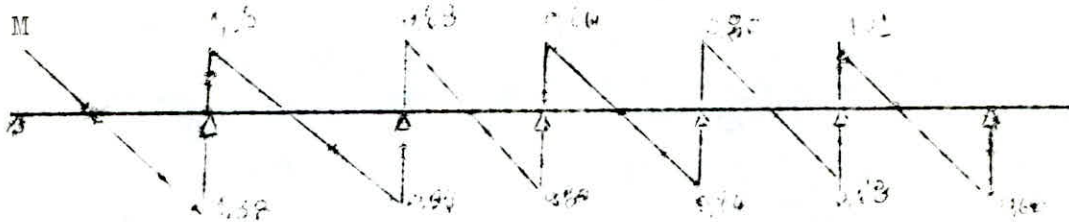
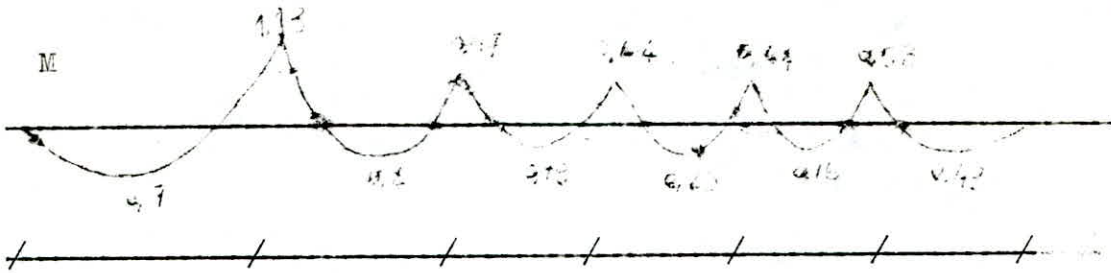
Etape d'après coulage :

Plancher terrasse :



$$q = G + 1,2P = (665 + 1,2 \cdot 100) 0,65 = 510, \text{ kg/ml}$$

La méthode des trois moments en RDM permet de déduire les moments en appuis et de là la distribution des efforts tranchants et des moments sur toute la poutre.

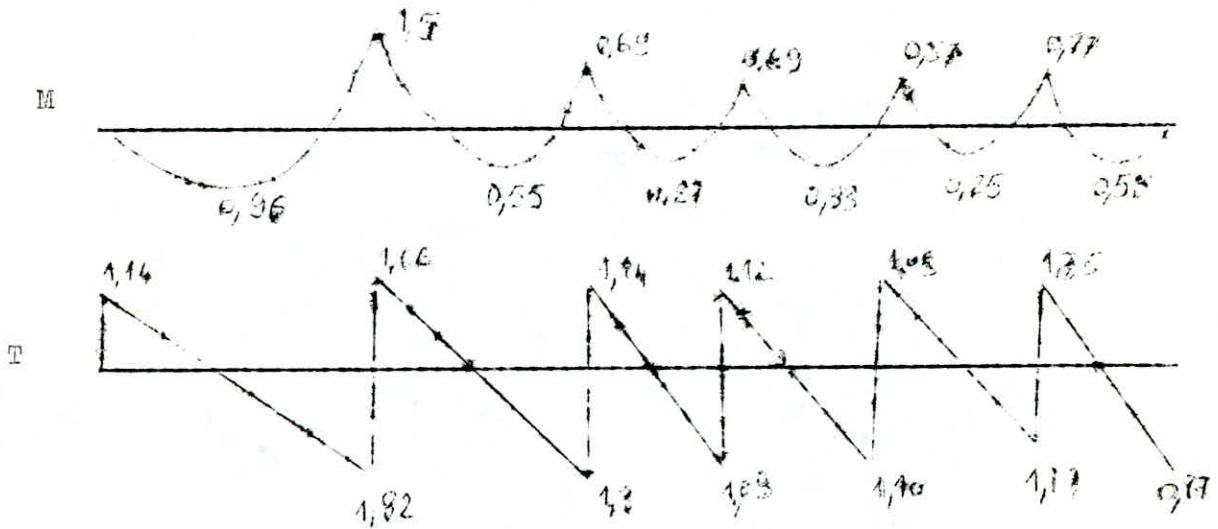


Plancher courant :

$$q = 0,672 \text{ t/m}$$

$$G + 1,2 P = (650 + 1,2 \cdot 320) 0,65 = 672,1 \text{ kg /ml}$$

de même que pour le plancher terrasse, la méthode des 3 moments donne les diagrammes suivants :



Ferraillage des poutrelles :

$$\begin{aligned}
 L' &= 60 \text{ cm} & b'1 &= \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{L'}{2} = 30 \text{ cm} \\
 L &= 3,6 \text{ m} & \implies b''1 &\leq \frac{L}{10} = 36 \text{ cm} \\
 h_0 &= 5 \text{ cm} & b'''1 &\leq (6 \div 8) h_0 = (30, 40) \text{ cm} \\
 b_0 &= 12 \text{ cm} & b1 &\leq \min. (b1, b''1, b'''1) = 30 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$b1 = 30 \text{ cm}$ d'où $b1 \geq \frac{b-b_0}{2} = 30 \text{ cm}$ et ainsi soit $b = 65 \text{ cm}$
 $b < 72 \text{ cm}$

Efforts, sous le 1er genre, sur appuis et en travées :

SUR APPUIS	PLANCHER TERRASSE	PLANCHER COURANT
T(G+1, 2P)	2,63	1,38
M (G+1, 2P)	1,13	1,5
EN TRAVEES	Plancher terrasse	Plancher courant
M(G+1, 2P)	0,7	0,96

Les résultats obtenus lors du calcul du ferraillage sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

En Travée :

nch.	M(tm)	μ	K	α	ϵ	$\frac{b'}{b}$	αh	A calculé	A choisie	\emptyset
ras.	0,7	0,0225	61	0,1974	0,9342	45,9	3,75	1,41	2,26	2T12
ge rant	0,96	0,0219	62	0,1948		45,16	3,7	1,93	2,26	2T12

Sur appui :

Plancher	N	μ	K	ϵ	σ'_{b}	Δ calculée	Δ' calculée	Δ choisie	ϕ
Terrasse	1,13	0,1397	19,8		141,4	2,48	0,13	3,39	3T12
Etage Courant	1,5	0,1855	16,2		172,84	3,38	1,1	3,39	3T12

Vérifications des contraintes :

Planch.		y(cm)	I(cm ⁴)	σ'_{b} (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)	$\sigma_{a'}$
Terrasse	Appui	7,84	9400	94,13	2008,03	1051,90
	Travée	3,96	9000	30,76	1751,92	0,00
Courant	Appui	7,84	9400	124,95	2665,53	1396,32
	Travée	3,96	9000	42,18	2402,63	0,00

Condition de non fragilité :

$$A \geq A_0 = 0,69 \frac{\sigma'_{b}}{\sigma'_{en}} bh \begin{cases} \text{en travée : } A_0 = 0,22 \Rightarrow \text{vérifié} \\ \text{sur appui : } A_0 = 0,22 \Rightarrow \text{vérifié} \end{cases}$$

Condition de non fissuration :

$$k = 10^5 \cdot 1,5$$

$$n = 1,6$$

$$\phi = 1,2 \text{ cm}$$

$$\bar{w} = \frac{2,26}{2 \cdot 2,12} = 0,047$$

$$\text{Terrasse } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{kn}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}L}{1+10\bar{w}f} = 4268 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{kn}{\phi} \sigma'_{b}} = 2129 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) = 4268 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_t = 2800$$

$$k = 10^6 \cdot 1,6$$

$$n = 1,6$$

$$\phi = 1,2 \text{ cm}$$

$$\bar{w} = 0,047$$

Etage courant : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 4268 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2129 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. = \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) = 4268 \text{ kg/cm}^2 > 2800$

La fissuration n'est donc pas à craindre

• Vérification de l'adhérence :

$$T_{\max} = 3,43 \text{ t}$$

$$\bar{T}_d = \frac{T}{p z} = 14,52 \text{ kg/cm}^2 \text{ avec } \left\{ \begin{array}{l} n = 2 \\ p = \pi \phi = 1,2 \pi \\ z = (7/8) h \end{array} \right.$$

$$t_d = 2 \psi_d \bar{T}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ avec } \psi_d = 1,5$$

ainsi \bar{T}_d

• Vérification de la flèche :

$$A_0 = 36 \frac{b_0 h}{e n} = 1,95 \text{ cm}^2 \text{ pour } b_0 = 12 \text{ cm}$$

et $h = 19 \text{ cm}$

$$A = 2,26 > A_0$$

La condition restrictive n'étant pas satisfaite, une vérification de flèche est donc nécessaire.

Celle-ci se fait suivant les étapes suivantes :

- $I_f = \frac{I_t}{1 + \mu}$ I_t : moment d'inertie de la section totale homogène

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma} b}{72 (2 + 3 \frac{b_0}{b}) \bar{w}} \text{ pour les charges instantanées}$$

$$\lambda_p = \frac{\bar{\sigma} b}{180 (2 + 3 \frac{b_0}{b}) \bar{w}} \text{ pour les charges permanentes}$$

- $\bar{w} = \frac{A}{b_0 h} = 0,01$ avec $A = 2,26 \text{ cm}^2$
 $b_0 = 12 \text{ cm}$
 $h = 19 \text{ cm}$

$$I_t = 0,9 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \implies \lambda_i = 1,295 \text{ avec } b = 65 \text{ cm}$$

./.

$$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma} b}{4 \bar{\omega} \sigma a + 3 b} = 0,23$$

$$\text{d'où } I_{f_i} = 0,52 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\text{et } I_{f_v} = 0,71 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$f_0 = \frac{M l^2}{10 E_i I_{f_i}} \quad f_0 = \text{flèche sous charges instantanées}$$

$$f_{per} = \frac{M l^2}{10 E_v I_{f_v}} \quad f = \text{flèche sous charges permanentes}$$

$$\text{pour } M = 0,96 \text{ tm}$$

$$E_i = 2100 \sqrt{1,1 \cdot 270} = 36,2 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{et } l = 4,2 - 0,4 = 3,8 \text{ m}$$

$$E_v = 7000 \sqrt{1,1 \cdot 270} = 12,06 \cdot 10^4$$

$$f_0 = 0,8$$

$$f_{per} = 1,53$$

$$\text{d'où } \frac{f_{per}}{f_0} = 1,53 - 0,8 = 0,73$$

$$\text{or } \frac{1}{500} = 0,2$$

$$\text{finalement } : \frac{f_{per}}{f_0} < \frac{1}{500}$$

le critère de flèche est donc vérifié.

• Calcul des armatures transversales :

Elles seront calculées avec T_{max} et généralisées par la suite sur l'ensemble des poutrelles.

$$T_{max} = 1,82 \text{ t (à l'appui)}$$

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

$$h = 19 \text{ cm}$$

$$z = \frac{7}{8} h = 16,63 \text{ cm}$$

$$\implies \bar{T}_b = \frac{T_{max}}{b_0 z} = 9,12 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{or } \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 < \bar{\sigma}'_{b'} = 124,95 < 2 \bar{\sigma}'_{b_0} = 137$$

$$\text{d'où } \bar{T}_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_{b'}}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}'_{b'} = 15,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc } \bar{T}_b < \bar{T}_b$$

Le choix diamètre sera porté sur un cadre $\emptyset 6$, il en résulte une section transversale $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$ ($2 \emptyset 6$)

d'autre part :

$$\sigma_{at} = \max \begin{cases} 2/3 \sigma_{en} = 1600 \\ \left(1 - \frac{\bar{T}_b}{9 \bar{\sigma}'_{b'}}\right) \sigma_{en} = 1992,8 = \bar{\sigma}_{a} \text{ t} \end{cases}$$

$$\text{ainsi avec : } A_t = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$a_t = 1992,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_{max} = 1,82 \text{ t}$$

$$\implies t = \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T_{max}} = 10,18 \text{ cm}$$

l'écartement admis vaut :

$$t \leq \bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 3,8 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \cdot \frac{\bar{T}_b}{\bar{\sigma}'_{b'}}\right) h = 10,18 \text{ cm} \end{cases}$$

soit $t = 5 \text{ cm}$ au niveau des appuis.

Pour les autres espacements, ils se feront suivant "la suite de Caquot conformément aux règles stipulées par le CCBA qui recommandent ~~xxxxxx~~

$$t \leq \bar{t} = 10,18 \text{ cm} \implies t = 10 \text{ cm}$$

./.

. Table de compression :

Les armatures de la table de compression ont pour rôles :

- limiter le risque de fissuration et du retrait
- résister au risque de surcharge appliquées sur la surface
- réaliser un effet de répartition en nervures voisines.

Armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_1 \geq 0,02 l_n \frac{2160}{\sigma_{cn}} = 43,2 \frac{l_n}{\sigma_{cn}}$$

$$l_n = 65 \text{ cm}$$

$$\sigma_{cn} = 5300 \text{ kg/cm}^2 \implies A_1 = 0,53 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles aux nervures :

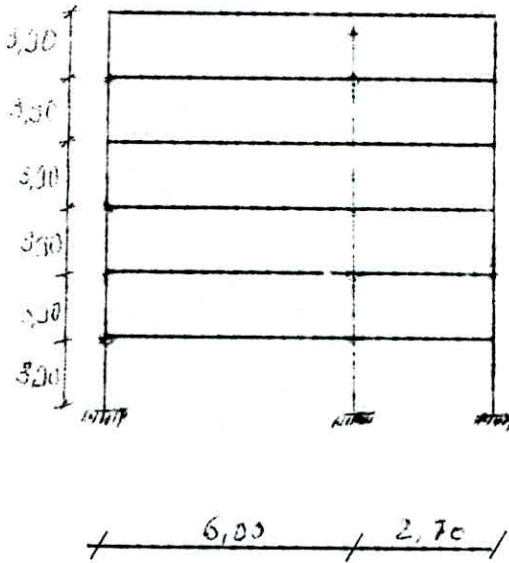
$$A_{\mu} \geq \frac{A_1}{2} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Un treillis soudé (20x20) en $\emptyset 5$, soit 5 $\emptyset 5$ par ml sera adapté pour la table de compression.

3 - $\bar{\Delta}$ ALCUL DES EFFORTS HORIZONTALAUX ET
VERTICAUX PAR LA METHODE EXACTE

Le programme utilisé pour la détermination des efforts dans les différents éléments résistants des portiques transversaux et longitudinaux du bloc (A₁) est le programme " S T R E S S ".

Un exemple de programmation sera exposé ci-dessous, concernant par exemple le portique porteur I :



périmètre du bâtiment : p = 104,4 m
 surface du bâtiment : s = 532,8 m²
 poids de l'acrotère : p = 19,57 t

• poids de la construction :

- plancher terrasse :

$$\text{Dalle} : 0,666 \cdot 532,8 = 354,84 \text{ t}$$

$$\text{Poutres} : (2,5 \cdot 0,4 \cdot 0,6 \cdot 6 \cdot 24) + (2,5 \cdot 0,4 \cdot 0,7 \cdot 5,6 \cdot 20) \\ + (2,5 \cdot 0,4 \cdot 0,5 \cdot 2,3 \cdot 1, \dots) = 180,9 \text{ t}$$

$$\text{poteaux} : 2,5 \cdot \frac{3,9}{2} \cdot 0,5^2 (4 + 18 + 20) = 51,19 \text{ t}$$

$$\text{murs extérieurs} : \frac{1}{2} \cdot 1,4 \cdot 0,3 \cdot 3,3 \cdot 104,4 \cdot 0,8 = 57,88 \text{ t}$$

$$\text{surchARGE} : 532,8 \cdot 0,1 = 53,28 \text{ t}$$

$$W_6 = 354,84 + 180,9 + 51,19 + 57,88 + 19,57 + 0,5 (53,28) \\ = 690,94 \text{ t.}$$

./.

en procédant de même pour les autres planchers, il sera déduit les résultats suivants :

$$W_5 = W_4 = 790,8 \text{ t}$$

$$W_3 = W_2 = W_1 = 806,4 \text{ t}$$

d'où le poids total du plancher :

$$W_t = \sum_{i=1} W_i = 4780,62 \text{ t}$$

• Forces horizontales revenant à chaque niveau :

La force totale due au séisme et, appliquée au centre de gravité du bâtiment s'obtient comme suit :

$$v = (ADBQ) W$$

$$A = 0,25$$

$$B = 0,25 \quad (\text{voir les calculs détaillés du bloc E})$$

$$D = 2$$

$$Q = 1,3$$

$$W = 4780,62 \text{ t}$$

La répartition de V sur les différents niveaux de la structure se fait suivant la relation :

$$F_i = V \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1} W_i h_i}$$

Enfinement il vient :	$F_1 = 41,47 \text{ t}$	$F_4 = 162,92 \text{ t}$
	$F_2 = 82,95 \text{ t}$	$F_5 = 203,65 \text{ t}$
	$F_3 = 124,25 \text{ t}$	$F_6 = 197,80 \text{ t}$

• Forces horizontales revenant aux portiques :

En introduisant les inerties des portiques, ces forces seront déduites de celles précédemment calculées.

$$\text{en effet : } F_i^k = F_i \frac{I_{iy}^k}{I_{iy}} \quad \text{portiques longitudinaux}$$

$$F_i^k = F_i \frac{I_{ix}^k}{I_{ix}} \quad \text{portiques transversaux}$$

i = rang du niveau

k = rang du portique

Application numérique :

Niv. Port.	1	2	3	4	5	6
I	2,6	5,203	7,732	10,042	12,557	14,109

. Programme codé :

MEMBER

STRUCTURE ISMAL PORTIQUE TRANSVERSAL DE RIVE 1

TYPE PLANE FRAME

UNITE UTILISEES POIDS. TONES. LONG. METRES.

NUMBER OF JOINTS 21

NUMBER OF SUPPORTS 3

NUMBER OF MEMBERS 30

NUMBER OF LOADING 7

JOINTS COORDINATES

1 0. 0. 5

2 0. 3. 9

3. 0. 7. 8

4 0. 11.7

5 0. 15.6

6 0. 19.5

7 0. 23.4

8 6. 0.5

9 6. 3.9

10 6. 7.8

11 6. 11.7

12 6. 15.6

13 6. 19.5

14 6. 23.4

15 8.7 0.5

16 8.7 3.9

17 8.7 7.8

18 8.7 11.7

19 8.7 15.6

20 8.7 19.5

21 8.7 23.4

MEMBER INCIDENCES

1	1	2
2	2	3
3	3	4
4	4	5
5	5	6
6	6	7
7	8	9
8	9	10
9	10	11
10	11	12
11	12	13
12	13	14
13	15	16
14	16	17
15	17	18
16	18	19
17	19	20
18	20	21
19	2	9
20	3	10
21	4	11
22	5	12
23	6	13
24	7	14
25	9	16
26	10	17
27	11	18
28	12	19
29	13	20
30	14	21

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

MEMBERS PROPERTIES PRISMATIC

1 THRU 6 Ax 0.25 IZ 0.0052083
 7 THRU 9 Ax 0.36 IZ 0.009
 10 THRU 11 Ax. 275 IZ 0.0069323
 12 Ax. 0.25 IZ 0.0052083
 13 THRU 15 Ax. 03 IZ 0.009
 16 THRU 17 Ax. 0.275 IZ 0.0069323
 18 Ax. 025 IZ 0.0052083
 19 THRU 20 Ax 0.375 IZ 0.01757817
 21 Ax 0.35 IZ 0.01429617
 22 THRU 24 Ax 0.28 IZ 0.0114333
 25 THRU 26 Ax 0.275 IZ 0.0069 323
 27 Ax 0.25 IZ 0.0052083
 28 THRU 30 Ax 0.2 IZ 0.0041667

TABULATE ALL

CONSTANTS E 35 00000. ALL

LOADING 1 CHARGE PERMANENTE G

MEMBERS LOAD

10 THRU 20 FORCE Y UNIF - 3.362
 21 FORCE Y UNIF - 3.3.
 22 THRU 23 FORCE Y UNIF - 3.124
 24 FORCE Y UNIFORME - 2.486
 25 THRU 26 FORCE Y UNIF - 3.112
 27 FORCE Y UNIF - 3.05
 28 THRU 29 FORCE Y UNIF - 2.924
 30 FORCE Y UNIF - 2.286

LOADING 2 SURCHARGE Q

MEMBERS LOADS

19 THRU 23 FORCE Y UNIF - 0.6
 24 FORCE Y UNIF - 0.24
 25 THRU 29 FORCE Y UNIF - 0.96
 30 FORCE Y UNIF - 0.24

LOADING 3 SEISME HORIZONTAL SANS TORSION SI

JOINT LOAD

2 FORCE x 2.60

3. FORCE x 5.203

4. FORCE x 7.732

5 FORCE x 10.042

6 FORCE x 12.557

7 FORCE x 14.109

LOADING 4 COMBINE 6+Q+1.2 SI

COMBINE 1.1. 2.1. 3 1. 2

LOADING 5 COMBINE G + Q + SI

COMBINE 1 1. 2 1. 3 1.

LOADING 6 COMBINE 0.8 G + SI

COMBINE 1 0.8 3 1.

LOADING 7 0.8 G - SI

COMBINE 1 0.8 3 - 1

Un programme similaire sera établi pour chaque portique, tenant compte des particularités et des caractéristiques respectives.

Les résultats détaillés obtenus sous forme de "LISTINGS" sont résumés et regroupés dans le chapitre suivant.

4 - ERRAILLAGE , VERIFICATIONS -

a - Poutres

b - Poteaux

a - Poutres :

Les poutres non porteuses seront ferrillées symétriquement contrairement aux poutres porteuses comme le préconise le R.P.A. le calcul se fera par la méthode de P. CHARON, les résultats obtenus figurent dans le tableau - dessous :

Poutres transversales III et VII

niveau	I	II	III	IV	V	VI
section (a x b)	50x75 50x55	50x75 50x55	50x70 50x50	40x70 40x50		40x70 40x50
M (tm)	62,71 45,18	61,76 40,28	55,05 31,45	43,51 18,57		20,17 7,49
μ	0,096 0,1355	0,094 0,1208	0,098 0,1165	0,092 0,082		0,043 0,033
k	25,34 20,20	25,7 21,8	25,1 22,4	26,1 28,10		41,8 49
E	0,876 0,852	0,8771 0,8641	0,8753 0,8663	0,8783 0,884		0,912 0,922
ω	0,731 1,055	0,717 0,935	0,745 0,895	0,699 0,619		0,316 0,239
σ'_b kg/cm ²	157,85 198,02	155,64 183,49	159,49 178,57	160,92 149,47		100,48 85,71
A (ϕ)	5T25 5T25	3T20 2T25 +	5T20 2T25 +	6T20 6T20		4T14 2T12 +

Bloc - A₁ -

Ferrovillage Des Poches :

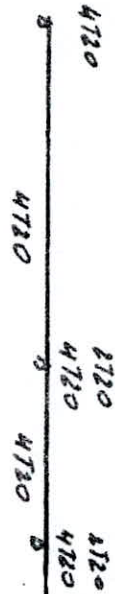
Transversales

Longitudinales

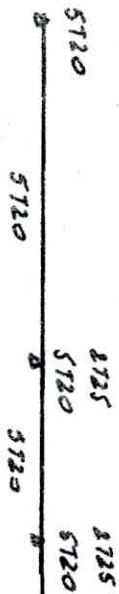
VI



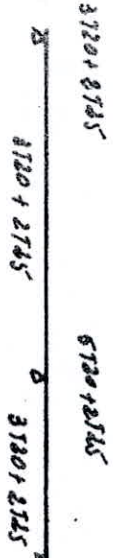
IV



III



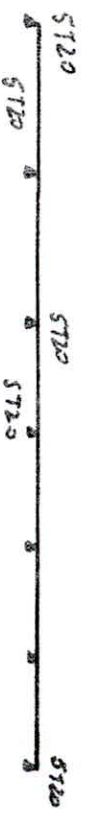
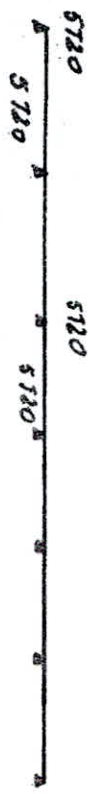
II



I



V



• Vérification des contraintes :

Cette vérification sera menée sous forme de tableau, dont les valeurs sont déduites des formules issues de la méthode de P. CHARRON.

Poutres transversales III et VII

niveau	Section	M		$A=A'$	$d=d'$	y	I		G_b		G_a	
		(t.m)	$\frac{S^2}{S^2}$				10^5	$\frac{S^2}{S^2}$	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
I	50x75	62,71	12,81	24,55	"	6	9,73	163	3954			
	50x55	45,18	4,52	24,55	"	6	5,03	155,5	3970	1524		
II	50x75	61,76		29,06	"	9	10,9	131,66	3620	1466		
	50x55	40,28		29,06	"	9	4,8	153,9	3473	1555		
III	50x70	55,08	12,57	25,52	"	8,5	8,42	136,2	3988	1209		
	50x55	31,45	4,3	25,52	"	8,5	4,42	124,4	3093	960		
IV	40x70	43,51	12,08	18,84	"	8	9,04	77,75	2592	749		
	40x50	18,57	4,22	18,84	"	8	2,64	112,46	2749	842		
V	40x70	12										
	40x50	4,3										
VI	40x70	20,17	10,16	8,41	"	7	3,34	91,82	4174	760,5		
	40x50	7,49	4,16	8,41	"	7	1,47	63,79	2325	423		

Vérification de la condition de flèche :

La condition restrictive à vérifier est la suivante :

$$A \geq A_0 = \frac{43 bh}{\sigma_{en}} \quad A = \text{Section d'acier en travée} \\ \text{(section inférieure)}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h = 66 \text{ cm}$$

$$A = 24,55 \text{ cm}^2$$

$$\implies A_0 = \frac{43 \times 50 \times 66}{4000} = 35,48 \text{ cm}^2$$

$$A < A_0$$

Cette condition étant vérifiée pour tous les portiques (dans toutes les poutres) donc la flèche n'est pas à craindre.

Vérification de la condition de non écrasement du béton :

pour cela il suffit de vérifier l'inégalité ci-après

$$r \geq r_0 = 0,1 \quad \phi \quad \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{bo}} \left(1 + \frac{\phi}{d}\right) D$$

$$\phi = 2,5 \text{ cm}$$

$$d_1 = 7 \text{ cm}$$

$$r = 5,5 \phi$$

$$\phi_{mm} = 1,4 \text{ cm}$$

$$r_0 = 0,1 \cdot 2,5 \cdot \frac{2800}{68,5} \left(1 + \frac{2,5}{7}\right) 1 = 13,35 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} r = 5,5 \phi \\ \phi_{mm} = 1,4 \text{ cm} \end{array} \right\} = r = 5,5 \phi = 5,5 \times 2,5 = 13,75 \text{ cm}$$

$r > r_0$ cette condition est vérifiée pour tous les portiques et dans tous les niveaux.

Vérification de la condition de non fragilité :

La condition à vérifier est la suivante :

$$A \geq A_0 = \frac{0,69 \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \quad \begin{array}{l} b = 50 \\ h = 66 \end{array} \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_0 \text{ max} = \frac{0,69 \times 50 \times 66 \times 5,9}{4200} = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq A_0 \text{ max} \quad \text{condition vérifiée pour toutes les poutres}$$

./.

• Vérification de la fissuration :

Fissuration systématique : $\sqrt{I_1} = \frac{K}{\sigma} \frac{\tilde{\omega}}{1+10 \frac{\tilde{\omega}}{\sigma}}$

Fissuration accidentelle : $\sqrt{I_2} = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \sigma_b}{\sigma}}$

tg : $K = 1,5 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$

$\eta = 1,6$ - acier torr

$\frac{\tilde{\omega}}{\sigma} = \frac{A}{2 db}$

la fissuration n'est pas à craindre si : $\sqrt{I_1} = \max (\sqrt{I_1}; \sqrt{I_2}) > \sqrt{I_a}$

PORTIQUE LONGITUDINAL - A -

PORTIQUE LONGITUDINAL - B -

Niveau	ϕ (cm)	A (cm ²)	$\tilde{\omega}_g$	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	σ_g (kg/cm ²)	M_e (t.m)	A_c (cm ²)
VI	1,40	7,69	0,024	3318	2413	2800	1,95	1,3
V	1,60	15,70	0,039	3382	2258	"	3,83	2,64
IV	2,00	15,70	0,039	3382	2019,4	"	3,75	2,60
III	2,00	21,73	0,045	3640	2019,4	"	3,51	2,42
II et I	2,00	25,75	0,054	4190	2019,4	"	3,74	2,57

Niveau	ϕ (cm)	A (cm ²)	$\tilde{\omega}_g$	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	σ_g (kg/cm ²)	M_e (t.m)	A_c (cm ²)
VI	1,40	7,69	0,024	3318	2413	2800	1,42	0,96
V	1,60	10,05	0,0374	3587	2258	"	1,70	1,14
IV	2,00	15,70	0,039	3382	2019,4	"	1,61	1,08
III	2,00	20,32	0,042	3569	"	"	1,51	1,01
II et I	2,00	23,74	0,049	3971	"	"	1,59	1,06

PORTIQUE TRANSVERSAL I

Niv	Bois	ϕ (cm)	A (cm ²)	α_f	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	σ_{af} (kg/cm ²)	M_L (t.m)	A_L (cm ²)
VI	1.3.5	1,60	8,04	0,02	2500	2258	2500	6,68	4,40
	2.4	1,40	6,15	0,015	2236	2414	2414	2,87	2,83
V	1.3.5	2,00	12,56	0,031	2840	2019,4	2800	11,57	6,94
	2.4	2,00	12,56	0,031	2840	2019,4	2800	4,76	4,16
IV	1.3.5	"	15,64	0,032	2909	"	"	11,25	6,73
	2.4	"	15,64	"	2909	"	"	4,40	3,82
III	1.3.5	"	21,99	0,037	3241	"	"	11,07	6,53
	2.4	"	23,74	0,039	3367	"	"	4,20	3,60
II et I	1.3.5	"	21,99	0,037	3241	"	"	10,50	5,74
	2.4	"	31,41	0,045	3724	"	"	3,78	2,88

PORTIQUE TRANSVERSAL III

Niv	Bois	ϕ (cm)	A (cm ²)	α_f	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	σ_{af} (kg/cm ²)	M_L (t.m)	A_L (cm ²)
VI	1.3.5	1,60	8,04	0,0201	2510,4	2258	2510,40	10,16	6,73
	2.4	1,40	3,39	0,0085	1563	2607	2607	4,60	4,27
V	1.3.5	2,00	8,04	0,0201	2510,4	2258	2510,40	12,10	8,08
	2.4	"	8,04	0,0201	2867,6	"	2800	4,30	4,16
IV	1.3.5	"	12,56	0,0314	"	2019	"	12,08	7,57
	2.4	"	12,56	0,0314	"	"	"	4,22	3,62
III	1.3.5	"	15,70	"	3279	"	"	12,57	7,50
	2.4	"	18,80	0,0376	"	"	"	4,30	3,64
II et I	1.3.5	"	18,80	"	"	"	"	12,81	7,03
	2.4	"	21,99	0,038	3218,50	"	"	4,52	3,10

Vérification de l'adhérence :

$$\tau_d = \frac{T}{npz} \leq \bar{\tau}_d$$

n = nombre de barres
 p = périmètre utile = $\pi \phi$

$$\bar{\tau}_d = 2 \gamma_d \bar{v}_b$$

$$z = \frac{7}{8} h$$

PORTIQUE A

Niveau	VI	V	IV	III	I - II
$T_{max} (t)$	3,40	15,03	17,35	21,35	24,11
$\tau_d (kg/cm^2)$	3,15	9,94	11,47	9,71	9,03
$\bar{\tau}_d (kg/cm^2)$	17,70	17,70	17,70	17,70	17,70

PORTIQUE B

Niveau	VI	V	IV	III	II - I
$T_{max} (t)$	5,26	11,25	16,45	21,05	24,10
$\tau_d (kg/cm^2)$	4,88	9,14	10,88	8,64	9,90
$\bar{\tau}_d (kg/cm^2)$	17,70	17,70	17,70	17,70	17,70

• Conditionx aux appuis :

$$c \gg c_0 = \frac{2 T_{\max}}{b \sqrt{b_0}}$$

$$c = a - (d + 2)$$

$$r = 5,5 \phi$$

$$d = 7 \text{ cm}$$

b = Largeur de la poutre

a = Largeur du poteau

Portique transversal I

niveau	T (t)	a (cm)	C (cm)	C ₀ (cm)
VI	10,53	50	34,5	6,15
V	16,91	50	32	9,87
IV	23,19	50	32	13,54
III	29,84	50	32	17,42
I - II	36,9	50	32	21,55

Portique III, VII

niveau	T (t)	a (cm)	C (cm)	C ₀ (cm)
VI	12,34	50	35,30	7,2
V	12,23	50	35,83	7,14
IV	12,35	50	35,79	7,21
III	13,66	50	35,02	7,98
I - II	14,14	50	34,74	8,26

VERIFICATION DES ARMATURES INFERIEURES :

Le moment fléchissant et l'effort tranchant au niveau de l'appui occasionnent un effort de traction dans les armatures inférieures et cette influence se caractérise par l'inégalité suivante :

$A \sigma_a \geq T + \frac{M}{Z}$ si cette condition est vérifiée aucune vérification des armatures inférieures et de leur ancrage n'est nécessaire.

PORTIQUE I

	VI	V	IV	III	II-I
Poutres	40x70	40x70	40x70	50x70	50x75
M (t.m)	4,57	15,02	23,93	38,63	49,09
T (t)	12,16	16,38	23,19	29,84	36,9
Z (cm)	30,37	39,37	39,37	39,37	39,37
M/Z + T	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0
observ:	aucune autre vérification				

PORTIQUE III, VII

	VI	V	IV	III	II-I
Poutres	40x70	40x70	40x70	50x70	50x75
M (t.m)					
T (t)	14,19	17,95	21,08	24,91	27,37
Z (cm)	56	56	56	56	56
M/Z + T					
observ.					

Calcul des armatures transversales

Ces armatures doivent résister à l'effort tranchant maximum qui se développe le long de la poutre.

$$\tau_{bmax} = \frac{T_{max}}{bZ} \leq \bar{\tau}_b$$

$$\begin{cases} 3,5 \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}'_{bo} \\ (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{bo}}) \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}'_{bo} < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_{bo} \end{cases}$$

b contraintes du béton calculé sous (S P₁)

Vérification de l'effort tranchant

Portiques A, B

niveau	I - II	III	IV	V	VI
T _{max} (t)	4,71	4,6	4,73	4,77	2,53
σ _b ' (kg/cm ²)	7,36	7,34	8,24	9,87	9,11
τ _b (kg/cm ²)	2,45	2,35	2,46	2,48	1,32
τ _b (kg/cm ²)	20,65	20,65	20,65	20,65	20,65

Portique I

niveau	I, II	III	IV	V	VI
T _{max} (t)	12,52	12,52	12,52	12,20	8,70
σ _b ' (kg/cm ²)	6,45	6,75	6,78	7,06	4,32
τ _b (kg/cm ²)	26,93	32,97	40,62	45,94	33,09
τ _b (kg/cm ²)	16,84	22,71	30,4	35,46	28,56
T _{max} (t)	4,15	4,12	5,4	5,36	3,82
τ _b (kg/cm ²)	2,14	2,24	4,21	4,48	2,74
τ _b (kg/cm ²)	20,65	20,65	20,65	20,65	20,65

PORTIQUE III

niv	I - II	III	IV	V	VI
T_{max} (t)	14,4 6,82	13,66 6,71	12,35 6,75	12,23 6,83	12,34 5,18
σ_b (kg/cm ²)	32,66 25,35	37,54 24,70	43,92 30,97	46,89 34,33	50,33 45,77
T_b (kg/cm ²)	4,62 3,12	4,8 3,4	5,43 4,28	5,38 4,34	5,42 3,25
\bar{T}_b (kg/cm ²)	20,65 "	20,65 "	20,65 "	20,65 "	20,65 "

PORTIQUE VII

niv	I - II	III	IV	V	VI
T_{max} (t)	11,22 5,03	10,72 4,78	10,06 4,70	10,02 4,74	6,97 2,92
σ_b (kg/cm ²)	26,62 17,82	28,38 18,64	33,58 22,00	34,42 26,57	26,80 28,70
T_{max} (kg/cm ²)	3,66 2,34	3,77 2,43	4,4 3	4,4 3,04	3,06 1,86
T_b (kg/cm ²)	20,65 "	20,65 "	20,65 "	20,65 "	20,65 "

b- FERRAILLAGE DES POTEAUX

• Détermination des armatures longitudinales et des contraintes

Les poteaux sont ferrailés symétriquement comme le stipule le R.P.A. Les valeurs présentées dans le tableau ci-dessous ont été calculées d'après la méthode de P. CHARON.

POTEAUX D'ANGLE

niveau	Section	M (t.m)	N (t)	A=A' (cm ²)	d=d' (cm)	y (cm)	σ'_b (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)	σ'_a (kg/cm ²)	
1,2	50x50	x	36,44	167,7	20,01	6	29,91	138,23	1400	2377
		y	37,9	4,88	34,37	9	17,82	162,63	3173	1207
3,4,5	50x50	x	19,6	28,54	13,44	6	17,15	116,98	2748	1141
		y	28,63	11,58	19,72	9	16,03	165,26	3860	1087
6	50x50	x	5,75	6,37	10,05	6	14,82	38,91	1143	347
		y	18,3	11,72	10,05	6	13,73	122,51	4052	1034

POTEAUX CENTRAUX

niveau	Section	M (t.m)	N (t)	A=A' (cm ²)	d=d' (cm)	y (cm)	σ'_b (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)	σ'_a (kg/cm ²)	
1,2	60x60	x	66,22	94,81	24,55	6	23,25	196,11	3891	2182
		y	66,95	118,47	"	"	24,79	201,18	3556	2287
3	60x60	x	51,26	83,58	20,01	6	22,84	168,18	3442	1860
		y	54	88,24	"	"	22,86	177,13	3622	1960
4	55x55	x	32,64	54,26	20,01	6	21,36	130,76	2538	1410
		y	38,02	65,5	"	"	21,59	152,64	2908	1653
5	55x55	x	30,24	40,85	13,44	6	17,98	144	3727	1439
		y	36,03	43,82	17,46	8,5	18,53	171,28	3879	1390
6	50x50	x	17,17	18,66	10,05	6	14,77	116,16	3447	1035
		y	13,96	21,3	"	"	15,88	95,11	3879	888

Poteaux de rive

niveau	ht. b cm	M (t.m)	N (t)	A=A' (cm ²)	d=d' (cm)	y (cm)	e'_b (kg/cm ²)	e_a (kg/cm ²)	e'_a (kg/cm ²)
1,2	x 60x50	67,94	52,94	34,37	9	22,92	204	3824	1895
	y 60x50	40,2	179,9	24,55	6	29,62	179	1306	2145
3	x 60x50	59,31	49,74	26,29	8	21,83	198	3993	1886
	y 60x50	20,8	-3,45	20,01	6	14,11	86,8	2759	749
4	x 55x 50	48,85	67,55	20,01	8	20,91	203	3997	2177
	y 50.55	21,3	34,75	"	6	19,17	109	1960	1039
5	x 55.50	20,07	28,24	13,44	6	18,74	101	2442	1028
	y 50.55	14,2	4,92	"	"	13,94	77,8	2518	665
6	x 50.50	10,22	8,32	10,05	6	14,13	68,7	2180	593
	y 50.50	8,63	8,84	"	"	14,62	58,3	1757	593

VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

POTEAUX D'ANGLE

miv	b, h _(cm)	Z _(cm)	T _{max}	$i = \frac{h}{\sqrt{12}}$	I_c (cm ⁴)	$\lambda = \frac{P_c}{Z}$	T _c (H)	T _b	\bar{T}_b
1-2	50x44	38,5	20,37	12,7	273	21,49	40,74	21,16	40,5
3-4	50x44	38,5	13,42	12,7	273	21,49	26,87	13,96	40,5
5-6	50x44	38,5	9,44	12,7	273	21,49	18,88	9,8	40,5

POTEAUX CENTRAUX

miv	b, h _(cm)	Z _(cm)	T _{max}	$i = \frac{h}{\sqrt{12}}$	I_c (cm ⁴)	$\lambda = \frac{P_c}{Z}$	T _c (H)	T _b (kg/cm ²)	\bar{T}_b
1-2	60x54	47,25	28,44	15,59	273	17,51	56,88	20,06	40,5
3	60x54	47,25	25,87	15,59	273	17,51	51,74	18,25	40,5
4	55x49	42,87	17,77	14,15	273	19,29	35,54	12,54	40,5
5	55x49	42,87	15,95	14,15	273	19,29	31,9	11,25	40,5
6	50x44	38,5	10,25	12,70	273	21,5	20,5	7,23	40,5

POTEAUX DE RIVE

miv	b, h _(cm)	Z _(cm)	T _{max}	i (cm)	I_c (cm ⁴)	λ	T _c (H)	T _b	\bar{T}_b
1-2	60x44	38,5	28,28	12,70	273	21,49	56,56	24,48	40,5
3	60x44	38,5	27,73	"	"	"	55,46	24,00	"
4	60x44	38,5	20,76	"	"	"	41,52	19,61	"
5	60x44	38,5	17,08	"	"	"	34,16	16,13	"
6	60x44	38,5	12,53	"	"	"	25,06	13,02	"

. Calcul des Armatures transversales :

$$2 \text{ cadres} + 1 \text{ étrier T } 8 \implies A_t = 6 \text{ T } 8 = 3,01 \text{ cm}^2$$

. Espacement en zone nodale = 12,5 cm = t

$$\text{zone courante} = 15 \text{ cm} = t'$$

$$t \min(\emptyset ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1,6 ; 15) = 15 \text{ cm} \text{ on prend } t = 12,5 \text{ cm}$$

$$t' \leq 12 \emptyset_L = 12 \times 1,6 = 19,2 \text{ cm} \longrightarrow \text{on prend } t' = 15 \text{ cm}$$

Niveaux:

I et II

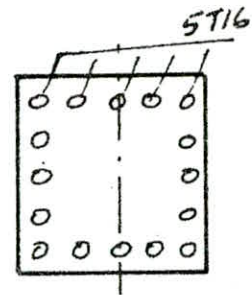
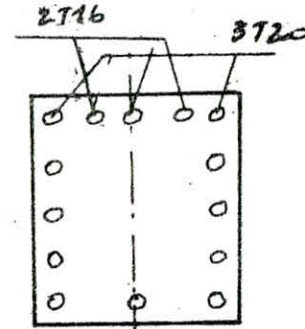
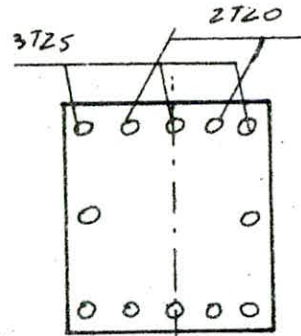
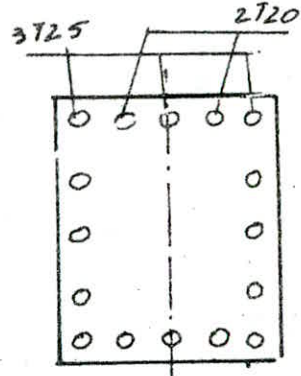
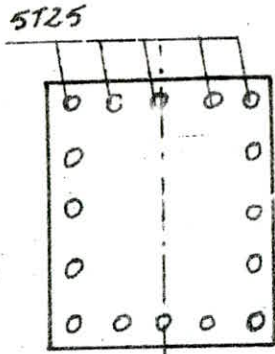
III

IV

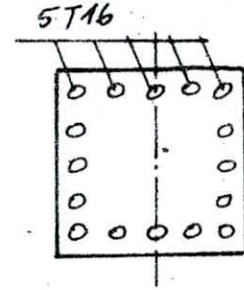
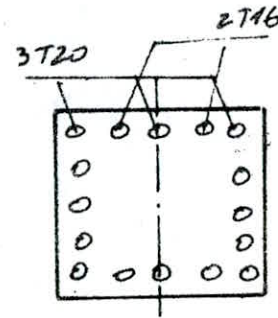
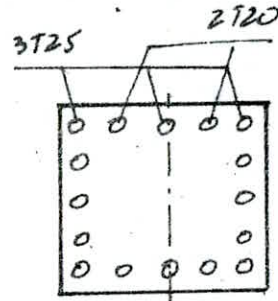
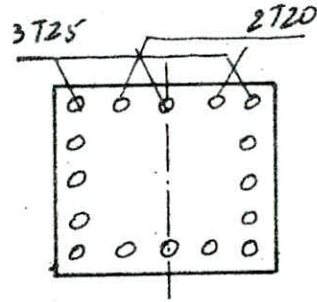
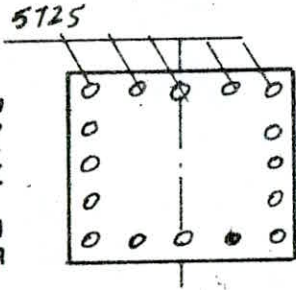
V

VI

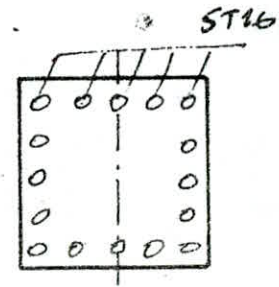
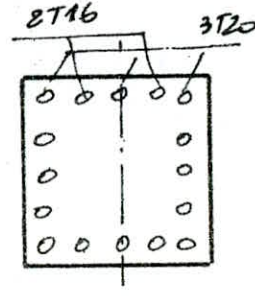
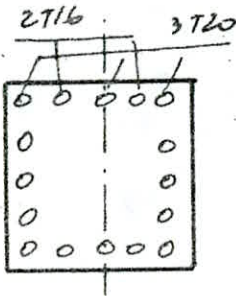
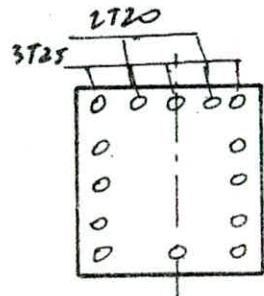
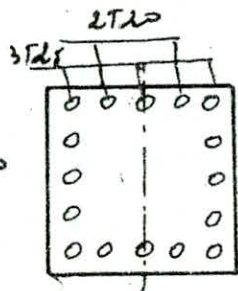
Poteaux Centraux



De Rive



D'angle



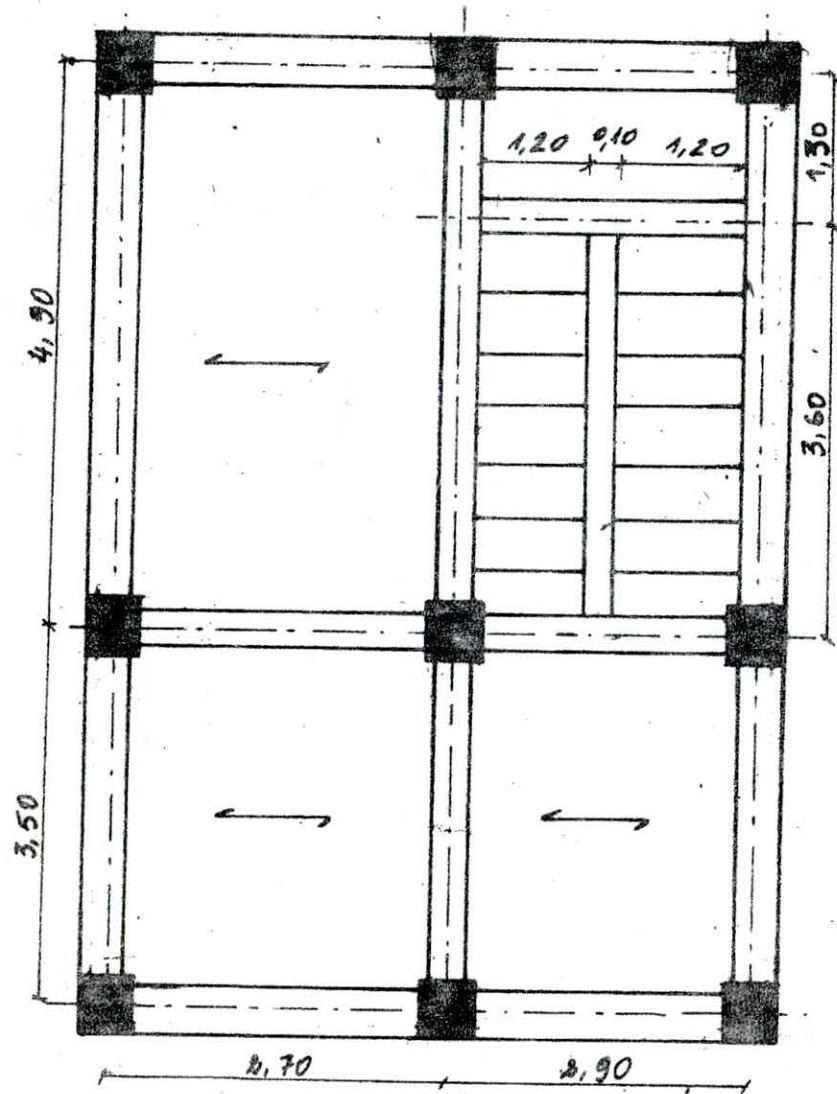
/// $\overline{\Delta}$
 Δ) L O C E S C A L I E R

- 1 - Présentation du bâtiment
- 2 - Calcul des éléments (Acrotère - poutrelles, escaliers)
- 3 - Charges horizontales (vent - séisme)
- 4 - Charges verticales
- 5 - Superposition des sollicitations
- 6 - Ferrailage (poutres, poteaux) ; vérifications

- *P*RESENTATION DU BLOC ESCALIER -

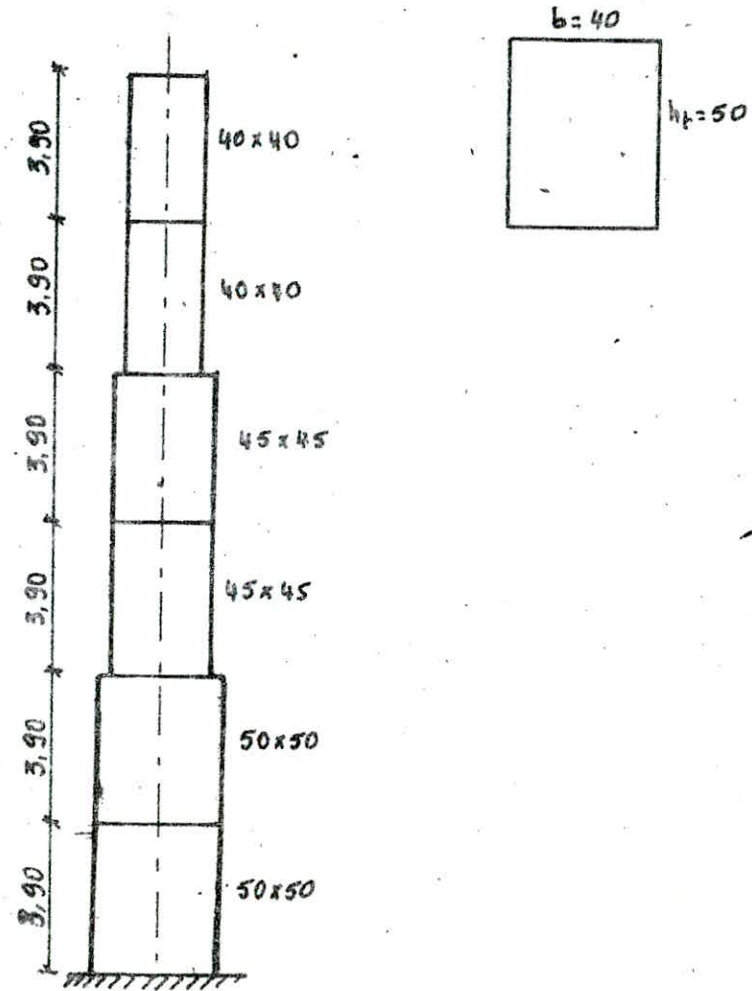
Plancher Bloc

- Escalier -



Poteaux

Poutres



Le bloc escalier est séparé du bâtiment principal A1 par un joint, et permet l'accès à celui-ci par l'intermédiaire du couloir AB à tous les niveaux (sous-sol, RDC + 4 étages) . L'escalier en question est un escalier de secours et la communication entre les différents étages se fait par le biais de la tour de circulation (par passerelles interposées) située à la gauche du bâtiment central et qui n'entre pas dans la présente étude.

La structure porteuse sera en système traditionnel, à savoir poutres - poteaux, alors que les planchers seront constitués par des corps creux et une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées dans la direction transversale du bâtiment.

. Evaluation des charges et surcharges :

- plancher terrasse :

dalle (16+4) _____ 265 kg/m²
 5 cm de gravier _____ 90 "
 Etanchéité multicouches _____ 10 "
 pare vapeur : _____ 10 kg/m²
 4 cm de liège _____ 16 "
 Forme de pente _____ 220 "
 2 cm enduit plâtre _____ 30 "

$$G = 641 \text{ Kg/ m}^2$$

Surcharge d'exploitation : P = 100 kg/m²

- plancher courant :

Dalle (16+4) _____ 265
 carrelage 2 cm _____ 44
 Mortier de pose _____ 40
 Sable _____ 34
 Enduit en plâtre _____ 30
 Cloisons _____ 110

$$G = 523 \text{ Kg/m}^2$$

$$P = 400 \text{ Kg/ m}^2$$

a - Acrotère

L'acrotère du bloc escalier sera identique à celui du bloc principal
A₁

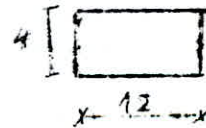
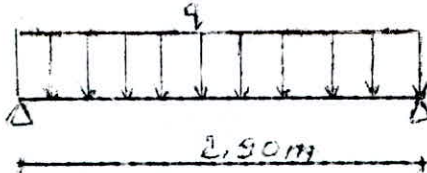
b - Poutrelles

Le plancher du bloc escalier est constitué de corps creux de 16 cm, une table de compression de 4 cm et de poutrelles préfabriquées sur chantier.

Pour réduire la flèche, les poutrelles seront disposées dans le sens de la plus petite portée.

Comme il a été expliqué antérieurement pour le bâtiment A₁, le calcul des poutrelles concernera :

- 2 étapes : - étape d'avant coulage
- étape après coulage

. Etape d'avant coulage :

- poids propre de la poutrelle : $0,12 \cdot 0,04 \cdot 2500 = 12 \text{ kg/ml}$
 - poids du corps creux : $0,65 \times 95 = 62 \text{ kg/ml}$
 - surcharge due à la main d'oeuvre : $1,2 \cdot 100 \cdot 0,65 = 7,8 \text{ kg/ml}$
-
- $q = 152 \text{ kg/ml}$

le moment max. en travée : $M_0 = \frac{q l^2}{8} = 152,8 \text{ kg m}$

Ce qui donne une valeur de $\nu = \frac{15 M}{b h^2 \sigma_a} = 0,79$

$= 0,79$ implique $k = 5,2$

./.

$= 0,79$ implique $k = 5,2$

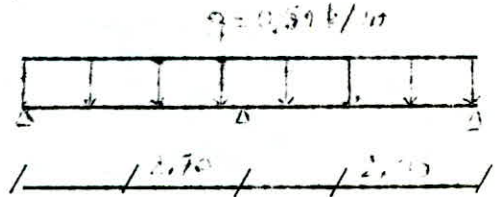
d'où il vient : $\bar{U}_a = \frac{U_a}{k} = 538 > \bar{J}_b' = 137$

CONCLUSION :

Des armatures comprimées sont nécessaires de même que pour le bâtiment (A1) des échafaudages viendront aider les poutrelles à supporter les charges trop importantes.

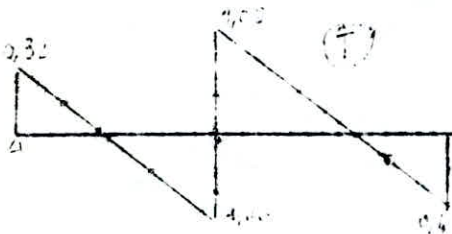
Etape d'après coulage :

plancher terrasse :



$q = 0,51 \text{ t/m}$ (voir bloc A₁)

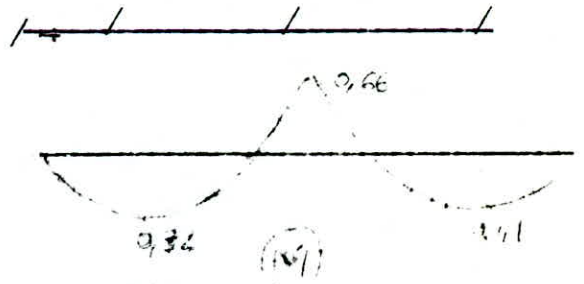
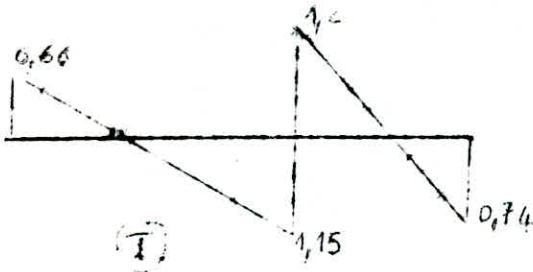
$M_1 = -0,984 \text{ tm}$



plancher courant :

$q = 0,67 \text{ t/ml}$ (voir bloc A1)

$M_1 = -0,66 \text{ tm}$



./.

• Ferraillage des poutrelles :

$$\begin{aligned}
 h_0 &= 4 \text{ cm} & b'_1 &= \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{L'}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \\
 L' &= 60 \text{ cm} & & \implies \\
 L &= 2,7 \text{ m} & b''_1 &\leq \frac{L}{10} = \frac{270}{2} = 27 \text{ cm} \\
 b_0 &= 12 \text{ cm} & b_1 &\leq (6 \div 8) h_0 = (24 ; 32) \\
 & & b_1 &\leq \max(b'_1 ; b''_1, b'''_1) = 27 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

soit $b_1 = 25 \text{ cm}$ d'où $b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 25 \text{ cm}$ et ainsi $b = 62 \text{ cm}$.

Efforts, sous le 1er genre, sur appuis et en travées :

SUR APPUIS	PLANCHER TERRASSE	PLANCHER COURANT
T (G+1, 2 P)	1,03	1,2
M (G+1, 2 P)	1,02	0,66
EN TRAVEES	PLANCHER TERRASSE	PLANCHER COURANT
M (G+ 1, 2 P)	0,16	0,41

Les résultats obtenus lors du calcul du ferraillage sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

En Travée :

PLANCHER	M (tm)	μ	k	α	ϵ	Δb	h	A calc. (cm ²)	A choisir	ϕ
terrasse	0,16	0,0043	152	0,0898	0,9701	18,42	1,61	0,33	1,57	2T 10
Etage Courant	0,41	0,0109	92	0,1402	0,9533	30,43	2,52	0,85	1,57	2T10

Sur Appui :

PLANCHER	M(tm)	μ	K	ϵ	$\leq 'b$	$\overset{A}{\text{calculé}}$ (cm ²)	$\overset{A}{\text{choisir}}$	\emptyset
Terrasse	0,98	0,1350	20,2		138	2,28	2,26	2T12
Etage Courant	0,66	0,0909	26,3	0,8789	106,46	1,5	1,57	2T10

Vérification des contraintes :

PLANCHER		y(cm)	I(cm ²)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)
Terrasse	Appui	6,72	6051,90	108,85	2739,40
	Travée	3,34	5831,29	9,16	603,47
Courant	Appui	6,67	4210,05	104,55	2664,52
	Travée	3,34	5831,29	23,47	1546,39

Condition de non fragilité :

$$A \geq A_o = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot bh$$

En travée : $A_o = 1,08 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ vérifié
 Sur Appui : $A_o = 0,21 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Vérifié

Condition de non fissuration :

$$\begin{aligned}
 & k = 1,5 \cdot 10^5 \quad \nu = ,6 \quad \emptyset = 1 \text{ cm} \quad \bar{w} = 0,032 \\
 \text{Terrasse} \quad \left\{ \begin{aligned}
 \sigma_1 &= \frac{k \cdot l}{\emptyset} \frac{\bar{w}}{1+10 \bar{w}} = 5915,23 \\
 &\implies \max(\sigma_1, \sigma_2) = 5915 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \\
 \sigma_2 &= 2,4 \sqrt{\frac{k \nu}{\emptyset} \sigma_1 b} = 2856 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

./.

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1,5 \cdot 10^5 \quad \eta = ,6 \quad \phi = 1 \text{ cm} \quad \bar{w} = 0,032 \\ \text{Courant} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 5915,23 \implies \max(\sigma_1, \sigma_2) = 5915 > \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2856 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

. Condition de flèche :

$$\begin{array}{l} \text{Terrasse} \left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{L} \geq \frac{Mt}{15 M_0} \longrightarrow 0,07 > 0,02 \\ \frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5} \longrightarrow 0,07 > 0,04 \\ \frac{A}{boh} < \frac{36}{en} \longrightarrow A < 1,85 \end{array} \right. \quad \text{Avec} \quad \begin{array}{l} M_0 = \frac{ql^2}{8} = 0,54 \\ Mt = 0,16 \\ ht = 20 \text{ cm} \\ L = 2,90 \text{ m} \end{array} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Courant} \left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{L} \geq \frac{Mt}{15 M_0} \longrightarrow 0,07 > 0,04 \\ \frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5} \longrightarrow 0,07 > 0,044 \\ \frac{A}{boh} < \frac{36}{en} \longrightarrow A < 1,85 \end{array} \right. \quad \text{Avec} \quad \begin{array}{l} M_0 = 0,7 \text{ t.m} \\ Mt = 0,41 \text{ t.m} \\ ht = 20 \text{ cm} \\ L = 2,90 \text{ m} \end{array} \end{array}$$

. Vérification de l'adhérence :

$$T_{\max} = 1,2 \text{ t}$$

$$\tau_d = \frac{T}{npz} = 10,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} m = 2 \\ p = 1,2 \\ z = 7/8 \text{ h} \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \sigma'_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ avec } \psi_d = 1,5$$

$$\text{ainsi } \tau_d < \bar{\tau}_d$$

./.

Calcul des armatures transversales :

Elles seront calculées avec T_{max} et généralisées par la suite sur l'ensemble des poutrelles.

$$T_{max} : 1,2 \text{ t (à l'appui)}$$

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

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$z = (7/8) 18 = 15,75 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \tau_b = \frac{T_{max}}{b_0 z} = 6,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{or } \bar{\sigma}_{b_0} = 68,5 < \bar{\sigma}_b = 106,85 < 2 \bar{\sigma}_{b_0} = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma_{b'}}{\sigma_{b'0}}) \cdot \bar{\sigma}_b = 17,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc } \tau_b < \bar{\tau}_b$$

REMARQUE :

Les armatures transversales utilisées seront perpendiculaires à la ligne moyenne.

Le choix du diamètre sera porté sur un cadre $\emptyset 5$.

Il en résulte une section transversale $A_t = 0,39 \text{ cm}^2$ ($2 \emptyset 5$)

d'autre part :

$$\sigma_{at} = \max \begin{cases} 2/3 \text{ en} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \\ (1 - \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}) \sigma_{en} = 2113 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_{at} \end{cases}$$

ainsi avec $A_t = 0,39 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{at} = 2113 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow t = \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T_{max}} = 10,8 \text{ cm}$$

$$T_{max} = 1,2 \text{ t}$$

$$z = 15,75 \text{ cm}$$

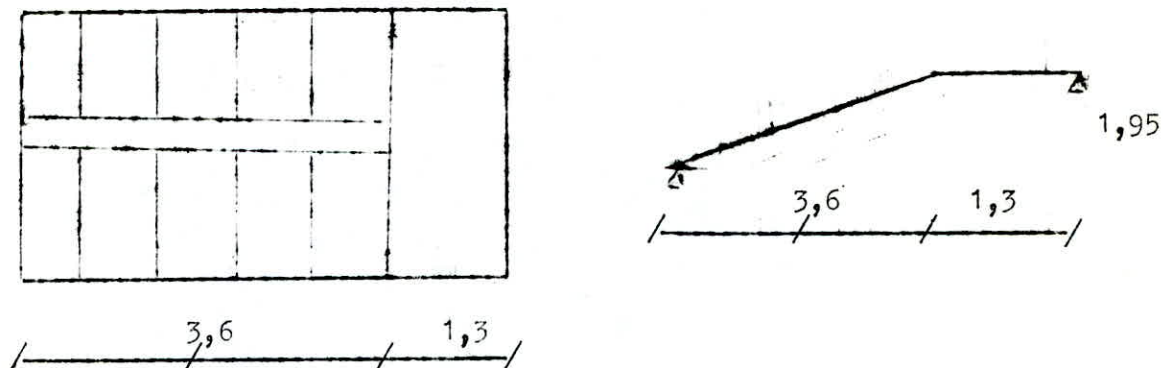
L'écartement admis vaut :

$$t \leq \bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 3,6 \text{ cm} \\ t_2 = (1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}) h = 12,2 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $t = 10 \text{ cm}$ au niveau des appuis. Pour les autres espacements, il se feront suivant "la suite de Caquot" conformément aux règles stipulés par le C.C.B.A.

./.

c - Escaliers :



L'escalier de secours qui sera étudié dans ce chapitre est à paillasse adjacentes avec un palier intermédiaire. Ses caractéristiques géométriques sont les suivantes :

$$h \text{ (contre marche) } = 15 \text{ cm}$$

$$g \text{ (marche) } = 30 \text{ cm}$$

$$n \text{ (nombre de marches) } = 13$$

$$e \text{ (épaisseur de la paillasse) } = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha \text{ (inclinaison de la paillasse) } = 28,5^\circ$$

L'étude des escaliers et leur ferrailage se feront par mètre linéaire.

. Paillasse :

$$\text{- poids propre de la paillasse : } \frac{e}{\cos \alpha} \times 1 \text{ m} = 568,64 \text{ kg/m}$$

$$\text{- poids des marches : } \frac{h \times g}{2} \cdot 1,00 = 165 \text{ Kg/m}$$

$$\text{- Carrelage + mortier : } 44 + 40 = 84 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Enduit en plâtre} \quad 30$$

$$G = 847,64 \text{ kg/m}$$

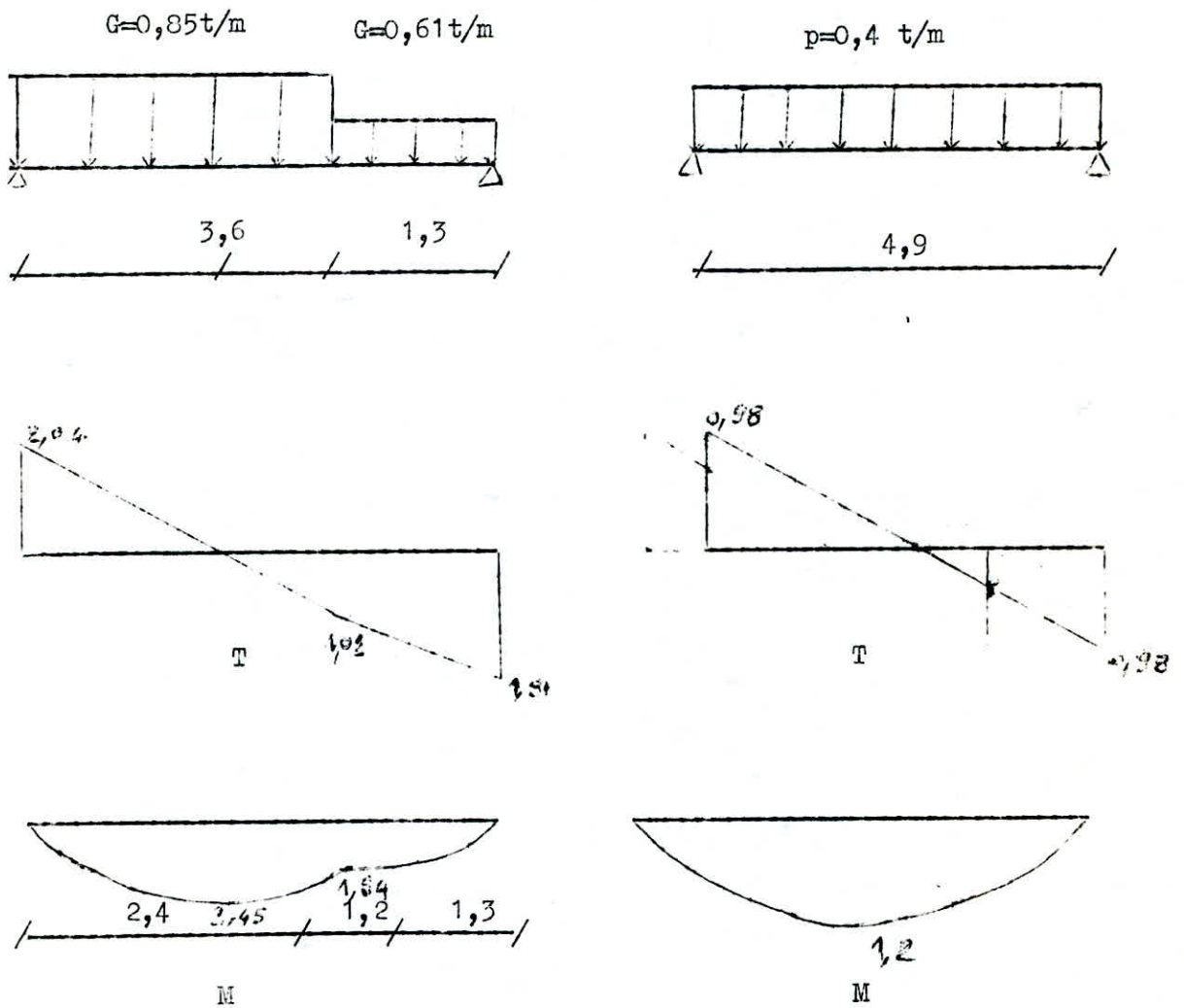
$$\text{- Surcharge d'exploitation : } P = 400 \text{ kg/m}$$

./.

. Palier :

- poids propre : $2 \times 1,00 = 500 \text{ kg / m}$
- carrelage + mortier : 84 kg / m
- enduit en plâtre : 30 kg / m
- $G = 614 \text{ kg / m}$
- surcharge d'exploitation $P = 400 \text{ kg / m}$

. Calcul des efforts :



- \angle H A R G E S H O R I Z O N T A L E S -

a - Etude au vent

b - Etude au séisme

• Ferraillage

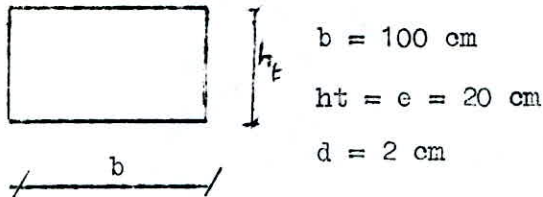
Il sera tenu compte dans les calculs ci-dessous des encastremements relatifs aux appuis

$$\text{sous G : } \left\{ \begin{array}{l} M_a = 0,3 \quad M_{\max} = 0,74 \text{ tm} \\ M_t = 0,85 \quad M_{\max} = 2,08 \text{ tm} \end{array} \right.$$

$$\text{sous P } \left\{ \begin{array}{l} M_a = 0,3 \quad M_{\max} = 0,36 \text{ tm} \\ M_t = 0,8 \quad M_{\max} = 1,02 \text{ tm} \end{array} \right.$$

d'où il vient :

$$\text{sous G + 1,2 P } \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{appui}} = 1,172 \text{ tm} \\ M_{\text{travée}} = 3,3 \text{ tm} \\ T_{\text{appui}} = 2,04 + 1,2 (0,98) = 3,22 \end{array} \right.$$



En travée : $M = 3,3 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 M}{bh^2} = 0,0545 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} k = 36,2 \\ \epsilon = 0,9023 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 77,35 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \implies A' = 0$$

Il en résulte : $A = \frac{M}{\epsilon h^2 \sigma_a} = 7,25 \text{ cm}^2$

La section adoptée sera : $7,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (10 T 10/ml)

./.

• Armatures de répartition :

La condition $\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2}$ donne $1,96 \leq A_r \leq 3,92$

ce qui implique le choix de 5 $\emptyset 8$ /ml (2,51 cm²)

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \iff A \geq 1,74 \text{ cm}^2 \text{ avec } \begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

• Vérfications des contraintes :

$$A = 7,85 \text{ cm}^2 \longrightarrow \bar{w} = \frac{100 A}{bh} = 0,4361 \longrightarrow \begin{cases} k = 34,6 \\ \epsilon = 0,8992 \end{cases}$$

$$\text{d'où : } \sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = 2597,26 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{et } \sigma_{b'} = \frac{\sigma_a}{k} = 57,06 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

• Vérification de la fissuration :

$$\bar{w} = \frac{A}{2dh} = 0,0196$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\emptyset} \frac{\bar{w} f}{1+10 \bar{w}_1} = 3937,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{avec } \begin{cases} K = 1,5 \cdot 10^5 \\ \emptyset = 1 \\ \eta = 1,6 \end{cases}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\emptyset}} = 2856 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{ainsi } \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 3937 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

• Vérification du cisaillement :

$$T_{\max} = 3,22 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T}{bz} = 2,04 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{avec } \begin{cases} b = 100 \\ z = (\frac{7}{8}) \cdot 18 \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\tau}'_b = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{ainsi } \tau_b < \bar{\tau}_b$$

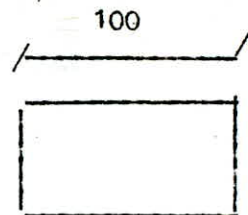
./.

. A l'appui

$$M = 1,172 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{bh^2 \bar{\sigma}_a} = 0,0194$$

$$\longrightarrow \begin{cases} k = 66,5 \\ \varepsilon = 0,9387 \end{cases}$$



20

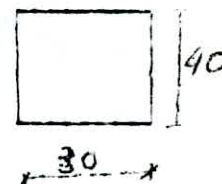
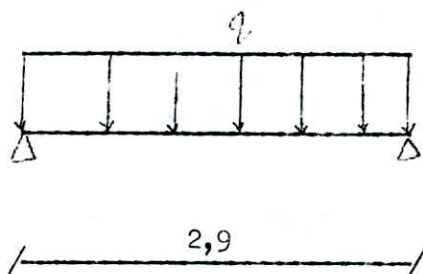
$$\text{d'où : } \bar{\sigma}_{b'} = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 42,1 < \bar{\sigma}_{b'} = 137 \text{ kg/cm}^2 \implies A' = 0$$

$$\text{et } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a h} = 2,48 \text{ cm}^2$$

Le choix sera porté sur 5 T 8 / ml correspondant à $A = 2,51 \text{ cm}^2$

. Ferraillage de la poutre palière :

Elle est supposée articulée aux poteaux, c'est donc une poutre isostatique soumise à son poids propre et à la réaction lui venant des escaliers :



$$\text{- poids propre : } 2,5 \cdot 0,3 \cdot 0,4 = 0,3 \text{ t/ml}$$

$$\text{- réaction des escaliers : } 1,01 + 1,2 (0,98) = 2,986 \text{ t/ml}$$

$$q = 3,29 \text{ t/ml}$$

$$\text{Le moment isostatique à mi-travée vaut : } M_0 = \frac{ql^2}{8} = 3,45 \text{ t/m}$$

$$\text{il vient donc : } \frac{15 M}{bh^2 \bar{\sigma}_a} = 0,0503 \longrightarrow \begin{cases} k = 38 \\ \varepsilon = 0,9057 \end{cases}$$

$$\text{et } A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = 3,9 \text{ cm}^2$$

ce qui implique le choix de 3 T 14 (4,62 cm²)

./.

• Vérification des contraintes :

$$A = 4,62 \text{ cm}^2 \quad M = 3,45 \text{ t.m}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$\bar{w} = \frac{100 A}{bh} = 0,4278 \longrightarrow \begin{cases} k = 35 \\ \xi = 0,9 \end{cases}$$

$$\text{d'où : } \sigma_a = \frac{M}{A z} = 2370,64 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 67,74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

• Vérification de la fissuration :

$$\bar{w} = \frac{A}{2 db} = 0,02$$

$$k = 1,5 \cdot 10^5$$

$$\alpha = 1,6$$

$$\phi = 1,4$$

$$\longrightarrow \sigma_1 = 3935,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2413,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 3935 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

• Vérification de la condition de fragilité :

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} bh$$

$$\text{avec } b = 30$$

$$h = 36$$

$$A = 4,62$$

$$A > 1,05 \text{ cm}^2$$

• Vérification de l'adhérence :

$$\bar{\tau}_d = 2 \Psi_d \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ avec } \Psi_d = 1,5$$

$$\tau_d = \frac{T}{npz} = 11,55 \text{ kg/cm}^2 \text{ avec } n = 3$$

$$p = 1,4$$

$$z = (7/8)h$$

$$\text{ainsi } \tau_d < \bar{\tau}_d$$

• Vérification des armatures inférieures :

$$T = T_{\max} = 4,8 \text{ t}$$

$$M_a = 0$$

$$A = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M_a}{z} \longrightarrow 12,94 > 4,8$$

• Vérification de la condition aux appuis :

$$T_{\max} = 4,8 \text{ t}$$

$$r = 5,5 \phi = 5,1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

$$d = 7 \text{ cm}$$

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

$$c = a - (d+r) = 25,3 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$c \geq \frac{2T}{b' \sigma'_{bo}} \longrightarrow c > 4,67 \text{ cm}$$

• Calcul des armatures transversales :

utilisant les données ci-dessus, il vient :

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = 5,08 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{, or } \tau_b = 57,06 \text{ kg/cm}^2 \text{ d'où } \tau_b = 3,5 \sqrt{b} = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc } \tau_b < \bar{\tau}_b$$

Les armatures transversales adoptées seront constituées d'un cadre et d'une étrépingle $\phi 8$ correspondant à une section $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ (4 $\phi 8$) et seront espacées de 15 cm en zone courante ; alors que l'espacement en zone nodale vaudra 12,5 cm.

a - Etude au Vent

L'action exercée par le vent sur l'une des faces d'un élément de paroi est considérée comme normale à cet élément.

Par ailleurs, le comportement de l'ouvrage dans la direction parallèle à l'action du vent, est celui d'une console verticale encastrée dans le sol, soumise à une pression répartie sur sa hauteur.

Il en résulte une pression dynamique normale q_n et une pression dynamique extrême q_e données respectivement par les relations suivantes :

$$q_n = q_m \cdot k_m \cdot k_s \cdot S \cdot B \cdot C \cdot S.$$

$$\text{et } q_e = 1,75 q_n$$

. Pression dynamique moyenne :



le passage de la répartition trapézoïdale à la répartition uniforme de la pression dynamique permet l'écriture suivante :

$$q_{moy} = \frac{q_{10} + q_H}{2}, \text{ } q_H \text{ et } q_{10} \text{ étant les pressions s'exerçant à des hauteurs respectivement de } H \text{ et } 10 \text{ m au dessus du sol.}$$

$$q_{10} = 70 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_H = q_{10} \cdot 2,5 \cdot \frac{H+18}{H+60} \text{ avec } 0 < H < 500 \text{ m}$$

$$\text{pour } H = 23,4 \text{ m } \quad q_H = 86,87 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{et } q_m = 78,43 \text{ Kg/m}^2$$

. Effet de masque :

Les constructions environnantes n'ayant pas d'influence sur le bâtiment
 $k_m = 1$

. Effet de site :

pour la zone II et un site exposé , $k_s = 1,3$

. Effet de dimension :

$$H < 30 \text{ m} \implies S = 0,70$$

. Effet parallèle à la direction du vent :

$$\beta = \theta (1 + \gamma z)$$

θ = coefficient global, dépendant du type de construction

γ = coefficient de réponse, dépendant de la période T

z = coefficient de pulsation à chaque niveau

- pour $H = 23,4 \text{ m} < 30 \text{ m} \implies \theta = 0,7$

- $\gamma = \max. (\gamma_x, \gamma_y)$

$$T_y = \frac{0,09 H}{\sqrt{I_y}} = 0,89 \quad T_x = \frac{0,09 H}{I_x} = 0,73 \quad \text{avec} \quad \begin{cases} I_x = 8,4 \text{ m} \\ I_y = 5,6 \text{ m} \\ H = 23,4 \text{ m} \end{cases}$$

d'après les tables du nv 65 :

$$\begin{aligned} T_x = 0,73 &\implies \gamma_x = 0,5 \\ T_y = 0,89 &\implies \gamma_y = 0,6 \end{aligned} \quad \longrightarrow \quad \gamma = \max(0,5 ; 0,6) = 0,6$$

- $H = 23,4 \text{ m} \implies z = 0,34$ (voir nv 65)

$$\begin{aligned} \text{d'où } \beta &= \theta (1 + \gamma z) = 0,84 \text{ avec } \begin{cases} \theta = 0,7 \\ \gamma = 0,6 \\ z = 0,34 \end{cases} \\ \text{et } \beta' &= (0,5 + \frac{0}{2}) = 0,5 \end{aligned}$$

$$\text{finalement } \beta \beta' = 0,71 < 1 \implies \beta = \beta' = 1$$

. Actions intérieure, extérieure :

- paroi au vent : $C = C_e - C_i = 0,8 - (-0,3) = 1,1$

- paroi sous le vent : $C = -0,8$

. Vent Transversal :

$$q_{nt} = q_{moy} \cdot k_m \cdot k_s \cdot S \cdot \beta \cdot C \cdot SL = 78,51 \text{ SL avec } \begin{cases} q_{moy} = 78,43 \\ k_m = 1 \\ k_s = 1,3 \\ S = 0,7 \\ \beta = 1 \\ C = 1,1 \end{cases}$$

./.

NIVEAU	SL	qn	qn Cumulé	qe	qe Cumulé
VI	16,38	1,29	1,29	2,26	2,26
V	32,76	2,57	3,86	4,50	6,76
IV	32,76	2,57	6,43	4,50	11,26
III	32,76	2,57	9	4,50	15,76
II	32,76	2,57	11,57	4,50	20,26
I	16,38	1,29	12,86	2,26	22,52

Vent Longitudinal :
 $q_{nl} = q_{noy} \text{ km. ks. } \beta. C. St = 57,10 \text{ St avec}$
 $St : \text{ surface transversale}$

$$\begin{cases}
 q_n = 78,43 \\
 k_n = 1 \\
 k_s = 1,3 \\
 S = 0,7 \\
 \beta = 1 \\
 c = 0,8
 \end{cases}$$

NIVEAU	SL	qn	qn Cumulé	qe	qe Cumulé
VI	10,92	0,62	0,62	1,08	1,08
V	21,84	1,25	1,87	2,19	3,27
IV	21,84	1,25	3,12	2,19	5,46
III	21,84	1,25	4,37	2,19	7,65
II	21,84	1,25	5,62	2,19	9,84
I	10,92	0,62	6,24	1,08	10,92

b - Etude au séisme (suivant le RPA 81)

Etant donné la forme simple du bâtiment, sa hauteur inférieure à 45 m, et vu qu'il satisfait aux conditions stipulées par le RPA 81 concernant les décrochements, les rigidités, les distances centre de masse - centre de torsion, les rapports masse sur rigidité, considérant tout ce qui précède, l'étude au séisme se fera par la méthode statique équivalente du RPA au lieu d'un calcul dynamique.

Le bâtiment sera donc conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes. Principaux de la structure conformément à la relation.

$$V = ADBQ.W$$

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

W : poids total de la construction

. Détermination des coefficients :

- coefficient d'accélération de zone A :

groupe d'usage 1 $\implies A = 0,25$
zone sismique 2

- facteur d'amplification dynamique moyen D :

La structure étant autostable : $T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}}$

Sens longitudinal : $\left. \begin{array}{l} H = 23,4 \text{ m} \\ L_x = 8,4 \text{ m} \end{array} \right\} \implies T_x = 0,73 \implies D_x = 1,65$

Sens Transversal : $\left. \begin{array}{l} H = 23,4 \text{ m} \\ L_y = 5,6 \text{ m} \end{array} \right\} \implies T_y = 0,89 \implies D_y = 1,5$

- facteur de comportement de la structure B :

l'ossature étant autostable $\implies B = 1/4$

- facteur de qualité Q :

q	Sens Longitudinal	Sens Transversal
Files porteuses	1	1
Surabondance en plan	1	1
Symétrie en plan	0	0
Régularité en élévation	1	1
Contrôle des matériaux	0	0
Contrôle de la Construction	0	0
	1,3	1,3

Sens Longitudinal = 1,3

Sens transversal = 1,3

• Poids de la construction

La surface : 47,04 m²

Le périmètre : 28 m

- Plancher terrasse : Dalle : $0,641 \cdot 47,04 = 30,15$ t

Poutres : $2,5 \cdot 0,4 \cdot 0,5 \cdot 3 (8,4 + 5,6) = 2$ t

Poteaux : $2,5 \cdot 3,9 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 9 = 7,02$ t

Murs Extérieurs : $(1,4 \cdot 0,3 \cdot 3,4 \cdot 0,8 \cdot 28) \frac{1}{2} = 16$ t

Surcharges : $0,1 \cdot 47,04 \cdot 0,5 = 2,35$ t

W 6 = 76,52 t

- Plancher 5 : Dalle : $0,523 \cdot 47,04 = 24,60$ t

Poutres : 21 t

Poteaux : $2,5 \cdot 3,9 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 9 = 14,04$ t

Murs Extérieurs : $1,4 \cdot 0,3 \cdot 3,4 \cdot 0,8 \cdot 28 = 32$ t

Surcharge : $0,4 \cdot 47,04 \cdot 0,5 = 9,41$ t

W 5 = 101,05 t

./.

- Plancher 4,3 : Dalle : 24,60 t
 Poutres : 21 t
 Poteaux : 2,5. 3,9. 0,45. 0,45. 9 = 17,77 t
 Murs Extérieurs : 32 t
 Surcharges : 9,41 t
 $W_4 = W_3 = 104,78 \text{ t}$

- Plancher 2,1 : Dalle : 24,60 t
 Poutres : 21 t
 Poteaux : 2,5. 3,9. 0,5. 0,5. 9 = 21,94 t
 Murs Extérieurs : 32 t
 Surcharges : 9,41 t
 $W_2 = W_1 = 108,95 \text{ t}$
 d'où $= \sum_{i=1}^6 W_i = 605,03 \text{ t}$

. Force sismique latérale totale V :

Sens Long. $V_x = (0,25. 1,65. 0,25. 1,3) 605,03 = 81,11 \text{ t}$

Sens Trans. $V_y = (0,25. 1,5. 0,25. 1,3) 605,03 = 73,74 \text{ t}$

. Distribution des forces latérales :

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

$$V = F_t + \sum_j F_j \quad \text{où } F_j : \text{force concentrée au sommet de la structure}$$

$$F_t : 0,07.T. V \quad (F_t < 0,25 V)$$

Dans le sens long. : $T = 0,73 \approx 0,7 \implies F_t = 0$

Dans le sens transv. : $T = 0,89 \approx 0,7 \implies F_t = 0$

Il en résulte : $V = \sum_j F_j$ avec $F_j = V \frac{W_j H_j}{\sum W_j H_j}$

Cette formule traduit le fait que la force F_j à chaque niveau désigné par (j), doit être répartie sur la surface du bâtiment en accord avec la distribution des masses.

./.

Les résultats obtenus sont reproduits dans le tableau ci-dessous :

NIVEAU	W_j (t)	h_j (m)	$W_j h_j$ (tm)	F_{jx}^c (t)	$F_{j\bar{x}}^c$ (t)	F_{jy} (t)	$F_{j\bar{y}}^c$ (t)
VI	76,52	23,4	1790,57	18,38	18,38	16,71	16,71
V	101,05	19,5	1970,47	20,24	38,62	18,39	35,1
IV	104,78	15,6	1634,57	16,79	55,41	15,27	50,37
III	104,78	11,7	1225,93	12,60	68,01	11,45	61,82
II	108,95	7,8	849,81	8,73	76,74	7,95	69,77
I	108,95	3,9	424,90	4,36	81,10	3,97	73,74
Σ			7900				

Calcul des efforts par la méthode de Muto :

C'est une méthode approchée qui permet d'analyser une structure constituée de portiques sollicités par des efforts horizontaux (vent - séisme), basée sur les rigidités de niveau, d'étage dont Muto propose des formules approchées.

Cette méthode permet en une première étape de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux correspondantes des différents portiques et en une deuxième étape d'en déduire les moments fléchissants dans les poteaux et poutres.

Les étapes suivantes permettront de calculer les rigidités d'étage.

D'autre part les calculs intermédiaires seront récapitulés dans un premier tableau.

- Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

$$k_{\text{poteau}} = \left(\frac{I}{h} \right)_{\text{poteau}} \quad k_{\text{poutre}} = \left(\frac{I}{l} \right)_{\text{poutre}}$$

./.

- Calcul des coefficients \bar{K} et a_j dans les deux sens x et y :

$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2 k_p} \quad \bar{K} = \frac{k_1 + K_2}{2 k_p} \quad \bar{k} = \frac{k_1 + k_2}{k_p} \quad k = \frac{k_1}{k_p}$$

$$a = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

$$a = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

$$a = \frac{0,5 + \bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

$$a = \frac{0,5 + \bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

- Calcul des raideurs des poteaux corrigées $a_j k_j$ suivant x et y

- calcul des rigidités relatives de niveaux corrigées des portiques

$$R_j = \frac{12 E}{h^2} \sum_i a_j k_{pj} \quad (E = 3,5 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2)$$

Les poteaux d'un même niveau supposés avoir le même déplacement.

- Calcul des rigidités relatives d'étages :

$$R_j = \sum_{l=1}^{l=m} R_j^l$$

./.

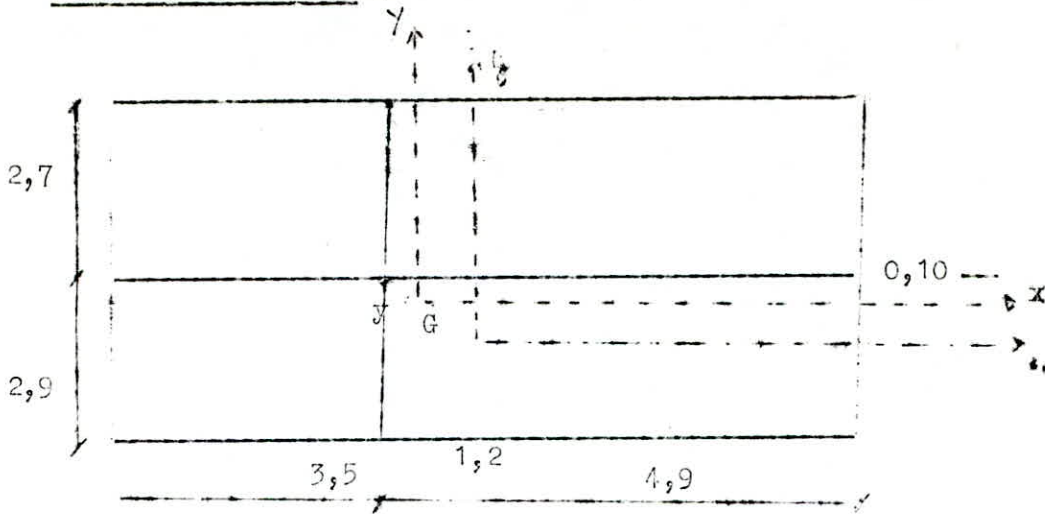
Rigidités relatives d'étage
Portiques longitudinaux

Niv	lot	\bar{K}	a	K_p	$a K_p$	$D_j = \sum a K_p$	$a K_r / D_j$	R_j	R_i
I	1	0,89	0,48	13,35	6,42	19,84	0,32	547,85	1643,55
	2	1,53	0,57	"	7,67		0,39		
	3	0,64	0,43	"	5,75		0,29		
II	1	0,89	0,31	13,35	4,11	13,14	0,31	362,84	1088,52
	2	1,53	0,43	"	5,79		0,44		
	3	0,64	0,24	"	3,24		0,25		
III et IV	1	1,36	0,40	8,76	3,54	11,11	0,32	306,78	980,35
	2	2,33	0,54	"	4,71		0,42		
	3	0,97	0,33	"	2,86		0,26		
V et VI	1	2,18	0,52	5,47	2,85	8,80	0,32	243	729
	2	3,73	0,65	"	3,56		0,40		
	3	1,55	0,44	"	2,39		0,27		

Portiques transversaux

I	1	1,02	0,50	13,35	6,72	22,34	0,30	616,88	1850,64
	2	2,23	0,65	"	8,62		0,39		
	3	1,16	0,52	"	7,80		0,31		
II	1	1,02	0,34	13,35	4,51	16,45	0,27	454,24	1362,72
	2	2,23	0,53	"	7,04		0,43		
	3	1,16	0,37	"	4,90		0,30		
III et IV	1	1,64	0,45	8,76	3,95	13,57	0,29	374,77	1124,14
	2	3,40	0,63	"	5,52		0,41		
	3	1,76	0,47	"	4,10		0,30		
V et VI	1	2,63	0,57	5,47	3,10	10,53	0,30	284,25	853,25
	2	5,45	0,73	"	4,00		0,39		
	3	2,82	0,58	"	3,20		0,31		

Etude de la torsion :



Les centres de torsion des différents niveaux sont obtenus selon les relations

$$x_c = \frac{\sum R_j y_j x_j}{\sum R_j y_j} \quad \text{et} \quad y_c = \frac{\sum R_j x_j y_j}{\sum R_j x_j}$$

NIVEAU	1	2	3	4	5	6
x_c (m)	- 0,40	- 0,40	-0,40	-0,40	-0,40	-0,40
y_c (m)	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033

Il est à remarquer qu'il sera tenu compte d'une excentricité accidentelle $CG = 5\% L = 0,42$ m vu que celle-ci est plus importante que l'excentricité théorique, considérant le nouveau repère CXY , les rigidités à la torsion seront calculées comme suit :

$$R_{j0} = \sum_{k=1}^{t=k} R_j y_j (x_j^t)^2 + \sum_{l=1}^{l=m} R_j x_j (y_j^l)^2$$

NIVEAU	1	2	3	4	5	6
$R_{j0} (x10^{-10})$	2,953	2,023	1,700	1,700	1,327	1,327

Calcul des efforts tranchants de niveau revenant aux portiques :

Ces efforts sont obtenus d'après les relations :

$$T_{jx}^1 = W_j \times \frac{R_{jx}^1}{R_{jx}} + T_j \frac{R_j \times y_j}{R_{jo}} \gamma_G$$

$$T_{jy}^t = T_{jy} \frac{R_{jy}}{R_{jy}} + T_{jy} \frac{R_{jy} \times x_j^t}{R_{jo}} X_G$$

avec T_{jx} et T_{jy} les efforts tranchants de niveau calculés antérieurement.
Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Suivant X

Niveau Portique	1	2	3	4	5	6
A	25,28	24,04	21,24	17,30	12,05	5,73
B	26,99	25,54	22,63	18,44	12,85	6,11
C	28,82	27,15	24,13	19,66	13,71	6,52

Suivant y

Niveau Portique	1	2	3	4	5	6
I	22,12	20,77	18,43	15,02	10,5	5,00
II	24,06	22,74	20,15	16,42	11,45	5,45
III	27,58	26,27	23,24	18,94	13,15	6,26

Les efforts étant assez proches entre les différents portiques dans les deux sens, ceux-ci seront assimilés (dans l'étude du séisme) au plus chargé, à savoir le C dans le sens longitudinal et le III dans le sens transversal.

La deuxième étape de calcul concernera les moments qui seront déduits des

étapes intermédiaires suivantes :

- calcul des efforts tranchants de niveau revenant aux poteaux :

$$t_j = \frac{a_j k_j}{\sum a_j k_j} \quad T_j = \frac{a_j k_j}{D_j} T_j$$

- Détermination de la position du point de moment nul :

$$z = yh$$

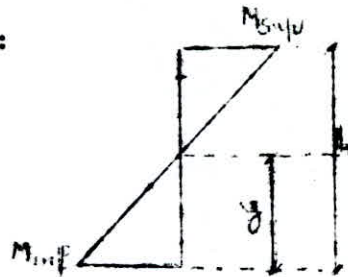
$$\text{avec } y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

où y_0, y_1, y_2, y_3 sont donnés par les tables

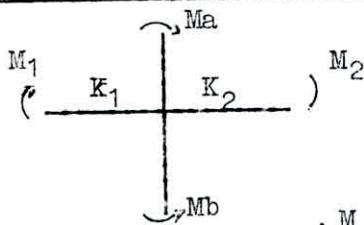
- calcul des moments en tête des poteaux :

$$M_{\text{sup}} = t(h-z)$$

$$M_{\text{inf}} = tz$$

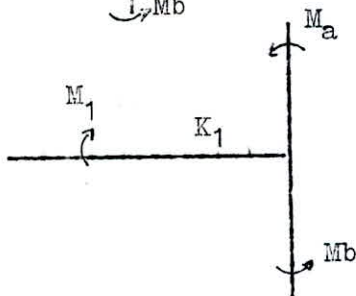


- Calcul des moments dans les poutres :



$$\Rightarrow M_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$

$$M_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$



$$\Rightarrow M_1 = M_a + M_b$$

Les résultats développés sont résumés dans les tableaux suivants :

MOMENTS DANS LES POTEAUX

SUIVANT X

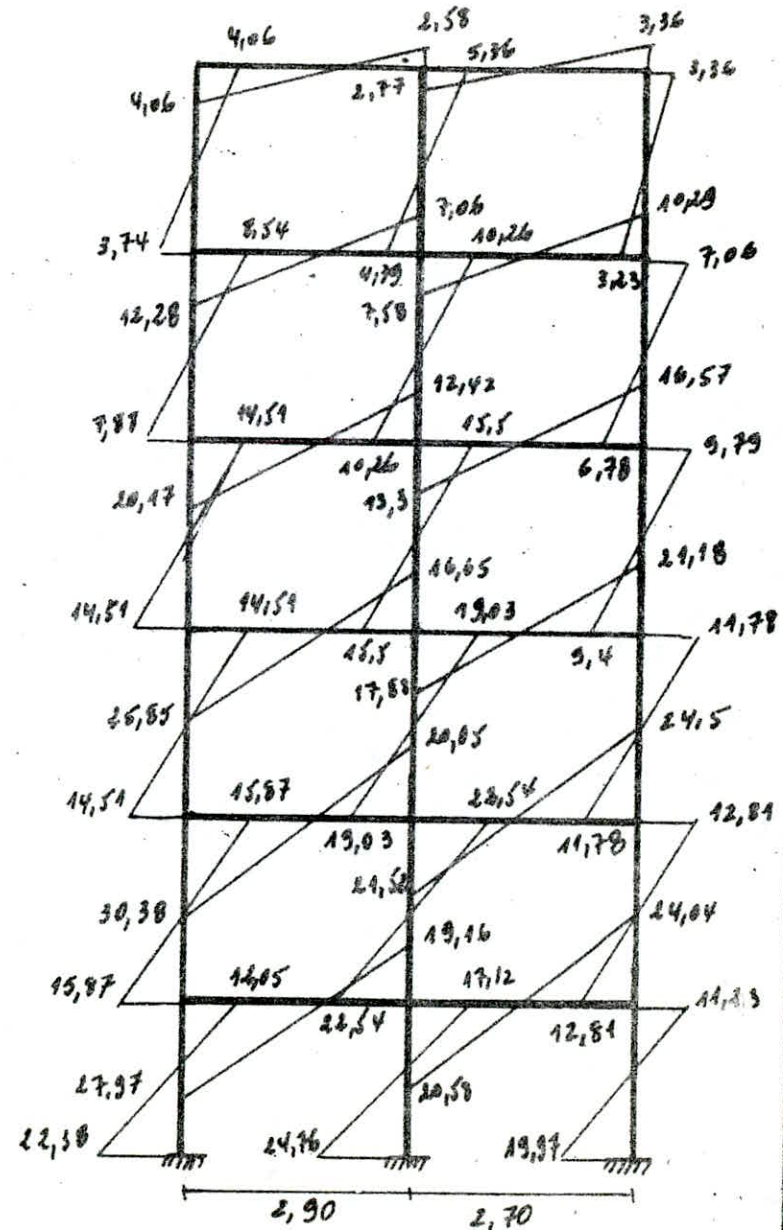
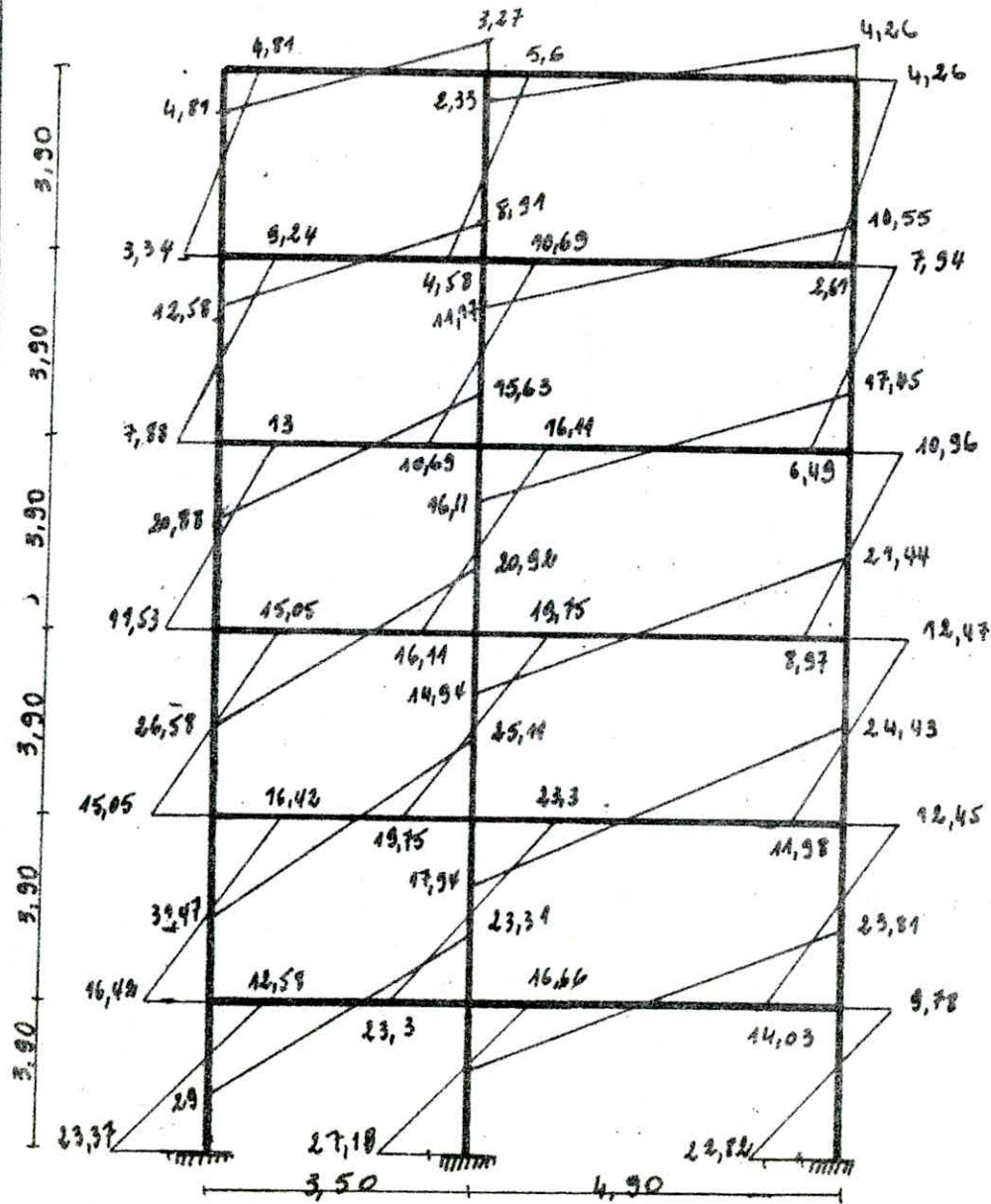
Niveau	Lot	\bar{K}	$a K_p / b_j$	T_i	t_i	η	M_{inf}	M_{sup}
VI	1	0,89	0,32	20,02	9,22	0,65	23,37	12,58
	2	1,53	0,39	"	11,24	0,62	27,18	16,66
	3	0,64	0,29	"	8,36	0,70	22,82	9,78
V	1	0,89	0,31	27,15	8,42	0,50	16,42	16,42
	2	1,53	0,44	"	11,95	0,50	23,30	23,30
	3	0,64	0,25	"	6,79	0,53	14,03	12,45
IV	1	1,36	0,32	24,13	7,72	0,50	15,05	15,05
	2	2,33	0,42	"	10,13	"	19,75	19,75
	3	0,97	0,26	"	6,27	0,49	11,98	12,47
III	1	1,36	0,32	19,66	6,29	0,47	11,53	13,00
	2	2,33	0,42	"	8,26	0,50	16,11	16,11
	3	0,97	0,26	"	5,11	0,45	8,97	10,96
II	1	2,18	0,32	13,71	4,39	0,46	7,88	9,24
	2	3,73	0,40	"	5,48	0,50	10,69	10,69
	3	1,55	0,27	"	3,70	0,45	6,49	7,94
I	1	2,18	0,32	6,52	2,09	0,41	3,34	4,81
	2	3,73	0,40	"	2,61	0,45	4,58	5,60
	3	1,55	0,27	"	1,76	0,38	2,61	4,26

Moments dans les poteaux

Suivant y

niv	Pot	\bar{K}	aK_p/D_j	T_i	t_i	y_0	M_{inf}	M_{sup}
I	1	1,02	0,32	27,58	8,83	0,65	22,38	12,05
	2	2,23	0,33	"	10,76	0,59	24,76	17,20
	3	1,16	0,29	"	8,00	0,64	19,97	11,23
II	1	1,02	0,31	26,27	8,14	0,50	15,87	15,87
	2	2,23	0,44	"	11,56	0,50	22,54	22,54
	3	1,16	0,25	"	6,57	0,50	12,81	12,81
III	1	1,64	0,32	23,24	7,44	0,50	14,51	14,51
	2	3,4	0,42	"	9,76	0,50	19,03	19,03
	3	1,76	0,26	"	6,04	0,50	11,78	11,78
IV	1	1,64	0,32	18,94	6,06	0,48	11,34	12,29
	2	3,4	0,42	"	7,95	0,50	15,50	15,50
	3	1,76	0,26	"	4,92	0,49	9,40	9,79
V	1	2,63	0,32	13,15	4,21	0,48	7,88	8,54
	2	5,45	0,40	"	5,26	0,50	10,26	10,26
	3	2,82	0,27	"	3,55	0,49	6,78	7,06
VI	1	2,63	0,32	6,26	2,00	0,48	3,74	4,06
	2	5,45	0,40	"	2,50	0,45	4,39	5,36
	3	2,82	0,27	"	1,69	0,49	3,23	3,36

diagramme des moments flechissants sous le seisme
 - Portiques longitudinaux - Portiques transversaux -



VERIFICATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS DE NIVEAU :

Ils sont donnés par la relation : $\Delta_j = \frac{T_j}{R_j}$

PORTIQUE LONGITUDINAL (C()) PORTIQUE TRANSVERSAL III

NIV.	Rx	Tx	$\Delta x(m)$	$Sx = \sum \Delta$	Ry	Ty	Δy	$Sy = \sum \Delta y$
VI	243	6,52	0,268	3,534	234,42	6,26	0,220	2,832
V	243	13,71	0,564	3,266;	234,42	13,15	0,462	2,612
IV	306,78	19,66	0,641	2,702	374,71	18,94	0,505	2,15
III	306,78	24,13	0,787	2,061	374,71	23,24	0,620	1,645
II	362,84	27,15	0,748	1,274	454,24	26,27	0,578	1,025
I	347,85	28,82	0,526	0,526	616,88	27,58	0,447	0,47

Les valeurs des déplacements relatifs de niveaux doivent être comparées avec les valeurs admissibles tolérées par les normes.

NIVEAU	Δx	$\frac{1}{2B} \Delta x$	Δy	$\frac{1}{2B} y$	$0,0075 \frac{h_j}{m}$
VI	0,268	0,536	0,220	0,44	2,925
V	0,564	1,128	0,462	0,924	"
IV	0,641	1,282	0,505	1,01	"
III	0,787	1,574	0,620	1,24	"
II	0,748	1,496	0,578	1,156	"
I	0,526	1,052	0,447	0,894	"

• Conclusion sur l'étude des charges horizontales :

D'après l'étude qui précède, deux conclusions principales peuvent être déduites :

- 1 - les forces dues au séisme sont plus préjudiciables pour la structure en question que les forces dues au vent.

- 2 - les déplacements relatifs de niveaux sont en deça des déplacements critiques, avec l'hypothèse de base que les poteaux d'un même niveau ont un même déplacement.

- \sum H A R G E S V E R T I C A L E S -

Le calcul des efforts dans les portiques sous les charges verticales se fera par la méthode de Caquot applicable aux éléments de plancher constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis.

La méthode étant exposée en annexe A du CCBA 68, on se bornera à présenter brièvement les formules dont seront déduites les valeurs des tableaux récapitulatifs.

- Calcul des hauteurs fictives et des raideurs correspondantes :

$$h'n = 0,9h_n \text{ (0,8 pour les noeuds de l'avant dernier plancher)}$$

$$h's = 0,8 h_s$$

$$k_n = \frac{I_n}{h'n}$$

$$k_s = \frac{I_s}{h's}$$

- Calcul des travées fictives et des raideurs correspondantes :

$$l'e = 0,8 l_e \implies k_e = \frac{I_e}{l'e}$$

$$l'w = 0,8 l_w \implies k_w = \frac{I_w}{l'w}$$

Cas particulier :

noeuds voisins de rive	(($l'w = \chi l_w$	$\chi = 0,8$	si $k_s + k_n \geq 1,5 k_e$
				$\chi = 1 - \frac{k_s + k_n}{7,5 k_e}$	si $k_s + k_n < 1,5 k_e$
	(($l'e = \chi l_e$	$\chi = 0,8$	si $k_s + k_n \geq 1,5 k_w$
				$\chi = 1 - \frac{k_s + k_n}{7,5 k_e}$	si $k_s + k_n < 1,5 k_w$

- Calcul de la somme D = Kn + Ks + ke + kw

- Calcul des moments fictifs aux noeuds :

$$M'w = qw \frac{l'w^2}{8,5}$$

$$M'e = qe \frac{l'e^2}{8,5}$$

- Calcul des moments réels aux noeuds :

	Noeuds de Gauche	Noeuds Intermédiaires	Noeuds de Droite
M w	/	$M'e \frac{Kw}{D} + M'w \frac{(1-Kw)}{D}$	$M'w (1 - Kw/D)$
Me	$M'e (1 - Ke /D)$	$M'w \frac{Ke}{D} + M'e (1 - \frac{Ke}{D})$	/
Ms	$M'e \cdot Ks /D$	$\frac{Ks}{D} (M'e - M'w)$	$M'w Ks /D$
Mn	$M'e \cdot Kn/D$	$Mn = \frac{Kn}{D} (M'e - M'w)$	$M'w Kn/D$

- Calcul des moments entravées :

$$Mt = Mo - \frac{Mi-1, e}{2} + \frac{Mi, w}{2} ; Mo : \text{Moment isostatique}$$

- Calcul des efforts tranchants aux noeuds :

$$Ti-1, e = \frac{ql}{2} + \frac{Mi-1, e}{1} - \frac{Mi, w}{1}$$

$$Ti, w = -\frac{ql}{2} + \frac{Mi-1, e}{1} - \frac{Mi, w}{1}$$

- Calcul des efforts normaux :

$$Ni-1 = Ti-1, e - Ti-1, w$$

$$Ni = Ti, e - Ti, w$$

REMARQUES :

- . Les hauteurs et portées libres sont prises entre nus d'appuis
- . Les indices e, w, n, s correspondent respectivement à : est, ouest, nord, sud.

DETERMINATION DES CHARGES VERTICIALES REVENANT AUX PORTIQUES :

Sous les charges permanentes et les surcharges d'exploitation, deux portiques longitudinaux et deux portiques transversaux seront étudiés :

- A (ou C) et B suivant x puis I et II (ou III) suivant y.

. Portique A

Plancher Terrasse

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Plancher : } 2,5 \cdot 0,4 \cdot 0,5 = 0,5 \text{ t/m} \\ \text{Poutres : } 0,641 \cdot \frac{2,8}{2} = 0,90 \\ \text{Acrotère : } 2,5 \cdot 0,75 \cdot 0,1 = 0,19 \\ \text{Surcharges : } 0,1 \cdot \frac{2,8}{2} = 0,14 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} G = 1,59 \text{ t/m} \\ P = 0,14 \text{ t/m} \end{array}$$

Plancher courant

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Plancher : } 0,523 \cdot \frac{2,8}{2} = 0,73 \text{ t/m} \\ \text{Poutres : } 2,5 \cdot 0,4 \cdot 0,5 = 0,5 \\ \text{Murs Extérieurs : } 1,4 \cdot 3,4 \cdot 0,3 \cdot 0,8 = 1,14 \\ \text{Surcharges : } 0,4 \cdot \frac{2,8}{2} = 0,56 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} G = 2,37 \text{ t/m} \\ P = 0,56 \text{ t/m} \end{array}$$

. Portique B :

Plancher Terrasse

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Plancher } 0,641 \cdot 2,8 = 1,79 \\ \text{Poutres : } 2,5 \cdot 0,4 \cdot 0,5 = 0,5 \\ \text{Surcharges : } 0,1 \cdot 2,8 = 0,28 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} G = 2,29 \text{ t/m} \\ P = 0,28 \text{ t/m} \end{array}$$

Plancher Courant

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Plancher : } 0,523 \cdot 2,8 = 1,46 \\ \text{Poutres : } 2,5 \cdot 0,4 \cdot 0,5 = 0,5 \\ \text{Surcharges : } 0,4 \cdot 2,8 = 1,12 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} G = 1,96 \text{ t/m} \\ P = 1,12 \text{ t/m} \end{array}$$

. Portique I : (non porteur)

Planchers terrasse et courant $\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres : } 2,5 \cdot 0,4 \cdot 0,5 = 0,5 \\ \frac{1}{2} \text{ hourdis : } 2,5 \cdot \frac{0,65}{2} \cdot 0,2 = 0,16 \end{array} \right. \implies \begin{array}{l} G = 0,66 \text{ t/m} \\ P = 0 \end{array}$

. Portique II : (non porteur)

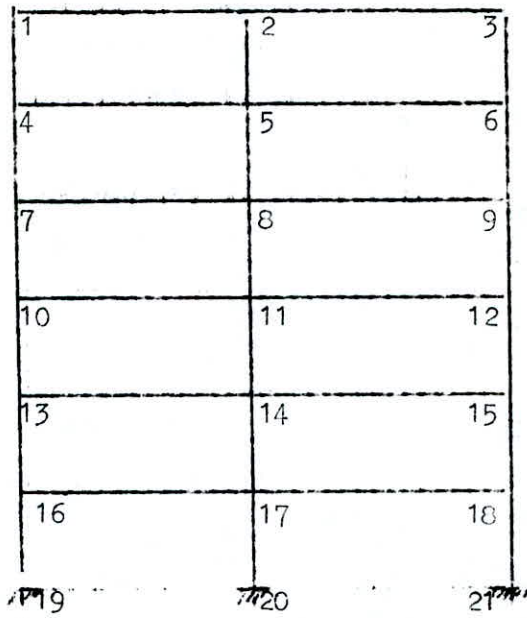
Niveau Terrasse $\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres : } 2,5 \cdot 0,4 \cdot 0,5 = 0,5 \\ 1 \text{ hourdis : } 2,5 \cdot 0,65 \cdot 0,2 = 0,32 \end{array} \right. \implies \begin{array}{l} G = 0,82 \text{ t/m} \\ P = 0 \end{array}$

Niveau courant : $\left\{ \begin{array}{l} \text{POUTRES (2,7)} \\ \text{POUTRES (2,9)} \end{array} \right. \begin{array}{l} \left(\begin{array}{l} \text{Poutres : } 0,5 \\ \text{hourdis : } 0,32 \end{array} \right) \implies \begin{array}{l} G = 2,86 \text{ t/m} \\ P = 0 \end{array} \\ \left(\begin{array}{l} \text{poutres : } 0,5 \\ \text{G(escaliers) : } 2,04 \\ \text{P(escaliers) : } 0,98 \\ \text{1 hourdis : } 0,32 \end{array} \right) \implies \begin{array}{l} G = 2,86 \text{ t/m} \\ P = 0,98 \text{ t/m} \end{array} \end{array}$

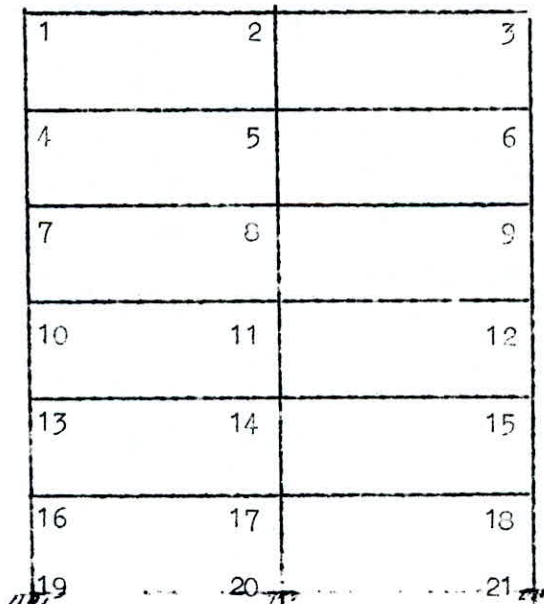
Les valeurs ci-dessus sont reportées dans le tableau suivant :

Portique							
Plancher		A	B	I	II		
TERRASSE	G	1,59	2,29	0,66	0,82		
	P	0,14	0,28	0	0	POUTRE	
COURANT	G	2,37	1,96	0,66	0,82	2,7	
					2,86	2,9	
	P	0,56	1,12	0	0	2,7	
					0,98	2,9	

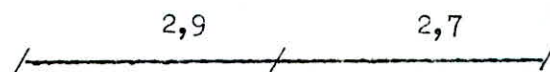
Quant à la numérotation des noeuds, elle apparaît dans les schémas ci-dessus :



Portique Longitudinal



Portique transversal



PORTIQUES LONGITUDINAUX (NIVEAUX 1, 2, 3)

Niveau	III			II			I		
Noeud	10	11	12	13	14	15	16	17	18
l_w (m)	/	3,05	4,45	/	3,00	4,40	/	3,00	4,40
l_c (m)	3,05	4,45	/	3,00	4,40	/	3,00	4,40	/
h_n (m)	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40
h_s (m)	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40
$I_w = I_o (10^{-4})$ (m ⁴)	41,67	41,67	41,67	41,67	41,67	41,67	41,67	41,67	41,67
I_n (m ⁴) 10^{-4}	34,17	34,17	34,17	34,17	34,17	34,17	34,17	52,08	52,08
I_s (m ⁴) 10^{-4}	34,17	34,17	34,17	52,08	52,08	52,08	52,08	52,08	52,08
l'_w (m)	/	2,45	3,56	/	2,40	3,52	/	2,40	3,52
l'_c (m)	2,44	3,56	/	2,40	3,52	/	2,40	3,52	/
h'_n (m)	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72
h'_s (m)	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72
K_w (m ³) 10^{-4}	/	17,00	11,70	/	17,36	11,84	/	17,36	11,84
K_c (m ³) 10^{-4}	17,08	11,70	/	17,36	11,84	/	17,36	11,84	/
K_n (m ³) 10^{-4}	12,56	12,56	12,56	12,56	12,56	12,56	19,15	19,15	19,15
K_s (m ³) 10^{-4}	12,56	12,56	12,56	19,15	19,15	19,15	19,15	19,15	19,15
D (m ³) 10^{-4}	42,20	53,81	36,82	49,07	60,91	43,55	55,66	67,50	50,14

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

PORTIQUE LONGITUDINAUX (NIVEAUX 4, 5, 6)

Niveau	VI			V			IV		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$l_w(m)$	/	3,10	4,50	/	3,10	4,50	/	3,05	4,45
$l_e(m)$	3,10	4,50	/	3,10	4,50	/	3,05	4,45	/
$h_n(m)$	/	/	/	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40
$h_s(m)$	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40
$I_w = I_e (10^{-4})$	41,67	41,67	41,67	41,67	41,67	41,67	41,67	41,67	41,67
$I_n (10^{-4})$	/	/	/	21,33	21,33	21,33	21,33	21,33	21,33
$I_s (10^{-4})$	21,33	21,33	21,33	21,33	21,33	21,33	21,33	21,33	21,33
$l'_w(m)$	/	2,92	3,60	/	2,73	3,60	/	2,56	3,56
$l'_e(m)$	2,48	3,60	/	2,48	3,60	/	2,44	3,56	/
$h'_n(m)$	/	/	/	3,06	3,06	3,06	2,72	2,72	2,72
$h'_s(m)$	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72
$K_w (m^3)$	/	14,32	11,57	/	15,27	11,57	/	16,26	11,70
$K_e (m^3)$	16,80	11,57	/	16,80	11,57	/	16,26	11,70	/
$K_n (m^3)$	/	/	/	6,97	6,97	6,97	7,84	7,84	7,84
$K_s (m^3)$	7,84	7,84	7,84	7,84	7,84	7,84	12,56	12,56	12,56
$D (m^3)$	24,64	33,73	19,41	31,61	41,65	26,38	37,48	48,36	32,10

PORTIQUE A

niv	noeud	M _{uw}	M _{ue}	M _{us}	M _e	M _m	M _s
VI	1	/	1,15	/	0,37	/	0,37
	2	1,58	2,42	1,94	2,13	/	0,19
	3	2,42	/	0,98	/	/	0,98
	4	/	1,72	/	0,81	0,38	0,43
V	5	2,08	3,61	2,64	3,18	0,26	0,29
	6	3,61	/	2,03	/	0,95	1,07
	7	/	1,66	/	0,90	0,35	0,56
	8	1,83	3,53	2,40	3,12	0,28	0,44
IV	9	3,53	/	2,24	/	0,86	1,38
	10	/	1,66	/	0,99	0,49	0,49
	11	1,67	3,53	2,26	3,13	0,43	0,43
	12	3,53	/	2,41	/	1,20	1,20
III	13	/	1,61	/	1,04	0,41	0,63
	14	1,61	3,45	2,13	3,09	0,38	0,58
	15	3,45	/	2,51	/	0,99	1,52
II	16	/	1,61	/	1,41	0,55	0,55
	17	1,61	3,45	2,08	3,13	0,52	0,52
I	18	3,45	/	2,63	/	1,32	1,32

PORTIQUE B

niv	noeud	M _{uw}	M _{ue}	M _{us}	M _e	M _m	M _s
VI	1	/	1,66	/	0,53	/	0,53
	2	2,28	3,48	2,79	3,07	/	0,27
	3	3,48	/	1,41	/	/	1,41
	4	/	1,42	/	0,67	0,31	0,36
V	5	1,72	2,98	2,18	2,63	0,21	0,24
	6	2,98	/	1,68	/	0,79	0,88
	7	/	1,37	/	0,74	0,29	0,46
	8	1,51	2,92	1,98	2,58	0,23	0,36
IV	9	2,92	/	1,85	/	0,71	1,14
	10	/	1,37	/	0,82	0,40	0,40
	11	1,38	2,92	1,87	2,59	0,36	0,36
	12	2,92	/	1,99	/	0,99	0,99
III	13	/	1,33	/	0,86	0,34	0,52
	14	1,33	2,85	1,76	2,55	0,31	0,48
	15	2,85	/	2,08	/	0,82	1,26
II	16	/	1,33	/	0,92	0,45	0,45
	17	1,33	2,85	1,72	2,59	0,41	0,41
I	18	2,85	/	2,17	/	1,09	1,09

PORTIQUE A

I		II		III		IV		V		VI		miv
17-18	16-17	14-15	13-14	11-12	10-11	8-9	7-8	5-6	4-5	2-3	1-2	Poutre
7,11	3,63	7,11	3,63	7,11	3,63	7,11	3,63	7,11	3,63	4,77	2,43	Mo
3,13	1,11	3,09	1,04	3,13	0,99	3,12	0,90	3,18	0,81	2,13	0,37	Mi-e
2,63	2,08	2,51	2,13	2,41	2,26	2,24	2,40	2,03	2,64	0,98	1,94	Mi-w
3,75	2,14	4,31	2,05	4,34	2,00	4,43	1,98	4,50	1,90	3,21	1,27	Mt
5,81	4,15	5,81	4,15	5,81	4,15	5,81	4,15	5,81	4,15	3,9	2,78	θ
5,91	3,87	5,93	3,84	5,96	3,79	6,00	3,72	6,05	3,63	4,13	2,33	Ti-e
-5,71	-4,43	-5,70	-4,46	-5,66	-4,51	-5,63	-4,58	-5,57	-4,67	-3,66	-3,23	Ti-w

PORTIQUE B

I		II		III		IV		V		VI		miv
17-18	16-17	14-15	13-14	11-12	10-11	8-9	7-8	5-6	4-5	2-3	1-2	Poutre
5,88	3,00	5,88	3,00	5,88	3,00	5,88	3,00	5,88	3,00	6,87	3,50	Mo
2,59	0,92	2,55	0,86	2,59	0,82	2,58	0,74	2,63	0,67	3,07	0,53	Mi-e
2,17	1,72	2,08	1,76	1,99	1,87	1,85	1,98	1,68	2,18	1,41	2,79	Mi-w
3,10	1,77	3,57	1,69	3,59	1,65	3,66	1,64	3,72	1,57	4,62	1,83	Mt
4,80	3,43	4,80	3,43	4,80	3,43	4,80	3,43	4,80	3,43	5,62	4,00	θ
4,89	3,20	4,90	3,18	4,93	3,13	4,96	3,08	5,00	3,00	5,95	3,36	Ti-e
-4,72	-3,66	-4,71	-3,69	-4,68	-3,73	-4,66	-3,79	-4,61	-3,86	-5,27	-4,65	Ti-w

EFFORTS NORMAUX AUX APPUIS SOUS G

PORTIQUE A

PORTIQUE B

NIVEAU	Rot	$T_{i,w}$	$T_{i,e}$	N_{poup}	N
VI	1-4	/	2,33	/	2,33
	3-6	-3,66	/	/	-3,66
	2-5	-3,23	4,13	/	7,36
V	4-7	/	3,63	2,33	5,96
	6-9	-5,57	/	-3,66	1,91
	5-8	-4,67	6,05	7,36	10,08
IV	7-10	/	3,72	5,96	9,68
	9-12	-5,63	/	1,91	7,54
	8-11	-4,58	6,00	10,08	20,66
III	10-13	/	3,79	9,68	13,47
	12-15	-5,66	/	7,54	13,20
	11-14	5,96	-4,51	20,66	10,19
II	13-16	/	3,84	13,47	17,31
	15-18	-5,70	/	13,20	10,90
	14-17	-4,46	5,93	10,19	20,50
I	16-19	/	3,07	17,33	21,20
	18-21	-5,71	/	10,9	24,61
	17-20	5,91	-4,13	20,55	10,21

NIVEAU	Rot	$T_{i,w}$	$T_{i,e}$	N_{poup}	N
VI	1-4	/	3,36	/	3,36
	3-6	-5,27	/	/	5,27
	2-5	-4,65	5,95	/	10,60
V	4-7	/	3,00	3,36	6,36
	6-9	-4,67	/	-5,27	-0,66
	5-8	-3,86	5,00	10,60	19,46
IV	7-10	/	3,08	6,36	9,44
	9-12	-4,66	/	-0,66	4,00
	8-11	4,96	-3,79	19,46	10,71
III	10-13	/	3,13	9,44	12,57
	12-15	-4,68	/	4,00	8,68
	11-14	-3,73	4,93	10,71	19,37
II	13-16	/	3,19	12,57	15,76
	15-18	-4,71	/	8,68	13,96
	14-17	-3,69	4,90	19,37	27,96
I	16-19	/	3,20	15,76	10,96
	18-21	-4,72	/	13,39	10,71
	17-20	-3,66	4,89	27,94	10,11

PORTIQUE A

Niveau		VI		V		IV		III		II		I							
Noeud		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
M'_w	/	0,14	0,21	0,21	/	0,49	0,85	/	0,43	0,83	/	0,39	0,83	/	0,38	0,81	/	0,38	0,81
M'_e	0,10	0,21	/	/	0,41	0,85	/	0,83	0,83	/	0,39	0,83	/	0,38	0,81	/	0,38	0,81	/
M_w	/	0,17	0,86	/	/	0,62	0,48	/	0,57	0,53	/	0,57	0,57	/	0,59	0,59	/	0,49	0,62
M_e	0,03	0,19	/	/	0,19	0,75	/	0,74	0,74	/	0,23	0,74	/	0,15	0,73	/	0,25	0,74	/
M_n	/	/	/	/	0,09	0,06	/	0,07	0,10	/	0,12	0,10	/	0,09	0,09	/	0,13	0,12	/
M_s	0,03	0,19	0,86	/	0,10	0,07	0,25	/	0,10	0,33	/	0,12	0,28	0,15	0,14	0,36	/	0,12	0,31

PORTIQUE B

Niveau		VI		V		IV		III		II		I							
Noeud		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
M'_w	/	0,28	0,42	0,42	/	0,98	1,70	/	0,86	1,66	/	0,98	1,66	/	0,76	1,62	/	0,76	1,62
M'_e	0,20	0,42	/	/	0,82	1,70	/	1,66	1,66	/	0,78	1,66	/	0,76	1,62	/	0,76	1,62	/
M_w	/	0,34	0,172	/	/	4,24	0,96	/	4,14	1,06	/	1,06	1,14	/	1,00	1,18	/	0,98	1,24
M_e	0,07	0,38	/	/	0,30	1,50	/	0,42	1,45	/	0,46	1,48	/	0,50	1,46	/	0,52	1,48	/
M_n	/	/	/	/	0,18	0,12	/	0,16	0,14	/	0,20	0,20	/	0,194	0,80	/	0,26	0,24	/
M_s	0,07	0,34	0,17	/	0,20	0,14	0,50	/	0,20	0,66	0,24	0,22	0,56	0,30	0,28	0,72	0,26	0,24	0,62

MOMENTS ENTRAVEES ET EFFORTS TRANCHANTS SOUS P

PORTIQUE A

miv	VI		V		IV		III		II		I	
	1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12	13-14	14-15	16-17	17-18
M_0	0,21	0,42	0,86	1,68	0,86	1,68	0,86	1,68	0,86	1,68	0,86	1,68
$M_{1,2}$	0,03	0,19	0,19	0,75	0,21	0,74	0,23	0,74	0,25	0,73	0,26	0,74
$M_{1,2}^w$	0,17	0,09	0,62	0,48	0,57	0,53	0,53	0,57	0,50	0,59	0,49	0,62
M_c	0,11	0,28	0,45	1,06	0,47	1,05	0,47	1,02	0,48	1,02	0,53	0,89
θ	0,24	0,34	0,98	1,37	0,98	1,37	0,98	1,37	0,98	1,37	0,98	1,37
$T_{1,2}$	0,20	0,36	0,86	1,43	0,88	1,42	0,89	1,41	0,91	1,40	0,91	1,40
$T_{1,2}^w$	-0,28	-0,32	-1,10	-1,32	-1,08	-1,33	-1,07	-1,34	-1,05	-1,35	-1,05	-1,35

PORTIQUE B

miv	VI		V		IV		III		II		I	
	1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12	13-14	14-15	16-17	17-18
M_0	0,42	0,84	1,72	3,36	1,72	3,36	1,72	3,26	1,72	3,36	1,72	3,36
$M_{1,2}$	0,06	0,38	0,38	1,50	0,42	1,48	0,46	1,48	0,50	1,46	0,52	1,48
$M_{1,2}^w$	0,34	0,18	1,24	0,96	1,14	1,06	1,06	1,14	1,00	1,18	0,98	1,24
M_c	0,22	0,56	0,90	2,12	0,94	2,10	0,94	2,04	0,96	2,02	1,02	1,78
θ	0,48	0,64	1,96	2,74	1,96	2,74	1,96	2,74	1,96	2,74	1,96	2,74
$T_{1,2}$	0,40	0,72	1,72	2,86	1,76	2,84	1,78	2,82	1,82	2,80	1,82	2,82
$T_{1,2}^w$	-0,56	-0,64	-2,20	-2,64	-2,16	-2,66	-2,14	-2,68	-2,10	-2,70	-2,10	-2,70

PORTIQUE TRANSVERSAUX (NIVEAUX 1, 2, 3)

niv	III			II			I		
noeud	10	11	12	13	14	15	16	17	18
$l_w (m)$	/	2,45	2,25	/	2,40	2,20	/	2,40	2,20
$l_e (m)$	2,45	2,25	/	2,40	2,20	/	2,40	2,20	/
$h_m (m)$	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40
$h_s (m)$	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40
$I_w = I_e (m^4)$	41,67	41,67	41,67	41,67	41,67	41,67	41,67	41,67	41,67
$I_m (m^4)$	34,17	34,17	34,17	34,17	34,17	34,17	52,08	52,08	52,08
$I_s (m^4)$	34,17	34,17	34,17	52,08	52,08	52,08	52,08	52,08	52,08
$l'_w (m)$	/	1,96	1,8	/	1,92	1,76	/	1,92	1,76
$l'_e (m)$	1,96	1,92	/	1,92	1,81	/	1,92	1,76	/
$h'_m (m)$	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72
$h'_s (m)$	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72
$K_w (m^3)$	/	21,26	23,15	/	21,7	23,68	/	21,7	23,68
$K_e (m^3)$	21,26	21,70	/	21,70	23,02	/	21,70	23,68	/
$K_m (m^3)$	12,56	12,56	12,56	12,56	12,56	12,56	19,15	19,15	19,15
$K_s (m^3)$	12,56	12,56	12,56	19,15	19,15	19,15	19,15	19,15	19,15
$D (m^3)$	46,38	68,08	48,27	53,41	76,43	55,39	60	83,68	61,98

PORTIQUE TRANSVERSAUX (NIVEAUX 4, 5, 6)

niv	VI			V			IV		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
l _w (m)	/	2,5	2,3	/	2,5	2,3	/	2,45	2,25
l _e (m)	2,5	2,3	/	2,5	2,3	/	2,45	2,25	/
h _m (m)	/	/	/	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40
h _s (m)	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40
I _w =I _e (m ⁴) 10 ⁻⁴	41,67	41,67	41,67	41,67	41,67	41,67	41,67	41,67	41,67
I _m (m ⁴) (m ⁴) 10 ⁻⁴	/	/	/	21,33	21,33	21,33	21,33	21,33	21,33
I _s (m ⁴) 10 ⁻⁴	21,33	21,33	21,33	21,33	21,33	21,33	34,17	34,17	34,17
l' _w (m)	/	2,00	1,84	/	2,00	1,84	/	1,96	1,80
l' _e (m)	2,00	2,19	/	2,00	2,10	/	1,96	1,99	/
h' _m (m)	/	/	/	3,06	3,06	3,06	2,72	2,72	2,72
h' _s (m)	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72
K _w (m) 10 ⁻⁴	/	20,83	22,65	/	20,83	22,65	/	21,26	23,15
K _e (m) 10 ⁻⁴	20,83	19,03	/	20,83	19,84	/	21,26	20,94	/
K _m (m) 10 ⁻⁴	/	/	/	6,97	6,97	6,97	7,84	7,84	7,84
K _s (m) 10 ⁻⁴	7,84	7,84	7,84	7,84	7,84	7,84	12,56	12,56	12,56
D (m ³) 10 ⁻⁴	28,67	47,70	30,49	35,64	55,48	37,46	41,66	62,6	43,55

PORTIQUE I

niveau	noeud	M _{ab}	M _{ba}	M _{bc}	M _{cb}	M _{cd}	M _{dc}
VI	1	/	0,31	/	0,08	/	0,08
	2	0,31	0,37	0,34	0,35	/	0,04
	3	0,26	/	0,07	/	/	0,07
V	4	/	0,31	/	0,13	0,06	0,07
	5	0,31	0,34	0,32	0,33	0,004	0,004
	6	0,26	/	0,10	/	0,05	0,05
IV	7	/	0,30	/	0,15	0,06	0,09
	8	0,30	0,31	0,30	0,31	0,001	0,002
	9	0,25	/	0,12	/	0,045	0,07
III	10	/	0,30	/	0,16	0,08	0,08
	11	0,30	0,29	0,30	0,29	-0,002	-0,002
	12	0,25	/	0,13	/	0,06	0,06
II	13	/	0,29	/	0,18	0,07	0,10
	14	0,29	0,25	0,28	0,26	-0,007	-0,01
	15	0,24	/	0,14	/	0,054	0,08
I	16	/	0,29	/	0,18	0,09	0,09
	17	0,29	0,24	0,28	0,25	-0,01	-0,01
	18	0,24	/	0,15	/	0,07	0,07

PORTIQUE II

niveau	noeud	M _{ab}	M _{ba}	M _{bc}	M _{cb}	M _{cd}	M _{dc}
VI	1	/	0,38	/	0,11	/	0,11
	2	0,38	0,46	0,42	0,43	/	0,001
	3	0,32	/	0,08	/	/	0,08
V	4	/	1,34	/	0,56	0,26	0,29
	5	1,34	0,42	0,94	0,79	-0,12	-0,13
	6	1,13	/	0,43	/	0,21	0,23
IV	7	/	1,3	/	0,65	0,24	0,39
	8	1,3	0,38	0,99	0,63	-0,11	-0,18
	9	1,08	/	0,52	/	0,19	0,31
III	10	/	1,3	/	0,69	0,35	0,35
	11	1,3	0,36	1,01	0,66	-0,17	-0,17
	12	1,08	/	0,56	/	0,28	0,28
II	13	/	1,26	/	0,78	0,29	0,43
	14	1,26	0,31	0,99	0,60	-0,16	-0,24
	15	1,04	/	0,61	/	0,23	0,36
I	16	/	1,26	/	0,78	0,40	0,40
	17	1,26	0,30	1,01	0,57	-0,22	-0,22
	18	1,04	/	0,65	/	0,32	0,32

Moments entravées et efforts tranchants sous - G -

Portique I

Niveau	VI		V		IV		III		II		I	
	1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12	13-14	14-15	16-17	18-19
Poutre	1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12	13-14	14-15	16-17	18-19
M_o	0,69	0,60	0,69	0,60	0,69	0,60	0,69	0,60	0,69	0,60	0,69	0,60
$M_{i,e}$	0,085	0,35	0,13	0,33	0,15	0,31	0,16	0,29	0,17	0,26	0,18	0,25
$M_{i,w}$	0,34	0,067	0,32	0,10	0,30	0,12	0,30	0,13	0,28	0,14	0,28	0,15
M_t	0,48	0,39	0,46	0,38	0,45	0,38	0,46	0,39	0,46	0,40	0,46	0,40
$\theta = q \frac{l^2}{2}$	0,96	0,89	0,96	0,89	0,96	0,89	0,96	0,89	0,96	0,89	0,96	0,89
$T_{i,e}$	0,87	1,00	0,89	0,97	0,91	0,96	0,91	0,95	1,00	0,93	0,93	0,93
$T_{i,w}$	-1,05	-0,78	-1,03	-0,80	-1,01	-0,89	-1,01	-0,83	-0,92	-0,84	-0,99	-0,85

Portique II

Niveau	VI		V		IV		III		II		I	
	1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12	13-14	14-15	16-17	17-18
Poutre	1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12	13-14	14-15	16-17	17-18
M_o	0,86	0,75	2,99	0,75	2,99	0,75	2,99	0,75	2,99	0,75	2,99	0,75
$M_{i,e}$	0,106	0,43	0,56	0,76	0,65	0,69	0,69	0,66	0,78	0,60	0,78	0,57
$M_{i,w}$	0,42	0,08	0,94	0,43	0,99	0,52	1,006	0,56	0,99	0,61	1,01	0,65
M_t	0,60	0,50	2,24	0,18	2,17	0,145	2,14	0,14	2,11	0,145	2,10	0,14
$\theta = q \frac{l^2}{2}$	1,19	1,10	4,16	1,10	4,16	1,10	4,16	1,10	4,16	1,10	4,16	1,10
$T_{i,e}$	1,08	1,23	4,03	1,21	4,04	1,16	4,05	1,14	4,09	1,09	4,09	1,07
$T_{i,w}$	1,30	-0,97	-4,3	-0,98	-4,30	-1,04	-4,26	-1,06	-4,23	-1,10	4,24	-1,13

EFFORTS NORMAUX AUX APPUIS SOUS C
PORTIQUE I

niveau	Pot	T _{iw}	T _{i-1,e}	N _{sup}	N
VI	1-4	/	0,87	/	0,87
	3-6	-0,78	/	/	0,78
	2-5	-1,05	1,00	/	2,05
V	4-7	/	0,89	0,87	1,76
	6-9	-0,8	/	-0,78	1,58
	5-8	-1,03	0,97	2,05	4,05
IV	7-10	/	0,91	1,76	2,67
	9-12	-0,89	/	1,58	2,47
	8-11	-1,01	0,96	4,05	6,02
III	10-13	/	0,91	2,67	3,58
	12-15	-0,83	/	2,47	3,3
	11-14	-1,01	0,95	6,02	7,98
II	13-16	/	1,00	3,58	4,58
	15-18	-0,84	/	3,3	4,14
	14-17	-0,92	0,93	7,98	9,83
I	16-19	/	0,93	4,58	5,51
	18-21	-0,85	/	4,14	4,98
	17-20	-0,99	0,93	9,83	11,75

PORTIQUE II

niveau	Pot	T _{iw}	T _{i-1,e}	N _{sup}	N
VI	1-4	/	1,08	/	1,08
	3-6	-0,97	/	/	0,97
	2-5	1,3	1,23	/	-0,07
V	4-7	/	4,03	1,08	5,11
	6-9	-0,98	/	0,97	1,95
	5-8	-4,3	1,21	-0,07	5,44
IV	7-10	/	4,04	5,11	9,15
	9-12	-1,04	/	1,95	2,99
	8-11	-4,3	1,16	5,44	10,9
III	10-13	/	4,05	9,15	13,2
	12-15	-1,06	/	2,99	4,05
	11-14	-4,26	1,14	10,9	16,3
II	13-16	/	4,09	13,2	17,29
	15-18	-1,1	/	4,05	5,15
	14-17	-4,23	1,10	16,3	21,63
I	16-19	/	4,08	17,29	21,37
	18-21	-1,13	/	5,15	6,28
	17-20	-4,24	1,07	21,63	26,94

MOMENTS AUX NOEUDS SOUS P
PORTIQUE II

Niveau	Noeud	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s
VI	1	/	/	/	/	/	/
	2	/	/	/	/	/	/
	3	/	/	/	/	/	/
V	4	/	0,46	/	0,19	0,09	0,10
	5	0,46	/	0,29	0,16	-0,06	-0,06
	6	/	/	/	/	/	/
IV	7	/	0,44	/	0,22	0,083	0,13
	8	0,44	/	0,29	0,15	-0,05	-0,09
	9	/	/	/	/	/	/
III	10	/	0,44	/	0,24	0,12	0,12
	11	0,44	/	0,30	0,14	-0,08	-0,08
	12	/	/	/	/	/	/
II	13	/	0,43	/	0,27	0,10	0,15
	14	0,43	/	0,31	0,13	-0,07	-0,11
	15	/	/	/	/	/	/
I	16	/	0,43	/	0,24	0,14	0,14
	17	0,43	/	0,32	0,12	-0,10	-0,10
	18	/	/	/	/	/	/

PORTIQUE II

Niveau	VI		V		IV		III		II		I	
	1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12	13-14	14-15	16-17	17-18
Poutre												
M ₀			1,02		1,02		1,02		1,02		1,02	
M _{0,e}			0,19		0,22		0,24		0,25		0,27	
M _{0,w}			0,47		0,44		0,44		0,42		0,42	
M _t			0,68		0,68		0,68		0,68		0,68	
θ = 9 1/2			1,42		1,42		1,42		1,42		1,42	
T _{0,e}			1,32		1,35		1,35		1,48		1,38	
T _{0,w}			-1,53		-1,50		-1,50		-1,37		-1,47	

EFFORTS NORMAUX AUX APPUIS SOUS P

PORTIQUE II

Niveau	V			IV			III			II			I	
	4-7	6-8	5-8	7-10	8-11	9-12	10-13	12-15	11-14	13-16	15-18	14-17	16-19	17-20
Poutre														
T _{0,w}			-1,53		-1,50				-1,50			-1,37		-1,47
T _{0,e}				1,35			1,35			1,48			1,38	
N _{pot-sup}				1,32	1,53		2,67		3,03	4,02		4,53	5,50	5,90
N			1,53	2,67	3,03		4,02		4,53	5,50		5,90	6,88	7,37

- SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS -

La sollicitation totale pondérée du premier genre à considérer sera celle due aux charges pesantes augmentées des surcharges d'exploitation car celles-ci sont plus prépondérables que le vent.

Par ailleurs, comme il est prévu des joints de dilatation dans le bâtiment, il ne sera pas tenu compte des sollicitations dues aux effets de la température et du retrait.

Enfin, pour les poutres et les poteaux, les combinaisons des sollicitations à considérer sont les suivantes :

$$\begin{aligned} \cdot \text{POUTRES} : & \quad G + P + E \\ & \quad 0,8 G + E \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \text{POTEAUX} : & \quad G + P + E \\ & \quad 0,8 G + E \\ & \quad G + P + 1,2 E \end{aligned}$$

Les tableaux suivants représentent les différentes superpositions des sollicitations considérées :

PORTIQUE A

Niveau	TRAVÉE	G+P+E		G+P-E		0.8G+E		0.8G-E		G+1.2P
		M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _t
VI	1-2	6,92	3,67	-2,70	-2,87	4,95	3,30	-4,67	-3,24	1,40
	2-3	5,33	4,65	-3,19	-0,01	5,04	4,03	-0,63	-3,48	3,55
V	4-5	12,17	13,58	-5,65	-11,58	11,02	13,23	-6,80	-11,93	2,44
	5-6	13,06	10,29	-8,04	-2,43	12,17	8,90	-8,93	-3,82	5,77
IV	7-8	18,60	21,99	-12,66	-19,77	17,55	21,60	-13,71	-20,16	2,54
	8-9	20,22	15,03	-14,68	-7,31	19,24	13,67	-15,66	-8,67	5,69
III	10-11	23,71	27,80	-18,13	-25,36	22,73	27,37	-19,11	-25,79	2,56
	11-12	24,42	18,81	-18,46	-11,07	23,39	17,44	-19,59	-12,44	5,56
II	13-14	27,73	32,76	-22,47	-30,18	26,80	32,30	-23,41	-30,64	2,63
	14-15	27,53	21,76	-21,33	-14,12	26,44	20,41	-22,42	-15,47	5,53
I	16-17	25,88	30,37	-20,47	-27,63	24,97	29,90	-21,65	-28,11	2,90
	17-18	27,06	20,52	-20,56	-12,78	25,91	19,15	-21,77	-14,15	4,82

Efforts tranchants dans les poutres

Portique - A -

Niveau	Travée	G + P + E		G + P - E		0,8 G + E		0,8 G - E		G + 1,2 P	
		T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w
VI	1-2	4,84	-1,20	0,22	-5,02	4,17	-0,27	-0,45	-4,90	3,01	-4,16
	2-3	5,84	-2,63	3,14	-5,33	4,65	-1,58	1,95	-4,28	5,32	-4,71
V	4-5	10,63	0,37	-1,65	-11,91	9,04	2,40	-3,24	-9,88	5,22	-6,70
	5-6	10,93	-3,44	4,03	-10,34	8,29	7,91	1,39	1,00	8,69	-9,67
IV	7-8	15,03	4,79	-5,83	-16,11	13,41	6,79	-7,45	-14,11	5,32	-6,58
	8-9	13,26	-1,12	1,58	-12,80	10,64	1,34	-1,04	-10,34	8,62	-8,09
III	10-11	18,22	7,96	-8,86	-19,12	16,57	9,93	-10,51	-17,15	5,44	-6,48
	11-12	14,79	0,42	-0,05	-14,42	12,19	2,89	-2,65	-11,95	8,56	-8,13
II	13-14	24,92	10,66	-11,42	-21,68	19,24	13,60	-13,10	-19,74	5,52	-6,40
	14-15	15,98	1,60	-1,32	-15,70	13,40	4,09	-3,91	-13,21	8,52	-8,19
I	16-17	19,73	9,47	-10,17	-20,43	18,05	13,41	-11,85	-20,50	5,55	-6,37
	17-18	15,57	1,2	-0,95	-15,32	13,00	3,69	-3,53	-12,83	8,49	-8,12

Moments dans les poteaux

Poutique Longitudinal - A -

Niveau	Travée	G + P + E		G + P - E		0,8 G + E		0,8 G - E		G + P + 1,2 E		G + P - 1,2 E	
		M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}
VI	1-2	5,21	3,81	-4,40	-2,87	5,10	3,64	-4,51	3,00	6,17	4,04	-5,37	-3,50
	2-5	5,81	4,90	-5,39	-4,26	5,75	4,79	-5,45	-4,37	6,93	5,82	-6,51	-5,18
	3-6	5,33	3,78	-3,19	-1,44	5,04	3,75	-3,48	-1,47	6,18	4,30	-4,05	-1,96
V	4-7	9,77	8,31	-8,71	-7,45	9,58	8,16	-8,9	-7,6	11,62	9,90	-10,56	-9,03
	5-8	11,05	11,04	-10,33	-10,34	10,92	10,91	-10,46	-10,47	13,20	13,18	-12,47	-12,48
	6-9	9,26	7,55	-6,62	-5,43	8,80	7,18	-7,10	-5,80	10,85	8,85	-8,21	-6,73
IV	7-10	13,69	12,14	-12,31	-10,92	13,45	11,92	-12,55	-11,44	16,29	14,05	-14,91	-13,23
	8-11	16,65	16,04	-15,57	-15,58	16,46	16,05	-15,76	-15,77	19,87	19,86	-18,79	-18,80
	9-12	12,67	11,45	-9,25	-7,49	12,06	9,93	-9,86	-8,01	14,86	12,24	-11,44	-9,28
III	10-13	15,66	15,56	-14,44	-14,54	15,44	15,39	-14,66	-14,72	18,67	18,57	-17,45	-17,55
	11-14	20,28	20,22	-19,22	-19,28	20,10	20,05	-19,47	-19,45	24,23	24,17	-23,77	-23,23
	12-15	13,95	13,20	-10,99	-10,76	13,43	12,77	-11,51	-11,19	16,44	15,60	-13,48	-13,16
II	13-16	17,20	17,10	-15,64	-15,74	16,92	16,86	-15,92	-15,98	20,48	20,38	-18,92	-19,02
	14-17	24,02	23,94	-22,58	-22,66	23,76	23,72	-22,84	-22,88	28,68	28,60	-27,24	-27,32
	15-18	14,33	15,66	-10,57	-12,40	13,67	15,10	-11,23	-12,97	16,84	18,47	13,06	-15,21
I	16-19	13,26	23,37	-11,90	-23,37	23,81	23,37	-22,93	-23,37	15,78	28,04	-14,02	-28,04
	17-20	27,82	27,18	-26,54	-27,18	27,60	27,18	-26,76	-27,18	32,62	33,38	-31,34	-33,4
	18-21	24,45	22,82	-21,19	-22,82	23,88	22,82	-21,76	-22,82	29,01	27,58	-25,75	-27,4

EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX

9.6

PORTIQUE - A -

Poteau	G+1,2P	G+P+E	G+P-E	0,8G+E	0,8G-E	G+P+1,2E	G+P-1,2E
1-4	5,13	6,97	2,35	4,17	-0,45	7,4	1,89
4-7	16,48	19,69	1,73	12,79	-5,17	21,49	-0,07
7-10	34,16	36,28	-2,54	29,64	-9,18	40,16	-6,42
10-13	58,7	56,49	-9,41	47,8	-18,1	63,08	-16
10-16	90,16	79,4	-18,84	68,62	-29,62	89,22	-28,66
16-19	128,98	101,59	-26,55	88,63	-39,51	114,4	-39,36
2-5	8,13	8,96	7,04	6,85	4,93	9,15	6,85
5-8	31,57	26,99	18,63	19,89	11,53	27,83	17,79
8-11	70,15	46,22	28,68	34,19	16,65	47,97	26,93
11-14	103,21	46,32	16,54	33,51	3,73	49,4	13,56
14-17	151,57	68,65	23,83	50,92	6,1	73,13	19,45
17-20	194,94	69,86	11,66	51,27	-6,93	75,68	5,84
3-6	-4,04	-2,63	-5,33	-1,58	-4,28	-2,36	-5,6
6-9	0,63	10,83	1,23	8,82	-0,78	11,79	0,27
9-12	14,09	23,63	2,35	19,17	-2,11	25,76	0,22
12-15	36,78	40,02	3,9	32,69	-3,43	43,63	0,30
15-18	68,76	57,69	4,27	47,48	-5,94	63,03	-1,07
18-21	110,51	75,45	5,51	62,26	-7,68	82,44	-1,48

Moments dans les poutres

Portique longitudinal - B -

Niveau	Travee	G + P + E		G + P - E		0,8G + E		0,8G - E		G + 1/2 P
		M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _t
VI	1-2	6,4	5,40	-0,14	-4,22	5,50	5,23	-1,04	-4,39	2,09
	2-3	5,85	5,78	-2,67	-1,12	5,39	4,79	-3,13	0,13	5,29
V	4-5	11,33	13,63	-5,49	11,53	10,65	13,12	-7,17	-12,04	2,65
	5-6	13,19	10,49	-7,91	-2,33	11,89	8,46	-9,21	-4,26	6,26
IV	7-8	18,95	22,04	-12,51	-13,72	17,21	21,47	-14,05	-20,29	2,77
	8-9	20,36	15,23	-14,54	-7,11	18,93	13,23	-15,97	-9,11	6,18
III	10-11	23,85	27,86	-18	-25,3	22,42	27,24	19,42	-25,92	2,78
	11-12	24,57	19,01	-18,31	-10,87	23,03	17,07	-19,85	-12,87	6,04
II	13-14	27,87	32,83	-22,35	-30,11	26,52	32,16	-23,70	-30,78	2,84
	14-15	27,89	21,95	-21,17	-13,93	26,09	19,98	-22,77	-15,9	8,39
I	16-17	26,01	30,44	-20,61	-27,56	24,69	29,74	-21,93	-28,26	3,00
	17-18	27,22	20,72	-20,4	-12,58	25,55	18,72	-22,07	-14,58	5,24

Efforts tranchant dans les poutres

Portique longitudinal - B -

Niveau	Travée	G+P+E		G+P-E		0,8G+E		0,8G-E		G+1,2P	
		T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w
VI	1-2	6,07	-2,29	1,45	-7,52	5,00	-1,41	0,38	-6,03	4,43	-6,14
	2-3	8,02	2,99	5,32	-7,52	6,11	-2,87	3,41	-5,57	7,86	-6,96
V	4-5	10,86	0,08	-1,42	-12,2	8,54	3,05	-3,74	-9,23	5,32	-6,83
	5-6	14,32	-3,80	4,41	-10,07	7,45	-0,24	-0,55	-7,14	8,86	-8,17
IV	7-8	15,27	4,48	-5,59	-16,38	12,89	7,40	-7,97	-13,46	5,46	-6,71
	8-9	13,64	-1,81	1,96	-13,16	9,81	2,11	-1,87	-9,57	8,79	-8,25
III	10-11	18,45	7,67	-8,63	-11,04	16,04	10,59	-11,04	-16,52	5,45	-6,62
	11-12	15,17	0,06	0,33	-14,78	11,36	3,68	-3,48	-11,16	8,74	8,30
II	13-14	21,17	10,38	-11,17	-21,96	18,71	13,22	-13,62	-19,12	5,65	-6,53
	14-15	16,35	1,24	-0,95	-16,06	12,57	4,88	-4,73	-12,42	8,08	8,35
I	16-17	19,37	9,19	-9,93	-20,71	17,51	12,02	-12,39	-17,88	5,66	6,49
	17-18	15,95	0,84	-0,57	-15,68	12,17	4,48	-4,35	-12,04	8,67	-8,36

PORTIQUE (8)

niveau	Travée	G+P+E		G+P-E		0,8G+E		0,8G-E		G+P+1,2E		G+P-1,2E	
		M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}
VI	1-4	5,41	3,83	-4,21	-2,85	5,23	3,59	-4,39	-3,09	6,37	4,50	-5,18	-3,52
	2-5	5,90	4,91	-5,30	-4,25	5,82	4,75	-5,38	-4,41	7,02	5,83	-6,42	-5,17
	3-6	5,84	3,84	-2,68	-1,38	5,39	3,24	-3,13	-1,98	6,69	4,36	3,53	-1,90
V	4-7	9,80	8,59	-8,68	-7,17	9,53	8,11	-8,95	-7,65	11,65	10,17	-10,53	-7,17
	5-8	11,07	11,06	-10,31	-10,32	10,88	13,2	-10,50	-12,46	13,21	10,87	-12,45	-10,51
	6-9	9,32	7,60	-6,56	-5,38	8,64	7,06	-7,24	-5,92	10,91	8,90	-8,15	-5,38
IV	7-10	13,72	12,17	-12,28	-10,89	13,37	11,85	-12,63	-11,21	16,32	14,48	-14,88	-13,20
	8-11	16,67	16,67	-15,55	-15,55	16,4	16,40	-15,82	-15,82	19,89	19,89	-18,77	-18,77
	9-12	12,76	10,52	-9,16	-7,42	11,87	9,76	-10,05	-8,18	14,95	12,31	-11,35	-9,21
III	10-13	15,69	15,69	-14,41	-14,41	15,37	15,37	-14,73	-14,73	18,70	18,70	-17,42	-17,42
	11-14	20,31	20,31	-19,19	-19,19	20,04	20,04	-19,46	-19,46	24,26	24,26	-23,14	-23,14
	12-15	14,02	13,26	-10,92	-10,70	13,26	12,64	-11,68	-11,32	16,51	15,66	-10,92	-13,10
II	13-16	17,24	17,24	-15,60	-15,60	16,84	16,84	-16,00	-16,00	20,52	20,52	-18,88	-18,88
	14-17	24,06	24,06	-22,54	-22,54	23,68	23,68	-22,92	-22,92	28,72	28,72	-27,2	-27,2
	15-18	14,43	15,74	-10,47	-12,32	13,46	14,90	-11,44	-13,16	16,92	18,55	-12,96	-15,13
I	16-19	13,29	23,37	-11,87	-23,37	12,94	23,37	-12,22	-23,37	15,81	28,04	-14,39	-28,04
	17-20	17,31	27,18	-16,01	-27,18	17,00	27,18	-16,01	-27,18	20,64	32,62	-19,34	-32,62
	18-21	11,49	22,82	-8,07	-22,82	10,65	22,82	-8,91	-22,82	13,45	27,38	-10,03	-27,38

EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX

PORTIQUE LONGITUDINAL - B -

Poteau	G+1,2P	G+P+E	G+P-E	0,8G+E	0,8G-E	G+P+1,2E	G+P-1,2E
1-4	3,84	6,07	1,45	5,00	0,38	6,53	0,99
4-7	14,3	19,02	1,06	15,32	-2,64	20,82	-0,74
7-10	31,52	35,85	-2,97	29,46	-9,36	39,73	-6,85
10-13	55,97	56,27	-9,63	47,08	-21,82	62,86	-16,22
13-16	87,78	79,43	-18,81	67,38	-30,86	89,25	-28,63
16-19	127,41	101,84	-26,30	50,43	-41,29	114,65	-39,11
2-5	12,14	12,84	10,92	9,44	7,52	13,02	10,73
5-8	40,77	31,54	23,18	21,00	12,64	32,38	22,34
8-11	68,21	33,94	16,40	19,83	2,29	35,69	14,65
11-14	112,23	55,65	25,87	34,46	4,68	58,63	22,89
14-17	172,70	78,64	33,82	50,43	3,61	83,12	29,34
17-20	250,02	101,20	43,00	65,9	-6,32	107,02	37,18
3-6	6,04	7,26	4,56	5,57	2,87	8,17	4,93
6-9	9,34	7,70	-1,90	5,52	-4,08	8,67	-2,86
9-12	22,05	22,42	1,14	16,34	-4,94	24,55	-0,99
12-15	44,63	39,17	3,05	29,04	-7,08	42,78	-0,56
15-18	77,14	57,21	3,79	43,08	-10,34	62,55	-1,55
18-21	120,05	75,33	5,39	57,07	-12,87	82,32	-1,60

MOMENTS DANS LES POUTRES

PORTIQUE TRANSVERSAL - I -

Niveau	Travée	G + P + E		G + P - E		0,8 G + E		0,8 G - E		G + 1,2P
		M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _e
VI	1-2	2,92	4,15	-2,24	-3,97	2,85	4,13	-2,31	-4,00	0,48
	2-3	3,43	3,12	-3,30	-2,42	3,41	3,05	-3,30	-2,49	0,39
V	4-5	7,38	12,41	-6,74	-12,15	7,32	12,38	-6,80	-12,18	0,46
	5-6	10,39	7,91	-10,19	-7,25	10,37	7,84	-10,21	7,32	0,89
IV	7-8	12,72	20,32	-12,12	-20,02	12,66	20,29	-12,18	-20,05	0,96
	8-9	16,69	13,65	-16,45	-13,03	16,67	13,59	-16,47	-13,10	0,89
III	10-11	16,95	26,01	-16,35	-25,69	16,89	25,98	-16,41	-25,72	0,96
	11-12	21,31	18,17	-21,05	-17,59	21,28	18,11	-21,08	-17,65	0,89
II	13-14	20,33	30,55	-19,97	-30,21	20,27	30,52	-19,83	-30,24	0,96
	14-15	24,73	21,78	-24,45	-21,26	24,70	21,73	-24,48	-21,51	0,89
I	16-17	19,44	28,10	-18,18	-27,74	19,38	28,06	-18,94	-27,78	0,96
	17-18	24,19	20,83	-23,89	-20,33	24,16	20,78	-23,92	-20,38	0,89

PORTIQUE TRANSVERSAL - I -

Niveau	Travée	G + P + E		G + P - E		0,86 + E		0,86 - E		G + 1,2 P	
		Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw
VI	1-2	3,16	1,26	-1,41	-3,36	3	1,47	-1,61	-3,15	0,87	-1,05
	2-3	2,56	0,57	0,35	-2,13	2,15	0,73	-0,55	-1,97	1,00	-0,78
V	4-5	4,03	5,11	-5,25	-7,17	6,85	5,32	-5,43	-6,96	0,89	-1,03
	5-6	4,12	2,86	-2,78	-4,25	3,99	2,81	-2,91	-4,09	0,97	-0,80
IV	7-8	11,84	9,42	-9,52	-11,44	11,16	9,62	-9,7	-11,24	0,91	-1,01
	8-9	6,8	4,95	-4,88	-6,73	6,61	5,13	-5,07	-6,55	0,96	-0,89
III	10-11	14,45	12,53	-12,63	-14,55	14,27	12,73	-12,31	-14,35	0,91	-1,01
	11-12	8,37	6,59	-6,47	-8,25	8,18	6,76	-6,66	-8,08	0,95	-0,83
II	13-14	17,11	15,25	-15,7	-17,09	16,97	15,43	-15,37	-16,91	1,00	0,92
	14-15	9,58	7,81	-7,72	-9,49	9,39	7,98	-7,91	-9,32	0,93	-0,84
I	16-17	15,18	13,96	-14,02	-15,94	15,69	14,16	-14,21	-15,74	0,93	-0,99
	17-18	9,19	7,41	-7,33	-9,11	9	7,58	-7,61	-8,94	0,93	-0,85

PORTIQUE TRANSVERSAL - I -

niveau	Travée	G+P+E		G+P-E		0,8G+E		0,8G-E		G+P+1,2E		G+P-1,2E	
		M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}
VI	1-4	4,14	3,8	-3,97	-3,68	4,13	3,79	-3,95	-3,69	4,96	4,55	-4,79	-4,23
	2-5	5,37	4,39	-5,35	-4,39	5,37	4,39	-5,35	-4,38	6,44	5,27	-6,42	-5,26
	3-6	3,43	3,28	-3,29	-3,18	3,41	3,27	-3,3	-3,19	4,1	3,92	-3,96	-3,83
V	4-7	8,61	7,94	-8,47	-7,82	8,59	7,92	-8,48	-7,83	10,32	9,5	-10,18	-9,4
	5-8	10,26	10,26	-10,25	-10,26	10,26	10,26	-10,25	-10,26	12,32	12,31	-12,31	-12,31
	6-9	7,11	6,83	-7	-6,73	7,1	6,82	-7	-6,74	8,53	8,18	-8,42	-8,09
IV	7-10	12,38	14,59	-12,2	-14,43	12,36	14,57	-12,21	-14,44	14,84	17,49	-14,66	-17,33
	8-11	15,5	15,5	-15,5	-15,5	15,5	15,5	-15,5	-15,5	18,6	18,6	-18,6	-18,6
	9-12	9,86	9,47	-9,72	-9,34	9,85	9,45	-9,7	-9,35	11,82	11,34	-11,68	-11,21
III	10-13	14,59	14,58	-14,43	-14,44	14,57	14,56	-14,44	-14,45	17,49	17,48	-17,33	-17,34
	11-14	19,03	19,02	-19,03	-19,04	19,03	19,02	-19,03	-19,04	22,83	22,83	-22,83	-22,84
	12-15	11,84	11,83	-11,72	-11,73	11,83	11,82	-11,73	-11,74	14,2	14,19	-14,07	-14,08
II	13-16	15,97	15,96	-15,77	-15,78	15,95	15,94	-15,79	-15,8	19,14	19,14	-18,94	-18,95
	14-17	22,53	22,53	-22,55	-22,55	22,53	22,53	-22,55	-22,55	27,04	27,04	-27,06	-27,06
	15-18	12,89	12,88	-12,73	-12,74	12,88	12,87	-12,74	-12,75	15,45	15,45	-15,29	-15,3
I	16-19	12,14	22,38	-11,96	-22,38	12,12	22,38	-11,98	-22,38	14,55	26,86	-14,37	-26,86
	17-20	17,19	24,76	-17,21	-24,76	17,19	24,76	-17,21	-24,76	20,63	29,71	-20,65	-29,71
	18-21	11,3	19,97	-11,16	-19,97	11,29	19,97	-11,17	-19,97	13,55	23,96	-13,4	-23,96

Efforts Normaux dans les poteaux

Portique transversal - I -

Poteau	G+1,2P	G+P+E	G+P-E	0,8G+E	0,8G-E	G+P+1,2E	G+P-1,2E
1-4	0,87	3,16	-1,42	2,97	-1,59	3,62	-1,88
4-7	4,19	12,28	-5,64	11,62	-6,3	10,75	-4,11
7-10	9,98	25,99	-14,44	24,83	-15,57	30,03	-18,45
10-13	18,65	45,32	-24,38	43,23	-26,47	52,29	-31,35
13-16	30,29	63,88	-40,6	61,55	-42,93	74,33	-51,05
16-19	45,3	83,48	-53,46	80,48	-56,46	97,17	-67,15
2-5	2,05	2,07	2,03	1,66	1,62	2,07	2,03
5-8	7,66	5,68	5,54	4,56	4,42	5,69	5,53
8-11	16,8	9,37	8,91	7,54	7,08	9,42	8,87
11-14	29,87	13,48	12,66	10,87	10,05	13,56	12,58
14-17	46,76	17,61	16,17	14,23	12,79	17,75	16,03
17-20	68,01	21,68	20,82	17,43	16,57	21,77	20,73
3-6	-0,78	1,49	-3,05	1,65	-2,89	1,94	-3,5
6-9	2,36	12,03	-5,75	11,40	-6,38	13,81	-7,53
9-12	8,03	25,56	-14,38	24,44	-15,50	29,55	-18,37
12-15	16,42	42,83	-26,05	41,15	-27,73	49,72	-39,94
15-18	27,62	62,72	-40,32	60,48	-42,56	73,03	-50,62
18-21	42,11	82,53	-53,55	79,63	-56,45	98,14	-67,16

Moments dans les poutres

Portique transversal - II -

NIVEAU	TRAVÉE	G+P+E		G+P-E		0,8G+E		0,8G-E		G+1,2P
		M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _t
VI	1-2	3,00	4,17	-2,16	-3,95	2,92	4,15	-2,24	-3,97	0,60
	2-3	3,44	3,20	-3,28	-2,34	3,42	3,11	-3,30	-2,43	0,50
V	4-5	8,47	13,03	-5,65	-11,53	7,81	12,73	-6,31	-11,83	3,06
	5-6	10,72	8,34	-9,86	-6,82	10,63	8,19	-9,95	-6,97	0,15
IV	7-8	13,85	21,04	-10,99	-19,30	13,21	20,69	-11,63	-19,95	3,00
	8-9	17,09	14,03	-16,05	-12,65	16,99	13,89	-15,15	-12,79	0,14
III	10-11	18,10	26,78	-15,20	-24,92	17,46	26,40	-15,94	-25,30	2,96
	11-12	21,74	18,54	-20,62	-17,22	21,63	18,41	-20,73	-17,35	0,14
II	13-14	21,46	31,41	-18,64	-29,35	20,84	31,00	-19,26	-28,76	1,72
	14-15	25,20	22,12	-23,96	-20,92	25,08	22,00	-24,10	-21,04	0,14
I	16-17	20,59	28,97	-17,73	-26,87	19,97	28,54	-18,35	-27,30	1,71
	17-18	24,69	21,15	-23,39	-20,01	24,56	21,04	-23,52	-20,12	0,14

Efforts tranchants dans les poutres

Portique longitudinal - A -

Niveau	TRAVÉE	G + P + E		G + P - E		0,8 G + E		0,8 G - E		G + 1,2 P	
		T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w
VI	1-2	3,37	3,59	-1,21	-0,99	3,15	3,30	-1,43	-1,25	1,08	1,30
	2-3	3,50	1,30	-1,04	-3,24	3,25	1,51	-1,29	-3,07	1,23	-0,97
V	4-5	12,02	0,84	-1,32	-12,50	10,95	2,00	-2,39	-11,33	5,61	-6,14
	5-6	7,83	5,64	-5,41	-7,60	7,59	5,84	-5,65	-7,40	1,21	-0,98
IV	7-8	16,63	0,82	-5,85	-12,42	15,55	1,98	-6,93	-11,26	5,66	-6,10
	8-9	12,24	10,04	-9,92	-12,12	12,00	10,25	-10,15	-11,90	1,16	-1,04
III	10-11	20,05	8,89	-9,25	-20,41	18,97	10,04	-10,33	-19,26	5,67	-6,06
	11-12	15,61	13,41	-13,33	-15,53	15,38	13,62	-13,56	-15,32	1,14	-1,06
II	13-14	22,96	11,39	-11,82	-22,99	21,85	12,91	-12,93	-21,87	5,87	-5,87
	14-15	18,18	18,18	-15,98	-15,98	17,96	17,96	-16,20	-16,20	1,096	-1,10
I	16-17	21,69	10,52	-10,77	-21,94	20,60	-11,66	-11,86	-20,80	5,74	-6,00
	17-18	17,59	13,92	-15,45	-19,12	17,38	14,44	15,66	-18,6	1,07	-1,13

Moments dans les poteaux

Portique transversal - II -

Niveau	Travée	G + P + E		G + P - E		9,86 + E		9,86 - E		G + P + 1,2E		G + P - 1,2E	
		M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}
VI	1-4	4,17	4,09	-3,95	-3,39	4,14	4,02	-3,97	-3,46	4,98	4,84	-4,77	-4,14
	2-5	5,36	4,21	-5,36	-4,57	6,43	5,12	-6,43	-5,41	6,43	5,09	-6,43	-5,45
	3-6	3,44	3,44	-3,28	-3,02	4,10	3,40	-3,97	-3,06	4,11	4,09	-3,95	-3,67
V	4-7	8,93	8,20	-8,15	-7,56	8,85	8,14	-8,23	-7,62	10,64	9,78	-9,86	-9,13
	5-8	10,07	10,11	-10,45	-10,42	10,11	10,13	-10,41	-10,40	12,12	12,15	-12,50	-12,47
	6-9	7,52	6,97	-7,06	-6,59	7,24	6,94	-6,88	-6,62	8,98	8,30	-8,52	-7,90
IV	7-10	12,81	14,98	-11,77	-14,04	12,71	14,89	-11,87	-14,13	15,27	17,88	-14,23	-16,94
	8-11	15,23	15,25	-15,77	-15,75	15,28	15,30	-15,72	-15,70	18,33	18,35	-18,87	-18,85
	9-12	10,10	9,68	-9,48	-9,12	10,04	9,62	-9,54	-9,18	12,06	11,56	-11,44	-11,00
III	10-13	14,98	14,90	-14,04	-14,12	14,89	14,82	-14,13	-14,20	17,88	17,80	-16,94	-17,02
	11-14	18,78	18,80	-19,28	-19,26	18,83	18,85	-19,23	-19,21	22,59	22,60	-23,10	-23,07
	12-15	12,06	12,01	-11,55	-11,55	12,10	11,96	-11,56	-11,60	14,42	14,37	-13,86	-13,90
II	13-16	16,45	16,41	-15,29	-15,33	16,33	16,30	-15,40	-15,44	19,62	19,58	-18,46	-18,50
	14-17	22,89	22,22	-22,19	-22,86	22,82	22,29	-22,26	-22,8	27,40	26,73	-26,70	-27,37
	15-18	13,17	13,13	-12,45	-12,49	13,10	13,07	-12,52	-12,58	15,73	15,69	-15,01	-15,05
I	16-19	12,59	23,38	-11,51	-23,38	12,48	23,38	-11,62	-23,38	15,00	28,06	-13,92	-28,06
	17-20	17,52	24,76	-16,88	-24,76	17,46	24,76	-19,64	-24,76	20,96	29,71	-20,32	-29,71
	18-21	11,55	19,97	-10,91	-19,97	11,49	19,97	-10,97	-19,97	13,80	23,96	-13,16	-23,96

PORTIQUE TRANSVERSAL - II -

Poteau	G+1,2P	G+P+E	G+P-E	0,8G+E	0,8G-E	G+P+1,2E	G+P-1,2E
1-4	1,08	3,37	-1,21	3,15	-1,43	3,83	-1,67
4-7	9,33	16,95	-0,97	15,35	-2,57	18,74	-2,76
7-10	24,8	35,14	-5,26	32,16	-8,24	39,18	-9,3
10-13	47,91	57,16	-12,54	52,7	-17	64,16	-19,51
13-16	78,86	82,09	-22,4	76,12	-28,35	92,54	-32,84
16-19	118	106,22	-30,72	98,67	-38,27	119,91	-44,4
2-5	-0,07	-0,05	-0,03	-0,04	-0,08	-0,05	-0,03
5-8	8,77	8,6	8,46	6,9	6,76	8,61	8,46
8-11	26,43	17,28	16,82	13,87	13,4	17,33	16,77
11-14	53,26	26,33	25,51	21,14	20,32	26,41	25,40
14-17	89,03	35,31	33,87	28,39	26,95	35,46	33,73
17-20	134,31	44,24	43,38	35,48	34,62	44,33	43,29
3-6	0,97	3,24	-1,3	3,05	-1,49	3,69	-1,75
6-9	3,48	12,4	-5,38	11,70	-6,08	14,18	-7,16
9-12	9,59	26,08	-13,86	24,86	-15,06	30,07	-17,85
12-15	18,73	43,58	-25,3	41,75	-27,06	50,47	-32,19
15-18	30,94	63,73	-39,31	61,30	-41,75	74,03	-49,61
18-21	46,72	83,82	-52,26	80,64	-55,42	97,43	-65,87

6 - FERRAILLAGE - VERIFICATIONS (BLOC E)

- a - Ferrailage des poutres
- b - Ferrailage des poteaux

FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres seront ferrillées symétriquement comme le préconise le R.P.A et le calcul de leur ferrailage se fera par la méthode de P. CHARON. Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Poutres Longitudinales - A, B, C -

Niveau	VI	V	IV	III	II	I
M(t.m)	6,92	13,63	22,04	27,86	32,83	30,44
μ	0,0305	0,0601	0,0972	0,1228	0,1447	0,1342
E	0,9248	0,8994	0,8756	0,8634	—	0,8587
k	51,50	34,20	25,20	21,60	19,30	20,40
κ	—	—	—	—	0,4373	—
μ'	—	—	—	—	0,1867	—
$\tilde{\omega}$	—	—	—	—	1,133	—
σ'_b	81,55	122,80	166,67	194,44	217,62	205,40
$A_{cal} (cm^2)$	3,96	8,03	13,32	17,07	21,43	18,75
$\phi (cm)$	4 T14	4 T16	4 T16 + 2 T20	4 T20 + 4 T16	6 T20 + 2 T16	6 T20
$A_{adopte} (cm^2)$	6,15	8,04	14,07	20,6	22,86	18,84
$\omega \%$	0,62	0,80	1,40	2,06	2,30	1,88

Poutres transversales - I. II. III. -

NIVEAU	VI	V	IV	III	II	I
M (tm)	4,67	13,05	21,04	26,78	31,41	28,97
μ	0,0384	0,0574	0,0928	0,1181	0,1385	0,1277
E	0,9401	0,9004	0,878	0,8656	—	0,8611
k	68,50	32,50	26,	22,40	19,90	21,00
α	—	—	—	—	0,4298	—
μ'	—	—	—	—	0,1841	—
$\tilde{\omega}$	—	—	—	—	1,08	—
σ'_b	61,32	119,32	161,54	187,5	211,05	200,00
A (cm ²) calculée	2,35	7,66	12,68	16,37	19,90	17,80
ϕ	4 T14	4 T16	4 T20+2 T16	4 T20+2 T16	4 T20+4 T16	6 T20
A (cm ²) adoptée	6,15	8,04	16,58	16,58	20,60	18,84
w %	0,62	0,80	1,4	2,06	2,30	1,88

VERIFICATIONS DES CONTRAINTES

Elle sera menée sous forme d'un tableau dont les valeurs sont déduites des formules issues de la méthode de P. CHARON.

Poutres longitudinales A. B. C. -

Niveau	VI	V	IV	III	II	I
y (cm)	$\frac{10,06}{10,06}$	$\frac{12,35}{24,12}$	$\frac{14,80}{15,39}$	$\frac{15,97}{15,20}$	$\frac{16,70}{16,24}$	$\frac{16,70}{12,24}$
I (cm ⁴)	$\frac{1,04}{1,04}$	$\frac{1,70}{3,87}$	$\frac{2,60}{8,10}$	$\frac{3,27}{3,70}$	$\frac{3,77}{2,48}$	$\frac{3,77}{2,48}$
σ_b	$\frac{67,19}{51,36}$	$\frac{98,98}{39,05}$	$\frac{125,58}{39,42}$	$\frac{136,26}{39,61}$	$\frac{145,43}{48,09}$	$\frac{134,84}{30,04}$
σ_a	$\frac{3599,20}{2751,40}$	$\frac{4044,84}{555,54}$	$\frac{3843,46}{1439,90}$	$\frac{3713,72}{930,43}$	$\frac{3698,07}{1608,59}$	$\frac{3428,79}{1004,65}$
σ_c	$\frac{607,26}{464,12}$	$\frac{1003,85}{439,83}$	$\frac{1207,40}{414,73}$	$\frac{1404,12}{338,26}$	$\frac{1528,14}{518,78}$	$\frac{1446,50}{324,07}$

Poutres transversales I, II, III. -

Niveau	VI	V	IV	III	II	I
y (cm)	$\frac{10,06}{10,06}$	$\frac{12,35}{13,91}$	$\frac{14,80}{14,80}$	$\frac{15,97}{14,24}$	$\frac{20,22}{14,24}$	$\frac{15,97}{16,44}$
I (cm ⁴)	$\frac{1,04}{1,04}$	$\frac{1,70}{1,60}$	$\frac{2,60}{2,60}$	$\frac{3,04}{2,48}$	$\frac{3,05}{2,50}$	$\frac{3,26}{2,13}$
σ_b	$\frac{45,73}{5,83}$	$\frac{94,62}{2,659}$	$\frac{119,89}{17,09}$	$\frac{140,46}{16,97}$	$\frac{211,34}{19,86}$	$\frac{141,73}{13,26}$
σ_a	$\frac{2449,35}{3120,7}$	$\frac{3866,78}{920,13}$	$\frac{3669,08}{523,16}$	$\frac{3696,36}{567,52}$	$\frac{3726,97}{329,77}$	$\frac{3863,69}{346,43}$
σ_c	$\frac{413,33}{52,65}$	$\frac{959,66}{130,50}$	$\frac{119,89}{16,79}$	$\frac{1315,60}{173,07}$	$\frac{3395,4}{106,35}$	$\frac{1460,48}{157,68}$

• Vérification de la condition de flèche

La condition restrictive à vérifier est la suivante :

$$A \ll \frac{bh}{en} \cdot 43 = A_0 \quad A : \text{section d'armature en travée}$$

- portiques longitudinaux

$$\begin{aligned} b &= 40 \\ h &= 45 \end{aligned} \implies A_0 = 18,43 \text{ cm}^2 > A$$

- portiques transversaux :

$$\begin{aligned} b &= 40 \\ h &= 45 \end{aligned} \implies A_0 = 18,43 \text{ cm}^2 > A$$

La vérification de la flèche n'est donc pas nécessaire.

• Vérification de la condition de non écrasement du béton :

Cette condition se traduit par la formule suivante :

$$r \gg 0,1 \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{b'0}} \left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right) D = r_0$$

- portiques longitudinaux :

$$\begin{aligned} \phi &= 1,4 \text{ cm} \\ d_1 &= 7 \text{ cm} \end{aligned} \implies r_0 = 6,86 \text{ cm} < 7,7 \text{ cm}$$

$$r_{\text{min.}} = 5,5 \phi = 7,7 \text{ cm}$$

- portiques transversaux :

$$\begin{aligned} \phi &= 1,4 \\ d_1 &= 7 \text{ cm} \end{aligned} \implies r_0 = 6,86 \text{ cm} < 7,7 \text{ cm}$$

$$r_{\text{min.}} = 7,7$$

./.

Vérification de la non fragilité :

La relation à vérifier est la suivante :

$$A \geq \frac{0,69 b h}{e n} = A_0$$

- Portiques longitudinaux :

$$b = 40 \text{ cm} \implies A_0 = 1,82 \text{ cm}^2 < A \text{ (pour tous les niveaux)}$$

$$h = 47 \text{ cm}$$

- Portiques transversaux :

$$b = 40 \text{ cm} \implies A_0 = 1,74 \text{ cm}^2 < A \text{ (pour tous les niveaux)}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

Vérification de la fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{K n}{\phi} \left(\frac{\tilde{w}_t}{1 + 10 \tilde{w}_f} \right)$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K n}{\phi} \overline{\sigma}_b}$$

$$= \max (\sigma_1, \sigma_2, \overline{\sigma}_a) ; \quad : \text{contrainte de fissuration}$$

POUTRES LONGITUDINALES A, B, C,

NIVEAU	ϕ (cm)	A (cm ²)	\tilde{w}_f	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	$\overline{\sigma}_a$ (kg/cm ²)	Mt (tm)	At (cm ²)
VI	1,4	3,39	0,0133	2014	2413,67	2413,67	5,29	5,24
V	1,6	8,04	0,025	3012	2072	2800	6,26	5,45
IV	2	13,44	0,0336	3018	2019,4	2800	6,18	5,36
III	2	20,6	0,0515	4079	2019,4	2800	6,04	5,24
II	2	22,86	0,057	4364	2019,4	2800	2,84	2,56
I	2	13,84	0,047	3842,3	2019,4	2800	5,24	4,54

./.

POUTRES TRANSVERSALES I, II, III,

veau	ϕ (cm)	A(cm ²)	\tilde{W}_f	$\sqrt{I_1}$	$\sqrt{I_2}$	$\sqrt{I_{af}}$	Mt t.m	At cm ²
VI	1,4	3,39	0,0106	1642,11	2414	2414	0,6	0,57
V	1,6	8,04	0,025	3012	2072	2300	3,06	2,59
IV	2	16,58	0,0368	3231	2019,4	2800	3,00	2,56
III	2	16,58	0,0368	3231	2019,4	2800	2,96	2,5
II	2	20,6	0,0458	3768,3	2019,4	2800	1,72	1,44
I	2	18,84	0,0419	3541,35	2019,4	2800	1,71	1,43

. Vérification de l'adhérence :

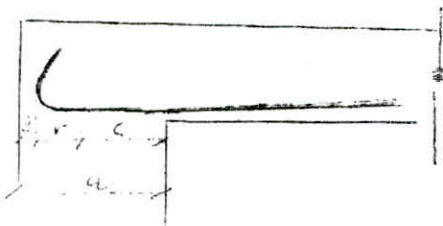
$$\tau_d = \frac{T \max}{npz} ; \quad \tau_d = 2 \Psi_a \cdot \bar{\tau}_b$$

POUTRES LONGITUDINALES

POUTRES TRANSVERSALES

veau	Tmax(t)	τ_b (kg/cm ²)	$\bar{\tau}_b$	Niveau	T max	τ_b	$\bar{\tau}_b$
VI	8,02	15,1	17,7	VI	3,5	6,59	17,7
V	12,2	15,07	17,7	V	12,5	15,44	17,7
IV	16,38	14,39	17,7	IV	12,42	10,91	17,7
III	19,2	10,73	17,7	III	20,41	14,41	17,7
II	21,96	11,68	17,7	II	22,99	12,9	17,7
I	20,71	11,96	17,7	I	24,94	14,78	17,7

. Vérification de la condition aux appuis :



$$c \geq \frac{2T_{\max}}{b \cdot b_0} = c_0$$

$$c = a - (d+r)$$

$$d = 7 \text{ cm}$$

$$r = 5,5 \phi$$

./.

POUTRES LONGITUDINALES

POUTRES TRANSVERSALES

niv.	T(t)	∅(cm)	r(cm)	a(cm)	c(cm)	co(cm)	T(t)	∅(cm)	r(cm)	r(cm)	c(cm)	co(cm)
VI	7,52	1,4	7,7	50	35,3	2,19	3,37	1,4	7,7	50	35,3	1,97
V	10,82	1,6	8,8	50	34,2	6,34	12,02	1,6	8,8	50	34,2	7,02
IV	15,27	2	11	45	27	9,9	16,63	2	11	45	27	10,79
III	18,45	2	11	45	27	11,97	20,05	2	11	45	27	13,07
II	21,17	2	11	40	27	15,45	22,96	2	11	40	27	16,76
I	19,97	2	11	40	27	14,58	21,96	2	11	40	27	16,03

• Vérifications des armatures inférieures :

L'effort tranchant T et le moment flechissant au niveau de l'appui engendrent un effort de traction dans les armatures inférieures dont la section doit satisfaire la relation.

$$A \bar{\sigma}_c \geq T + \frac{M}{Z}, \text{ condition restrictive, qui ne necessite pas d'autres vérifications (ancrage,....) si elle est vérifiée.}$$

POUTRES LONGITUDINALES

POUTRES TRANSVERSALES

Niv.	M(tm)	T(t)	Z(cm)	$\frac{M}{Z} + T$
VI	-4,67	8,02	41,12	< 0
V	-12,04	12,2	40,25	< 0
IV	-20,29	16,38	39,37	< 0
III	-25,92	19,12	39,37	< 0
II	-30,78	21,96	39,37	< 0
I	-28,26	20,71	39,37	< 0

M(tm)	T(t)	Z(cm)	$\frac{M}{Z} + T$
-4,00	3,5	40,25	< 0
-12,18	12,5	40,25	< 0
-20,05	12,42	39,37	< 0
-25,72	20,41	39,37	< 0
-30,24	22,99	39,37	< 0
-27,78	21,94	39,37	< 0

./.

Armatures transversales :

Elles doivent résister à l'effort tranchant d'appui max., ceci se traduit par la relation : $\tau_b \text{ max} = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b$

avec $b = 3,5 \bar{\sigma}_b$ si $\bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}_b' \cdot 0$

et $b = (4,5 - \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_b' \cdot 0}) \bar{\sigma}_b$ si $\bar{\sigma}_b' \cdot 0 < \bar{\sigma}_b < 2 \bar{\sigma}_b' \cdot 0$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

POUTRES LONGITUDINALES

POUTRES TRANSVERSALES

Niv.	T _{max} (t)	$\bar{\sigma}_b$	τ_b	$\bar{\tau}_b$
VI	7,86	49,06	4,78	20,65
V	9,67	39,05	6,01	20,65
IV	8,79	52,59	5,58	20,65
III	8,74	46,55	5,55	20,65
II	8,68	21,89	5,51	20,65
I	8,67	64,67	5,50	20,65

Niv.	T _{max}	$\bar{\sigma}_b'$	τ_b	$\bar{\tau}_b$
VI	1,23	7,29	0,76	20,65
V	6,14	26,59	3,81	20,65
IV	6,1	23,12	3,87	20,65
III	6,06	22,81	3,85	20,65
II	5,89	13,26	3,73	20,65
I	6,00	13,26	3,81	20,65

D'après le RPA, la quantité d'armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S' \cdot b_1$$

avec $S' \leq ht / 2$ où ht : hauteur totale de la poutre
 b_1 : largeur du poteau

Quant à l'espacement, il sera tel que :

S' à l'espacement, il sera tel que :

$$S' \leq \min. \left(\frac{ht}{4}, 12 \phi \right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$\text{et } S' \leq \frac{ht}{2} \quad \text{en zone courante}$$

./.

- Poutres longitudinales :

pour tous les niveaux,

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

$$s' = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

$$s' = 20 \text{ cm en zone courante}$$

$$\text{Longuer de la zone nodale : } l' = 2ht = 1,00\text{m}$$

- Poutres transversales :

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

$$s' = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

$$s' = 20 \text{ cm en zone courante}$$

$$l' = 1,00 \text{ m}$$

• Conclusion :

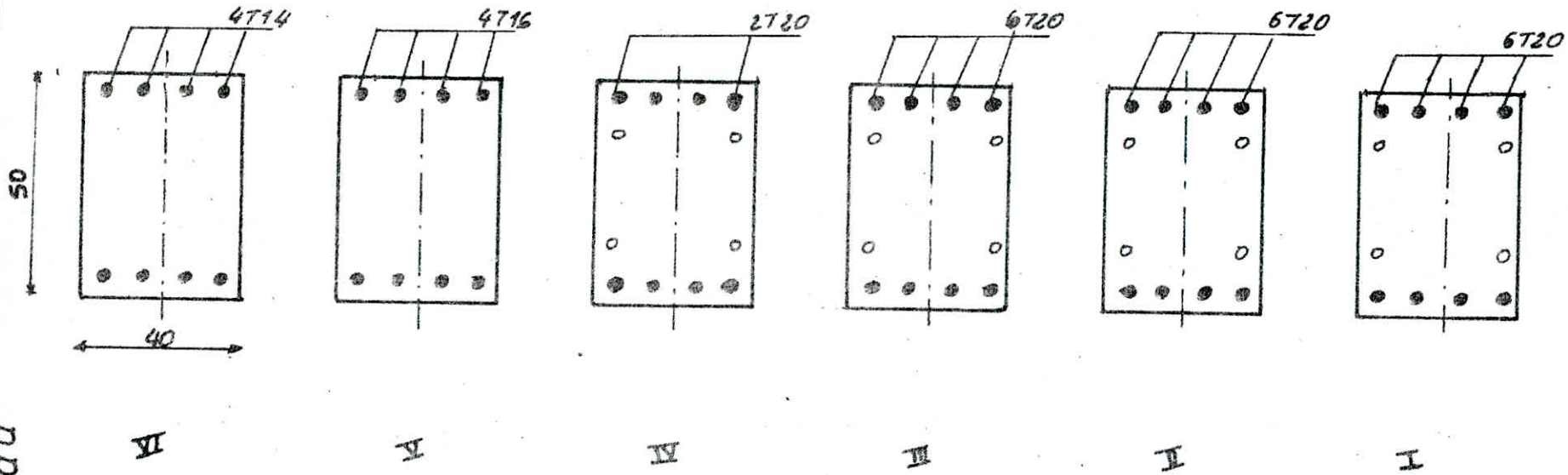
Les prescriptions du RPA ont été respectées, à savoir

- le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre doit être de 0,3 %
- le pourcentage total max. doit être de 2,5 %
- les putes supportant de faibles charges verticales doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- les jonctions par revêtement doivent pouvoir équilibrer la force de traction maximale des barres.

./.

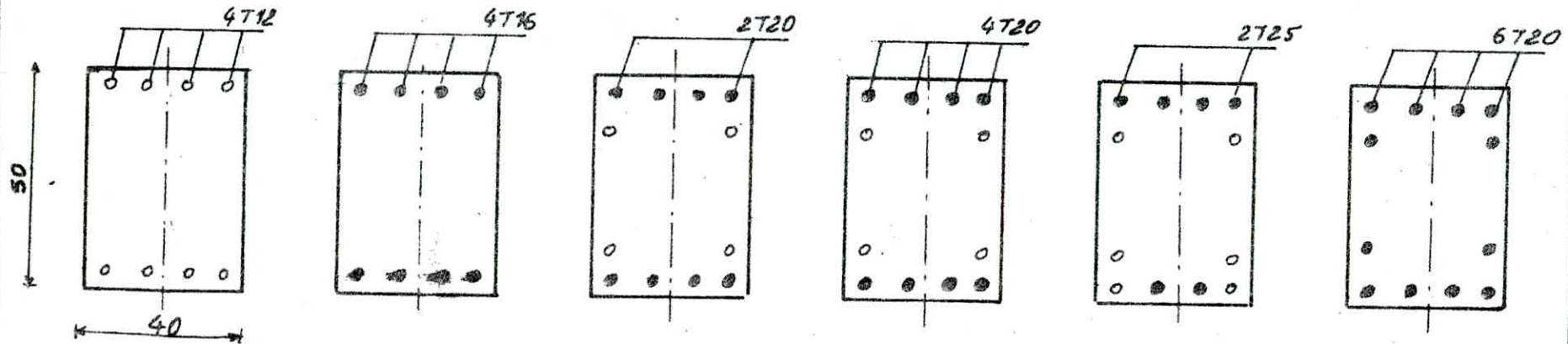
Section & Ferrailage Des Poutres:

longitudinales



niveau

transversales



b - Ferraillage des poteaux :. Détermination des armatures longitudinales et des contraintes :

Les poteaux sont ferrailés symétriquement comme le stipule le RPA.
Les valeurs reproduites dans le tableau ci-dessous ont été calculées d'après la méthode de P. CHARON.

NIVEAU	SECTION	M(tm)	N(t)	$\Lambda = \Lambda'$	$d = d'$	y (cm)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a$
x	50x50	-33,38	22,94	21,99	7,6	17,27	167,97	3665,7	1410,84
1,2 y		28,06	151,17			32,21	158,65	7,53	1818,22
x	45x45	19,45	8,3	13,44	3,5	13,93	121,7	3613,75	1366,76
3,4 y		-19,04	20			15,43	123,16	3121,6	1428,36
x	40x40	12,45	13,86	10,05	3	13,39	116,69	3087,68	1353,12
5,6 y		-12,5	34,26			16,72	124,55	2267,10	1532,94

. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{T}{bz}$$

$$\tau_b = \begin{cases} 3,5 \bar{\sigma}_b \\ (4,5 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{b0}}) \bar{\sigma}_b \end{cases}$$

$$\text{si } \bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}_{b'0}$$

$$\text{si } \bar{\sigma}_{b0} < \bar{\sigma}_b < 2 \bar{\sigma}_{b'0}$$

$$T_c = \begin{cases} 2T_{\max} \text{ si } \lambda > 15 \\ 3 T_{\max} \text{ si } \lambda < 15 \end{cases}$$

NIVEAU	bxh	$z = \frac{7}{8} h$	T_{\max}	$i = \frac{h}{\sqrt{12}}$	$l_c = 0,7l$	$\lambda = \frac{l_c}{i}$	T_c	$\tau_b = \frac{T_c}{bz}$	$\bar{\tau}_b$
I-II	50x42,24	37,1	28,82	12,19	273	22,39	57,64	31,07	40,5
III-IV	45x41,5	36,3	24,13	11,98	273	22,79	48,26	29,54	40,5
V-VI	40x37	32,38	13,71	10,68	273	25,56	27,42	21,16	40,5

. Calcul des armatures transversales :

L'espacement des armatures transversales est donné comme suit :

$$t \leq \min (10 \varnothing L ; 15\text{cm}) \quad \text{en zone nodale}$$

$$t' \leq 12 \varnothing L \quad \text{en zone courante}$$

$$\text{soit : } h' \leq \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right) = \max (56, B_1, h_1, 60)$$

$$\text{et } D = \frac{h'}{t} = \frac{60}{12,5} = 5 \text{ cours}$$

$$\text{où } h' = 60 \text{ cm}$$

et D : nombre de cours d'armatures transversales.

NIV.	t(cm)	t'(cm)	h ₁ (cm)	T(t)	At(cm ²)	At(Adoptée)	h'(cm)	D
I-II	12,5	15	50	57,64	3,43	4,71 (4 T10)	60	5
III-IV	12,5	15	45	48,26	3,19	"	60	5
V-VI	12,5	15	40	27,42	2,04	"	60	5

. CONCLUSION :

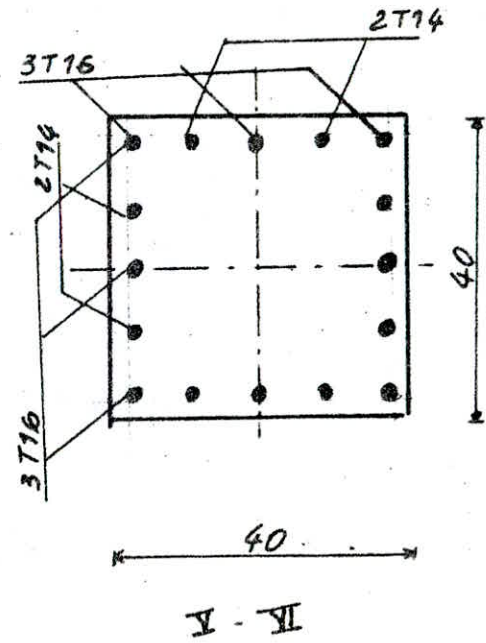
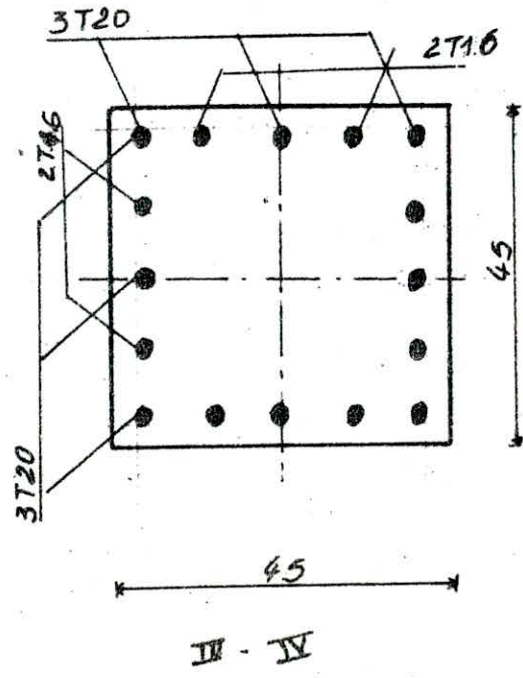
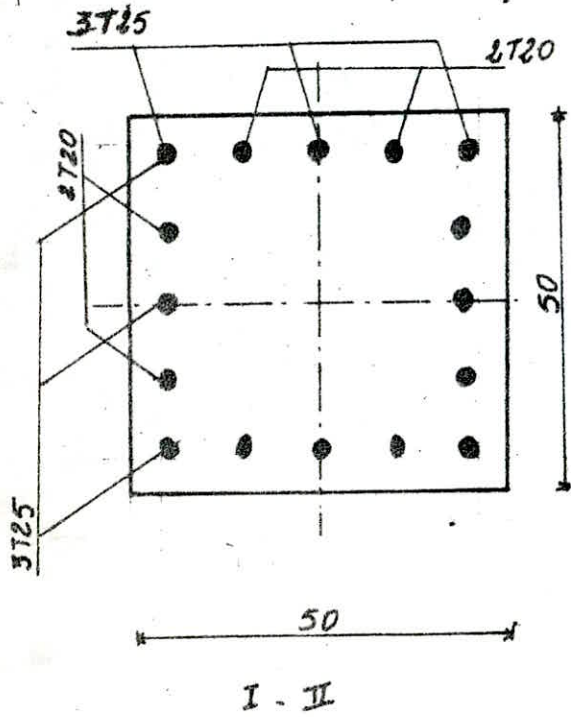
Comme le stipulé le RPA, le pourcentage maximum d'armatures longitudinales calculé est inférieur à 4 % de même que les prescriptions relatives aux armatures transversales, espacements et recouvrements ont été respectés dans l'étude qui précède.

./.

BLOC ESCALIER

Section 2 Ferrailage Des Poteaux

NIVEAU



I V - /- O N D A T I O N S S U R P I E U X -

1 - Etude théorique des pieux

2 - Calcul des fondations

a - voile périphérique

b - longrines

c - pieux

d - semelles

e - joint de rupture

1 - É TUDE THEORIQUE DES PIEUX -

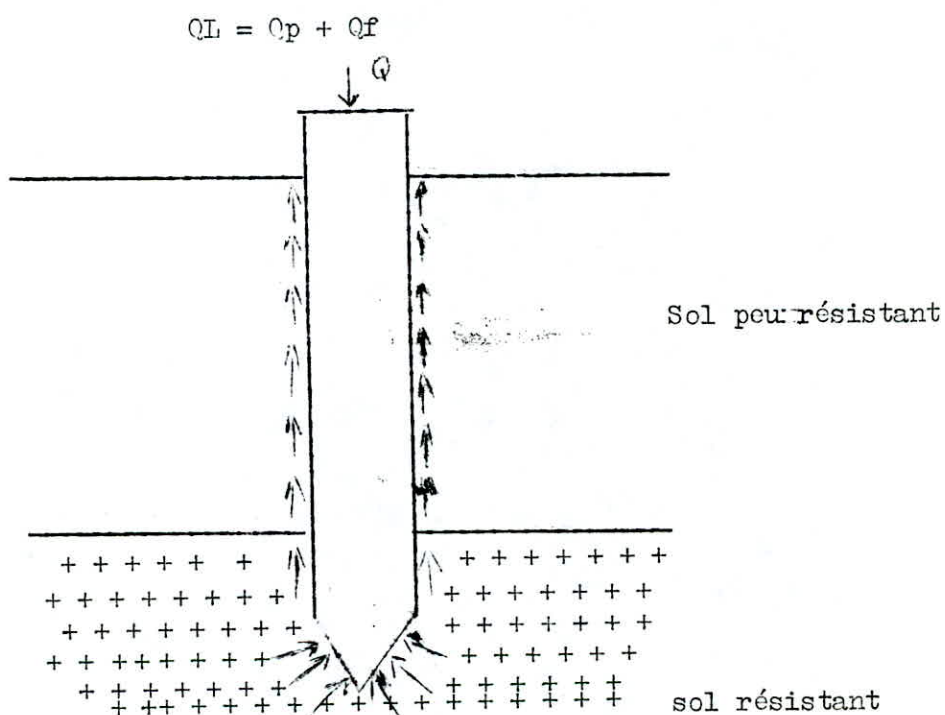
La marne grise, couche portante de notre sol se trouve à plus de 10 m de profondeur, ce qui impose l'utilisation de fondations profondes les pieux.

Le pieu a pour rôle de transmettre les charges d'un ouvrage sur les couches profondes d'un sous - sol.

Il existe plusieurs sortes de pieux dont : les pieux en bois, les pieux métalliques, les pieux en béton préfabriqués et les pieux moulés dans le sol dont les pieux forés qui entrent dans la composition de nos fondations.

La charge Q_L de rupture d'un sol provient de 2 termes :

- d'une part de la résistance au poinçonnement du sol sous la pointe du pieu : résistance de pointe Q_p
- d'autre part de la mobilisation d'un frottement entre le sol et le pieu le long du fût : frottement latéral Q_f



pieu ancré dans un bicouche

L'étude des pieux nécessite une reconnaissance des sols. Les essais les plus utilisés ayant pour but de mesurer certaines caractéristiques des sols sont les suivants :

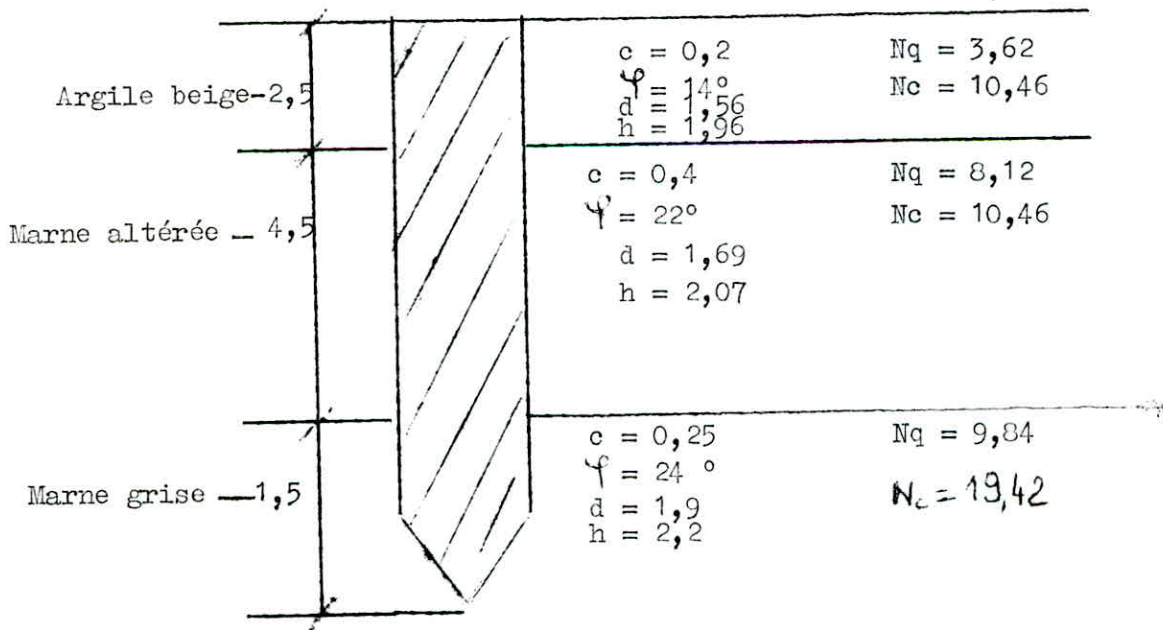
- le pressiomètre
- le pénétromètre
 - a - P. dynamique
 - b - P. Statique

chacun de ces moyens de reconnaissance ne donne que des renseignements sur des problèmes particuliers. Il faut donc les choisir en connaissance de cause. Pour l'étude ci-présente le choix a été porté sur le pénétromètre dynamique. De plus, des sondages carottiers effectués sur le terrain ont permis le prélèvement d'échantillons sur lesquels ont été réalisés les essais classiques d'identification.

Ces sondages ont abouti à la reconnaissance du sol en question :

- 1 à 2 m : argile plastique beige dans laquelle on reconnaît parfois la structure marneuse primitive. Cette formation est le fruit de l'altération des marnes.
- de 2 à 3 m : marne altérée, très fracturée.
Cette assise est le siège de circulations d'eau très importantes ce qui contribue à l'altération de l'argile sous-jacente.
- au dessous, marne saine, bleue, très dure et très compacte.

remblai



2 - $\bar{\Delta}$ A L C U L D E S F O N D A T I O N S -

- a - Voile p é r i p h é r i q u e
- b - Longrines
- c - Pieux
- d - Semelles
- e - Joint d e r u p t u r e

a - Calcul du voile périphérique :

A partir du sous - sol, des murs périphériques en béton armé ceinturent tout le bâtiment.

Ces murs reprennent les efforts du séisme et assurent une grande stabilité à l'ensemble du bâtiment.

La hauteur du voile périphérique est donnée par :

$$h \geq \max \left(\frac{H}{10} ; 0,80 \text{ m} \right) \text{ d'après le RPA}$$

avec H : hauteur du bâtiment

$$\text{pour } H = 23,4 \text{ m} \longrightarrow h = 2,4 \text{ m}$$

soit $e = 30 \text{ cm}$ (épaisseur du voile)

Ferraillage :

. Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures d'après

le RPA $A \geq 0,2 \% St$ avec $St = h e$

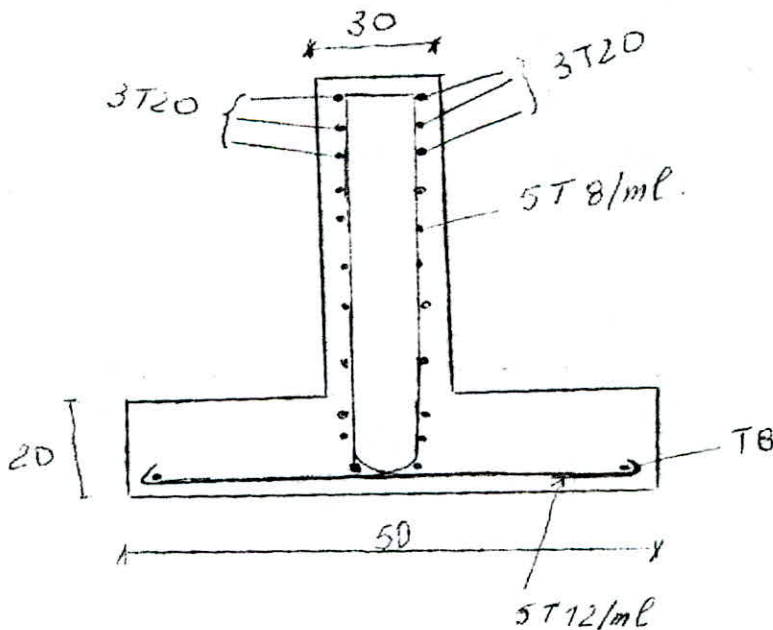
$$\text{si } h = 2,40 \text{ m} \implies A = 14,4 \text{ cm}^2$$

$$e = 30 \text{ cm}$$

La section adoptée est : 18, 84 cm² correspondant à 6 T 20

. Armatures longitudinales de peau :

d'après le RPA : $A \geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par ml de hauteur la section adoptée est 2,51 cm² correspondant à 5 8 / ml



b - Calcul des longrines :

Les longrines sont placées au niveau des semelles qu'elles relient entre elles.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction ou à la compression sous l'action d'une force égale à 10 % de l'effort normal.

La section minimale du coffrage imposée par le RPA est : 30x30 (en cas de sol meuble).

Dimensionnement :

$$N' = A \bar{\sigma}_a + B \bar{\sigma}_{bo} \quad \text{si } a = n \quad \bar{\sigma}_{bo} \Rightarrow$$

$$N' = A n \bar{\sigma}_{bo} + B \bar{\sigma}_{bo} \quad \text{si } \frac{A}{B} = (0,03 n + 1) \Rightarrow$$

$$B = \frac{N'}{(0,03 n + 1) \bar{\sigma}_{bo}}$$

pour $n = 15$

$$N' = 10 \% 190 = 19 \text{ t}$$

$$\Rightarrow B = 1275,3 \text{ cm}^2$$

soit une section b. h. = 30 x 45

Ferraillage :

En compression :

$$A \geq \frac{1}{n} (N' - B) < 0$$

En traction :

$$A \geq \frac{N'}{\bar{\sigma}_a} = 6,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \text{ T } 16 (8,03 \text{ cm}^2)$$

Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_{bo}}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,16 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront composées de cadres $\varnothing 8$ espacés de 20 cm

./.

c - Calcul des pieux :. Calcul de la capacité portante (A_1)

La méthode classique utilisée pour la recherche de la capacité portante est une théorie développée à partir des essais de laboratoire.

Le prédimensionnement des pieux a donné les résultats suivants :

$\varnothing = 50$ cm — pieux d'angle et de rive

$\varnothing = 60$ cm — pieux centraux

d'où l'ancrage D_0 délimitant

les lignes de glissement

$$D \gg \frac{B}{4} N_q^{2/3}$$

pour $B = 60$ cm

et N_q (couche portante) $\hat{=} 9,84$

D_0 choisi = 1,5 m

La capacité portante, comme il a été expliqué précédemment vaut :

$$Q_L = Q_p + Q_f$$

- terme de pointe : $q_p = C_3 N_{c_3 \max} + (\gamma_1 D_1 + \gamma_2 D_2) N_{q_3 \max}$

avec : $N_{q \max} = 10^{3,04} \text{ tg}^{\varphi}$

$$N_{c \max} = \frac{N_{q \max} - 1}{\text{tg}^{\varphi}}$$

$$C_3 = 2,5 \text{ t/m}^2$$

$$N_{c_3 \max} = 19,52$$

$$N_{q_3 \max} = 22,57$$

$$\implies q_p = 268,07 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_1 = 1,96$$

$$\gamma_2 = 1,07 \text{ (dejaugé)}$$

$$D_1 = 2,5 \text{ m}$$

$$D_2 = 4,5$$

./.

- Frottement Latéral : $q = \frac{\gamma D}{2} S + C S c$

couche 1 : $q_{f1} = \frac{\gamma_1 D_1}{2} S_{f1} + C_1 S c_1$

$S_{f1} = 0,328$ (valeurs lues sur les tables)

$S c_1 = 1,968$

$C_1 = 2 \text{ t/m}^2$

$\Rightarrow q_1 = 4,74 \text{ t/m}^2$

couche 2 : $q_{f2} = \frac{(\gamma_2 D_2 + \gamma_1 D_1)}{2} S_{f2} + C_2 S c_2$

$S_{f2} = 0,325$

$S c_2 = 3,068 \Rightarrow q_{f2} = 18,30 \text{ t/m}^2$

$C_2 = 4 \text{ t/m}^2$

d'où $q_p = q_{f1} + q_{f2} = 23,04 \text{ t/m}^2$

pour $\varnothing = 50 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} Q_p = S \cdot q_p = 52,64 \text{ t} \\ Q_f = p (q_{f1} D_1 + q_{f2} D_2) = 149,04 \text{ t} \end{cases}$

$\varnothing = 60 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} Q_p = S q_p = 75,79 \text{ t} \\ Q_f = p (q_{f1} D_1 + q_{f2} D_2) = 178,85 \text{ t} \end{cases}$

avec S : diamètre de pieu

p : périmètre du pieu

en tenant compte du poids du pieu :

$\varnothing 50 \text{ --- } P_{50} = \frac{\gamma \pi D^2}{4} \cdot h = (2,5 - 1) \pi \cdot \frac{0,5^2}{4} \cdot 8,5 = 2,5 \text{ t}$

$\varnothing 60 \text{ --- } P_{60} = \frac{\gamma \pi D^2}{4} \cdot h = (2,5 - 1) \pi \cdot \frac{0,6^2}{4} \cdot 8,5 = 3,6 \text{ t}$

finalement :

$\varnothing = 50 \text{ --- } \bar{Q}_L = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_f}{3} - P = 73,5 \text{ t}$

$\varnothing = 60 \text{ --- } \bar{Q}_L = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_f}{3} - P = 93,91 \text{ t}$

./.

• REMARQUE :

Dans les formules précédentes, il a été tenu compte des coefficients de sécurité, 2 pour le terme de pointe et 3 pour le frottement latéral.

• Predimensionnement des semelles (A_1)

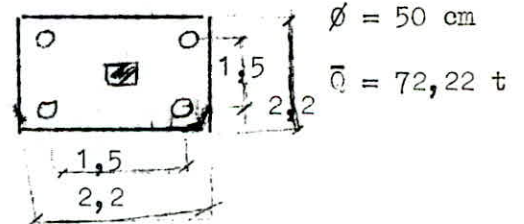
Les efforts à la base des poteaux pour les différentes semelles sont les suivantes :

Poteau Efforts	ANGLE	RIVE	CENTRE
M	36,44	40,2	67,37
N	167,77	179,88	124,96
T	14,6	28,28	28,42

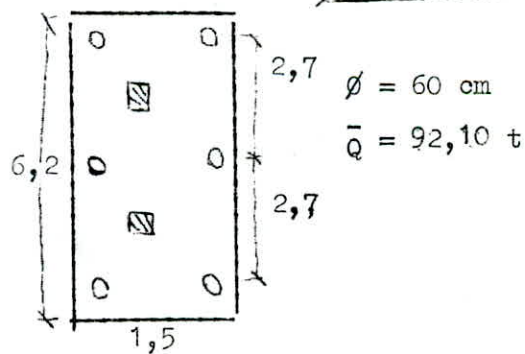
Soit la distance e entre deux pieux consécutifs telle que $e \geq 2,5 \phi$

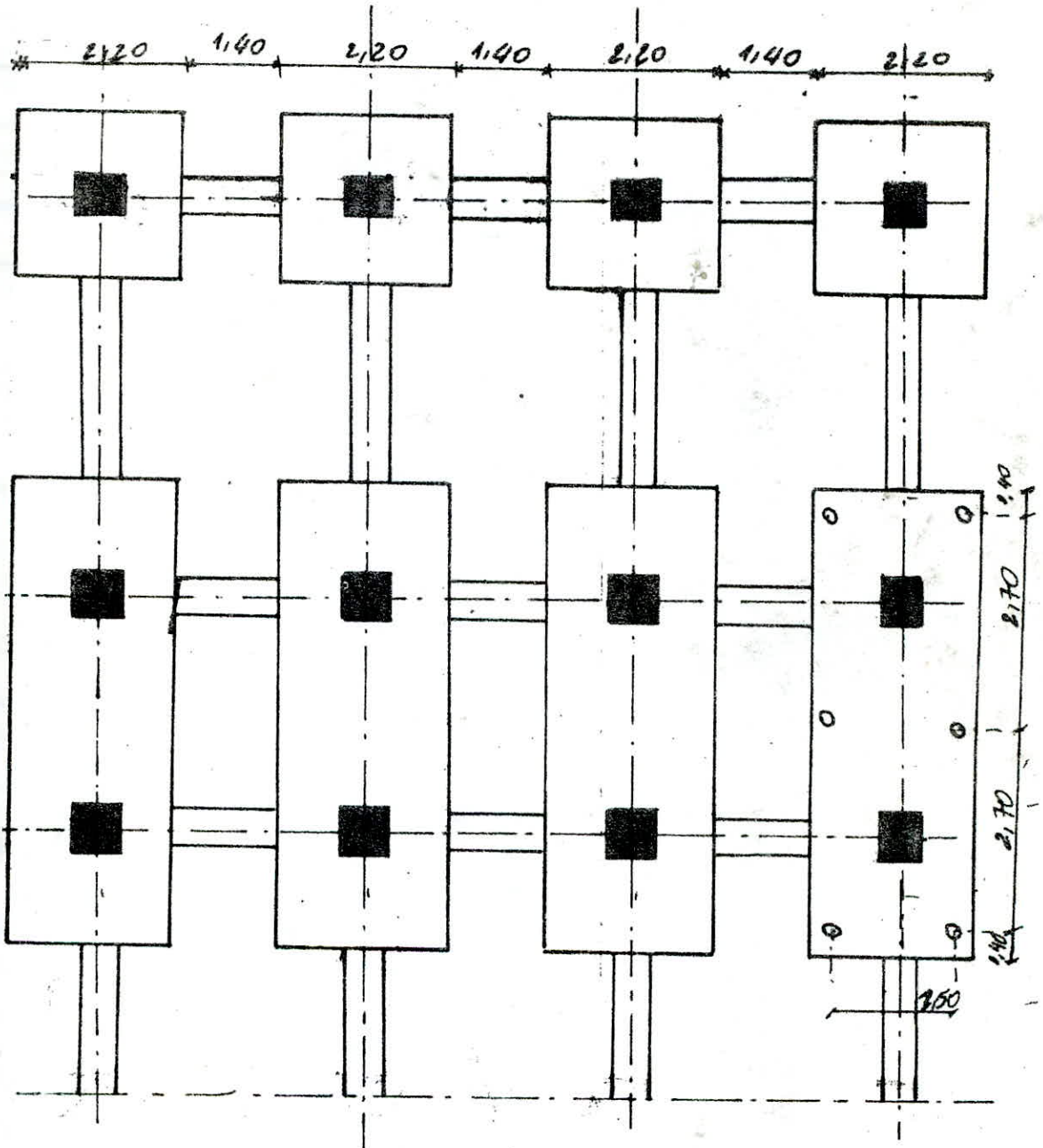
Un predimensionnement tenant compte du rapport de la charge arrivant à la base du poteau par la capacité portante permet de déduire la schématisation suivante :

semelles d'angles et de rive :

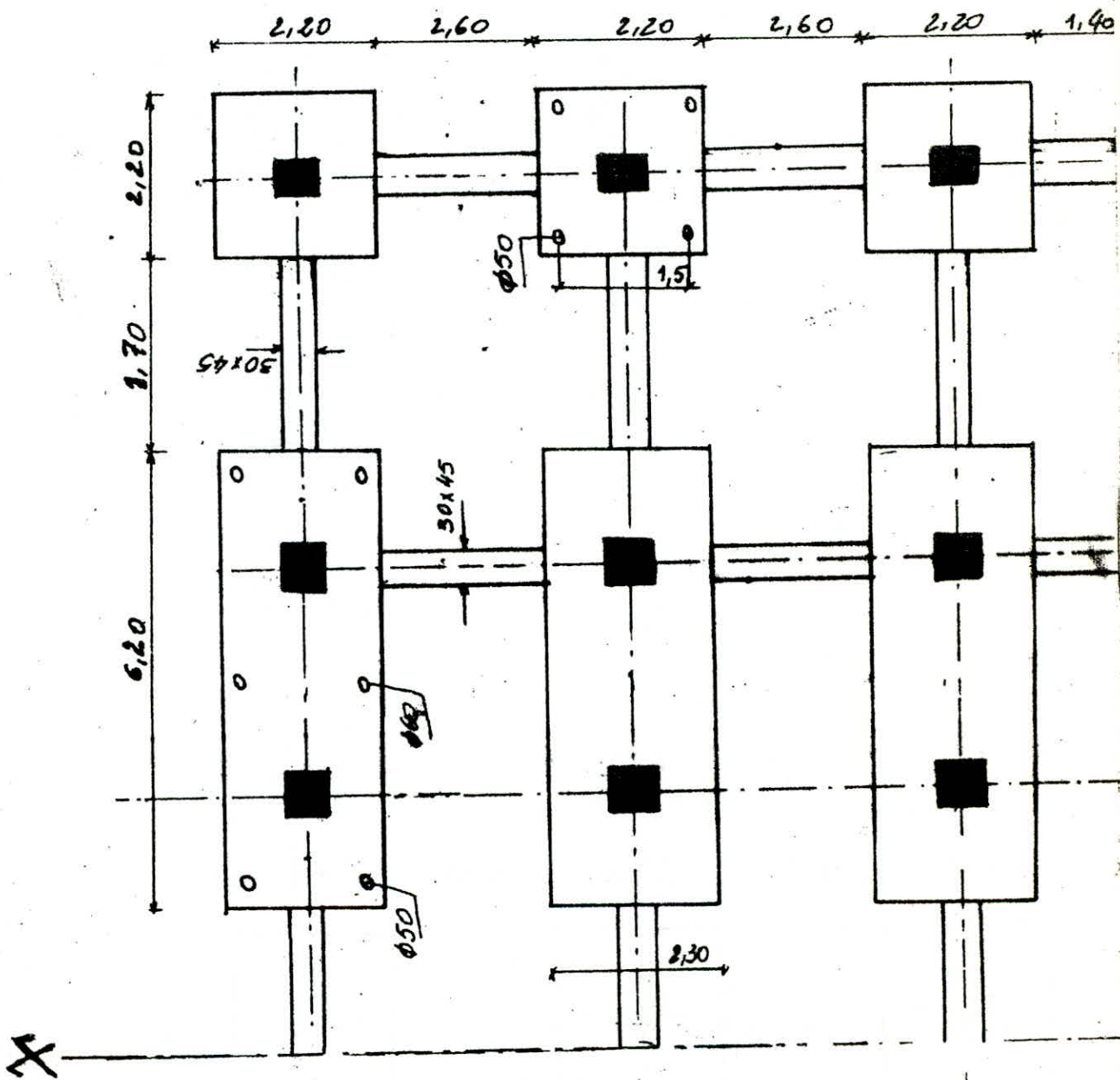


semelles centrales :





FONDATIONS



PLAN DE

• Vérification du déplacement : (A₁)

Quoique les pieux d'une même semelle sont supposés travaillant ensemble, néanmoins, il faut tenir compte d'un certain déplacement en tête de pieu, déplacement occasionné par les efforts horizontaux.

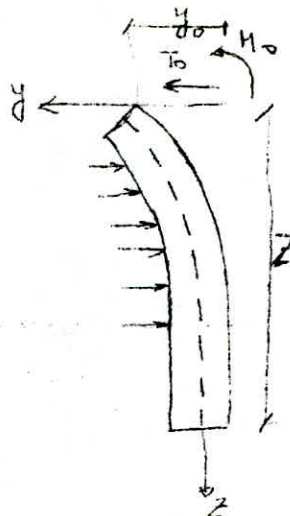
Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle linéaire du 4^e ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + c by = 0 \quad (1)$$

où b : est le diamètre du pieu

I : inertie de la section

E : module d'élasticité du matériau.



La résolution de l'équation (1) met en évidence le coefficient élastique tel que :

$$\alpha = 4 \sqrt{\frac{4 E I}{c b}}$$

où C (kg/cm²) est le coefficient de réaction du sol à la côte Z, le moment de flexion dû à T₀ vaut :

$$M(z) = T_0 A$$

à la côte Z, le moment de flexion dû à T₀ vaut :

$$M(z) = T_0 A$$

à la côte Z, le moment de flexion dû à M₀ vaut :

$$M(z) = M_0 B$$

$$\text{où } A = e^{-\frac{z}{\alpha}} \frac{\sin \frac{z}{\alpha}}{\alpha}$$

$$\text{et } B = e^{-\frac{z}{\alpha}} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \cos \frac{z}{\alpha} \right)$$

./.

sous l'action combinée de T_0 et M_0 :

$$M(z) = T_0 A + M_0 B = T_0 \alpha \left(A + \frac{M_0 B}{T_0 \alpha} \right) = T_0 \alpha C_1$$

$$\text{avec } C_1 = e^{-\frac{z}{\alpha}} \left(\operatorname{sur} \frac{z}{\alpha} + \frac{M_0}{T_0} \left(\operatorname{sur} \frac{z}{\alpha} + \cos \frac{z}{\alpha} \right) \right)$$

$$\text{soit : } \beta = \frac{M_0}{T_0 \alpha} \implies M(z) = T_0 \alpha e^{-\frac{z}{\alpha}} \left(\operatorname{sur} \frac{z}{\alpha} + \beta \left(\operatorname{sur} \frac{z}{\alpha} + \cos \frac{z}{\alpha} \right) \right)$$

$$T(z) = \frac{dM}{dz}(z)$$

$$T(z) = T_0 e^{-\frac{z}{\alpha}} \left(\cos \frac{z}{\alpha} - (1 + z\beta) \operatorname{sur} \frac{z}{\alpha} \right)$$

le moment max se situe à la cote Z , d'effort tranchant nul :

$$\frac{z}{\alpha} = \operatorname{arctg} \frac{1}{1 + 2\beta}$$

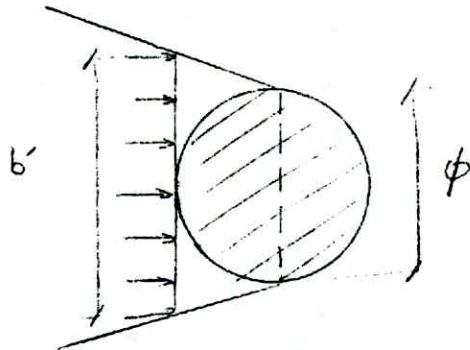
$$\text{d'où } y = (T_0) = \frac{2 T_0}{\alpha c b'} e^{-\frac{z}{\alpha}} \cos \frac{z}{\alpha}$$

$$\text{et } y_z (M_0) = \frac{2 M_0}{\alpha 2 c b'} e^{-\frac{z}{\alpha}} \left(\cos \frac{z}{\alpha} - \frac{\sin z}{\alpha} \right)$$

sous l'action combinée de T et M :

$$y_0 (T + M) = \frac{2}{\alpha c b'} \left(T_0 + \frac{M_0}{\alpha} \right)$$

avec b' largeur apparente du pieu : $b' = 1,5 \phi$



dans notre cas :

$$\alpha = 4500 \text{ t/m}^2 \text{ pour un mauvais sol}$$

$$I = \frac{\pi \phi^4}{64}$$

$$b' = 1,5 \phi$$

$$\alpha = \left(\frac{4EI}{cb'} \right)^{1/4}$$

$$y_0 (T, M) = \frac{2T_0}{\alpha cb'} + \frac{2 M_0}{\alpha^2 cb'}$$

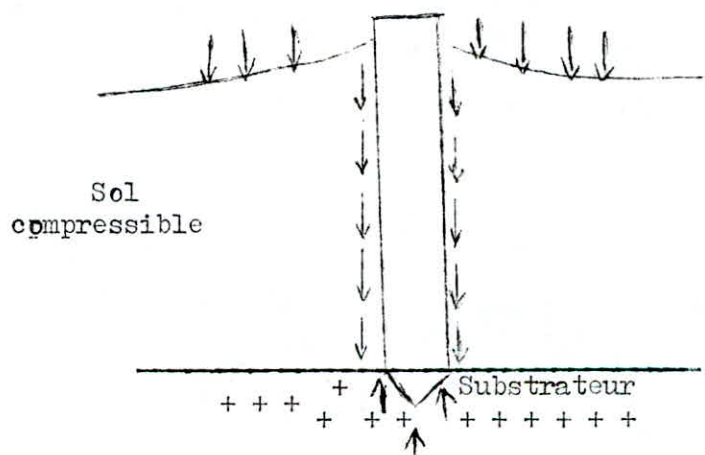
$$M_{\max} = T_0 \alpha C_1$$

PIEU	ϕ	M_0 (tm)	T_0 (t)	I (m ⁴)	b' (m)	α	y_0 (min)	M_{\max} (tm)
rive	50	15,7	6,78	$3,07 \cdot 10^{-3}$	0,75	1,66	5,79	11,26
ANGLE	50	11,12	3,35	$3,07 \cdot 10^{-3}$	0,75	1,66	3,6	5,56
CENTRE	60	45,76	14,21	$6,36 \cdot 10^{-3}$	0,9	1,9	9,95	27

Si le déplacement admissible P vaut 2 cm alors $y_0 < P$

• Vérification du frottement négatif : (A₁)

Le frottement négatif est la surcharge que supporte le pieu lorsque l'une ou plusieurs des couches qu'il traverse tassent par rapport au fût du pieu.



Si φ' désigne l'angle de frottement interne effectif, le frottement négatif unitaire à la profondeur z sera :

$$f_u = \sigma'_h \operatorname{tg} \varphi' = K \sigma'_v \cdot \operatorname{tg} \varphi'$$

où σ'_h et σ'_v sont les contraintes effectives en fin de consolidation.

Par ailleurs, la contre horizontale effective due au poids des terres sera

$$\sigma'_h = k \gamma'_z$$

Sur une hauteur de fût dz , le frottement négatif sera pour un pieu cylindrique.

$$df_u = p K \operatorname{tg} \varphi' \gamma'_z dz$$

d'où le frottement négatif total :

$$f_u = p \cdot K \cdot \operatorname{tg} \varphi' \int_0^h \gamma'_z dz$$

dans le cas d'un bi - couche :

$$F_2 = p \cdot k \cdot \operatorname{tg} \varphi'_2 \cdot h_2 \left(\gamma'_1 h_1 + \gamma'_2 \frac{h_2}{2} \right)$$

$$F_1 = p \cdot k \cdot \operatorname{tg} \varphi'_1 \cdot \frac{h_1^2}{2}$$

$$\text{finalement } F_u = F_1 + F_2 = p k \operatorname{tg} \varphi'_1 \left(\gamma'_1 \frac{h_1^2}{2} + \operatorname{tg} \varphi'_2 h_2 \left(\gamma'_1 h_1 + \gamma'_2 \frac{h_2}{2} \right) \right)$$

Dans le cas général il est admis : $k \operatorname{tg} \varphi' = 0,25$

Application numérique :

$$\begin{array}{lll} \gamma'_1 = 0,96 & h_1 = 2,5 \text{ m} & K \operatorname{tg} \varphi'_1 = 0,22 \\ \gamma'_2 = 1,07 & h_2 = 4,5 \text{ m} & K \operatorname{tg} \varphi'_2 = 0,23 \end{array}$$

$$F_u = p \cdot K \operatorname{tg} \varphi'_1 h_1 \left(\gamma'_1 \frac{h_1}{2} + K \operatorname{tg} \varphi'_2 \frac{h_2}{2} \right) = 5,63 \text{ t/m}$$

$$\overline{F}_u = \pi D F_u = \begin{cases} 0,5 \cdot 5,63 = 2,81 \text{ t} \\ 0,6 \cdot 5,63 = 3,38 \text{ t} \end{cases}$$

REMARQUE :

Le frottement négatif n'est à prendre en compte qu'avec les charges permanentes, autrement dit pour un pieu isolé, il faut vérifier :

$$Q_G + \overline{F}_u < \overline{Q}$$

- semelles centrale :

$$Q_G + \sum u = \frac{124,96 \cdot 2}{6} + 10,61 = 52,26 \text{ t} < \bar{Q} = 93,91 \text{ t}$$

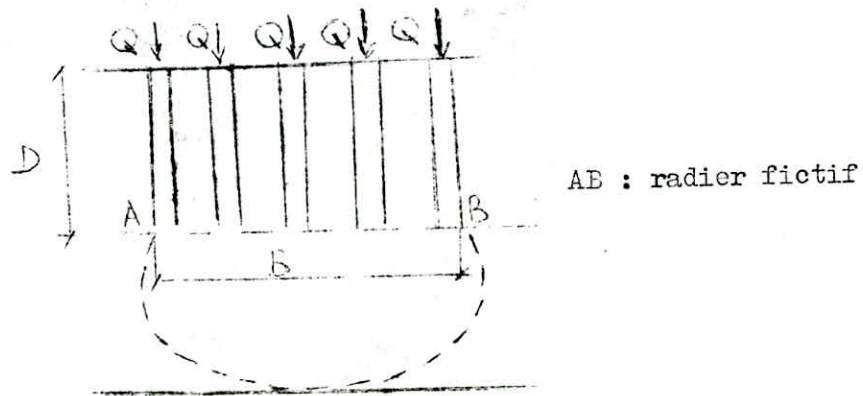
- semelle d'angle, de rive :

$$Q_G + \sum u = \frac{179,88}{4} + 8,84 = 53,81 \text{ t} < \bar{Q} = 73,5 \text{ t}$$

• Vérification du groupe de pieux : (A_1)

Lorsque les pieux sont suffisamment rapprochés, il arrive que la résistance globale du groupe de n pieux soit inférieure à n fois la résistance d'un pieu isolé.

De plus, il y a interférence des contraintes induites par chaque pieu et "un effet radier" apparaît.



Ainsi une couche compressible profonde qui ne serait pas sollicitée par un pieu unique peut poinçonner ou tasser sous l'effet du groupe de pieux :

ainsi il convient de vérifier pour le groupe de pieux :

- la sécurité vis à vis de la rupture
- les tassements.

- Sécurité vis à vis de la rupture :

La résistance à la rupture est la somme de 2 termes :

- la résistance de pointe et le frottement latéral
- pour le frottement latéral : $Q_f = f_u \cdot p \cdot D$

./.

avec f_u : frottement latéral unitaire

p : périmètre circonscrit au groupe de pieux

D : ancrage

$$f_u = 23,29 \text{ t/m}^2 \text{ (calculé précédemment)}$$

$$p = 16,2 \text{ m}$$

$$D = 8,5 \text{ m}$$

$$\implies Q_p = 3207,03 \text{ t (semelle centrale)}$$

$$\text{d'où } q_1 = \frac{Q_p}{A f_s}$$

avec A : aire de la section droite du groupe de pieux

f_s : coefficient de sécurité

$$A = 6,21 = 12,6 \text{ m}^2$$

$$f_s = 3$$

$$Q_p = 3207,03 \text{ t}$$

$$\implies q_1 = 84,22 \text{ t/m}^2 \text{ (semelle centrale)}$$

Le terme de pointe est :

$$q_p = \gamma_D + C_{nc}$$

correspondant à la couche de base :

$$\gamma = 1,07 \text{ t/m}^3$$

$$D = 8,5 \text{ m}$$

$$c = 2,5 \text{ t/m}^2$$

$$\implies q_p = 21,6 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{B}{D} = 0,7 \implies N_c = 5$$

$$\text{d'où } q_2 = \frac{q_1}{f_s}$$

$$\text{pour } f_s = 2 \implies q_2 = 10,8 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Il en résulte : } q_1 + Q_2 = 95,02 \text{ t/m}^2$$

or la contrainte verticale vaut :

$$q_v = \frac{\sum Q_i + W}{A}$$

Q_i : charge supportée par le pieu

W_i : poids des terres et des pieux au-dessus du niveau AB A section du pieu.

./.

$$\sum Q_i = 2 N = 2 \cdot 124,96 = 250 \text{ t (semelle centrale)}$$

$$w = 2,1 \cdot 6 (1,96 \cdot 2,5 + 2,07 \cdot 4,5) + 6 \pi \cdot \frac{0,6^2}{4} \cdot 2,5 \cdot 8,5 = 215,16 \text{ t}$$

$$A = 12,6 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow q_v = 36,9 \text{ t/m}^2$$

$$\text{conclusion } q_v < q_1 + q_2 = 95,02 \text{ t/m}^2$$

la résistance du groupe de pieux est donc vérifiée

- Sécurité vis à vis du tassement :

Le tassement est d'autant plus important que les couches traversées par le pieu sont compressibles :

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{e}{1 + e_0}$$

$$\begin{aligned} \text{argile beige : } e_1 &= 0,620 & \Rightarrow H &= 1,1 \text{ cm} \\ e_0 &= 0,624 \\ H &= 2,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{marne altérée : } e_1 &= 0,562 & \Rightarrow H &= 1,8 \text{ cm} \\ e_0 &= 0,543 \\ H &= 4,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Les valeurs de e_0 et e_1 , sont déduites des essais oedométriques réalisés au laboratoire.

Si le tassement admissible $H = 2 \text{ cm}$, le poinçonnement du groupe de pieux n'est pas à craindre.

. Vérification de l'effort d'accrochage sur un groupe de pieux : (A_1)

Pour des espacements courants de pieux (3 à 6 diamètres) il convient de prendre en compte l'effet d'accrochage du sol sur le groupe de pieux.

La charge supplémentaire sur chaque pieu vaut :

$$Q' = (\theta_1 \cdot A_1 \cdot h) + (e_z \cdot A_z \cdot \gamma' \cdot h)$$

θ_1, θ_2 : coefficient donnés par les abaques

A_1, A_z : aires d'influence telles que :

./.

$$\text{Pieu d'angle } A_1 = \frac{(a+0,9h)(b+0,9h)}{4}; A_2 = \frac{(a+0,45H)(b+0,45H)}{4}$$

$$\begin{aligned} \text{Pieu extérieur} & A_1 = \frac{a(b+0,9H)}{2} \quad \text{ou } \frac{(a+0,9h)b}{2} \\ \text{ou intermédiaire} & A_2 = \frac{a(b+0,45H)}{2} \quad \text{ou } \frac{b(a+0,45H)}{2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{pieu intérieur } A_1 &= ab & A_2 &= ab \\ a, b &\leq 0,9h & a, b &\leq 0,45H \end{aligned}$$

Pour un poteau central :

H (hauteur de la couche compressible) = 8 m
h (hauteur du remblai) = 1,6 m

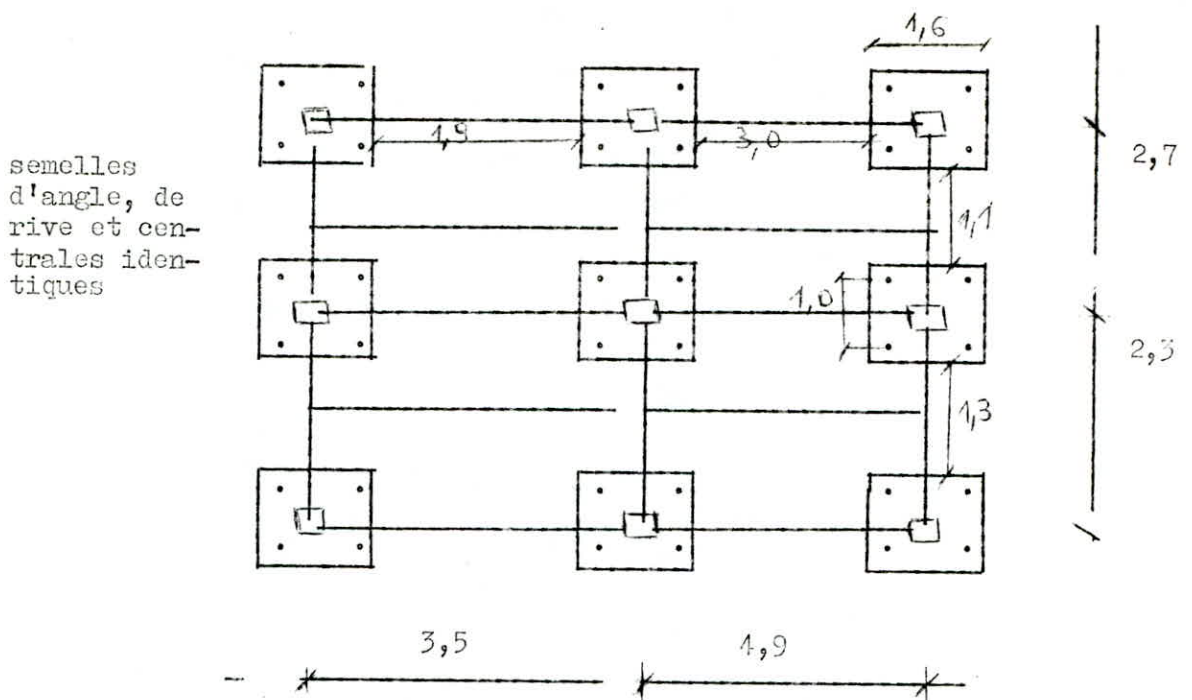
-pieux d'angle :

$$\begin{aligned} A_1 &= 21,53 & \theta_1 &= 4,5 & Q'_p &= 11t \\ A_2 &= 8,03 & \theta_2 &= 0,16 & & \\ & & K \operatorname{tg} \varphi' &= 0,20 & & \end{aligned}$$

-pieux extérieurs intermédiaires :

$$\begin{aligned} A_1 &= 7,42 & \theta_1 &= 0,18 & Q'_p &= 10,5t \\ A_2 &= 4,72 & \theta_2 &= 0,26 & & \\ & & K \operatorname{tg} \varphi' &= 0,20 & & \end{aligned}$$

En ce qui concerne le bloc E, les résultats lui correspondant sont regroupés dans le tableaux ci-dessous :

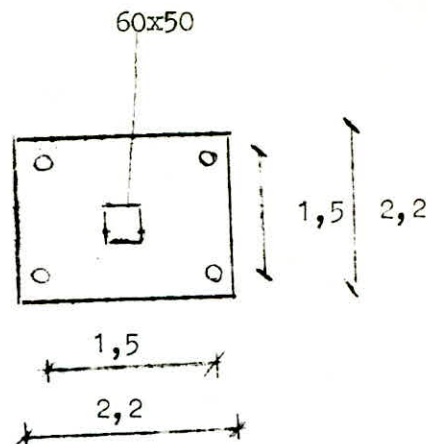


SEMELLES	ANGLE	RIVE	CENTRE
M (tm)	28,04	33,4	32,62
N (t)	114,4	75,68	107,02
T (t)	9,22	11,24	8,36
ϕ (cm)	40	40	40
Qp (t)	33,69	33,69	33,69
Q (t)	119,23	119,23	119,23
$\bar{Q} L$ (t)	46,56	46,56	46,56
yo (min)	3,83	4,1	4,14
u (t)	7,073	7,073	7,073
QG + u (t)	35,67	37,05	33,83
q ₁ (t/m ²)	188,54	188,54	188,54
q (t/m ²)	10,8	10,8	10,8
q ₁ + qz	199,34	199,34	199,34
qv (t/m ²)	78,03	80,84	74,26

d - Calcul des semelles :

. Semelles de rive (bloc A₁)

$$\left(\begin{array}{l} \phi = 50 \text{ cm} \\ \bar{Q} = 73,5 \text{ t} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M = 40,2 \text{ tm} \\ N = 179,88 \text{ t} \\ T = 28,28 \text{ t} \end{array} \right.$$



La hauteur de la semelles est dimensionnée par la relation suivante :

$$h = 0,71 \left(lt - \frac{a}{2} \right)$$

$$lt = 1,5 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad h = 85 \text{ cm et } ht = 90 \text{ cm}$$

$$a = 0,5 \text{ m}$$

l'effort normal revenant à chaque pieu vaut :

$$R = \frac{Th + M}{2 lt} + \frac{N}{4}$$

$$h = 85 \text{ cm}$$

$$lt = 1,5 \text{ m}$$

$$T = 28,28 \text{ t}$$

$$N = 179,88 \text{ t}$$

$$M = 40,2 \text{ tm}$$

$$\Rightarrow R = 68,85 \text{ t} < \bar{Q} = 73,5 \text{ t}$$

Le système d'armatures adopté est composé de cerces et quadrillage :

$$\text{cerces} \quad N'_{ac} = \frac{0,8 \cdot Q}{8 h} \cdot lt \left(1 - \frac{a}{2lt} \right)$$

avec Q la charge venant du poteau :

$$lt = 1,5 \text{ m}$$

$$a = 0,5 \text{ m}$$

$$h = 85 \text{ cm}$$

$$Q = 4 R = 267,4 \text{ t}$$

$$\Rightarrow N'_{ac} = 39,32 \text{ t}$$

$$\text{d'où } A'_{c} = \frac{N'_{ac}}{\sigma_{en}} = 9,36 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 3 \text{ T } 20 \text{ (A} = 9,42 \text{ cm}^2)$$

./.

Quadrillage :

$$N'_{aq} = \frac{2,4 \cdot 0,2 Q}{E \cdot h} \text{ lt} \left(1 - \frac{a}{2 \text{ lt}} \right)$$

$$\text{lt} = 1,5 \text{ m}$$

$$a = 0,5 \text{ m}$$

$$h = 85 \text{ cm}$$

$$Q = 4 R = 267,4 \text{ t}$$

$$\text{====} N'_{aq} = 23,59 \text{ t}$$

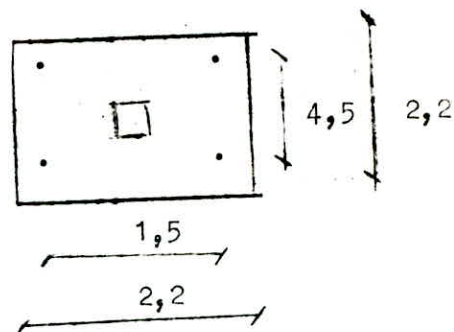
$$\text{d'où } A'_{q} = \frac{N'_{aq}}{\sigma_{en}} = 5,62 \text{ cm}^2 \text{====} \rightarrow 10 \text{ T } 10 \text{ (A} = 7,85 \text{ cm}^2)$$

. Semelles d'angle (bloc A₁)

$$(\varnothing = 50 \text{ cm})$$

$$(\bar{Q} = 73,5 \text{ t})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 36,44 \text{ tm} \\ N = 167,77 \text{ t} \\ T = 14,6 \text{ t} \end{array} \right.$$



En procédant de même, il vient :

$$R = 58,23 \text{ t} < \bar{Q} = 73,5 \text{ t}$$

Cerces : $N'_{ac} = 34,25 \text{ t}$

$$A'_{c} = 9,42 \text{ cm}^2 \text{ (3T20)}$$

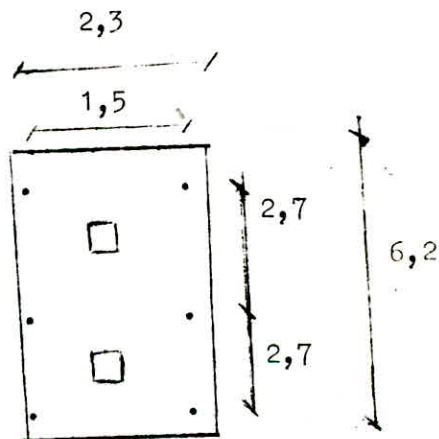
quadrillage : $N'_{aq} = 20,55 \text{ t}$

$$A'_{q} = 4,89 \text{ cm}^2 \text{ (7 T } 10)$$

. Semelles centrales (Bloc A₁)

$$\left\{ \begin{array}{l} \varnothing = 60 \text{ cm} \\ Q = 93,81 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 67,37 \text{ tm} \\ N = 124,96 \text{ t} \\ T = 23,42 \text{ t} \end{array} \right.$$



suiwant x :

l'effort normal revenant à chaque pieu vaut :

$$R = \left(\frac{Th + M}{3lt} + \frac{N}{6} \right) 2$$

./.

$$M = 67,37 \text{ t m}$$

$$N = 124,96 \text{ t} \implies$$

$$T = 28,42 \text{ t}$$

$$h = 85 \text{ cm}$$

$$R = 61,33 \text{ t} < \bar{Q} = 93,81 \text{ t}$$

Cerces : $N'c = 54,24 \text{ t}$

$$A'c = 12,56 \text{ cm}^2 (4T 20)$$

Quadrillage :

$$N'q = 26,55 \text{ t}$$

$$A'q = 7,85 \text{ cm}^2 (10 T 10)$$

sivant y :

$$R = \frac{Th + M}{2lt} + \frac{N}{4}$$

$$M = 67,37 \text{ tm}$$

$$N = 124,96 \text{ t}$$

$$T = 28,42 \text{ t}$$

$$h = 85 \text{ cm}$$

$$\implies R = 48,19 < \bar{Q} = 93,81 \text{ t}$$

cerces :

$$N'c = 54,43 \text{ t}$$

$$A'c = 12,56 \text{ cm}^2 (4 T 10)$$

quadrillage :

$$N'q = 32,66 \text{ t}$$

$$A'q = 7,85 \text{ cm}^2 (10 T 10)$$

TALBEAU RECAPITULATIF

SEMELLE	ANGLE	RIVE	CENTRALE
A'c (cm ²)	9,42 (3T20)	9,42 (3 T20)	12,56 (4T 20)
A'q (cm ²)	4,89 (7 T10)	7,85 (10 T 10)	7,85 (10 T 10)

./.

. Vérification du cisaillement (bloc A₁)

Elle est donnée par la relation :

$$\tau_b = \frac{T}{2b_0z} < \bar{\tau}_b = 1,2, \sigma'_{28} = 26 \text{ kg/cm}^2$$

avec b_0 = largeur de semelle

$$z = 7/8 \cdot h$$

SEMELLES	ANGLE	RIVE	CENTRE
τ_b (kg/cm ²)	5,13	5,5	2,71

Les contraintes calculées sont largement inférieures à $\bar{\tau}_b$.

. Vérification de la contrainte de compression au niveau du poteau : ()

Elle est donnée par la relation :

$$\sigma'_b = \frac{Q}{B \sin^2 \theta} \leq 0,9 \sigma'_{j'} = 243 \text{ kg/cm}^2$$

avec B = Section du poteau

θ = angle que forme l'axe de la bielle avec l'horizontale

SEMELLES	ANGLE	RIVE	CENTRE
σ'_b (kg/cm ²)	184,36	178,27	187,1

• Vérification de la contrainte de compression en tête de pieu : (Bloc A₁)

Elle est donnée par la relation :

$$\sigma_{b'1} = \frac{Q}{4 B_1 \text{ sur } 20} \leq 0,9 \sqrt{j'} = 243$$

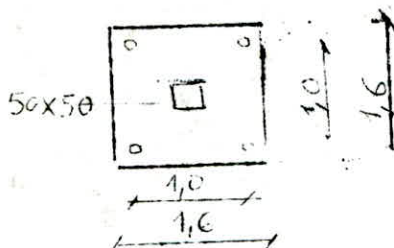
SEMELLES	ANGLE	RIVE	CENTRE
$\sigma_{b'1}$ (Kg/cm ²)	58,68	47,29	59,56

• Vérification de la contrainte de compression dans le pieu :

$\frac{R}{S} \leq \sqrt{b_0}$ (éé genre)
 avec R : Charge revenant au pieu
 S : section du pieu

SEMELLES	ANGLE	RIVE	CENTRE
R / S	29,12	34,05	29,78
$\sqrt{b'0}$	102,75	102,75	102,75

En ce qui concerne le bloc E, le procédé de calcul est le même.
 Les résultats intermédiaires correspondant aux différentes catégories de semelles sont présentés dans le tableau récapitulatif suivant :

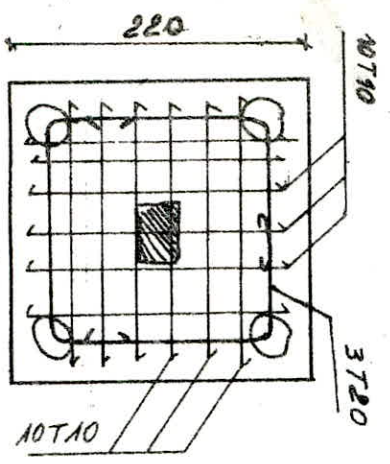


Semelles centrales,
 d'angle, et de rive

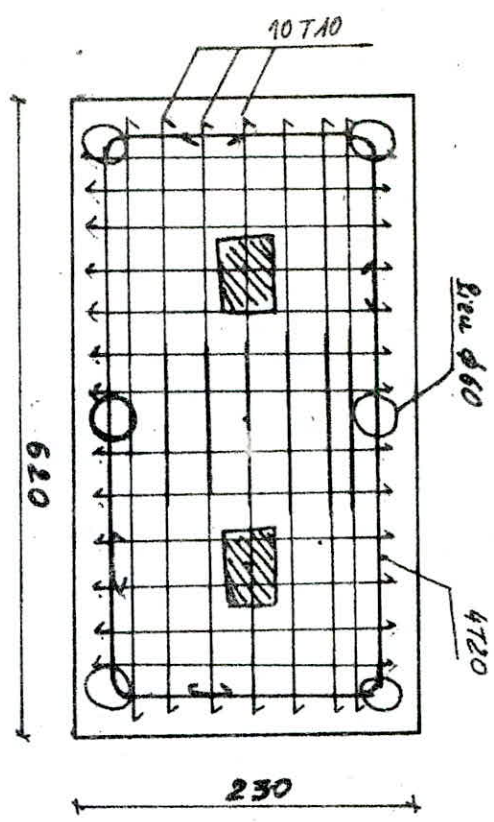
	SEMELLES D'ANGLE	SEMELLES DE RIVE	SEMELLES CENTRALES
M (t.m)	28,04	28,06	32,62
H(t)	144,4	119,91	107,02
T (t)	9,25	11,24	8,36
∅ (cm)	40	40	40
\bar{Q} (t)	46,56	46,56	46,56
R (t)	42,62	44	43,07
A'c (cm ²)	9,42 (3T 20)	9,42 (3 T20)	9,42 (3T 20)
A'q (cm ²)	5,49 (7 T10)	5,49 (7 T 10)	5,49 (7 T10)
τ_b (kg/cm ²)	8,17	8,57	7,64
$\bar{\tau}_b$ (Kg/cm ²)	26	26	26
\bar{f}_b' (Kg/cm ²)	136,38	140,8	137,85
$\bar{\sigma}_b' = \bar{\tau}_b'$ (Kg/cm ²)	243	243	243
σ_b' (Kg/cm ²)	67,83	70,03	68,55
h (cm)	50	50	50
R/S (Kg/cm ²)	33,92	35,02	34,27
$\bar{\sigma}_b'o$	102,75	102,75	102,75

./.

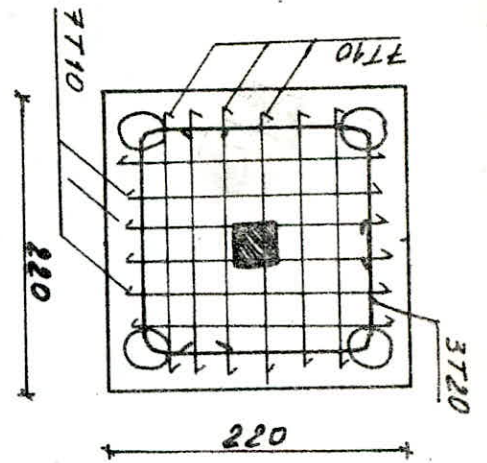
Semelle de rive



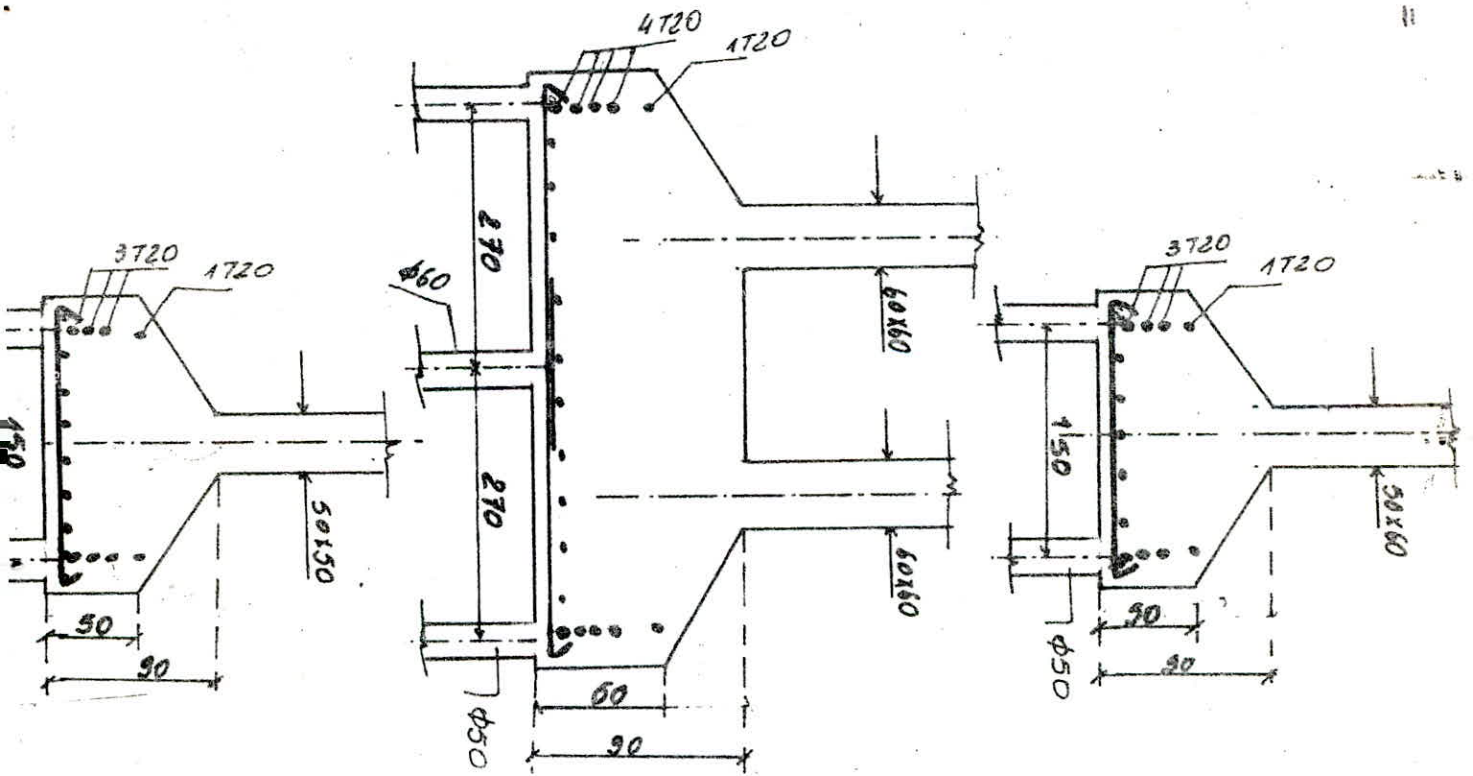
Semelle centrale



Semelle d'angle

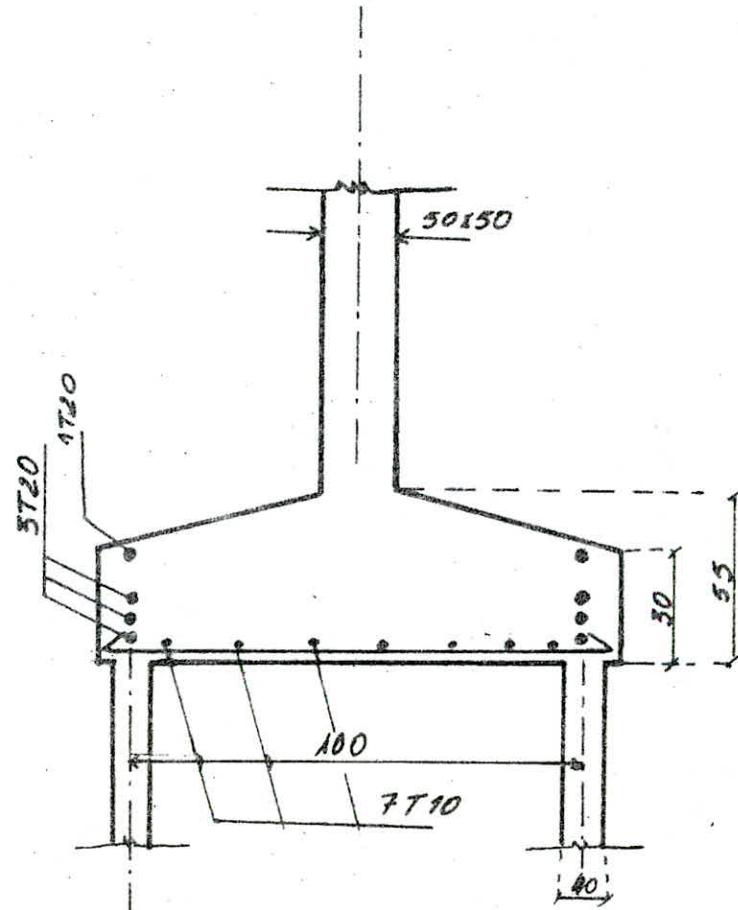
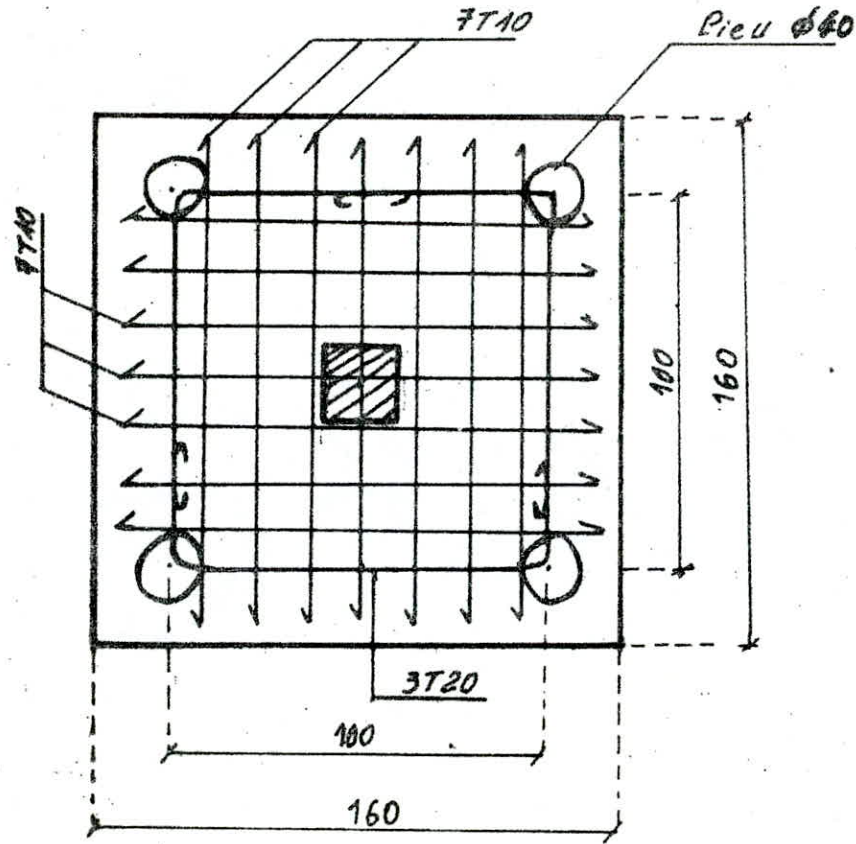


= Ferrailage =
B10c - A -



Ferrailage Des Semelles

Bloc E.



c- Calcul du joint de rupture :

Le joint de rupture est une coupure destinée à séparer les fondations de deux bâtiments voisins.

Ce joint permet le déplacement libre de chaque bloc sans contact avec l'autre.

Pour le remplissage des vides constituant les joints de rupture, on utilisera des plaques de liège, mastic d'asphalte, matière plastique.

TABLEAU RECAPITULATIF DES DEPLACEMENTS

NIVEAU	S _{jx} (Bloc A ₁)	S _{jx} (Bloc E)	S _{jx} ^A + S _{jx} ^B
VI	3,09	3,534	6,634
V	2,81	3,266	6,076
IV	2,38	2,702	5,082
III	1,79	2,061	3,851
II	1,16	1,274	2,434
I	0,48	0,526	1,006

Largeur du joint :

D'après le RPA 81, le joint entre deux bâtiments doit avoir une largeur supérieure à $H_1/300$ où H_1 représente la hauteur du bâtiment le moins haut :

$$\text{si } H_1 = H_2 = 23,4 \text{ m} \implies d \geq \frac{2340}{300} = 7,8 \text{ cm}$$

Le calcul statique donne une valeur de 6,634 cm

$$\max(7,8 ; 6,63) = 7,8 \text{ cm}$$

La largeur finalement adoptée est $d = 8 \text{ cm}$

(T-) N N E X E S

. Ferraillage des pieux :

Les pieux forés sont généralement ferraillés sur toute leur longueur. Ce ferraillage peut être préfabriqué dans des ateliers spéciaux ou sur chantier.

- l'ensemble des armatures constituant le ferraillage porte le nom de "cage d'armatures"
- les armatures longitudinales sont disposées suivant la génératrice d'un cylindre.

* Armatures longitudinales :

Elles sont réparties sur la périphérie en nombre de 5 ou 6

- . ϕ diamètre $\phi \geq 12$ mm
- . nuance acier dcux
- . espacement $e \geq (10 ; 15)$ cm
- . section minimale $A = 0,5 \% B$ (Art. 36.1 du fascicule 68)
- . B = section du pieu

* Armatures transversales :

Rôle - s'opposer au flambement des armatures longitudinales

- résister à l'effort tranchant
- s'opposer à l'ouverture des fissures longitudinales
- du point de vue exécution, elles jouent en association avec (cerces de gabarit, de montage) un rôle de rigidification de la cage lors des manutentions et de maintien des armatures longitudinales pendant la descente de la cage dans le forage et le bétonnage.
- nuance : acier doux (Fe E 24)
- elles sont disposées en cours successifs : chaque cours est constitué d'une cerce
- diamètre : le diamètre minimum est donné par le tableau ci-dessous :

ϕ_2 (mm) (long.)	12	14	16	20	25	32
ϕ t (mm) (transv.)	6 - 8	6 - 8	8 - 10	12-14	12-14-16	16

- diamètre: des cerces :

$d = \text{diamètre nominale du pieu} - 2x5$ (distance d'enrobage)

Armatures^{et} dispositifs particuliers

1 - cerces de montage

- faciliter la préfabrication de la cage
- respecter son diamètre terminé et à répartir convenablement les armatures longitudinales
- doivent être rigides ($\varnothing \sim 20 ; 25$ mm)
- améliorer la rigidité de la cage lors du transport et jouent le rôle d'écarteur pour les armatures longitudinales
- leur espacement varie entre 2 à 3 m

2 - Dispositifs de centrage de la cage :

Pour éviter le frottement de la cage le long de la paroi du forage, la centrer convenablement et d'assurer un enrobage convenable, on fait appel à, des dispositifs convenables :

- . Ecarteurs : armatures constituées de barres lisses de même diamètre que les armatures longitudinales et soudées à celles-ci
- . cales en béton ou en plastique

3 - Armatures de rigidification de la cage :

la cage étant flexible, vu l'insuffisance des armatures transversales, les cerces et les gabarits de montage ; elle peut se déformer par flexion et torsion d'où la nécessité de la rigidifier par d'autres moyens :

- épingle de rigidité qui s'apposent^{et} à l'ovalisation de la cage
- armatures s'opposant au deversment au vrillage de la cage.

4 - Panier :

à la partie inférieure de la cage les armatures longitudinales sont **retournées** vers l'intérieur de façon à constituer un panier mais cette forme à ses avantages et ses inconvénients :

- le panier évite le poinçonnement du fond du forage par les armatures longitudinales
- une fois chargé de béton le panier s'oppose à la remontée de la cage sous l'effet de la poussée du béton frais.

Mais le panier est déconseillé car il empêche le tube plongeur de toucher le fond au moment de l'amorsage et forme une grille de ségrégation et de lavage du béton (existence d'eau) ce qui engendre un mauvais contact "sol pieu", pour remédier à ce problème il est préférable d'admettre une légère courbure vers l'intérieur et de suspendre la cage dans le forage et ainsi l'arrêter à environ 10 ÷ 15cm de son fond.

5 Armatures de levage :

Elles servent au renforcement des zones de levage

. calcul du ferrailage des pieux :

Les pieux sont soumis à un effort de compression (N') qui est la réaction d'appuis de semelles et par conséquent ils sont calculés à la compression simple.

$$\begin{array}{l}
 N' = A \bar{\sigma}_a + B \bar{\sigma}'_{bo} \\
 \bar{\sigma}_a = n \bar{\sigma}'_{bo}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} N' = A \bar{\sigma}_a + B \bar{\sigma}'_{bo} \\ \bar{\sigma}_a = n \bar{\sigma}'_{bo} \end{array}} \right\} \Rightarrow N' = A n \bar{\sigma}'_{bo} + B \bar{\sigma}'_{bo}$$

$$A = \frac{N'}{n \bar{\sigma}'_{bo}} - \frac{B}{n}$$

B = section du pieu
N' = Reaction "R"

$$A_{a \text{ min.}} = \frac{0,5}{100} B$$

./.

BLOC -A₁ -

SEMELLE	RIVE	ANGLE	CENTRALE
∅ PIEU (cm)	50	50	60
N' = R(t)	66,85	58,23	82,33
$A' = \frac{N}{n \cdot \sigma_{bo}} - \frac{B}{n}$	< 0	< 0	< 0
A'min(cm ²)	12,5 cm ²	12,5 cm ²	18cm ²
A adoptée	7T16≅14;07	7T16 =14,07	7T20=21,98cm ²

BOC - E -

SEMELLE	RIVE	ANGLE	CENTRALE
Pieu (cm)	40	40	40
N' = R (t)	42,62	44	43,07
$A' = \frac{N}{n \cdot \sigma_{bo}} - \frac{B}{n}$	< 0	< 0	< 0
A'min. (cm ²)	8	8	8
A adoptée	7T14=10,77	7T14 = 10,77	7T14= 10,54

- F

- Pour la facilité d'exécution on adopte deux cages, une formée de 7T20 l'autre de 7T 16 comme armatures longitudinales

. armatures transversales : cerce \varnothing 12 pour T20) espacement 20 cm
 \varnothing 10 pour T 16)

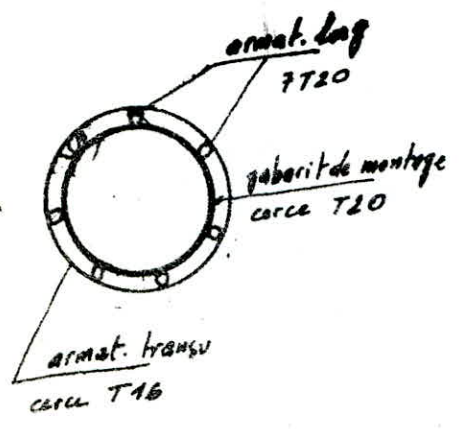
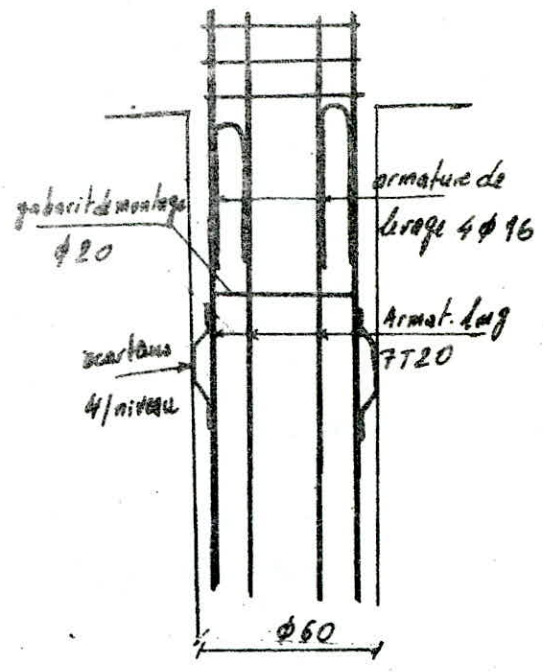
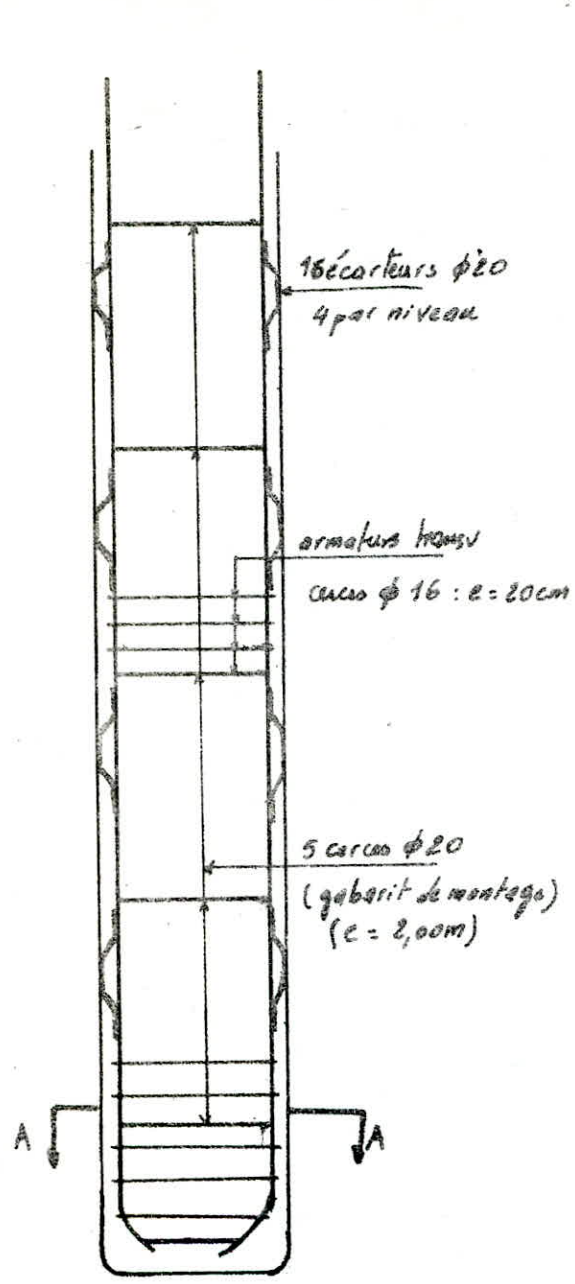
. cerces de montage : \varnothing 20 espacées de 2,00 m

. Ecarteurs \varnothing 20 espaces de 2, 00 m

. Armatures de levage \varnothing 16

Pour tous les détails de ferrailage voir dessin ci-joint.

Ferrailage D'un Pieu $\phi 60$



COUPE A-A



I B L I O G R A P H I E

- Règles techniques CCBA 68
- Règlement parasismiques Algérien RPA 81
- Calcul et vérifications des ouvrages en béton armé (P. CHARON).
- N. V. 65
- Cours de béton III (Mr. BELAZOUGJI)
- Les pieux forés (Ministère des transports).
- Force portante des fondations (INSA de Lyon)
- Exécution et contrôle des pieux forés (conférence de Mr. FENOUS, Janvier 1984)
- Reconnaissance des sols (GERARD PHILIPPONAT)
- Fondations spéciales (MARCEL FORNI)
- Sols et fondations (EMILE OLIVIER)
- Documents D.T.U.

