

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Génie - Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Extension d'un C.E.M
(Salles de classe + logements)
Ossature auto-stable
R+7

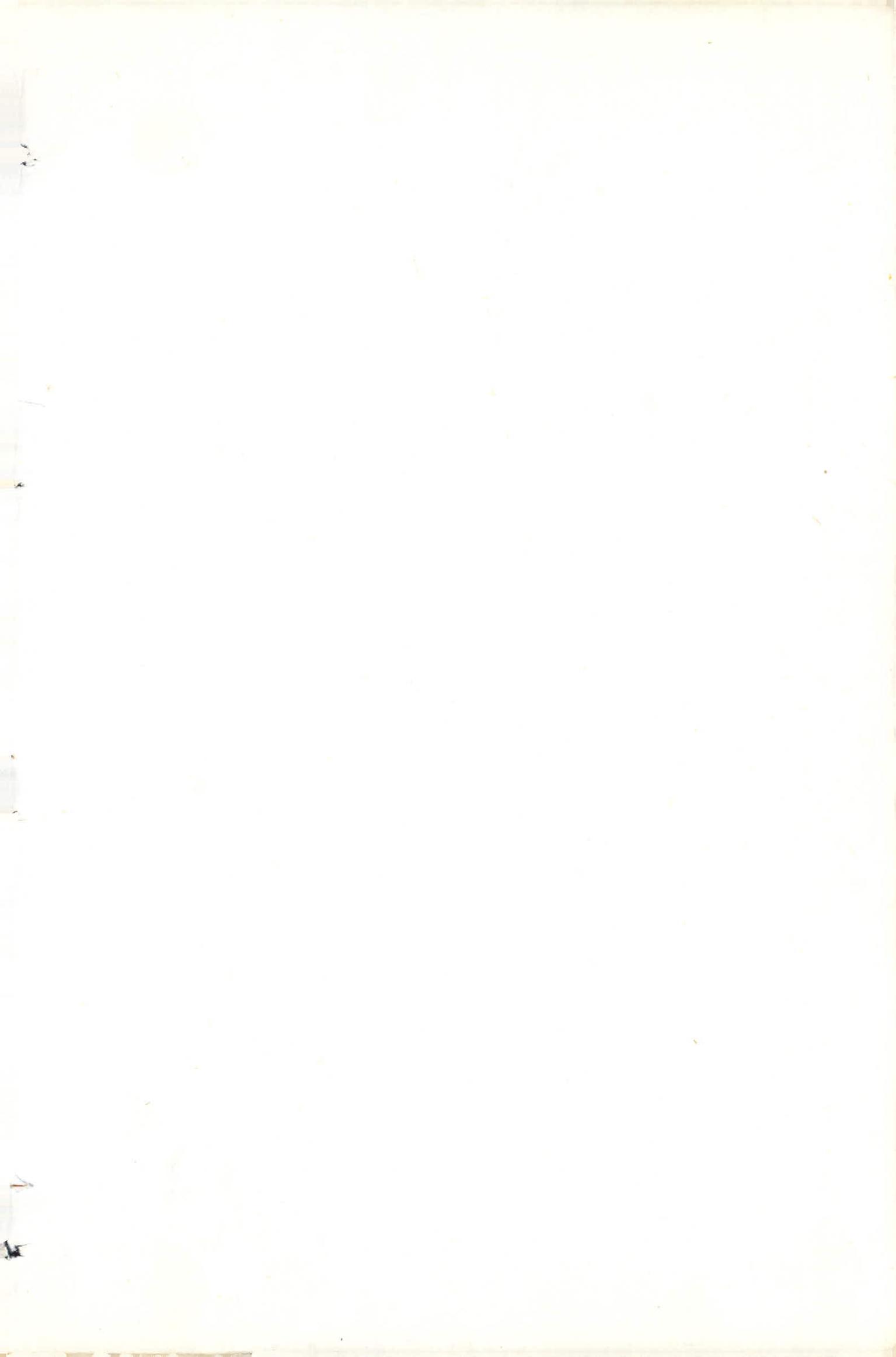
Proposé par :
B. E. R. E. P.
HADDOUCHE Mahmoud

Etudié par :
MZINZELET Georges H.

Dirigé par :
M. KORDJANI



PROMOTION : Juin 1984



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

—»O«—

وزارة التعليم والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

—»O«—

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

—»O«—

Département : de Génie - Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

THESE DE FIN D'ETUDES EN VUE DE
L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT EN
GENIE - CIVIL

SUJET

*Extension d'un C.E.M
(Salles de classe + logements)
Ossature auto-stable
R+7*

Proposé par : B. E. R. E. P.

HADDOUCHE Mahmoud

Dirigé par :

M. KORDJANI

Etudié par :

MZINZELET Georges H.

Promotion : Juin 1984

SOMMAIRE

INTRODUCTION	4
PREDIMENSIONNEMENT	8
DESCENTE DE CHARGES	10
ETUDE DYNAMIQUE	12
ETUDE AU VENT	19
ETUDE AU SEISME	22
CALCUL DE LA RIGIDITE	25
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	37
VERIFICATION AU RENVERSEMENT	49
CALCUL DES MOMENTS DANS LES POTEAUX	50
CALCUL DES MOMENTS DANS LES POUTRES	53
EFFORTS DANS LES PORTIQUES ENGENDRES PAR LES CHARGES VERTICALES	60
SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS	72
CALCUL ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS	
ACROTERE	77
ESCALIERS	80
POUTRES PALIERES	83
DALLES	86
POUTRELLES	89
FERRAILLAGE DES PORTIQUES	96
FERRAILLAGE DES POUTRES	98
FERRAILLAGE DES POTEAUX	113
VOILE PEREPHERIQUE	128
FONDATIONS	129
LONGRINES	141
CONCLUSION	142

— REMERCIEMENTS —

J'adresse mes sincères remerciements à mon promoteur KORDJANI M. pour ses conseils et sa grande contribution pour la réalisation de ce projet .

A Monsieur HADDOUCHE MAHMOUD ingénieur du B.E.R.E.P.

A tous les professeurs et collègues du département de Genie-civil de l'école nationale polytechnique d'alger .

— DEDICACES —

Je dédie ce travail qui sanctionne mes longues
années d'études à :

— la mémoire de mon père

— ma mère

— mes frères et soeurs

— et à tous ceux qui ont, de loin

ou de près contribué à ma réussite

NZINZELET Georges Honoré

NZINZELET
Georges Honoré

INTRODUCTION

Le bâtiment qui dans son contexte général a subi son évolution tardivement par rapport à d'autres domaines, reste une nécessité grandiose pour sa diverse utilisation (habitation, Industrie, etc...).

quel que soit sa grandeur, sa forme, son usage, celui-ci nécessite une étude approfondie se basant non seulement sur le calcul, mais également sur les méthodes et les matériaux qui serviront de réalisation.

Notre bâtiment est une extension d'un Collège d'Enseignement Moyen (C.E.M.) de 7 Etages à usage multiple (salles de classe + logements).

Il sera édifié au niveau de l'Ilôt Lalahoum Casbah (ALger), zone II de Sismicité moyenne.

Pour ce travail qui nous a été proposé, nous l'avons axé sur le calcul des éléments résistants en mettant un accent sur le ferrailage et les fondations.

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Ce bâtiment qui est une extension d'un C.E.M. déjà existant, se compose d'un vide sanitaire dont la profondeur est le 10^e de la hauteur, d'un R.D.C. où sont prévus les magasins, dépôts et bureaux.

16 salles de classe sont prévues du 1^{er} au 4^e Etage, ceci à raison de 4 salles par Etage.

les 3 derniers étages feront l'objet des logements. Au niveau de la terrasse une buanderie sera prévue.

les escaliers et l'ascenseur ne sont utiles qu'aux occupants des logements, par contre l'accès dans les salles de classe va du bâtiment existant. le bâtiment comporte un joint de dilatation.

la hauteur totale (acrotère comprise) $h = 29.10$

la longueur totale _____ $L = 47.30m$

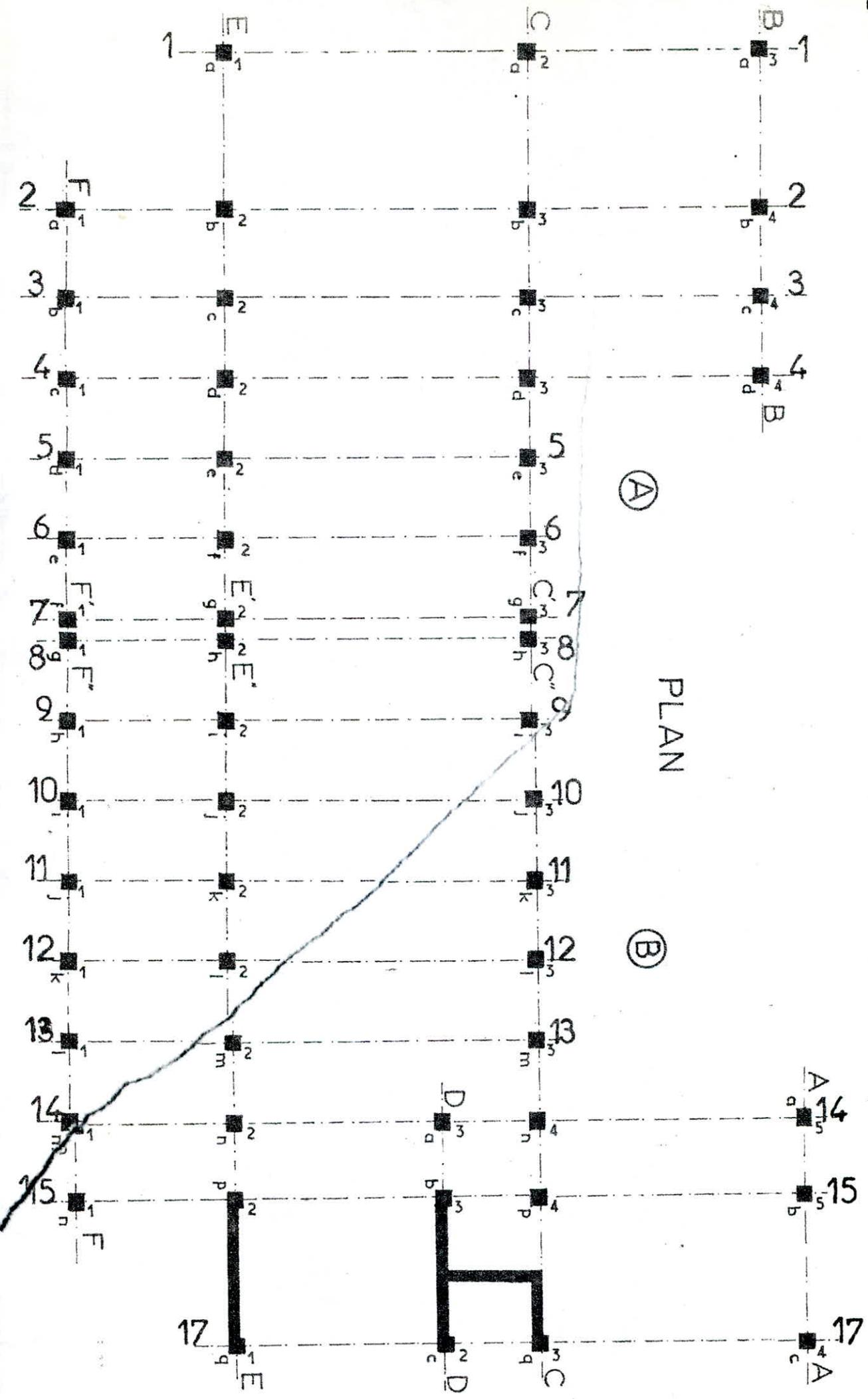
la largeur totale _____ $l = 13.15m$

Ossature auto-stable

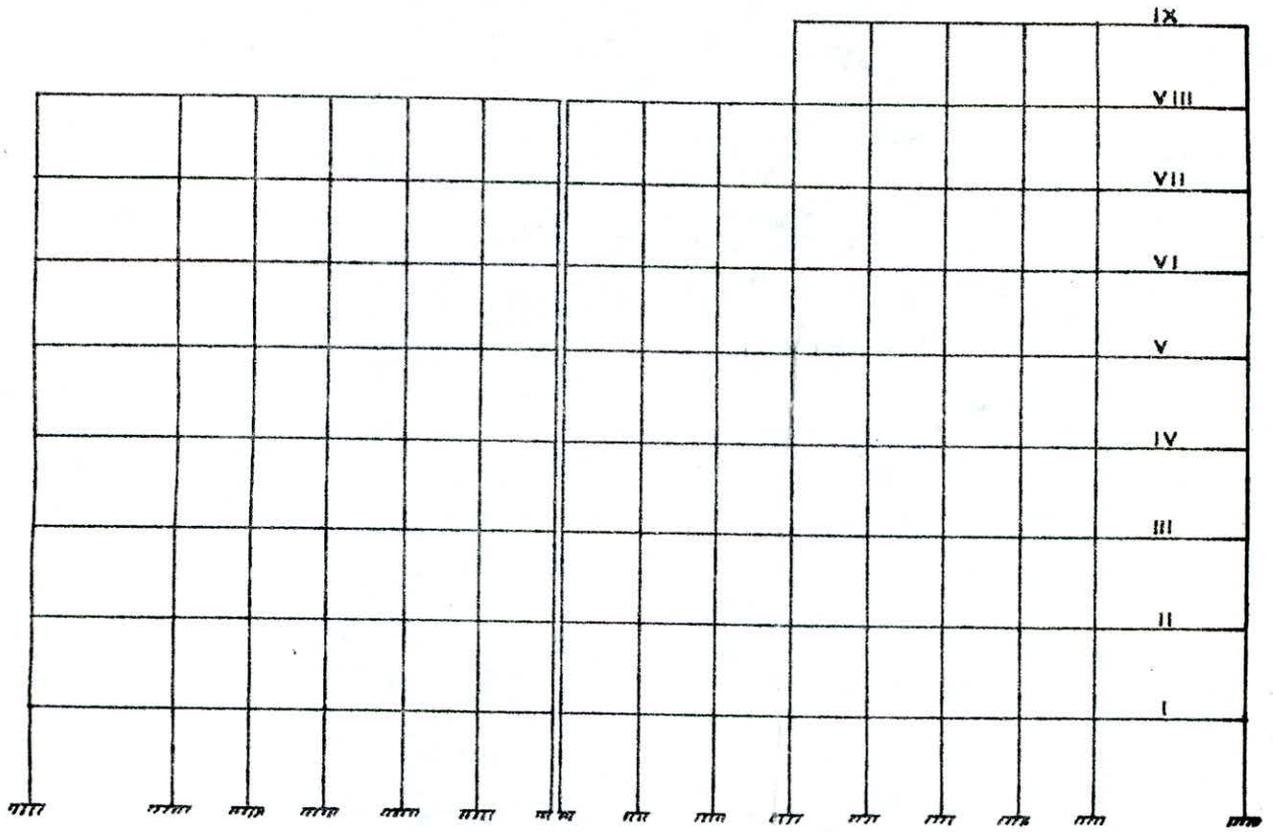
fondations sur pieux forés tubés et coulés en place.

MATERIAUX

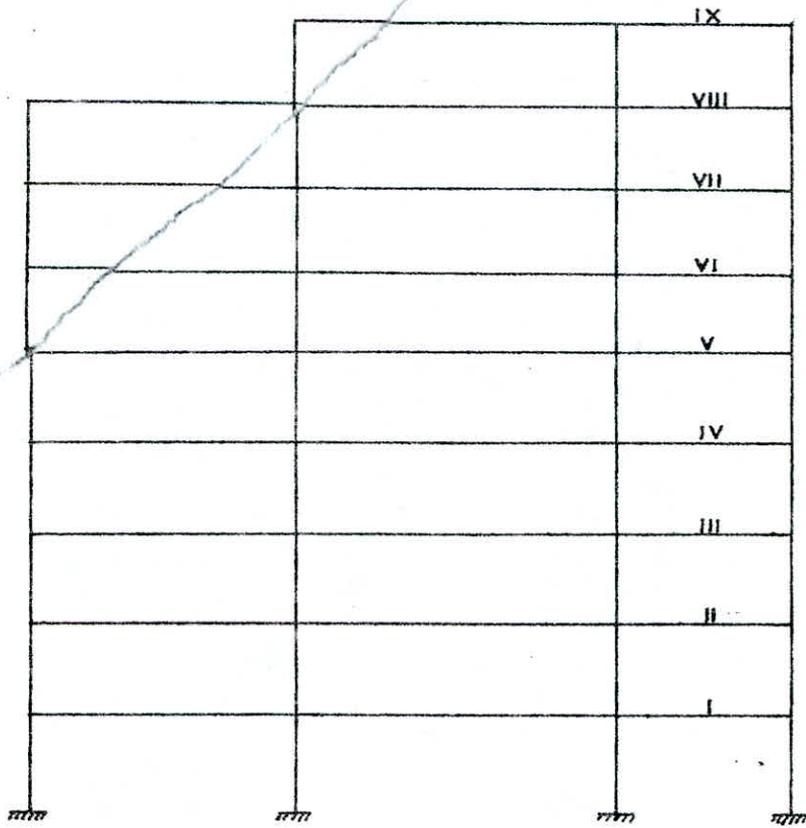
les matériaux entrant dans la construction du présent ouvrage, seront conformes aux Règles techniques de conception et à tous les règlements en vigueur applicable en Algérie (P.S.69), le complément au règles parasismique du C.T.C (81) et le règlement parasismique algérien (R.P.A. 81).



PORTIQUES LONGITUDINAUX



PORTIQUES TRANSVERSAUX



PREDIMENSIONNEMENT

la descente des charges est fonction du predimensionnement des elements. Pour cela à partir de la portée relative à chaque élément, je détermine les dimensions suivantes:

POUTRES PRINCIPALES

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{6.10}{15} \leq h_t \leq \frac{6.10}{10} \rightarrow 0.4 \leq h_t \leq 0.61 \rightarrow h_t = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Largeur : } 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \rightarrow 18 \leq b \leq 31.5 \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

POUTRES SECONDAIRES

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \rightarrow 0.4 \leq h_t \leq 0.61 \rightarrow h_t = 0.45 \text{ m}$$

$$\text{largeur : } 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

PLANCHERS (terrasse et courant)

$$h_t \geq \frac{L}{35} = \frac{6.10}{35} = 0.17 \rightarrow \text{soit } h_t = 20 \text{ cm} \rightarrow (16+4)$$

ESCALIERS

$$\text{Pailasse : } \frac{L}{30} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \rightarrow 0.11 \leq h_t \leq 0.16 \rightarrow h_t = 15 \text{ cm}$$

Palier : le palier est de même hauteur que la pailasse.

POTEAUX

le predimensionnement des poteaux va de la descente des charges sous forme d'efforts normaux revenant à chacun d'eux. Je suppose que le béton seul reprend ces efforts.

$$b \geq \frac{K \cdot N}{\sigma'_{28}}$$

K = Coeff de majoration dependant de la zone sismique.
K = 4 → Zone II.

N = effort normal.

σ'_{28} : resistance du beton à la Compression: $\sigma'_{28} = 27.5 \text{ MPa}$

Je considère 3 types de Poteaux.

- Poteau d'angle P5
- Poteau de nive P6
- Poteau intermed. P7

Pour évaluer les efforts normaux dans les poteaux à différents niveaux, nous avons accumulé (G) en descendant d'un niveau à un niveau tout en appliquant la loi de la dégression des surcharges.

NIVEAUX:

- 9 ——— S_0
 8 ——— $S_0 + S_1$
 7 ——— $S_0 + S_1 + 0.9S_2$
 6 ——— $S_0 + S_1 + 0.9S_2 + 0.8S_3$
 5 ——— $S_0 + S_1 + 0.9S_2 + 0.8S_3 + 0.5S_4$
 4 ——— $S_0 + S_1 + 0.9S_2 + 0.8S_3 + 0.5(S_4 + S_5)$
 3 ——— $S_0 + S_1 + 0.9S_2 + 0.8S_3 + 0.5(S_4 + S_5 + S_6)$
 2 ——— $S_0 + S_1 + 0.9S_2 + 0.8S_3 + 0.5(S_4 + S_5 + S_6 + S_7)$
 1 ——— $S_0 + S_1 + 0.9S_2 + 0.8S_3 + 0.5(S_4 + S_5 + S_6 + S_7 + S_8)$

TABLEAUX RECAPITULATIFS (A)

POTEAUX	P_5	P_6	P_7
COMBINAIS.	$G + 1.2P$	$G + 1.2P$	$G + 1.2P$
NIVEAUX			
8	14.244	10.926	20.8106
7	29.248	26.620	24.175
6	44.652	40.765	36.6102
SECTIONS	30 x 30	26 x 26	24 x 24
5	58.455	52.300	46.257
4	66.282	62.927	58.527
3	79.109	70.557	62.737
2	86.936	79.187	69.067
1	98.522	90.900	82.067
SECTIONS	45 x 45	40 x 40	35 x 35

Vu la grandeur des forces horizontales dues au séisme et au vent, j'ai choisi des sections assez grande pour une rigidité d'ensemble, j'estime que l'uniformité des sections est nécessaire, ceci par niveau.

- Pour les niveaux 1 - 2 - 3 - 4 :

$$B = \begin{cases} 70 \times 30 \longrightarrow \text{poteaux rectangulaires} \\ 60 \times 60 \longrightarrow \text{poteaux carrés} \end{cases}$$

- Pour les niveaux 5 - 6 - 7 - 8 :

$$B = \begin{cases} 60 \times 30 \longrightarrow \text{poteaux rectangulaires} \\ 55 \times 55 \longrightarrow \text{poteaux carrés} \end{cases}$$

VERIFICATIONS

$$B \geq \frac{K \cdot N}{\sigma_{18}} \longrightarrow 30 \times 60 > \frac{4 \cdot 98.522 \cdot 10^3}{275} \longrightarrow 1800 > 1433.$$

la relation inégale est vérifiée, elle est de même pour les autres sections supérieures à celle-ci.

DESCENTE DE CHARGES

les planchers de cette construction sont fait en corps creux (16+4), sauf celui du rez de chaussée qui est en dalle pleine muni d'une isolation hydrofuge de 2cm.

TERRASSE

Terrasse (non accessible)

charges permanentes : $G = 407.1 \text{ Kg/m}^2$.

surcharges : $P = 100 \text{ Kg/m}^2$

Combinaison sous SP_1 : $G + 1.2P = 627.1 \text{ Kg/m}^2$.

surcharge dû à la neige :

Etant donné que l'édification du présent ouvrage se fera dans une zone non neigeuse, il est inutile de prendre en compte l'effet de la neige.

Terrasse (accessible)

charges permanentes : $G = 405.1 \text{ Kg/m}^2$

surcharges : $P = 175 \text{ Kg/m}^2$.

Combinaison sous SP_1 : $G + 1.2P = 615.1 \text{ Kg/m}^2$

ETAGE COURANT

buanderie

charges permanentes : $G = 440 \text{ Kg/m}^2$.

surcharges : $P = 250 \text{ Kg/m}^2$

Combinaison sous SP_1 : $G + 1.2P = 740 \text{ Kg/m}^2$.

logements

charges permanentes : $G = 527 \text{ Kg/m}^2$

surcharges : $P = 175 \text{ Kg/m}^2$

Combinaison sous SP_1 : $G + 1.2P = 737 \text{ Kg/m}^2$.

salles de classes

charges permanentes : $G = 527 \text{ Kg/m}^2$

surcharges : $P = 250 \text{ Kg/m}^2$

Combinaison sous SP_1 : $G + 1.2P = 827 \text{ Kg/m}^2$

rez de chaussée

charges permanentes : $G = 770 \text{ Kg/m}^2$

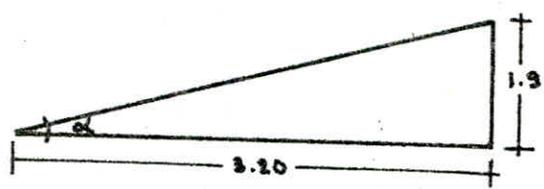
surcharges : $P = 400 \text{ Kg/m}^2$

Combinaison sous SP_1 : $G + 1.2P = 1250 \text{ Kg/m}^2$.

ESCALIERS

Palier
charges permanentes : $G = 463 \text{ Kg/m}^2$.
surcharges : $P = 250 \text{ Kg/m}^2$. $G+1.2P = 763 \text{ Kg/m}^2$.

Paillasse



$\alpha = 30.70^\circ$
 $\cos \alpha = 0.859$
 $\sin \alpha = 0.510$

charges permanentes : $G = 741.55 \text{ Kg/m}^2$.
surcharges : $P = 250 \text{ Kg/m}^2$
 Combinaison sous SF_1 : $G+1.2P = 1041.55 \text{ Kg/m}^2$.

ACROTÈRES

charges permanentes : $G = 2500 \cdot 1 \cdot (0.6 \cdot 0.15 + (0.10 \cdot 0.10)) = 250 \text{ Kg/ml}$
surcharges : $P = 100 \text{ Kg/ml}$
 cette surcharge est due à la main courante appliquée horizontalement. elle doit être majorée de 20%.
 $S = 1.2 \cdot P = 1.2 \cdot 100 = 120 \text{ Kg/ml}$

REPLISSAGE

le remplissage sera fait en corps creux, d'une épaisseur de 30 cm, comportant des ouvertures.

poids total du bâtiment au niveau des fondations :

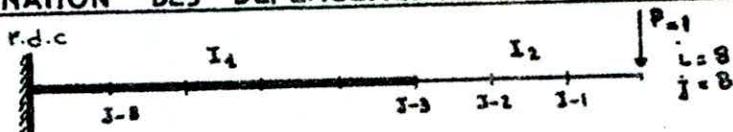
ELEMENTS	POIDS (t)
Remplissage	1312.932
Planchers	1109.804
Escaliers	126.789
Acrotères	51.596
Gaines	2.91
Terrasse.	211.552

POIDS TOTAL = 2815.583

ETUDE DYNAMIQUE

Cette construction présente des saillies qui dépassent 25% de la longueur dans la direction considérée, d'où une étude dynamique s'impose, pour cela j'utilise la méthode de RAYLEIGH

DETERMINATION DES DEPLACEMENTS UNITAIRES (δ_{ij})



δ_{ij} = Déplacement en "j" dû à une force unitaire positionnée en "i".

soit à déterminer le déplacement δ_{8-8} :
l'Inertie varie 2 fois à J-3 et à J-2.

alors :

$$\delta_{8-8} = \frac{1}{EI_1} \int_0^{J-3} (x_j - x)(x_i - x) dx + \frac{1}{EI_2} \int_{J-3}^J (x_j - x)(x_i - x) dx$$

pour déterminer le déplacement δ_{8-7} c.à.d. le déplacement à la cote $J=7$ dû à une force unitaire positionnée en $J=7$



le changement d'Inertie se fait maintenant à J-2

$$\delta_{8-7} = \frac{1}{EI_1} \int_0^{J-2} (x_j - x)(x_i - x) dx + \frac{1}{EI_2} \int_{J-2}^J (x_j - x)(x_i - x) dx$$

Cette opération continue de la même manière.

Donc pour calculer les δ_{ij} , on considère la zone comprise entre l'encastrement et la cote à laquelle on veut calculer le déplacement c.à.d. "j"

si dans cette zone, il y a un changement d'Inertie, on utilise la formule précédente en faisant attention aux bornes d'intégration.

Dans la zone d'Inertie constante (I_2) les déplacements sont calculés en utilisant la formule suivante :

$$\delta_{ij} = \frac{1}{EI_2} \left[\frac{x_j^2}{6} - \frac{x_i^2}{2} \right]$$

NB.
pour $i > j$

Toutes ces formules sont valables uniquement

le théorème de réciprocité stipule que :

$$\delta_{ij} = \delta_{ji} \quad (\text{Max - Well})$$

les résultats des déplacements unitaires sont donnés dans le tableau ci-après.

APPLICATION DE LA METHODE DE RAYLEIGH

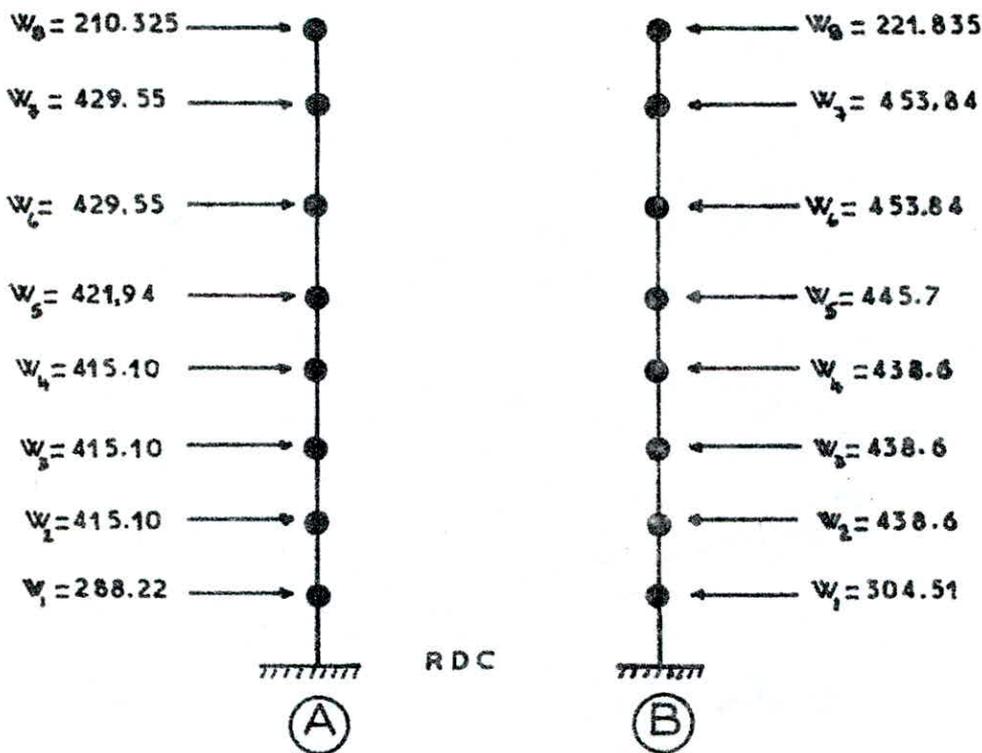
Cette méthode consiste à appliquer la méthode de la déformée statique, c.à.d on modélise le système en supposons que le poids et la surcharge des Etages sont concentrés en un point de chaque niveau.

Les forces statiques P_j seront donc prises égale au Pds de tout un Etage auquel on ajoute le cinquième de la surcharge. (P.S.69).

$$P_j = W_j = G + P/5$$

G : poids du plancher + pds des murs et poteaux sur une hauteur d'un Etage.

Vu la faible grandeur du décrochement en élévation (buanderie), et sa faible masse, la modélisation de la partie B n'aura que 8 niveaux. la masse du niveau 8 sera la somme de la masse du décrochement et celle de la terrasse.



CHARGES PERMANENTES

Terrasse : $G = 407.1 \text{ Kg/m}^2$
 logements : $G = 527 \text{ Kg/m}^2$
 Salle de classe : $G = 527 \text{ Kg/m}^2$

SURCHARGES

Terrasse : $P = 100 \text{ Kg/m}^2$

Logements : $P = 175 \text{ Kg/m}^2$

Salle de classe : $P = 250 \text{ Kg/m}^2$

PARTIE

(A)

DEPLACEMENTS STATIQUES

$W_j = P_j \cdot F_{0j}$	$K \cdot \delta_{0j} = K X_{0j}$	$c_{1j} = \frac{X_{0j}}{X_{0n}}$
210.325	4017622.80	1
429.55	3547207.1	0.882912
429.55	3199348.1	0.7963286
421.94	2817238.5	0.7012203
415.10	2194972.9	0.5463362
415.10	1452223.8	0.3614635
415.10	892180.62	0.222067
288.22	175506.95	0.0436843

PREMIERE ITERATION

$F_{1j} = c_{1j} P_j$	$K X_{1j}$	$c_{2j} = \frac{X_{1j}}{X_{1n}}$
210.325	2327658.3	1
379.15	2561309.9	0.87487
342.1	2314219.6	0.79047
295.9	2029593.2	0.69325
226.8	1557409.3	0.531964
150.1	1005259.1	0.34337
92.2	612121.49	0.20932
12.6	119367.82	0.040431

DEUXIEME ITERATION

$F_{2j} = c_{2j} P_j$	$K X_{2j}$	$c_{3j} = \frac{X_{2j}}{X_{2n}}$
210.325	2307529.1	1
331.8	1998509.1	0.8661
270.42	1803778.8	0.7817
205.13	1579368.2	0.6845
120.65	1200147.7	0.5201
51.54	7676006.46	0.3326
19.3	4676793.23	0.20267
0.51	90438.95	0.0092

TROISIEME ITERATION

$F_{3j} = c_{3j} P_j$	$K X_{3j}$	$c_{4j} = \frac{X_{3j}}{X_{3n}}$
210.325	1897460.1	1
287.4	1625523.2	0.8867
211.99	1463890.1	0.7715
140.4	1281360.5	0.6753
62.35	967492.63	0.5039
17.14	618257.32	0.3258
3.91	376707.81	0.1985
0.02	72955.542	0.03845

QUATRIEME ITERATION

$F_{4j} = c_{4j} P_j$	$K X_{4j}$	$c_{5j} = \frac{X_{4j}}{X_{4n}}$
210.325	1897460.6	1
246.21	1625175	0.8565
163.1	1464649.8	0.7719
94.91	1282303.9	0.6758
32	565997.19	0.5091
5.6	617813.17	0.3256
0.78	376854.65	0.19861
$7.7 \cdot 10^{-7}$	73431.725	0.0397

PARTIE

(B)

DEPLACEMENTS STATIQUES

$W_J = P_J = F_{0J}$	$KJ_{0J} = KX_{0J}$	$c_{1J} = \frac{X_{0J}}{X_{00}}$
221.835	4257850.5	1
453.84	3759738.7	0.88301
453.84	3391089.1	0.79643
445.7	2986161.9	0.701331
438.6	2327447	0.546625
438.6	1540416.3	0.36178
438.6	946093.53	0.2222
304.51	186087.43	0.0437

DEUXIEME ITERATION

$F_{2J} = c_{2J} P_J$	KX_{2J}	$c_{3J} = \frac{X_{2J}}{X_{20}}$
221.835	2440603.7	1
350.65	2114043.8	0.8662
285.77	1908189.1	0.7818
216.7	1670603.7	0.6845
127.6	1269834.7	0.5203
54.52	812271.19	0.3328
20.4	4948.45.00	0.20275
0.54	95689.293	0.0392

PREMIERE ITERATION

$F_{1J} = c_{1J} P_J$	KX_{1J}	$c_{2J} = \frac{X_{1J}}{X_{10}}$
221.835	3099196	1
400.75	2711732	0.87498
361.45	2450267.3	0.790614
312.6	2148871.1	0.69336
239.75	1649426	0.532211
158.68	1064915	0.34361
27.46	649079.76	0.209435
13.32	125365.24	0.040451

TROISIEME ITERATION

$F_{3J} = c_{3J} P_J$	KX_{3J}	$c_{4J} = \frac{X_{3J}}{X_{30}}$
221.835	2440603.1	1
303.73	2115271.2	0.8667
223.4	1906599.6	0.7812
148.3	1671569.5	0.6849
66.29	1271066.4	0.5208
18.13	81744.79	0.3326
4.2	495738.49	0.2029
0.021	96891.967	0.0397

VALEURS DES DEPLACEMENTS

J'arrête l'itération parce que les valeurs de la 4^e itération pour (A) sont sensiblement les mêmes que celles de la 3^e itération, les valeurs de la 3^e itération pour (B) sont sensiblement les mêmes que celles de la 2^e itération.

Pour le calcul des déplacements, on considère les valeurs de la dernière itération, que l'on divise par K

$$K = EI.$$

$$E = 21000 \sqrt{12 \cdot 275} = 381.5 \cdot 10^8 \text{ kg/cm}^2$$

PARTIE (A)

Sens Longitudinal

$$K = E \sum I = 57263913 \text{ t.m}^2$$

Sens Transversal

$$K = E \sum I = 1.0429342 \cdot 10^8 \text{ t.m}^2$$

X_i, X_j (m)	Déplacements Long.	Déplacements Transv.
X_8	0.033	0.0182
X_7	0.028	0.015
X_6	0.025	0.014
X_5	0.022	0.0225
X_4	0.017	0.0093
X_3	0.011	0.0059
X_2	0.0066	0.0026
X_1	0.0013	0.000704

PARTIE (B)

Sens Longitudinal

$$K = E \sum I = 106113178.3 \text{ t.m}^2$$

Sens Transversal

$$K = E \sum I = 2.2265561 \cdot 10^8 \text{ t.m}^2$$

X_i, X_j (m)	Déplacements Long.	Déplacements Transv.
X_8	0.023	0.011
X_7	0.020	0.0095
X_6	0.018	0.0085
X_5	0.016	0.0075
X_4	0.012	0.0057
X_3	0.008	0.0036
X_2	0.005	0.0022
X_1	0.0009	0.00043

CALCUL DE LA PERIODE

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{X_{4n}}$$

Sens Longitudinal

$$T = 0.36 \text{ s}$$

Sens Transversal

$$T = 0.27 \text{ s}$$

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{X_{5n}}$$

Sens Longitudinal

$$T = 0.304 \text{ s}$$

Sens Transversal

$$T = 0.21 \text{ s}$$

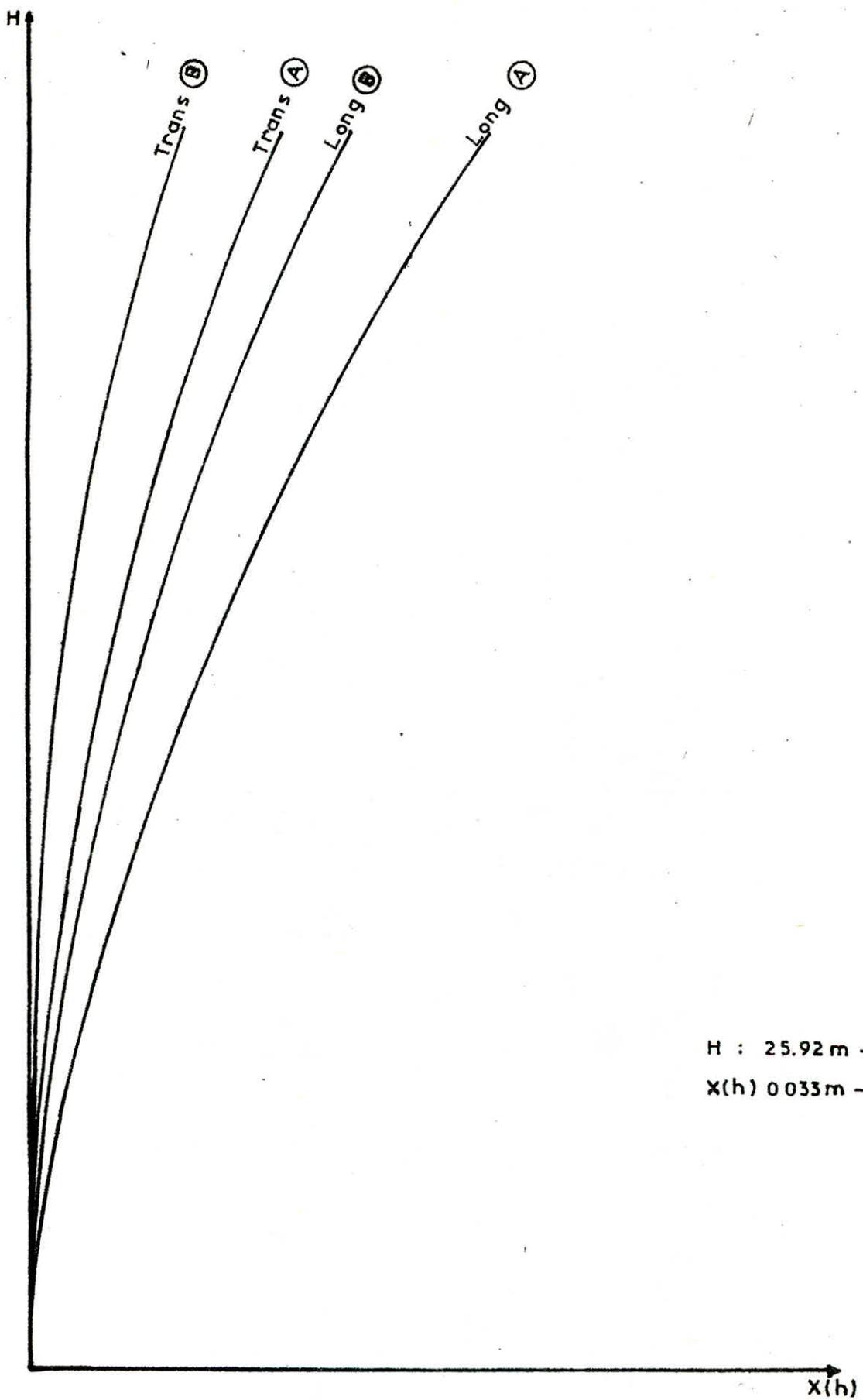
Remarque: le 2^e Mode est à considérer lorsque la Période du mode fondamental de vibration est comprise entre 0.5 et 0.75 (P.3.69).

Pour mon cas les 4 périodes sont < 0.5 .

JOINT DE DILATATION

les 2 déplacements au Sommet, permettent d'obtenir l'ouverture mini à prévoir comme joint de dilatation.

$$e = 1.15 (d_1 + d_2) = 1.15 (0.033 + 0.023) = 0.0644 \text{ m} = 6.44 \text{ cm (P.369)}$$



ETUDE AU VENT

L'Etude au Vent sera faite suivant le règlement en vigueur (N.V. 65) qui stipule:

la direction du Vent est supposée horizontale, donc la pression exercée sur une face d'un élément est considérée comme normale à cet élément, cette action est fonction de:

- la Vitesse du Vent.
- la Catégorie de la Construction et ses proportions d'ensemble.
- l'Emplacement de l'élément considéré dans la Construction et son orientation par rapport au Vent.

PRESSION DYNAMIQUE

Elle est fonction de la Vitesse de Vent.

$$q = \frac{V^2}{16,3} \quad q \text{ en } \text{daN/m}^2 \quad V \text{ en } \text{m/s}$$

elle est donnée par la relation: $q \cdot C$.

C = Coeff de pression qui est fonction de l'emplacement de l'élément par rapport à l'action du Vent.

- face au Vent $C_e = +0,8$
- face sous le Vent $C_e = -0,5$ (Construction fermée).
- Action interne $C_i = \pm 0,3$ (Construction ouverte).

$$\text{Coeff. résultant } C = C_e - C_i = 0,8 - (-0,3) = 1,1$$

la pression extrême est donnée par la relation:

$$q_{\text{ext}} = 1,75 q_{\text{nor.}}$$

MODIFICATION DE LA PRESSION DYNAMIQUE DE BASE

a) Effet de la hauteur au dessus du sol

q_H : pression dynamique agissant à la hauteur H au dessus du sol.

q_{10} : pression dynamique de base à 10 m de hauteur

$$q_H = q_{10} \frac{2,5(H+18)}{(H+60)} \quad \text{pour } 0 < H < 500 \text{ m}$$

Pour mon cas: $H = 29,10 \text{ m}$

lieu de la Construction: Alger (Casbah) $q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2$

$$q_H = 70 \cdot \frac{2,5(29,10+18)}{(29,10+60)} = 92,51 \text{ kg/m}^2$$

b) Effet de site

Cette Construction sera edifiée sur un site presentant une denivelation

$$K_s = 0.8 \quad (\text{R. III 1.242. M.V. 65}).$$

c) Effet de masque

les Constructions environnantes peuvent avoir un effet influant sur le bâtiment.

$$K_m = 1.4$$

d) Effet de dimensions

$$\begin{array}{ll} \text{Vent dans le sens Longitudinal} & \delta = 0.691 \\ \text{Vent dans le sens transversal} & \delta = 0.691 \end{array}$$

la pression dynamique est majorée par β .

$$\beta = \phi (1 + \gamma \xi).$$

γ = Coeff. de réponse donné en fonction de la période T.

ξ = Coeff. de pulsation determine' à chaque niveau.

$$\xi = 0.332 \text{ pour tous les niveaux}$$

ϕ = Coeff. global dependant du type de Construction

$$H < 30 \text{ m} \longrightarrow \phi = 0.7$$

	T_L	T_T	γ_L	γ_T	β_L	β_T
(A)	0.36.	0.27	0.4	0.3	0.793	0.7697
(B)	0.304	0.21	0.31	0.2	0.772	0.7465

CHARGES DUES AU VENT

$$q_L = q_H \cdot K_m \cdot K_s \cdot C \cdot \delta \cdot \beta_L$$

$$q_t = q_H \cdot K_m \cdot K_s \cdot C \cdot \delta \cdot \beta_T$$

Pour une simplification je prends $q_m = \frac{q_H + q_{10}}{2} = 81.25$

	(A)	(B)
$q_L \text{ kg/m}^2$	54.85	56.79
$q_T \text{ kg/m}^2$	53.24	51.64

Je suppose que les charges sont concentrées au niveau des planchers considérés comme infiniment rigides dans leurs plans

FORCES ET SURFACES REVENANT A CHAQUE NIVEAU

PARTIE (A)								
NIV	SENS LONGITUDINAL				SENS TRANSVERSAL			
	S (m ²)	q kg/m ²	F _L (t)	F _{cum} (t)	S (m ²)	q kg/m ²	F _T (t)	F _{cum} (t)
VIII	43.05	54.85	2.361	2.361	25.71	53.24	1.369	1.369
VII	61.03	"	3.351	5.712	36.48	"	1.942	3.311
VI	"	"	"	9.063	"	"	"	5.253
V	64.53	"	3.533	12.602	38.58	"	2.054	7.307
IV	67.971	"	3.728	16.33	40.59	"	2.161	9.460
III	"	"	"	20.058	"	"	"	11.629
II	"	"	"	23.786	"	"	"	13.99
I	112.173	54.85	6.152	29.938	66.981	53.24	3.666	17.356

PARTIE (B)								
NIV	SENS LONGITUDINAL				SENS TRANSVERSAL			
	S m ²	q kg/m ²	F _L (t)	F _{cum} (t)	S m ²	q kg/m ²	F _T (t)	F _{cum} (t)
VIII	54.616	56.79	3.096	3.096	27.46	51.64	1.418	1.418
VII	77.352	"	4.393	7.489	38.97	"	2.012	3.43
VI	"	"	"	11.882	"	"	"	5.442
V	81.708	"	4.64	16.522	41.16	"	2.125	7.567
IV	86.064	"	4.887	21.409	43.36	"	2.239	9.806
III	"	"	"	26.296	"	"	"	12.045
II	"	"	"	31.183	"	"	"	14.284
I	142.032	56.79	8.065	39.248	71.65	51.64	3.695	17.979

ETUDE AU SEÏSME

les secousses sismiques imposent aux Constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la gravité ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).

les efforts qui en résultent peuvent s'exercer en plan selon une direction quelconque.

Toutefois on se contentera d'envisager simultanément ou successivement les effets d'une Composante horizontale et d'une Composante Verticale.

CALCUL SISMIQUE

Ce mode de calcul substitue aux effets dynamiques réels de sollicitations statiques résultant de la Combinaison de système de forces fictives dont les effets sont quasiment équivalents à ceux de l'action sismique.

SYSTEME DE FORCES HORIZONTALES SIH

$$F = \sigma_H W \quad \sigma_H = \begin{cases} \sigma_{HL} = \alpha \beta_L \cdot \gamma \cdot \delta & \text{Coeff. sismique Long.} \\ \sigma_{HT} = \alpha \beta_T \cdot \gamma \cdot \delta & \text{Coeff. sismique transv.} \end{cases}$$

$$W = G + \frac{P}{\delta} = \text{Pds des charges Permanentes et Surcharges propres à l'élément supposé soumis à l'action sismique (P.2.69)}$$

SYSTEME DE FORCES VERTICALES SIV

$$F = \pm \sigma_V W \quad \sigma_V = \pm \sigma_H \quad \text{avec } \sigma_H = \max(\sigma_{HL}, \sigma_{HT})$$

$\sigma_V =$ Coeff sismique de l'élément.

DETERMINATION DES COEFF. SISMIQUES ($\alpha, \beta, \gamma, \delta$).

a) Coefficient d'intensité (α).

il dépend de l'intensité nominale (I_n).
Ce bâtiment sera implanté à Alger (Zone II). $\rightarrow \alpha = 1$

b) Coefficient de réponse (β).

dépend de la période (T) du mode fondamental de vibration de la Construction dans la direction étudiée.
Je considère l'amortissement comme normal (P.2.69)

$$\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}}$$

$$\text{avec } 0,050 \leq \beta \leq 0,100$$

$$\textcircled{A} \begin{cases} T_L = 0,26 \text{ s} \\ T_T = 0,27 \text{ s} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \beta_L = 0,0914 \\ \beta_T = 0,1005 \end{cases}$$

$$\textcircled{B} \begin{cases} T_L = 0,304 \text{ s} \\ T_T = 0,21 \text{ s} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \beta_L = 0,0967 \\ \beta_T = 0,1093 \end{cases}$$

Je prends pour les deux sens : $\beta_L = \beta_T = 0,100$.

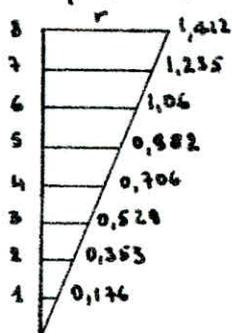
c). Coefficient de distribution (γ).

depend de la structure et caracterise, à l'interieur de cette dernière, le Comportement de la masse à laquelle il se rapporte

$$\gamma_r = \frac{3r}{2n+1}$$

n = Nbre de planchers n = 8

γ_r = Coeff applicable au plancher de rang r.



d) Coefficient de fondation (δ).

est un facteur correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondations sur le Comportement de l'ouvrage.

Pour une semelle profonde ancrée dans une roche, δ n'est pas à prendre en compte (P.3. 69).

COEFFICIENTS SISMIQUES (σ_H et σ_V).

$$\sigma_{HL} = \sigma_{HT} = \alpha \beta \gamma \delta = 0,100 \gamma_r$$

	NIV	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
γ_r		1,412	1,235	1,06	0,882	0,706	0,529	0,353	0,176
$\sigma_{HL} = \sigma_{HT}$		0,1412	0,1235	0,106	0,0882	0,0706	0,0529	0,0353	0,0176
σ_V		$\pm 0,1412$	$\pm 0,1235$	$\pm 0,106$	$\pm 0,0882$	$\pm 0,0706$	$\pm 0,0529$	$\pm 0,0353$	$\pm 0,0176$

COMBINAISON DÙE A L'ACTION SISMIQUE PAR NIVEAU

	NIV	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
Partie A	G (t)	210,3	430,25	430,25	422,51	415,75	415,75	415,75	288,6
	P (t)	0,100	0,175	0,175	0,175	0,250	0,250	0,250	0,250
	$W = G + \frac{P}{5}$	210,32	430,285	430,285	422,597	415,80	415,80	415,80	288,65
Partie B	G (t)	221,8	453,8	453,8	445,65	438,52	438,52	438,52	304,4
	P (t)	0,100	0,175	0,175	0,175	0,250	0,250	0,250	0,250
	$W = G + \frac{P}{5}$	221,82	453,935	453,935	445,685	438,57	438,57	438,57	304,45

FORCES SISMQUES HORIZONTALES PAR NIVEAU
(Longitudinal et Transversal)

	NIV	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
Partie A	$W^{(t)}$	210,32	430,285	430,285	422,597	415,8	415,8	415,8	288,65
	$\sigma_{HL} = \sigma_{HT}$	0,1412	0,1235	0,106	0,0882	0,0706	0,0529	0,0353	0,0176
	$F_s = F_{HL} = F_{HT}$	29,7	53,14	45,61	37,27	29,35	21,99	14,68	5,08
	$Z_j^{(t)}$ $F_{cum.}$	29,7	82,84	128,45	165,72	195,07	217,06	231,74	236,82
Partie B	$W^{(t)}$	221,82	453,835	453,835	445,688	438,57	438,57	438,57	304,45
	$\sigma_{HL} = \sigma_{HT}$	0,1412	0,1235	0,106	0,0882	0,0706	0,0529	0,0353	0,0176
	$F_s = F_{HL} = F_{HT}$	31,32	56,05	48,10	39,31	30,96	23,20	15,48	5,36
	$Z_j^{(t)}$ $F_{cum.}$	31,32	87,37	135,47	174,78	205,74	228,94	244,42	249,78

FORCES SISMQUES VERTICALES

Le coef sismique Vertical (σ_v) est donne par la relation:

$$\sigma_v = \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_H \quad (\text{P. 3 69})$$

zone II $\rightarrow \alpha = 1 \rightarrow \sigma_v = \sigma_H$

avec $\sigma_H = \max(\sigma_{HL}, \sigma_{HT})$.

Dans mon cas, j'ai: $\sigma_v = \sigma_{HL} = \sigma_{HT}$

d'où $F_y = F_{HL} = F_{HT}$.

Remarque

les forces dues au Seisme sont preponderants devant celles dues au Vent.

Donc pour les forces Horizontales, je prends en compte les forces dues au seisme.

CALCUL de la RIGIDITE

Pour le calcul des rigidités sous les charges horizontales sera fait par la Méthode de MUTO.

c'est une Méthode approchée nous permettant d'analyser une structure constituée de portiques sollicitées par des efforts horizontaux (séisme, vent) basé sur les rigidités des Niveaux et d'Etages dont MUTO propose les formules approchées

Cette Méthode est applicable pour les bâtiments à Etage rigides dans leurs plans ayant une ossature composée de portiques reprenant la totalité des charges Verticales et horizontales.

ETAPES DE CALCULS

Calcul des rigidités Linéaires des Poteaux et des Poutres

$$K_{pot} = \frac{I}{h}$$

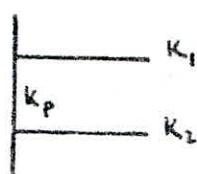
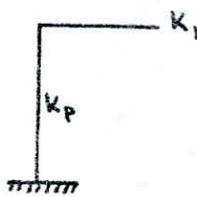
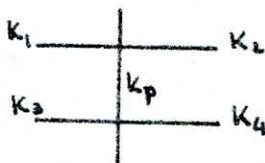
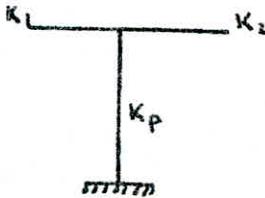
$$K_{pout.} = \frac{I}{L}$$

I = Moment d'Inertie

h = hauteur d'Etage

L = portée entre axe

CALCUL DES COEFF. \bar{K} ET DES COEFF DE CORRECTION α_j des RIGIDITES DES POTEAUX DANS LES SENS

POTEAUX DE RIVE		POTEAUX INTERMEDIAIRES	
ETAGE COURANT	R D C	ETAGE COURANT	R D C
			
$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$	$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$	$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$	$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$
$\alpha = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\alpha = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\alpha = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\alpha = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

RIGIDITE CORRIGEE D'UN POTEAU "i" DE NIVEAU "j"

$$r_j^{(i)} = \frac{12E}{(h_j^{(i)})^2} a_j^{(i)} k_{pj}^{(i)} \quad \text{avec: } E = E_c = 21000 \sqrt{\sigma_j^{(i)}} \quad (\text{c.c.B.A. 68})$$

$\sigma_j^{(i)}$ = Resistance du béton à "j" jours

J'ai un béton à base du ciment C.P.A 325 $\sigma_j^{(i)} = 1,2 \sigma_{12}$

$$\text{d'où: } E_c = 21000 \sqrt{1,2 \cdot 245} = 381,5 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2.$$

RIGIDITE RELATIVE DE NIVEAU CORRIGEE D'UN PORTIQUE

$$R_j^{(i)} = \sum_{i=1}^n r_j^{(i)} = \frac{12E}{(h_j^{(i)})^2} \sum_i a_j^{(i)} k_{pj}^{(i)}$$

Je suppose que:

- Tous les poteaux d'un même niveau ont la même hauteur
- Tous les poteaux du même niveau ont un même déplacement

RIGIDITE RELATIVE D'ETAGE "j"

$$R_{jx} = \sum_{l=1}^{l=m} R_{jx}^{(l)} \quad \text{suivant le sens Longitudinal (x)}$$

$$R_{jy} = \sum_{t=1}^{t=m} R_{jy}^{(t)} \quad \text{suivant le sens transversal (y).}$$

$R_{jx}^{(l)}$ = rigidité relative de niveau "j" du Portique
Long Courant (l).

$R_{jy}^{(t)}$ = rigidité relative de niveau "j" du Portique
transv. Courant (t).

SENS LONGITUDINAL

PORTIQUE A-A									
FILE DE RIVE							FILE INTERMEDIAIRE		
Poteau a			Poteau c				Poteau b		
NIV	I	I-V	V-VIII	J	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII
Type de poteau									
$I_{pot} \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$	108	108	76.25	108	108	76.25	108	108	76.25
$K_{pot} \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26
\bar{K}	1.25	1.08	1.38	0.3	0.26	0.332	1.55	1.35	1.72
a	0.538	0.35	0.41	0.348	0.115	0.142	0.58	0.403	0.462
$ak_{pot} \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$	15.28	11.59	10.66	10.02	3.81	3.69	16.78	13.35	12.01
$r_j \text{ 1/cm}$	49.74	49.92	56.84	32.62	16.41	19.68	54.36	57.51	64.04

PORTIQUE D-D									
FILE DE RIVE							FILE INTERMEDIAIRE		
Poteau a			Poteau c				Poteau b		
Type de poteau									
NIV	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII
$I_{pot} \cdot 10 \text{ m}$	108	108	76.25	108	108	76.25	108	108	76.25
$K_{pot} \cdot 10 \text{ m}$	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26
\bar{K}	0.625	0.543	0.692	0.368	0.32	0.41	0.993	0.863	1.1
a	0.428	0.213	0.257	0.37	0.138	0.17	0.499	0.301	0.355
$ak_{pot} \cdot 10 \text{ m}$	12.32	7.05	6.68	10.65	4.57	4.42	14.37	9.97	9.23
$r_j \text{ 1/cm}$	40.11	30.37	35.62	34.67	19.68	23.57	46.78	42.95	49.22

SENS LONGITUDINAL

PORTIQUE F-F									
File de Rive							File Intermediaire		
Poteau a, n			Poteau f, g			Poteau b à m			
NIV	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII
Type de poteau									
l_{pot} 10 m	108	108	76.25	108	108	76.25	108	108	76.25
K_{pot} 10 m	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26
\bar{K}	0.625	0.543	0.692	0.658	0.572	0.729	1.25	1.08	1.38
a	0.428	0.213	0.257	0.436	0.222	0.267	0.538	0.35	0.41
ak_{pot} 10 m	12.32	7.05	6.68	12.55	7.35	6.94	15.28	11.59	10.66
r_j 1/cm	40.11	30.37	35.62	40.85	31.66	37	49.74	49.92	56.84

PORTIQUE B-B												
FILE DE RIVE						FILE INTERMEDIAIRE						
Poteau a			Poteau d			Poteau b			Poteau c			
NIV	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII
Type de poteau												
l_{pot} 10 ⁴ m ⁴	108	108	76.25	108	108	76.25	108	108	76.25	108	108	76.25
K_{pot} 10 ⁻⁴ m ³	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26
\bar{K}	0.33	0.287	0.365	0.625	0.543	0.692	0.955	0.83	1.06	1.25	1.08	1.38
a	0.356	0.125	0.154	0.428	0.213	0.257	0.492	0.293	0.346	0.538	0.35	0.41
ak_{pot} 10 ⁴ m ³	10.25	4.14	4	12.32	7.05	6.68	14.17	9.71	9	15.28	11.59	10.66
r_j 1/cm	33.37	17.83	21.33	40.11	30.37	35.62	46.13	41.83	48	49.74	49.92	56.84

SENS LONGITUDINAL

PORTIQUE C-C																					
FILE DE RIVE									FILE INTERMEDIAIRE												
Poteau a			Poteau q			Poteau g h			Poteau b			Poteau c à m			Poteau n			Poteau p			
NIV	I	I-Y	Y-V	I	I-Y	Y-V	I	I-Y	Y-V	I	I-Y	Y-V	I	I-Y	Y-V	I	I-Y	Y-V	I	I-Y	Y-V
Type de poteau																					
$l_{pot.} \cdot 10^2$ m	108	108	76.25	108	108	76.25	108	108	76.25	108	108	76.25	108	108	76.25	108	108	76.25	108	508	76.25
$K_{pot.} \cdot 10^4$ m	28.8	33.13	2.6	28.8	33.13	2.6	28.8	33.13	2.6	28.8	33.13	2.6	28.8	33.13	2.6	28.8	33.13	2.6	28.8	33.13	2.6
\bar{K}	0.33	0.287	0.315	0.3	0.26	0.332	0.33	0.291	0.325	0.355	0.83	1.06	1.25	1.08	1.58	1.875	1.63	1.07	1.55	1.35	1.72
σ	0.352	0.415	1.574	1.348	0.415	0.442	0.636	0.322	0.267	0.432	0.293	0.344	0.538	0.350	0.440	0.613	0.449	0.570	0.528	0.403	0.462
$\sigma k_{pot.} \cdot 10^4$ m	11.15	4.14	6	10.02	5.81	3.69	12.55	7.35	6.39	14.17	9.74	9	15.28	12.59	10.66	17.05	14.87	13.26	16.70	13.35	12.01
r_i 1/cm	33.37	17.83	21.33	32.62	16.44	19.68	40.85	31.66	37	46.43	41.85	48	49.74	43.92	56.84	57.46	64.05	70.71	54.36	57.51	64.24

SENS LONGITUDINAL

PORTIQUE E-E

	FILE DE RIVE									FILE INTERMEDIAIRE								
	Poteau a			Poteau q			Poteau g, h			Poteau b			Poteau c à n			Poteau p		
	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII
Type de poteau																		
l_{pot} 10^{-4} m^4	108	108	76.15	108	108	76.15	108	108	76.15	108	108	76.15	108	108	76.15	108	108	76.15
K_{pot} 10^{-4} m^2	28.8	33.13	2.6	28.8	33.13	2.6	28.8	33.13	2.6	28.8	33.13	2.6	28.8	33.13	2.6	28.8	33.13	2.6
R	0.33	0.287	0.365	0.368	0.32	0.41	0.66	0.572	0.729	0.955	0.83	1.06	1.25	1.08	1.38	0.993	0.863	1.1
a	0.352	0.125	0.154	0.37	0.438	0.17	0.434	0.222	0.267	0.492	0.293	0.344	0.538	0.35	0.41	0.455	0.341	0.355
ok_{pot} 10^{-4} m^2	10.25	4.14	4	10.65	4.57	4.12	12.85	7.35	6.24	14.17	9.71	9	15.28	11.59	10.66	14.37	9.97	9.23
γ $1/cm$	33.37	17.83	21.53	34.67	19.68	23.57	40.85	31.66	37	46.13	41.83	48	49.74	49.92	56.84	46.78	42.95	49.22

Rigidité NIV	PARTIE (A)					PARTIE (B)					
	R_{Jx}^{B-B}	$R_{Jx}^{C-C'}$	$R_{Jx}^{E-E'}$	$R_{Jx}^{F-F'}$	$R_{Jx}^{(A)}$	R_{Jx}^{A-A}	R_{Jx}^{C-C}	R_{Jx}^{E-E}	R_{Jx}^{D-D}	R_{Jx}^{F-F}	$R_{Jx}^{(B)}$
VIII	161.79	333.69	333.89	299.23	1129.55	140.56	475.63	450.83	108.41	413.66	1589.09
VII	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
VI	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
V	139.95	291	291	261.71	983.66	123.84	419.23	393.81	93	361.55	1391.43
IV	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
III	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
II	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
I	169.35	319.31	319.31	279.92	1087.89	136.72	433.99	420.74	121.56	379.4	1492.41

Rigidité Linéaire des Poutres (Sens longitudinal)

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-16	14-15	15-17	16-17
L m	5.7	3	3	3	3	2.85	2.85	3	3	3	3	3	3	1.5	6.25	5.10
$I_{pout} 10^{-4} m^4$	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54
$K_{pout} 10^{-4} m^3$	9.50	18	18	18	18	18.95	18.95	18	18	18	18	18	18	36	8.64	10.60

SENS TRANSVERSAL

PORTIQUE 1-1									
	File de Rive						File Intermediaire		
	Poteau 1			Poteau 3			Poteau 2		
NIV	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII
Type de poteau									
I_{pot} 10^{-4} m^4	108	108	76.25	108	108	76.25	108	108	76.25
K_{pot} 10^{-4} m^3	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26
\bar{K}	0.354	0.307	0.392	0.382	0.332	0.424	0.736	0.64	0.816
a	0.363	0.133	0.164	0.37	0.142	0.175	0.452	0.24	0.29
ak_{pot} 10^{-4} m^3	10.45	4.4	4.264	10.65	4.7	4.55	13.02	7.95	7.54
η_j $1/cm$	34.02	18.95	22.78	34.67	20.24	24.26	42.28	34.24	40.21

PORTIQUE 2-2 ÷ 4-4												
	File de Rive						File Intermediaire					
	Poteau 1			Poteau 4			Poteau 2		Poteau 3			
NIV	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII
Type de poteau												
I_{pot} 10^{-4} m^4	108	108	76.25	108	108	76.25	108	108	76.25	108	108	76.25
K_{pot} 10^{-4} m^3	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26
\bar{K}	0.669	0.582	0.741	0.382	0.332	0.424	1.02	0.89	1.13	0.736	0.64	0.826
a	0.438	0.225	0.27	0.37	0.142	0.175	0.503	0.308	0.361	0.452	0.24	0.29
ak_{pot} 10^{-4} m^3	12.61	7.45	7.02	10.65	4.7	4.55	14.48	10.20	9.38	13.02	7.95	7.54
η_j $1/cm$	41.05	32.1	37.4	34.67	20.24	24.26	42.14	43.34	50.02	42.28	34.24	40.21

SENS TRANSVERSAL

PORTIQUE 5-5 ÷ 13-13									
File de Rive							File Intermediaire		
Poteau 1			Poteau 3				Poteau 2		
NIV	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII
Type de poteau									
$I_{pot} \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$	108	108	76.25	108	108	76.25	108	108	76.25
$K_{pot} \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26
\bar{K}	0.669	0.382	0.741	0.354	0.307	0.392	1.02	0.89	1.13
a	0.438	0.225	0.27	0.363	0.133	0.164	0.503	0.308	0.361
$ak_{pot} \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$	12.61	7.45	7.02	10.45	4.4	4.264	14.68	10.2	9.38
$r_j \text{ } \frac{1}{\text{cm}}$	41.05	32.1	37.4	34.02	18.95	22.78	47.14	43.84	50.02

PORTIQUE 14-14															
File de Rive						File Intermediaire									
Poteau 1			Poteau 5			Poteau 2			Poteau 3			Poteau 4			
NIV	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII
Typ. de pot.															
$I_{pot} \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$	108	108	76.25	108	108	76.25	108	108	76.25	108	108	76.25	108	108	76.25
$K_{pot} \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26
\bar{K}	0.669	0.582	0.741	0.354	0.307	0.392	1.23	1.07	1.36	1.69	1.47	1.88	1.49	1.29	1.65
a	0.438	0.225	0.27	0.363	0.133	0.164	0.515	0.35	0.405	0.59	0.42	0.48	0.57	0.392	0.452
$ak_{pot} \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$	12.61	7.45	7.02	10.45	4.4	4.264	15.41	11.59	10.53	16.99	13.51	12.48	16.41	12.98	11.75
$r_j \text{ } \frac{1}{\text{cm}}$	41.05	32.1	37.4	34.02	18.95	22.78	50.16	49.92	56.15	55.31	59.92	66.55	53.42	55.91	62.66

SENS TRANSVERSAL

PORTIQUE 15 — 15						
File de Rive			File Intermediaire			
Poteau 2			Poteau 1			
NIV	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII
Type de pot.						
$I_{pot} \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$	108	108	76.25	108	108	76.25
$K_{pot} \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26
\bar{K}	0.354	0.307	0.392	1.49	1.29	1.65
α	0.363	0.133	0.164	0.57	0.392	0.452
$\alpha k_{pot} \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$	10.45	4.4	4.264	16.41	12.98	11.75
$\eta \text{ t/cm}$	34.02	18.95	22.78	53.42	55.91	62.66

PORTIQUE 16 — 16									
File de Rive				File Intermediaire					
Poteau 1			Poteau 2			Poteau 3			
NIV	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII
Type de poteau									
$I_{pot} \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$	108	108	76.25	108	108	76.25	108	108	76.25
$K_{pot} \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26	28.8	33.13	26
\bar{K}	0.669	0.582	0.741	1.23	1.07	1.36	1.69	1.47	1.88
α	0.438	0.225	0.27	0.535	0.35	0.405	0.59	0.42	0.48
$\alpha k_{pot} \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$	12.61	7.45	7.02	15.44	11.59	10.53	16.99	13.91	12.68
$\eta \text{ t/cm}$	41.05	32.1	37.4	50.16	49.92	56.15	55.31	59.92	66.55

SENS TRANSVERSAL

PORTIQUE 17-17												
File de Rive						File Intermediaire						
Poteau 1			Poteau 4			Poteau 2			Poteau 3			
NIV	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII	I	I-V	V-VIII
Type de pot												
$l_{pot} \frac{10^4}{m^2}$	108	108	76.25	108	108	76.25	108	108	76.25	108	108	76.25
$K_{pot} \frac{10^{-4}}{m^3}$	28.8	33.13	2.6	28.8	33.13	2.6	28.8	33.13	2.6	28.8	33.13	2.6
\bar{K}	0.559	0.486	0.62	0.354	0.307	0.392	1.69	1.47	1.88	1.49	1.29	1.65
α	0.414	0.195	0.236	0.362	0.133	0.164	0.59	0.42	0.48	0.57	0.392	0.452
$\alpha k_{pot} \frac{10^{-4}}{m^3}$	11.92	6.46	6.14	10.45	4.4	4.264	16.99	13.91	12.48	16.41	12.98	11.75
$r_j \text{ 1/cm}$	38.8	27.83	32.74	34.02	18.95	22.78	55.31	59.52	66.55	53.42	55.91	62.66

Rigidité Linéaire des Poutres (Sens transversal)

Travée	A-C	C-D	D-E	E-F	E-C	C-B
$L \text{ m}$	5.30	1.65	3.35	2.80	5.30	4.90
$l_{pout} \frac{10^{-4}}{m^4}$	54	54	54	54	54	54
$K_{pout} \frac{10^{-4}}{m^3}$	10.19	32.73	16.12	19.28	10.19	11.02

CALCUL DE LA RIGIDITE A LA TORSION

la rigidité de l'Etage "j" est donnée par la relation suivante:

$$R_{Tj} = \sum_{i=1}^{j+1} R_{Tij} [X_{ij}]^2 + \sum_{i=1}^{j-1} R_{Tij} [Y_{ij}]^2$$

	NIV	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
(A) $R_{Tj} \text{ km}$		5317661.7	5317661.7	5317661.7	4569831.5	4569831.5	4569831.5	4569831.5	5808462.7
(B) $R_{Tj} \text{ km}$		6436811.4	6436811.4	6436811.4	5808167.8	5808167.8	5808167.8	5808167.8	719766.9

Rigidité Relative de Niveau et d'Etage (Sens transversal)

Rigidité NIV	PARTIE (A)				PARTIE (B)					
	R_{JY}^{1-1}	$R_{JY}^{2-2+4-4}$	$R_{JY}^{5-5+7-7}$	$R_{JY}^{(A)}$	$R_{JY}^{8-8+13-13}$	R_{JY}^{14-14}	R_{JY}^{15-15}	R_{JY}^{16-16}	R_{JY}^{17-17}	$R_{JY}^{(B)}$
VIII	87.25	151.89	110.2	873.52	110.2	245.54	85.44	160.1	184.73	1337.01
VII	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
VI	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
V	73.43	130.52	94.99	749.96	94.99	216.8	74.9	141.94	162.61	1166.2
IV	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
III	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
II	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
E	111.07	165.24	122.24	973.51	122.21	233.96	87.44	146.52	181.55	1382.73

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

DETERMINATION DU CENTRE DE TORSION ET DU CENTRE DE MASSE

a) Centre de masse

Pour cette construction, la masse n'est pas répartie (uniforme) sur la surface, pour cela les coordonnées du Centre de masse sont données par les relations suivantes :

$$X_G = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} \qquad Y_G = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i}$$

(A)	NIV	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
	X_G (m)	10.85	11.06	11.06	11.06	11.32	11.32	11.32	11.32
	Y_G (m)	4.16	4.38	4.38	4.38	4.78	4.78	4.78	4.78

(B)	NIV	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
	X_G (m)	12.961	13.18	13.18	13.18	13.76	13.76	13.76	13.76
	Y_G (m)	4.38	4.59	4.59	4.59	4.68	4.68	4.68	4.68

b) Centre de torsion

Par rapport au repère (X.O.Y), les coordonnées du Centre de torsion de l'Etage (j) sont données par les relations :

$$X_{Cj} = \frac{\sum_{k=1}^{n_j} R_{Tj}^{(k)} \cdot X_j}{R_{Tj}^{(j)}} \qquad Y_{Cj} = \frac{\sum_{k=1}^{n_j} R_{Tj}^{(k)} \cdot Y_j}{R_{Tj}^{(j)}}$$

(A)	NIV	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
	X_{Cj}	11.4	4.4	11.4	11.002	11.002	11.002	11.002	11.032
	Y_{Cj}	4.57	4.57	4.57	4.54	4.54	4.54	4.54	4.6
(B)	NIV	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
	X_{Cj}	13.85	13.85	13.85	13.99	13.99	13.99	13.99	13.95
	Y_{Cj}	4.72	4.72	4.72	4.72	4.72	4.72	4.72	4.73

CALCUL DES EXCENTRICITES ENTRE C ET G

	NIV.	X_G	X_C	$e_x = X_G - X_C $	Y_G	Y_C	$e_y = Y_G - Y_C $
(A)	VIII	10.85	11.4	0.55	4.16	4.57	0.41
	VII ÷ VI	11.06	11.4	0.34	4.38	4.57	0.19
	V	11.06	11.002	0.058	4.38	4.54	0.16
	IV ÷ II	11.32	11.002	0.318	4.78	4.54	0.24
	I	11.32	11.032	0.288	4.78	4.6	0.18
(B)	VIII	12.961	13.85	0.889	4.38	4.72	0.34
	VII ÷ VI	13.18	13.85	0.67	4.59	4.72	0.13
	V	13.18	13.99	0.81	4.59	4.72	0.13
	IV ÷ II	13.76	13.99	0.23	4.68	4.72	0.04
	I	13.76	13.95	0.01	4.68	4.73	0.05

l'excentricité théorique résultant du calcul est :

(A) $e_x = e_y = \frac{5L}{100} = 1.035 \text{ m}$ L: la plus grande dimension

(B) $e_x = e_y = \frac{5L}{100} = 1.3125 \text{ m}$ L: - - - - -

les excentricités accidentelles résultants des plans sont inférieures à ces deux valeurs Conditions vérifiées d'où pas de risque de torsion.

Je prends pour tous les niveaux les excentricités suivantes:

(A) $e_x = e_y = 1.035 \text{ m}$
 (B) $e_x = e_y = 1.3125 \text{ m}$

COORDONNEES DES PORTIQUES PAR RAPPORT AU CENTRE DE TORSION

PORTIQUES LONGITUDINAUX

NIV	Port	(A)				(B)				
		B-B	C-C'	E-E'	F-F'	A-A	C'-C	D-D	E'-E	F'-F
VIII		7.85	3.35	-1.85	-4.55	8.10	3.2	1.35	-2.05	-4.72
VII		7.85	"	"	"	"	"	"	"	"
VI		"	"	"	"	"	"	"	"	"
V		7.9	3.4	-1.80	-4.5	8.20	3.30	1.50	-1.9	"
IV		"	"	"	"	"	"	"	"	"
III		"	"	"	"	"	"	"	"	"
II		"	"	"	"	"	"	"	"	"
I		7.9	3.4	-1.80	-4.5	8.10	3.25	1.4	-2	-4.75

PORTIQUES TRANSVERSAUX

Niv	Port	(A)																X	
		1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6	7-7	8-8	9-9	10-10	11-11	12-12	13-13	14-14	15-15	16-16		17-17
VIII		-11.4	5.65	-2.70	0.3	3.3	6.3	9.15	-13.85	-11.05	-8.05	-5.05	-2.05	0.4	3.95	5.6	5.3	12	
VII		"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
VI		"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
V		-11.4	5.25	-2.30	0.65	3.65	6.65	9.55	-13.35	-11.15	-8.10	"	-2.10	0.9	3.8	5.75	"	"	
IV		"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
III		"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
II		"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
I		-11.4	5.25	-2.30	0.65	3.65	6.65	9.55	-13.35	-11.15	-8.10	"	-2.10	0.9	3.8	5.75	"	12.10	

DETERMINATION DE L'EFFORT DE NIVEAU "j" REVENANT A
CHAQUE PORTIQUE

L'Effort tranchant de l'Etage (T_j) s'applique au. C.d.g. de l'Etage (j) c. à. d. en G.

Comme on a une relation de plancher autour du Centre de Torsion (C), T_j appliqué en G est équivalent à T_j appliqué en (C) plus un Moment de Torsion M_j .

$$M_j = T_j \cdot e.$$

d'où sous l'action de T_j on a un effort de niveau "j" qui sera égale à :

a) PORTIQUES LONGITUDINAUX

$$T_{jx}^{(1)} = T_{jx} \frac{R_{jx}^{(1)}}{R_{jx}} + T_{jx} \frac{R_{jx}^{(1)} \cdot y_j}{R_{j\theta}} \cdot e_y$$

le premier terme étant dû à la translation
le deuxième terme étant dû à la rotation.

b) PORTIQUES TRANSVERSAUX

$$T_{jy}^{(1)} = T_{jy} \frac{R_{jy}^{(1)} \cdot x_j}{R_{j\theta}} \cdot e_x$$

En Conclusion on aura dans chaque portique un effort tranchant de niveau qui sera :

a) PORTIQUES LONGITUDINAUX

$$T_{jx} = T_{jx} \frac{R_{jx}}{R_{jx}} + T_{jx} \frac{R_{jx} \cdot y_j}{R_{j\theta}} e_y + T_{jy} \frac{R_{jx} \cdot y_j}{R_{j\theta}} \cdot e_x.$$

b) PORTIQUES TRANSVERSAUX

$$T_{jy} = T_{jy} \frac{R_{jy}}{R_{jy}} + T_{jy} \frac{R_{jy} \cdot x_j}{R_{j\theta}} e_x + T_{jx} \frac{R_{jy} \cdot x_j}{R_{j\theta}} \cdot e_y$$

CALCUL DU DEPLACEMENT RELATIF (δ_j).

le déplacement relatif d'un Etage est donné par la relation suivante.

$$\delta_j = \frac{T_j}{R_j}$$

SENS LONGITUDINAL		PARTIE A																	
I		II		III		IV		V		VI		VII		VIII		NIV			
236.82		231.74		217.06		195.07		165.72		128.46		82.84		29.7		$Z_{jx}^{(k)}$			
236.82		231.74		217.06		195.07		165.72		128.45		82.84		29.7		$Z_{jy}^{(k)}$			
1087.85		983.66		983.66		983.66		983.66		1129.35		1129.35		1129.35		$R_{jx}^{(k)}$			
5808402.7		4569831.5		4569831.5		4569831.5		4569831.5		6317661.7		6317661.7		6317661.7		$R_{j0}^{(k)}$			
F-F'		E-E'		C-C'		B-B		F-F'		E-E'		C-C'		B-B		F-F'		E-E'	
279.92		261.71		291		139.95		261.71		299.98		299.89		299.88		299.98		299.89	
-4.5		-4.5		3.4		7.9		-4.5		-4.55		-1.85		-4.55		-4.55		-1.85	
60.93		61.66		68.56		30.9		44.09		34.12		24.49		22		7.89		8.78	
-5.31		-6.18		0.052		5.43		-5.8		-0.034		-0.996		-2.2		-0.789		-0.357	
-5.31		-6.18		0.052		5.43		-5.8		-0.034		-0.996		-2.2		-0.789		-0.357	
50.91		49.3		68.66		41.76		36.43		34.05		24.438		17.6		6.312		8.066	
0.18		0.15		0.231		0.29		0.14		0.1		0.067		0.058		0.021		0.024	

REMARQUE: Pour le reste des éléments à calculer, je n'ai pris en considération que ceux de la Partie A.

(SUITE)

SENS	PARTIE A											
	I	II	III									
TRANSVERSAL	236.82	231.74	217.06	5808402.7	1-1	73.43	-11	21.25	-3.97	-3.97	13.31	0.18
					2-2	130.52	-5.25	37.77	-3.37	-3.37	31.03	0.23
					3-3	"	-2.3	37.77	-1.47	-1.47	34.89	0.27
					4-4	"	0.65	37.77	0.417	0.417	38.604	0.29
					5-5	94.99	3.65	27.49	1.7	1.7	30.89	0.32
					6-6	"	6.65	"	3.1	3.1	33.69	0.35
					7-7	"	9.55	"	4.46	4.46	36.44	0.38
					8-8	"	12.45	"	5.81	5.81	39.19	0.41
	236.82	231.74	217.06	4569881.5	1-1	73.43	-11	22.69	-4.24	-4.24	14.21	0.19
					2-2	130.52	-5.25	40.33	-3.59	-3.59	33.15	0.25
					3-3	"	-2.3	"	-1.57	-1.57	37.19	0.28
					4-4	"	0.65	"	0.445	0.445	41.22	0.31
					5-5	94.99	3.65	29.35	1.82	1.82	32.93	0.34
					6-6	"	6.65	"	3.31	3.31	35.97	0.37
					7-7	"	9.55	"	4.76	4.76	38.87	0.39
					8-8	"	12.45	"	6.21	6.21	41.81	0.42
	973.51	749.96	749.96	4569831.5	1-1	111.07	-11	27.02	-5.15	-5.15	16.72	0.15
					2-2	165.24	-5.35	40.19	-3.66	-3.66	32.87	0.19
					3-3	"	-2.3	"	-1.6	-1.6	36.95	0.22
					4-4	"	0.65	"	0.453	0.453	41.096	0.25
					5-5	122.24	3.65	29.73	1.88	1.88	33.49	0.27
					6-6	"	6.65	"	3.43	3.43	36.59	0.3
					7-7	"	9.55	"	4.92	4.92	39.57	0.32
					8-8	"	12.45	"	6.37	6.37	42.55	0.35

DEFORMATIONS HORIZONTALES Le calcul des déplacements horizontaux relève du souci d'éviter la procréation du désordre dans les éléments de remplissage, ainsi que l'aggravation des contraintes dans le système de contreventement.

Le déplacement admissible relatif est donné par la relation:
$$\bar{\delta}_f = \frac{1.3h}{1000} \quad (\text{Complément P.5.69})$$

NIV	h (m)	PARTIE A			
		SENS LONGITUDINAL		SENS TRANSVERSAL	
		δ_f (cm)	$\bar{\delta}_f$ (cm)	δ_T (cm)	$\bar{\delta}_T$ (cm)
VIII	2.93	0.035	0.381	0.034	0.381
VII	2.93	0.035	"	0.037	"
VI	2.93	0.153	"	0.151	"
V	3.26	0.22	0.424	0.29	0.424
IV	3.26	0.27	"	0.34	"
III	3.26	0.29	"	0.38	"
II	3.26	0.29	"	0.39	"
I	3.75	0.28	0.49	0.32	0.49

$\delta_f < \bar{\delta}_f \rightarrow$ Vérifiée

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT REVENANT A CHAQUE POTEAU

les poteaux d'un même niveau doivent avoir un même déplacement, donc si on a (n) poteaux par niveau on aura:

$$\delta_j^{(1)} = \delta_j^{(2)} = \dots = \delta_j^{(i)} = \dots = \delta_j^{(n)}$$

$$\text{donc } \frac{t_j^{(1)}}{r_j^{(1)}} = \frac{t_j^{(2)}}{r_j^{(2)}} = \dots = \frac{t_j^{(i)}}{r_j^{(i)}} = \dots = \frac{t_j^{(n)}}{r_j^{(n)}}$$

$t_j^{(i)}$: Part de l'Effort tranchant revenant au Poteau (i) du niveau (j).

$r_j^{(i)}$: rigidité corrigée du Poteau (i) du niveau (j)

d'où on a: $t_j^{(i)} = \frac{r_j^{(i)}}{R_j} T_j$

$$R_j = \sum_{i=1}^n r_j^{(i)}$$

$$D_j = \sum_{i=1}^n a_i^{(j)} K_{P_j}^{(i)}$$

$$r_j^{(i)} = \frac{12 E}{h_j^3} a_j^{(i)} K_{P_j}^{(i)}$$

PARTIE (A) (SENS LONGITUDINAL)

Portique B-B

NIV	$T_j^{(t)}$	$D_j \cdot 10^4$	Poteaux	a	b	c	d
VII	5.72	30.34	$a K_{P_j} \cdot 10^4$	4	9	10.66	6.68
			$t_j^{(t)}$	0.754	1.69	2	1.26
VI	15.97	30.34	$a K_{P_j} \cdot 10^4$	4	9	10.66	6.68
			$t_j^{(t)}$	2.1	4.74	5.61	3.51
V	24.74	30.34	$a K_{P_j} \cdot 10^4$	4	9	10.66	6.68
			$t_j^{(t)}$	3.26	7.34	8.69	5.45
IV	30.7	32.49	$a K_{P_j} \cdot 10^4$	4.14	9.71	11.59	7.05
			$t_j^{(t)}$	3.91	9.17	10.95	6.66
III	37.55	32.49	$a K_{P_j} \cdot 10^4$	4.14	9.71	11.59	7.05
			$t_j^{(t)}$	4.78	11.22	13.39	8.15
II	41.76	32.49	$a K_{P_j} \cdot 10^4$	4.14	9.71	11.59	7.05
			$t_j^{(t)}$	5.32	12.48	14.89	9.06
I	44.57	32.49	$a K_{P_j} \cdot 10^4$	4.14	9.71	11.59	7.05
			$t_j^{(t)}$	5.68	13.32	15.9	9.67
I	48.08	52.02	$a K_{P_j} \cdot 10^4$	10.25	14.17	15.28	12.32
			$t_j^{(t)}$	9.47	13.1	14.12	11.38

PARTIE (A) (SENS LONGITUDINAL)									
PORTIQUE F-F'									
NIV	$T_j^{(b)}$	$D_j^{10^4}$	Poteau	a	b	c	d	e	f
VIII	6.312	56.26	$ak_{pj} 10^4$	6.68	10.66	10.66	10.66	10.66	6.94
			$t_j^{(b)}$	0.749	1.19	1.19	1.19	1.19	0.78
VII	17.6	56.26	$ak_{pj} 10^4$	6.68	10.66	10.66	10.66	10.66	6.94
			$t_j^{(b)}$	2.09	3.33	3.33	3.33	3.33	2.17
VI	34.06	56.26	$ak_{pj} 10^4$	6.68	10.66	10.66	10.66	10.66	6.94
			$t_j^{(b)}$	4.04	6.45	6.45	6.45	6.45	4.2
V	36.49	60.76	$ak_{pj} 10^4$	7.05	11.59	11.59	11.59	11.59	7.35
			$t_j^{(b)}$	4.23	6.96	6.96	6.96	6.96	4.41
IV	41.6	60.76	$ak_{pj} 10^4$	7.05	11.59	11.59	11.59	11.59	7.35
			$t_j^{(b)}$	4.82	7.93	7.93	7.93	7.93	5.03
III	46.17	60.76	$ak_{pj} 10^4$	7.05	11.59	11.59	11.59	11.59	7.35
			$t_j^{(b)}$	5.36	8.80	8.80	8.80	8.80	8.58
II	49.3	60.76	$ak_{pj} 10^4$	7.05	11.59	11.59	11.59	11.59	7.35
			$t_j^{(b)}$	5.72	9.4	9.4	9.4	9.4	5.96
I	50.31	85.99	$ak_{pj} 10^4$	12.32	15.28	15.28	15.28	15.28	12.53
			$t_j^{(b)}$	7.21	8.94	8.94	8.94	8.94	7.34

PARTIE (A) (SENS TRANSVERSAL)						
PORTIQUE 1-1						
NIV	$T_j^{(b)}$	$D_j^{10^4}$	Poteaux	1	2	3
VIII	1.81	16.354	$ak_{pj} 10^4$	4.264	4.55	7.54
			$t_j^{(b)}$	0.472	0.503	0.834
VII	5.07	16.354	$ak_{pj} 10^4$	4.264	4.55	7.54
			$t_j^{(b)}$	1.32	1.41	2.34
VI	7.87	16.354	$ak_{pj} 10^4$	4.264	4.55	7.54
			$t_j^{(b)}$	2.05	2.19	3.63
V	10.16	17.05	$ak_{pj} 10^4$	4.4	4.7	7.95
			$t_j^{(b)}$	2.62	2.8	4.74
IV	11.96	17.05	$ak_{pj} 10^4$	4.4	4.7	7.95
			$t_j^{(b)}$	3.08	3.29	5.57
III	13.31	17.05	$ak_{pj} 10^4$	4.4	4.7	7.95
			$t_j^{(b)}$	3.48	3.67	6.2
II	14.21	17.05	$ak_{pj} 10^4$	4.4	4.7	7.95
			$t_j^{(b)}$	3.67	3.92	6.62
I	16.72	34.72	$ak_{pj} 10^4$	10.45	10.65	13.02
			$t_j^{(b)}$	5.12	5.22	6.38

PARTIE (A) (SENS TRANSVERSAL)							
PORTIQUE 2-2							
NIV	T_i (t)	D_i 10^3	Poteaux	1	2	3	4
VIII	4.168	28.49	akp_i 10^4	7.02	9.38	7.54	4.55
			t_i (t)	1.03	1.37	1.1	0.66
VII	11.62	28.49	akp_i 10^4	7.02	9.38	7.54	4.55
			t_i (t)	2.86	3.82	3.07	1.85
VI	18.05	28.49	akp_i 10^4	7.02	9.38	7.54	4.55
			t_i (t)	4.45	5.94	4.78	2.88
V	23.7	30.3	akp_i 10^4	7.45	10.2	7.95	4.7
			t_i (t)	5.83	7.98	6.22	3.67
IV	27.89	30.3	akp_i 10^4	7.45	10.2	7.95	4.7
			t_i (t)	6.86	9.39	7.32	4.32
III	31.03	30.3	akp_i 10^4	7.45	10.2	7.95	4.7
			t_i (t)	7.62	10.44	8.14	4.61
II	33.15	30.3	akp_i 10^4	7.45	10.2	7.95	4.7
			t_i (t)	8.15	11.16	8.7	5.14
I	32.87	50.76	akp_i 10^4	12.61	14.48	13.02	10.65
			t_i (t)	8.16	9.37	8.43	6.89

PARTIE (A) (SENS TRANSVERSAL)							
PORTIQUE 3-3							
NIV	T_i (t)	D_i 10^3	Poteaux	1	2	3	4
VIII	4.686	28.49	akp_i 10^4	7.02	9.38	7.54	4.55
			t_i (t)	1.15	1.54	1.26	0.748
VII	13.08	28.49	akp_i 10^4	7.02	9.38	7.54	4.55
			t_i (t)	3.22	4.3	3.46	2.09
VI	20.29	28.49	akp_i 10^4	7.02	9.38	7.54	4.55
			t_i (t)	5	6.63	5.37	3.24
V	26.6	30.3	akp_i 10^4	7.45	10.20	7.95	4.7
			t_i (t)	6.54	8.98	6.98	4.12
IV	31.31	30.3	akp_i 10^4	7.45	10.20	7.95	4.7
			t_i (t)	7.7	10.54	8.215	4.85
III	34.83	30.3	akp_i 10^4	7.45	10.20	7.95	4.7
			t_i (t)	8.56	11.72	9.14	5.4
II	37.19	30.3	akp_i 10^4	7.45	10.20	7.95	4.7
			t_i (t)	9.14	12.52	9.76	5.77
I	36.99	50.76	akp_i 10^4	12.61	14.48	13.02	10.65
			t_i (t)	9.19	10.53	9.46	7.76

PARTIE (A) (SENS TRANSVERSAL)							
PORTIQUE 4-4							
NIV	T_j (t)	D_j 10^4	Poteaux	1	2	3	4
VIII	5.212	28.49	aKp_j 10^4	7.02	9.38	7.54	4.55
			t_j (t)	1.28	1.71	1.38	0.832
VII	15.546	28.49	aKp_j 10^4	7.02	9.38	7.54	4.55
			t_j (t)	3.83	5.12	4.11	2.48
VI	22.354	28.49	aKp_j 10^4	7.02	9.38	7.54	4.55
			t_j (t)	5.51	7.26	5.91	3.57
V	29.476	30.12	aKp_j 10^4	7.65	10.03	7.95	4.7
			t_j (t)	7.29	9.8	7.78	4.6
IV	34.7	30.12	aKp_j 10^4	7.65	10.02	7.95	4.7
			t_j (t)	8.58	11.54	9.16	5.41
III	38.604	30.12	aKp_j 10^4	7.65	10.2	7.95	4.7
			t_j (t)	9.55	13.07	10.19	6.02
II	41.21	30.12	aKp_j 10^4	7.65	10.2	7.95	4.7
			t_j (t)	10.19	13.26	10.88	6.43
I	41.084	50.76	aKp_j 10^4	12.61	14.48	13.02	10.65
			t_j (t)	10.21	11.72	10.64	8.62

PARTIE (A) (SENS TRANSVERSAL)						
PORTIQUE 6-6						
NIV	T_j (t)	D_j 10^4	Poteaux	1	2	3
VIII	3.82	20.664	aKp_j 10^4	7.02	9.38	4.264
			t_j (t)	1.23	1.73	0.79
VII	10.674	20.664	aKp_j 10^4	7.02	9.38	4.264
			t_j (t)	3.62	6.84	2.2
VI	16.546	20.664	aKp_j 10^4	7.02	9.38	4.264
			t_j (t)	5.62	7.51	3.41
V	25.73	22.05	aKp_j 10^4	7.65	10.2	4.4
			t_j (t)	8.69	11.9	5.13
IV	30.19	22.05	aKp_j 10^4	7.65	10.2	4.4
			t_j (t)	10.23	14.02	6.04
III	33.69	22.05	aKp_j 10^4	7.65	10.2	4.4
			t_j (t)	11.38	15.28	6.72
II	35.97	22.05	aKp_j 10^4	7.65	10.2	4.4
			t_j (t)	12.15	16.64	7.18
I	36.59	39.54	aKp_j 10^4	12.61	14.48	10.65
			t_j (t)	12.29	14.11	10.18

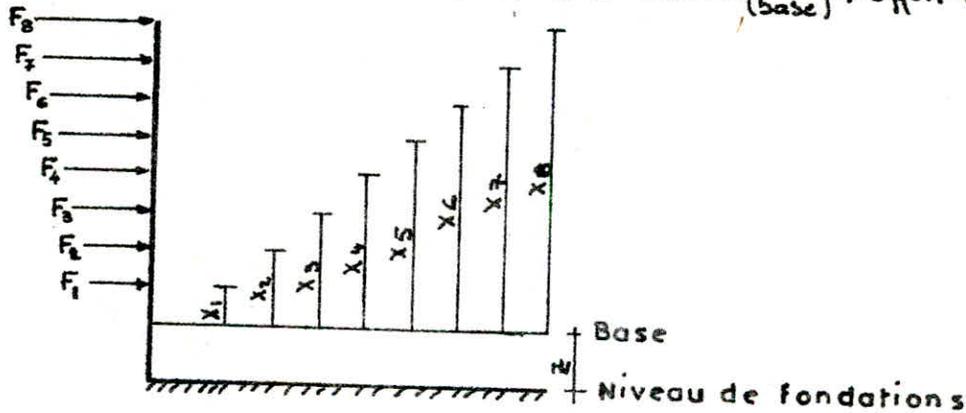
PARTIE (A) (SENS TRANSVERSAL)						
PORTIQUE 5-5						
NIV	T_i (t)	D_i 10^4	Poteaux	1	2	3
VIII	3.782	20.664	ak_{pj} 10^4	7.02	9.38	4.264
			t_j (t)	1.20	1.70	0.78
VII	10.566	20.664	ak_{pj} 10^4	7.02	9.38	4.264
			t_j (t)	3.59	4.73	2.18
VI	16.382	20.664	ak_{pj} 10^4	7.02	9.38	4.264
			t_j (t)	5.56	7.68	3.38
V	23.53	22.05	ak_{pj} 10^4	7.65	10.2	4.4
			t_j (t)	7.92	10.51	4.71
IV	27.77	22.05	ak_{pj} 10^4	7.65	10.2	4.4
			t_j (t)	9.38	12.84	5.54
III	30.89	22.05	ak_{pj} 10^4	7.65	10.2	4.4
			t_j (t)	10.43	14.29	6.16
II	32.99	22.05	ak_{pj} 10^4	7.65	10.2	4.4
			t_j (t)	11.17	15.24	6.58
I	33.49	37.54	ak_{pj} 10^4	12.61	14.48	10.45
			t_j (t)	11.25	12.92	9.22

PARTIE (A) (SENS TRANSVERSAL)						
PORTIQUE 7-7						
NIV	T_i (t)	D_i 10^4	Poteaux	1	2	3
VIII	3.856	20.664	ak_{pj} 10^4	7.02	9.38	4.264
			t_j (t)	1.31	1.75	0.785
VII	10.724	20.664	ak_{pj} 10^4	7.02	9.38	4.264
			t_j (t)	3.64	4.87	2.21
VI	16.704	20.664	ak_{pj} 10^4	7.02	9.38	4.264
			t_j (t)	5.67	7.58	3.44
V	27.79	22.05	ak_{pj} 10^4	7.65	10.2	4.4
			t_j (t)	9.33	12.85	5.54
IV	32.71	22.05	ak_{pj} 10^4	7.65	10.2	4.4
			t_j (t)	11.05	15.13	6.53
III	36.44	22.05	ak_{pj} 10^4	7.65	10.2	4.4
			t_j (t)	12.3	16.84	7.26
II	38.87	22.05	ak_{pj} 10^4	7.65	10.2	4.4
			t_j (t)	13.13	17.98	7.75
I	39.57	37.54	ak_{pj} 10^4	12.61	14.48	10.48
			t_j (t)	13.29	15.36	11.02

VERIFICATION AU RENVERSEMENT

Une structure doit être calculée afin de résister aux efforts qui peuvent provoquer un renversement. A cet effet une vérification au renversement est nécessaire.

M^t de renversement = M^t extérieur en Console (base) + Effort tranchant $\times z$ (base)



$$\text{Moment en Console (base)} = \sum_{i=1}^8 F_i x_i = F_1 x_1 + F_2 x_2 + F_3 x_3 + F_4 x_4 + F_5 x_5 + \dots + F_8 x_8$$

$$\text{Effort tranchant à la base} = H = \sum_{i=1}^8 F_i = F_1 + F_2 + \dots + F_8$$

$$\text{Moment résistant} = b \sum_{i=1}^8 w_i \geq 1.5 \text{ Moment de renversement}$$

SENS LONGITUDINAL

$$L_x = 20.85 \text{ m}$$

$$b_x = \frac{L_x}{2} = 10.425 \text{ m}; \quad z = 2.91$$

$$\text{Moment en Console (base)} = 4233.44 \text{ tm}$$

$$\text{Effort tranchant de base: } H = 236.82 \text{ t.}$$

$$H \cdot z = 689.14 \text{ tm}$$

$$M^t \text{ résistant: } b \sum_{i=1}^8 w_i = 31582.93 \text{ tm}$$

$$\text{Moment résistant} = 31582.93$$

$$\text{Moment de renversement} = 689.14 + 4233.44 = 6.42 > 1.5$$

SENS TRANSVERSAL

$$L_y = 12.55 \text{ m}$$

$$b_y = 0.5 \cdot 12.55 = 6.275 \text{ m}$$

$$\text{Moment en console (base)} = 4233.44 \text{ tm}$$

$$\text{Effort tranchant de base: } H = 236.82 \text{ t}$$

$$H \cdot z = 689.14 \text{ tm}$$

$$\text{Moment résistant: } b \sum_{i=1}^8 w_i = 19010.35 \text{ tm}$$

$$\text{Moment résistant} = 19010.35$$

$$\text{Moment de renversement} = 689.14 + 4233.44 = 3.86 > 1.5$$

Conclusion

le renversement est vérifié dans les 2 sens.

CALCUL des MOMENTS dans les POTEAUX

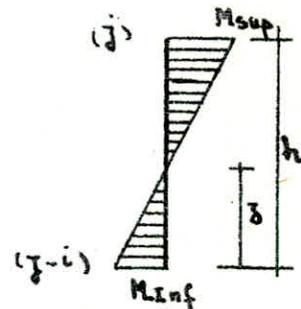
La position du point d'Inflexion est calculée en fonction des Caractéristiques du portique :

$$M_{sup} = E_j^{(i)} (h-z)$$

$$M_{inf} = E_j^{(i)} z$$

$$z = y h$$

avec $y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$



y_0 = Coefficient donné par les tableaux (bulletin C.T.C. N°5) en fonction de \bar{K} , du Nombre total de Niveaux de portiques et du N_i de Niveau.

y_1 = terme de Correction dû à la variation de la rigidité Linéaire ($\frac{I}{L}$) des poutres supérieures et inférieures.

Il est donné par des tableaux (bulletin C.T.C. N°5) en fonction de α_1 et \bar{K} .

$$\alpha_1 = \frac{K_1 + K_2}{K_3 + K_4}$$

$K_1 + K_2$ — Poutres Supérieures.

$K_3 + K_4$ — Poutres Inférieures.

y_2 = terme de Correction dû à la Variation de la hauteur d'Étage à la hauteur d'Étage Supérieur, il est donné en fonction de :

$$\alpha_2 = \frac{hI}{h} \quad (\text{Pour le dernier niveau } y_2 = 0)$$

et de \bar{K}

y_3 = terme de Correction dû à la Variation de la hauteur d'Étage à la hauteur de l'Étage Inférieur adjacent, il est donné en fonction de α_3 et \bar{K}

$$\alpha_3 = \frac{h_i}{h}$$

(Pour le premier niveau $y_3 = 0$).

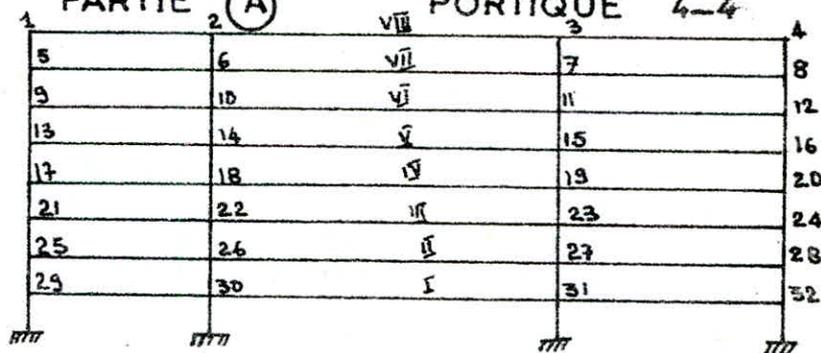
SENS LONGITUDINAL

PARTIE (A) PORTIQUE B—B

1	2	3	4
5 VII	6	7	8
9 VI	10	11	12
13 V	14	15	16
17 IV	18	19	20
21 III	22	23	24
25 II	26	27	28
29 I	30	31	32

NIV	Nœuds	M_s tm	M_I tm	M_A tm	M_2 tm
VII	1	0	1.81	0	1.81
	2	0	3.19	1.10	2.08
	3	0	3.58	1.79	1.79
	4	0	2.58	2.58	0
VII	5	0.4	4.12	0	0.81
	6	1.76	7.63	3.24	6.15
	7	2.28	9.03	5.66	5.66
	8	1.11	6.18	7.29	0
VI	9	2.04	5.9	0	7.94
	10	6.26	11.74	6.22	11.78
	11	7.41	13.56	10.49	10.49
	12	4.11	8.77	12.88	0
V	13	3.65	7.35	0	11
	14	9.76	16.41	9.04	17.13
	15	11.91	19.49	15.7	15.7
	16	7.19	11.92	19.11	0
IV	17	5	8.56	0	13.56
	18	13.48	18.29	19.98	20.79
	19	16.21	21.93	19.07	19.07
	20	9.79	14.59	24.38	0
III	21	7.03	8.67	0	15.7
	22	18.29	20.34	13.34	25.29
	23	21.83	24.27	23.05	23.05
	24	11.98	14.77	26.75	0
II	25	8.67	7.27	0	15.94
	26	20.34	21.71	14.53	27.52
	27	24.27	25.92	25.10	25.10
	28	14.77	14.21	28.88	0
I	29	11.25	4.64	0	15.89
	30	21.71	17.16	13.43	25.44
	31	25.92	19.2	22.56	22.56
	32	13.31	12.75	30.06	0

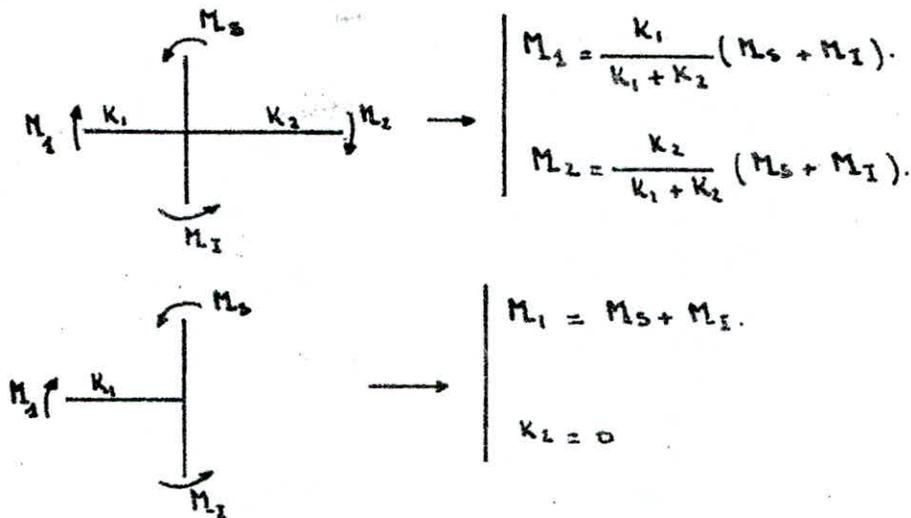
SENS TRANSVERSAL
PARTIE (A) PORTIQUE 4-4



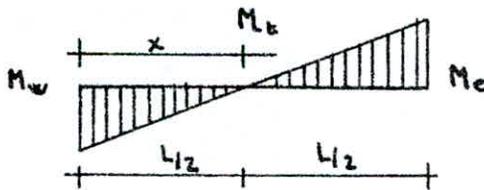
NIV	Noeuds	M_S ^{cm}	M_X ^{cm}	M_1 ^{cm}	M_2 ^{cm}
VII	1	0	2.36	0	2.36
	2	0	3.19	2.09	1.10
	3	0	2.63	1.32	1.32
	4	0	1.92	1.92	0
VII	5	1.30	6.73	0	8.12
	6	1.82	8.29	6.61	3.5
	7	1.42	7.23	4.33	4.33
	8	0.52	4.72	5.24	0
VI	9	4.49	8.87	0	13.36
	10	6.76	11.70	12.08	6.38
	11	4.82	9.52	7.17	7.17
	12	2.54	6.28	8.82	0
V	13	7.27	13.07	0	20.34
	14	9.86	17.57	17.95	9.48
	15	7.8	13.95	10.88	10.88
	16	4.18	8	12.18	0
IV	17	10.69	15.38	0	26.07
	18	14.37	18.81	21.71	11.47
	19	11.41	16.42	13.92	13.92
	20	6.99	9.7	16.69	0
III	21	12.59	15.57	0	28.16
	22	18.81	21.30	26.24	13.87
	23	13.44	16.61	15.03	15.03
	24	7.94	9.81	17.75	0
II	25	18.56	14.95	0	30.51
	26	21.3	22.75	28.82	15.23
	27	16.61	15.25	15.93	15.93
	28	9.81	8.74	18.55	0
I	29	18.27	11.49	0	29.76
	30	22.75	15.47	25	13.22
	31	20.21	11.86	16.04	16.04
	32	12.22	5.86	18.08	0

CALCUL des MOMENTS dans les POUTRES

Dans un Nœud, le Moment résultant des Poutres aboutissant à ce Nœud, est réparti entre les poutres proportionnellement à leurs rigidités Linéaires.



MOMENTS EN TRAVÉE



$$\frac{x}{M_w} = \frac{L-x}{M_c} \rightarrow x = \frac{M_w \cdot L}{M_w + M_c} \quad (1)$$

$$\frac{x}{M_w} = \frac{L/2 - x}{M_b} \rightarrow M_b = \frac{M_w}{x} \left(\frac{L}{2} - x \right) \quad (2)$$

$$(1) \text{ et } (2) \rightarrow M_b = \frac{M_c - M_w}{2}$$

EFFORT TRANCHANT

A partir des Moments dans les poutres, on peut calculer les efforts tranchants pour une travée indépendante (fig. ci-dessus).

Composons l'Equation du Moment :

$$M = ax + b \rightarrow T = \frac{dM}{dx} = a$$

$$x = 0 \rightarrow b = M_w$$

$$x = L \rightarrow -M_c = aL + M_w$$

$$a = -\frac{M_c + M_w}{L}$$

$$\text{d'où } T = -\left(\frac{M_w + M_c}{L} \right)$$

EFFORT NORMAL

Pour un Nœud (i) l'Effort Normal dans le Poteau sera: $N_i = -(T_{ei} - T_{wi})$.

Convention: $N < 0 \rightarrow$ traction

$N > 0 \rightarrow$ Compression.

SENS LONGITUDINAL
PARTIE (B) PORTIQUE B-B

NIV	Por.	$E_j^{(k)}$	α_j	\bar{k}	γ_0	$\gamma = \gamma_0$	$z = \gamma h$	$M_{Inf}^{t.m.}$	$h - z$	$M_{sup}^{t.m.}$
VIII	A	0.754	1	0.365	0.1825	0.1825	0.53	0.40	2.4	1.81
	B	1.69	"	1.06	0.356	0.356	1.04	1.76	1.89	3.19
	C	2	"	1.38	0.388	0.388	1.14	2.28	1.73	3.58
	D	1.26	"	0.692	0.30	0.30	0.88	1.11	2.05	2.58
VII	A	2.1	"	0.365	0.3325	0.3325	0.97	2.04	1.96	4.12
	B	4.74	"	1.06	0.45	0.45	1.32	6.26	1.61	7.63
	C	5.61	"	1.38	0.45	"	"	7.41	"	9.03
	D	3.51	"	0.692	0.4	0.4	1.17	4.11	1.76	6.18
VI	A	3.26	"	0.365	0.3825	0.3825	1.12	3.65	1.81	5.9
	B	7.34	"	1.06	0.453	0.453	1.33	9.76	1.6	11.74
	C	8.69	"	1.38	0.469	0.469	1.37	11.91	1.56	13.56
	D	5.45	"	0.692	0.45	0.45	1.32	7.19	1.61	8.77
V	A	3.91	"	0.287	0.3935	0.3935	1.28	5	1.88	7.35
	B	9.17	"	0.83	0.45	0.45	1.47	13.48	1.79	16.41
	C	10.95	"	1.08	0.454	0.454	1.48	16.21	1.78	19.43
	D	6.66	"	0.543	0.45	0.45	1.47	9.79	1.79	11.92
IV	A	4.78	"	0.287	0.45	"	"	7.03	"	8.56
	B	11.22	"	0.83	0.5	0.5	1.63	18.29	1.63	18.29
	C	13.39	"	1.08	0.5	"	"	21.83	"	21.83
	D	8.15	"	0.543	0.45	0.45	1.47	11.98	1.79	14.59
III	A	5.32	"	0.287	0.5	0.5	1.63	8.67	1.63	8.67
	B	12.48	"	0.83	0.5	"	"	20.34	"	20.34
	C	14.89	"	1.08	0.5	"	"	24.27	"	24.27
	D	9.06	"	0.543	0.5	"	"	14.77	"	14.77
II	A	5.68	"	0.287	0.6065	0.6065	1.98	11.25	1.28	7.27
	B	13.32	"	0.83	0.5	0.5	1.63	21.71	1.63	21.71
	C	15.9	"	1.08	"	"	"	25.92	"	25.92
	D	9.67	"	0.543	0.55	0.55	1.79	17.31	1.47	14.21
I	A	9.47	"	0.33	0.87	0.87	3.26	30.87	0.49	4.64
	B	13.1	"	0.955	0.65	0.65	2.44	31.96	1.31	17.16
	C	14.12	"	1.25	0.6375	0.6375	2.39	33.75	1.36	19.20
	D	11.38	1	0.625	0.70	0.70	2.63	29.93	1.12	12.75

SENS TRANSVERSAL
PARTIE (A) PORTIQUE 4-4

NIV	Pos.	$t_j^{(t)}$	\bar{K}	Y_0	$Y=Y_0$	$Z=YH$	$M_{\text{Inj}}^{\text{L.m.}}$	H-Z	α_1	$M_{\text{Sep.}}^{\text{L.m.}}$
VIII	1	1.28	0.741	0.3705	0.3705	1.085	1.39	1.845	1	2.36
	2	1.71	1.13	0.363	0.363	1.063	1.82	1.867	"	3.19
	3	1.38	0.816	0.35	0.35	1.025	1.42	1.905	"	2.63
	4	0.832	0.424	0.212	0.212	0.621	0.52	2.309	"	1.92
VII	1	3.83	0.741	0.4	0.4	1.172	4.49	1.758	"	6.73
	2	5.12	1.13	0.45	0.45	1.32	6.76	1.61	"	8.29
	3	4.11	0.816	0.4	0.4	1.172	4.82	1.758	"	7.23
	4	2.48	0.424	0.35	0.35	1.025	2.54	1.905	"	4.72
VI	1	5.51	0.741	0.45	0.45	1.32	7.27	1.61	"	8.87
	2	7.36	1.13	0.4565	0.4565	1.34	9.86	1.59	"	11.70
	3	5.91	0.816	0.45	0.45	1.32	7.8	1.61	"	9.52
	4	3.57	0.424	0.4	0.4	1.172	4.18	1.758	"	6.28
V	1	7.29	0.582	0.45	0.45	1.467	10.69	1.793	"	13.07
	2	9.8	0.89	"	"	"	14.37	"	"	17.57
	3	7.78	0.64	"	"	"	11.41	"	"	13.95
	4	4.6	0.332	0.466	0.466	1.52	6.99	1.74	"	8
IV	1	8.58	0.582	0.45	0.45	1.467	12.59	1.793	"	15.88
	2	11.54	0.89	0.5	0.5	1.63	18.81	1.63	"	18.81
	3	9.16	0.64	0.45	0.45	1.467	13.44	1.793	"	16.42
	4	5.41	0.332	"	"	"	7.94	"	"	3.7
III	1	9.55	0.582	0.5	0.5	1.63	15.56	1.63	"	15.57
	2	13.07	0.89	"	"	"	21.3	"	"	21.30
	3	10.19	0.64	"	"	"	16.61	"	"	16.61
	4	6.02	0.332	"	"	"	9.81	"	"	9.81
II	1	10.19	0.582	0.55	0.55	1.793	18.27	1.467	"	14.95
	2	13.96	0.89	0.5	0.5	1.63	22.75	1.63	"	22.75
	3	10.88	0.64	0.57	0.57	1.858	20.21	1.402	"	15.25
	4	6.43	0.332	0.584	0.584	1.9	12.22	1.36	"	8.74
I	1	10.21	0.669	0.7	0.7	2.625	26.8	1.125	"	11.49
	2	11.72	1.02	0.649	0.649	2.43	28.48	1.32	"	15.47
	3	10.54	0.736	0.7	0.7	2.625	27.67	1.125	"	11.86
	4	8.62	0.382	0.818	0.818	3.07	26.46	0.68	1	5.86

TABLEAUX RECAPITULATIFS
PARTIE (A) POUTRES SOUS SIIH
PORTIQUE B — B

NIV	Poutres	M_w ^{cm.}	M_e ^{cm.}	M_t ^{cm.}	T ^(t)
VIII	1 — 2	1.81	1.10	- 0.36	- 0.51
	2 — 3	2.09	1.79	- 0.15	- 1.29
	3 — 4	1.79	2.58	0.40	- 1.46
VII	5 — 6	0.81	3.24	1.22	- 1.38
	6 — 7	6.15	5.66	- 0.25	- 3.34
	7 — 8	5.66	7.29	0.82	- 4.32
VI	9 — 10	7.94	6.22	- 0.86	- 2.48
	10 — 11	11.78	10.49	- 0.65	- 7.42
	11 — 12	10.49	12.88	1.20	- 7.79
V	13 — 14	11	9.04	- 0.98	- 3.52
	14 — 15	17.13	15.7	- 0.72	- 10.96
	15 — 16	15.7	13.11	1.71	- 11.60
IV	17 — 18	13.56	10.98	- 1.29	- 4.31
	18 — 19	20.79	19.07	- 0.86	- 13.29
	19 — 20	19.07	24.38	2.66	- 14.48
III	21 — 22	15.7	13.34	- 1.18	- 5.09
	22 — 23	25.29	23.05	- 1.12	- 16.11
	23 — 24	23.05	26.75	1.85	- 16.60
II	25 — 26	15.94	14.53	- 0.71	- 5.35
	26 — 27	27.52	25.10	- 1.21	- 17.54
	27 — 28	25.10	28.98	1.94	- 18.04
I	29 — 30	15.89	13.43	- 1.23	- 5.16
	30 — 31	25.44	22.56	- 1.44	- 16
	31 — 32	22.56	30.06	3.75	- 17.54

PARTIE (A) PORTIQUE 4-4

NIV	Poutres	M_w ^{cm}	M_e ^{cm}	M_t ^{cm}	T ^(k)
VIII	1-2	2.36	2.09	- 0.14	- 1.59
	2-3	1.10	1.32	0.11	- 0.46
	3-4	1.32	1.32	0.3	- 0.66
VII	5-6	8.12	6.68	- 0.76	- 5.26
	6-7	3.5	4.33	0.42	- 1.48
	7-8	4.33	5.24	0.46	- 1.95
VI	9-10	13.36	12.08	- 0.64	- 3.09
	10-11	6.39	7.17	0.40	- 2.56
	11-12	7.17	8.82	0.83	- 3.26
V	13-14	20.34	17.95	- 1.20	- 13.28
	14-15	9.68	10.88	0.70	- 3.84
	15-16	10.88	12.15	0.65	- 4.74
IV	17-18	26.07	21.71	- 2.18	- 17.06
	18-19	11.47	13.92	1.23	- 14.10
	19-20	13.92	16.69	1.39	- 6.25
III	21-22	28.16	26.24	- 0.96	- 19.63
	24-23	13.87	15.03	0.58	- 5.45
	23-24	15.03	17.75	1.36	- 6.69
II	25-26	30.51	28.82	- 0.85	- 40.80
	26-27	15.23	15.93	0.35	- 5.88
	27-28	15.93	18.55	1.31	- 7.04
I	29-30	29.76	25	- 2.38	- 19.56
	30-31	13.22	16.04	1.41	- 5.52
	31-32	16.04	18.08	1.02	- 6.96

POTEAUX SOUS SIM
PARTIE A PORTIQUE B — B

NIV	Poteaux	M_1 tm	M_2 tm	T ^(t)	N ^(t)	$N_{cum.}$ ^(t)
VIII	A	0.4	1.81	0.754	-1.59	-1.59
	B	1.76	3.19	1.69	1.13	1.13
	C	2.28	3.58	2	-0.2	-0.2
	D	1.11	2.58	1.26	0.66	0.66
VII	A	2.04	4.12	2.1	-5.26	-6.85
	B	6.26	7.63	4.74	3.78	4.81
	C	7.41	9.03	5.61	-0.47	-0.67
	D	4.11	6.10	3.61	1.95	2.61
VI	A	3.66	5.9	3.26	-9.09	-15.94
	B	9.76	11.74	7.34	6.53	11.44
	C	11.91	13.56	8.69	-0.70	-1.37
	D	7.19	8.77	5.45	3.26	5.87
V	A	5	7.35	3.91	-13.68	-29.62
	B	13.49	16.41	9.17	9.84	21.28
	C	16.21	19.49	10.95	-0.87	-2.24
	D	9.79	11.92	6.66	4.71	10.58
IV	A	7.03	8.56	4.78	-17.06	-46.68
	B	18.29	18.29	11.22	2.96	24.24
	C	21.83	21.83	13.89	-7.85	-10.09
	D	11.98	14.59	8.15	6.25	16.83
III	A	8.67	8.67	5.32	-19.43	-66.11
	B	20.34	20.34	12.48	13.98	38.12
	C	24.27	24.27	16.89	-1.24	-11.93
	D	14.77	14.77	9.06	6.69	23.52
II	A	11.25	7.27	5.68	-40.80	-106.91
	B	21.71	21.71	13.82	34.92	73.14
	C	25.92	25.92	15.9	-8.16	-12.49
	D	17.31	14.21	9.67	7.04	30.56
I	A	30.87	4.64	9.47	-19.56	-226.47
	B	31.96	17.16	13.1	14.04	87.18
	C	33.75	19.2	14.12	-1.44	-13.93
	D	29.93	12.75	11.88	6.96	37.50

POTEAUX SOUS SIH
PARTIE (A) PORTIQUE 4-4

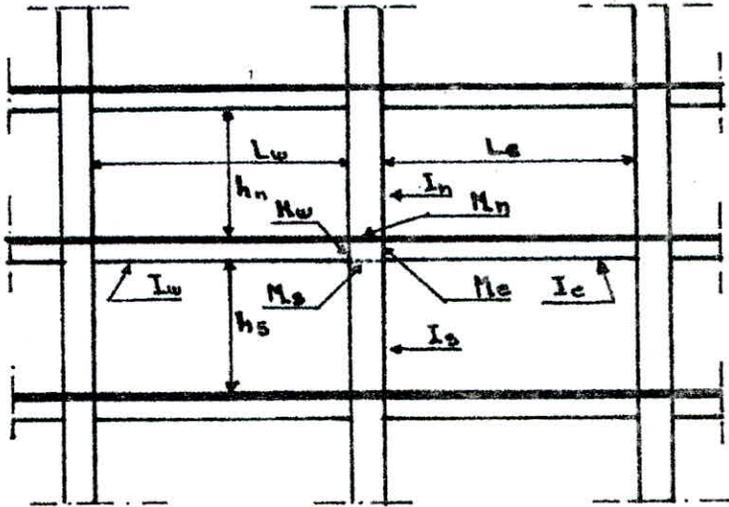
NIV	Poteaux	M_x ^{tm.}	M_y ^{tm.}	T ^(t)	N ^(t)	$N_{cum.}$ ^(t)
VIII	1	1.33	2.36	1.28	-0.51	-0.51
	2	1.82	3.19	1.71	-0.78	-0.78
	3	1.42	2.63	1.38	-0.17	-0.17
	4	0.52	1.92	0.832	1.46	1.46
VII	1	4.43	6.73	3.83	-1.38	-1.89
	2	6.76	8.29	5.12	-1.96	-2.74
	3	4.82	7.23	4.11	-0.28	-1.15
	4	2.54	4.72	2.48	4.32	5.78
VI	1	7.27	8.87	5.51	-2.48	-4.37
	2	9.86	11.70	7.36	-4.94	-7.68
	3	7.8	9.52	5.91	-0.37	-1.52
	4	4.18	6.28	3.57	7.79	13.57
V	1	10.69	13.07	7.29	-3.52	-7.89
	2	14.37	17.57	9.8	-7.44	-15.12
	3	11.41	13.95	7.78	-0.64	-2.16
	4	6.99	8	4.6	11.60	25.17
IV	1	12.59	15.38	8.58	-4.31	12.11
	2	18.81	18.81	11.54	-8.98	-24.10
	3	13.44	16.42	9.16	-1.19	-3.35
	4	7.94	9.7	5.41	14.48	39.65
III	1	15.56	15.57	9.55	-5.08	-12.2
	2	21.3	21.3	13.07	-11.02	-35.13
	3	16.61	16.61	10.19	-0.49	-3.84
	4	9.81	9.81	6.02	16.60	56.25
II	1	18.27	14.95	10.19	-5.35	-22.55
	2	22.75	22.75	13.96	-12.19	-49.32
	3	20.21	15.25	10.88	-0.5	-4.34
	4	12.22	8.74	6.43	18.04	74.29
I	1	26.8	11.49	10.21	-5.16	-27.71
	2	28.48	15.47	11.72	-10.84	-58.16
	3	27.67	11.86	10.54	-1.54	-5.88
	4	26.46	5.86	8.62	17.54	31.83

EFFORTS DANS LES PORTIQUES ENGENDRES PAR LES CHARGES VERTICALES

le calcul des portiques sous les charges verticales sera fait par la méthode de CAQUOT.

EXPOSE DE LA METHODE

la méthode suppose que les Moments d'Inertie des poteaux sont constants. le principe consiste à choisir un noeud et à déterminer les moments agissants à gauche, à droite, en haut et en bas, en tenant compte des charges des travées encadrant le noeud considéré et la résistance offerte par les travées inférieures et supérieures des Poteaux qui aboutissent à ce noeud.



$$L'_w = L_w$$

→ travée de rive

$$L'_e = L_e$$

$$L'_w = 0.8L_w$$

→ travée Intermediaire

$$L'_e = 0.8L_e$$

$h'_n = 0.9h_n$ → si le noeud considéré appartient à l'avant dernier plancher.

$$h'_n = 0.8h_n$$

→ pour les autres cas.

$$h'_s = 0.8h_s$$

L_w, L_e : portée libre des travées respectivement de gauche et de droite.

h_n, h_s : hauteur libre respectivement du poteau haut et bas.

q_w, q_e : charge uniformément répartie par unité de longueur respectivement sur la travée de gauche et de droite.

Q_w : charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance a_w de l'appui (Q_e, a_e pour la travée de droite).

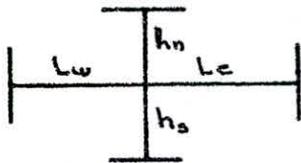
I_w, I_e, I_n, I_s : sont les Moments d'Inertie de la travée de gauche, de droite, du poteau supérieur et inférieur.

$$K_w = \frac{I_w}{L_w} ; \quad K_e = \frac{I_e}{L_e} ; \quad K_n = \frac{I_n}{h_n} ; \quad K_s = \frac{I_s}{h_s}$$

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

TRAVÉE INTERMÉDIAIRE

pour un nœud (i) d'une travée intermédiaire les moments dans les sections dangereuses, en valeur absolue sont:



$$M'_w = \frac{L_w^2}{8.5} q_w + L_w \sum_i K_w Q_w$$

$$M'_e = \frac{L_e^2}{8.5} q_e + L_e \sum_i K_e Q_e$$

K_w, K_e : donne' par l'échelle fonctionnelle en fonction de:

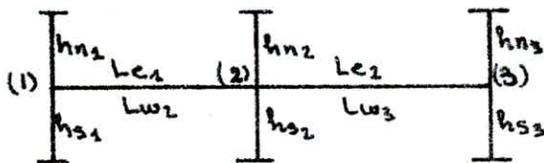
$$\frac{a_w}{L_w} ; \quad \frac{a_e}{L_e}$$

$$M_{wi} = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right) ; \quad M_{ei} = M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M_w \frac{K_e}{D}$$

$$M_{ni} = \frac{K_n}{D} (M'_{ei} - M'_{wi}) ; \quad M_{si} = \frac{K_s}{D} (M'_{ei} - M'_{wi}) .$$

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

TRAVÉE DE RIVE (SANS CONSOLE)



le Nœud de rive (1) est étudié en introduisant dans les formules relatives aux travées intermédiaires :

$$L_{w1} = 0, \quad L'_{w1} = 0, \quad M'_{w1} = 0, \quad M_{e1} = 0$$

Nœud (2)

$$L'_w = X \cdot L_w$$

avec

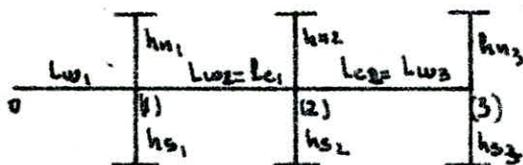
$$\left| \begin{array}{l} X = 0.8 \longrightarrow \text{si } K_s + K_n \geq 1.5 K_e \\ X = 1 - \frac{K_s + K_n}{7.5 K_e} \longrightarrow \text{si } K_s + K_n < 1.5 K_e \end{array} \right.$$

Nœud voisin de rive de droite

$$L'_e = X L_e$$

$$\text{avec } \left| \begin{array}{l} X = 0.8 \longrightarrow \text{si } K_s + K_n \geq 1.5 K_w \\ X = 1 - \frac{K_s + K_n}{7.5 K_w} \longrightarrow \text{si } K_s + K_n < 1.5 K_w \end{array} \right.$$

TRAVÉE DE RIVE (avec console)



Noeud de rive il est étudié en posant $K_w = 0$ dans les formules précédentes et en y substituant M_{w1} à M'_w . M_{w1} étant le moment

isostatique en valeur absolue de la console au nu de l'appui. On suppose que la valeur algébrique de M_{w1} est négative c.à.d. conventionnellement, que la face supérieure de la console est tendue au voisinage de l'appui.

$$M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1}\right) + M_{w1} \frac{K_{e1}}{D_1} \quad ; \quad M_{s1} = (M'_{e1} - M_{w1}) \frac{K_{s1}}{D_1}$$

$$M_{n1} = (M'_{e1} - M_{w1}) \frac{K_{n1}}{D_1} \quad M'_{e1} = \left(\frac{q_e L_{e1}^2}{8.5}\right)_{\text{noeuds}} + \left(L_{e1} \sum_i K_e Q_e\right)_{\text{noeuds}}$$

$$D_1 = K_{e1} + K_{s1} + K_{n1}$$

$$K_{e1} = \frac{I_{e1}}{L'_{e1}}$$

$$K_{s1} = \frac{I_{s1}}{h'_{s1}}$$

$$K_{n1} = \frac{I_{n1}}{h'_{n1}}$$

Noeud voisin de rive

la longueur L'_{w2} de la travée fictive de rive est prise égale à : $\chi_1 L_{w2}$.

$$\left| \begin{array}{l} \chi_1 = 0.8 \longrightarrow \text{si } K_{s1} + K_{n1} \geq 1.5 K_{e1} \\ \chi_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7.5 K_{e1}} \longrightarrow \text{si } K_{s1} + K_{n1} < 1.5 K_{e1} \end{array} \right.$$

$$K_{e1} = \frac{I_{e1}}{L'_{e1}}$$

$$K_{s1} = \frac{I_{s1}}{h'_{s1}}$$

$$K_{n1} = \frac{I_{n1}}{h'_{n1}}$$

la longueur L'_{e2} de la travée fictive de l'appui 2. si elle n'est pas une travée de rive, $L'_{e2} = 0.8 L_{e2}$

si elle est une travée de rive (donc le noeud 3 est de rive)

$$L'_{e2} = \chi_3 L_{e2}$$

$$\left| \begin{array}{l} \chi_3 = 0.8 \longrightarrow \text{si } K_{s3} + K_{n3} \geq 1.5 K_{w3} \\ \chi_3 = 1 - \frac{K_{s3} + K_{n3}}{7.5 K_{w3}} \longrightarrow \text{si } K_{s3} + K_{n3} < 1.5 K_{w3} \end{array} \right.$$

$$K_{s3} = \frac{I_{s3}}{h'_{s3}}$$

$$K_{n3} = \frac{I_{n3}}{h'_{n3}}$$

$$K_{w3} = \frac{I_{w3}}{L'_{w3}} \quad (L'_{w3} = 0.8 L_{w3} = 0.8 L_{e2})$$

EFFORT TRANCHANT DANS LES POTEAUX ET EFFORTS NORMAUX

DANS LES POUTRES

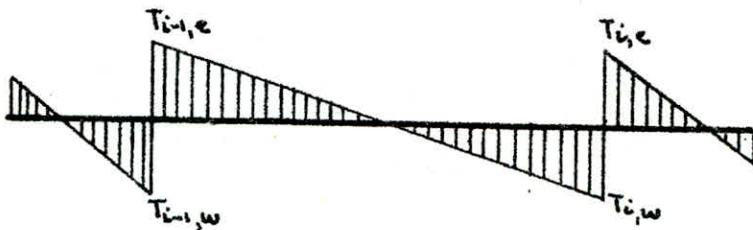
Pour simplifier, on ne fait pas état dans les calculs

des efforts tranchants dans les poteaux, ni des efforts normaux dans les poutres.

EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX

Ils sont engendrés par les efforts tranchants dans les poutres et seront déterminés à partir de ceux-ci.

Ainsi pour les charges verticales uniformément réparties on a les efforts tranchants schématisés sur le diagramme ci-dessous :



Les réactions développées dans les appuis (i-1) et (i) donnent des efforts normaux de compression dans les poteaux dont les valeurs sont :

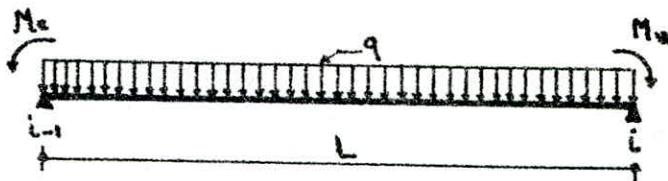
$$N_{i-1} = T_{i-1,e} - T_{i-1,w}$$

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

$T_{i-1,e}$; $T_{i-1,w}$; $T_{i,e}$; $T_{i,w}$ en valeurs algébriques

EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES

Ils sont calculés en considérant la travée indépendante et en faisant état des moments de continuité et de la charge qui lui est appliquée (q/ml).



$$T_{i-1,e} = \frac{qL}{2} + \frac{M_{i-1,e} - M_{i,w}}{L}$$

$$T_{i,e} = -\frac{qL}{2} + \frac{M_{i-1,e} - M_{i,w}}{L}$$

NIV	Noeuds	$l_w(m)$	$l_e(m)$	$h_n(m)$	$h_s(m)$	$I_w \cdot 10^{-4}$	$I_e \cdot 10^{-4}$	$I_n \cdot 10^{-4}$	$I_s \cdot 10^{-4}$	$L_w(m)$	$L_e(m)$	h'_n	h'_s	$K_{w1} \cdot 10^{-4}$	$K_{e1} \cdot 10^{-4}$	$K_{n1} \cdot 10^{-4}$	$K_{s1} \cdot 10^{-4}$	$D \cdot 10^{-4}$
VIII	1	—	5.7	—	2.53	—	54	—	76.25	—	5.7	—	2.024	—	9.47	—	37.67	47.10
	2	5.7	3	—	"	54	"	—	"	5.7	2.4	—	"	9.47	22.5	—	"	64.64
	3	3	3	—	"	"	"	—	"	2.4	3	—	"	22.5	18	—	"	78.17
	4	3	—	—	"	"	—	—	"	3	—	—	"	18	—	—	"	95.67
VII	5	—	5.7	2.53	"	—	54	76.25	"	—	5.7	2.277	"	—	9.47	33.49	"	80.63
	6	5.7	3	"	"	54	"	"	"	5.7	2.4	"	"	9.47	22.5	"	"	103.13
	7	3	3	"	"	"	"	"	"	2.4	3	"	"	22.5	18	"	"	111.66
	8	3	—	"	"	"	—	"	"	3	—	2.277	"	18	—	33.49	"	89.16
VI	9	—	5.7	"	"	—	54	"	"	—	5.7	2.024	"	—	9.47	37.67	"	84.81
	10	5.7	3	"	"	54	"	"	"	5.7	2.4	"	"	9.47	22.5	"	"	107.51
	11	3	3	"	"	"	"	"	"	2.4	3	"	"	22.5	18	"	"	115.84
	12	3	—	2.53	2.53	"	—	76.25	76.25	3	—	2.024	2.024	18	—	"	37.67	95.34
V	13	—	5.7	2.86	2.86	—	54	108	108	—	5.7	2.288	2.288	—	9.47	47.20	47.20	103.87
	14	5.7	3	"	"	54	"	"	"	5.7	2.4	"	"	9.47	22.5	"	"	126.37
	15	3	3	"	"	"	"	"	"	2.4	3	"	"	22.5	18	"	"	134.9
	16	3	—	"	"	"	—	"	"	3	—	"	"	18	—	"	"	112.4
IV	17	—	5.7	"	"	—	54	"	"	—	5.7	"	"	—	9.47	"	"	103.87
	18	5.7	3	"	"	54	"	"	"	5.7	2.4	"	"	9.47	22.5	"	"	126.37
	19	3	3	"	"	"	"	"	"	2.4	3	"	"	22.5	18	"	"	134.9
	20	3	—	"	"	"	—	"	"	3	—	"	"	18	—	"	"	112.4
III	21	—	5.7	"	"	—	54	"	"	—	5.7	"	"	—	9.47	"	"	103.87
	22	5.7	3	"	"	54	"	"	"	5.7	2.4	"	"	9.47	22.5	"	"	126.37
	23	3	3	"	"	"	"	"	"	2.4	3	"	"	22.5	18	"	"	134.9
	24	3	—	"	"	"	—	"	"	3	—	"	"	18	—	"	"	112.4
II	25	—	5.7	"	"	—	54	"	"	—	5.7	"	"	—	9.47	"	"	103.87
	26	5.7	3	"	"	54	"	"	"	5.7	2.4	"	"	9.47	22.5	"	"	126.37
	27	3	3	"	"	"	"	"	"	2.4	3	"	"	22.5	18	"	"	134.9
	28	3	—	2.86	2.86	"	—	"	"	3	—	2.68	2.68	18	—	47.20	47.20	112.4
I	29	—	5.7	3.35	3.35	—	54	"	"	—	5.7	"	"	—	9.47	40.30	40.30	90.07
	30	5.7	3	"	"	54	"	"	"	5.7	2.4	"	"	9.47	22.5	"	"	112.57
	31	3	3	"	"	"	"	"	"	2.4	3	"	"	22.5	18	"	"	121.10
	32	3	—	3.35	3.35	"	—	108	108	3	—	2.68	2.68	18	—	40.30	40.30	98.60

MOMENTS AUX NŒUDS : PORTIQUE B-B

SOUS G

SOUS P

NIV	Nœud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s
VIII	1	/	0.799	/	3.05	/	2.44	/	2.44
	2	0.799	0.594	3.05	0.841	2.69	1.22	/	-1.46
	3	0.504	"	0.941	0.534	0.396	0.489	/	0.093
	4	"	/	0.534	/	0.361	/	/	-0.361
VII	5	/	1.63	/	6.23	/	5.5	2.58	2.91
	6	1.63	1.32	6.23	0.894	5.74	2.06	-1.73	-1.95
	7	1.32	"	0.894	1.4	1.23	1.82	0.152	0.171
	8	"	/	1.4	/	1.12	/	-0.526	-0.591
VI	9	/	1.63	/	6.23	/	5.53	2.77	2.77
	10	1.63	1.32	6.23	0.894	5.76	2.01	-1.87	-1.87
	11	1.32	"	0.894	1.4	0.992	1.32	0.164	0.164
	12	"	/	1.4	/	1.13	/	-0.565	-0.565
V	13	/	1.63	/	6.23	/	5.66	2.83	2.83
	14	1.63	1.32	6.23	0.894	5.83	1.84	-1.99	-1.99
	15	1.32	"	0.894	1.4	0.978	1.33	0.177	0.177
	16	"	/	1.4	/	1.17	/	-0.588	-0.588
IV	17	/	1.63	/	6.23	/	5.66	2.83	2.83
	18	1.63	1.32	6.23	0.894	5.83	1.84	-1.99	-1.99
	19	1.32	"	0.894	1.4	2.65	1.33	0.177	0.177
	20	"	/	1.4	/	1.17	/	-0.588	-0.588
III	21	/	1.63	/	6.23	/	5.66	2.83	2.83
	22	1.63	1.32	6.23	0.894	5.83	1.84	-1.99	-1.99
	23	1.32	"	0.894	1.4	2.65	1.33	0.177	0.177
	24	"	/	1.4	/	1.17	/	-0.588	-0.588
II	25	/	1.63	/	6.23	/	5.66	2.83	2.83
	26	1.63	1.32	6.23	0.894	5.83	1.84	-1.99	-1.99
	27	1.32	"	0.894	1.4	2.65	1.33	0.177	0.177
	28	"	/	1.4	/	1.17	/	-0.588	-0.588
I	29	/	1.63	/	6.23	/	5.57	2.99	2.79
	30	1.63	1.32	6.23	0.894	5.78	1.96	-1.91	-1.91
	31	1.32	"	0.894	1.4	0.988	1.32	0.168	0.168
	32	"	/	1.4	/	1.14	/	-0.572	-0.572

NIV	Nœud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s
VIII	1	/	0.092	/	0.35	/	0.28	/	0.28
	2	0.092	"	0.35	0.06	0.31	0.10	/	-0.16
	3	"	"	0.06	0.10	0.07	0.09	/	0.02
	4	"	/	0.10	/	"	/	/	-0.07
VII	5	/	0.161	/	0.62	/	0.55	0.26	0.29
	6	0.161	"	0.62	0.11	0.57	0.22	-0.17	-0.19
	7	"	"	0.11	0.17	0.12	0.16	0.02	0.02
	8	"	/	0.17	/	0.14	/	-0.06	-0.07
VI	9	/	0.161	/	0.62	/	0.55	0.28	0.28
	10	0.161	"	0.62	0.11	0.57	0.22	-0.18	-0.18
	11	"	"	0.11	0.17	0.12	0.16	0.02	0.02
	12	"	/	0.17	/	0.14	/	-0.07	-0.07
V	13	/	0.161	/	0.62	/	0.56	0.28	0.28
	14	0.161	"	0.62	0.11	0.58	0.20	-0.19	-0.19
	15	"	"	0.11	0.17	0.12	0.16	0.02	0.02
	16	"	/	0.17	/	0.14	/	-0.07	-0.07
IV	17	/	0.230	/	0.88	/	0.80	0.40	0.40
	18	0.230	"	0.88	0.16	0.83	0.29	-0.27	-0.27
	19	"	"	0.16	0.24	0.17	0.23	0.03	0.03
	20	"	/	0.24	/	0.20	/	-0.10	-0.10
III	21	/	0.230	/	0.88	/	0.80	0.40	0.40
	22	0.230	"	0.88	0.16	0.83	0.29	-0.27	-0.27
	23	"	"	0.16	0.24	0.17	0.23	0.03	0.03
	24	"	/	0.24	/	0.20	/	-0.10	-0.10
II	25	/	0.230	/	0.88	/	0.80	0.40	0.40
	26	0.230	"	0.88	0.16	0.83	0.29	-0.27	-0.27
	27	"	"	0.16	0.24	0.17	0.23	0.03	0.03
	28	"	/	0.24	/	0.20	/	-0.10	-0.10
I	29	/	0.230	/	0.88	/	0.79	0.39	0.39
	30	0.230	"	0.88	0.16	0.82	0.30	-0.26	-0.26
	31	"	"	0.16	0.24	0.17	0.23	0.03	0.03
	32	"	/	0.24	/	0.20	/	-0.10	-0.10

MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES PORTIQUE B-B

SOUS G

NIV	Travée	L	q	M _w	M _e	T _w	T _e
VII	1-2	5.7	0.799	2.44	2.65	2.13	-2.32
	2-3	3	0.504	1.22	0.836	1.03	-0.481
	3-4	3	"	0.489	0.861	0.788	-0.713
VI	5-6	5.7	1.63	5.5	5.74	4.60	-4.69
	6-7	3	1.32	2.06	1.23	2.25	-1.7
	7-8	3	"	1.32	1.12	2.04	-1.91
V	9-10	5.7	1.63	5.53	5.76	4.6	-4.68
	10-11	3	1.32	2.01	0.932	2.318	-1.64
	11-12	3	"	1.32	1.13	2.04	-1.92
IV	13-14	5.7	1.63	5.66	5.83	4.61	-4.67
	14-15	3	1.32	1.84	0.978	2.27	-1.69
	15-16	3	"	1.33	1.17	2.03	-1.92
III	17-18	5.7	1.63	5.66	5.83	4.6	-4.67
	18-19	3	1.32	1.84	2.65	1.71	-2.25
	19-20	3	"	1.33	1.17	2.03	-1.92
II	21-22	5.7	1.63	5.66	5.83	4.61	-4.67
	22-23	3	1.32	1.84	2.65	1.71	-2.25
	23-24	3	"	1.33	1.17	2.03	-1.92
I	25-26	5.7	1.63	5.66	5.83	4.61	-4.67
	26-27	3	1.32	1.84	2.65	1.71	-2.25
	27-28	3	"	1.33	1.17	2.03	-1.92
I	29-30	5.7	1.63	5.57	5.78	4.61	-4.68
	30-31	3	1.32	1.96	0.988	2.304	-1.65
	31-32	3	"	1.32	1.14	2.04	-1.92

SOUS P

NIV	Travée	L	q	M _w	M _e	T _w	T _e
VII	1-2	5.7	0.042	0.28	0.31	0.26	-0.27
	2-3	3	"	0.10	0.07	0.15	-0.13
	3-4	3	"	0.08	"	0.14	-0.13
VI	5-6	5.7	0.161	0.55	0.57	0.46	-0.46
	6-7	3	"	0.22	0.12	0.27	-0.21
	7-8	3	"	0.16	0.14	0.25	-0.23
V	9-10	5.7	"	0.55	0.57	0.46	-0.46
	10-11	3	"	0.22	0.12	0.27	-0.21
	11-12	3	"	0.16	0.14	0.25	-0.23
IV	13-14	5.7	"	0.56	0.58	0.46	-0.46
	14-15	3	"	0.20	0.12	0.27	-0.21
	15-16	3	"	0.16	0.14	0.25	-0.23
III	17-18	5.7	0.230	0.80	0.83	0.65	-0.66
	18-19	3	"	0.23	0.17	0.33	-0.31
	19-20	3	"	0.23	0.20	0.36	-0.34
II	21-22	5.7	"	0.8	0.83	0.65	-0.66
	22-23	3	"	0.23	0.17	0.33	-0.31
	23-24	3	"	"	0.20	0.38	-0.32
I	25-26	5.7	"	0.80	0.83	0.65	-0.66
	26-27	3	"	0.23	0.17	0.33	-0.31
	27-28	3	"	0.23	0.20	0.36	-0.34
I	29-30	5.7	"	0.79	0.82	0.65	-0.66
	30-31	3	"	0.30	0.17	0.33	-0.30
	31-32	3	2.30	0.23	0.20	0.36	-0.34

SOUS G

EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX

PORTIQUE B-B

SOUS P

NIV	Pol	T _w	T _e	N	N _{cum.}
VIII	A	—	2.23	2.23	2.23
	B	- 2.32	1.03	3.35	3.35
	C	- 0.401	0.718	1.279	1.279
	D	- 0.713	—	0.713	0.713
VII	A	—	4.6	4.6	6.83
	B	- 4.69	2.25	6.94	10.29
	C	- 1.7	2.04	3.74	5.019
	D	- 1.91	—	1.91	2.623
VI	A	—	4.6	4.6	11.483
	B	- 4.68	2.318	6.938	17.288
	C	- 1.64	2.04	3.68	8.659
	D	- 1.92	—	1.92	4.543
V	A	—	4.61	4.61	16.093
	B	- 4.67	2.27	6.94	24.228
	C	- 1.69	2.03	3.72	12.419
	D	- 1.92	—	1.92	6.463
IV	A	—	4.6	4.6	20.693
	B	- 4.67	1.71	6.38	30.608
	C	- 2.25	2.03	4.28	16.699
	D	- 1.92	—	1.92	8.883
III	A	—	4.61	4.61	25.303
	B	- 4.67	1.71	6.38	36.988
	C	- 2.25	2.03	4.28	20.979
	D	- 1.92	—	1.92	10.303
II	A	—	4.61	4.61	29.913
	B	- 4.67	1.71	6.38	43.368
	C	- 2.25	2.03	4.28	25.253
	D	- 1.92	—	1.92	12.223
I	A	—	4.61	4.61	34.523
	B	- 4.68	2.304	6.984	50.352
	C	- 1.65	2.04	3.83	28.943
	D	- 1.92	—	1.92	14.143

NIV	Pol	T _w	T _e	N	N _{cum.}
VIII	A	—	0.26	0.26	0.26
	B	- 0.27	0.15	0.42	0.42
	C	- 0.13	0.14	0.27	0.27
	D	"	—	0.13	0.13
VII	A	—	0.46	0.46	0.72
	B	- 0.46	0.27	0.73	1.15
	C	- 0.21	0.25	0.66	0.73
	D	- 0.23	—	0.23	0.36
VI	A	—	0.46	0.46	1.18
	B	- 0.46	0.27	0.73	1.88
	C	- 0.21	0.25	0.46	1.19
	D	- 0.23	—	0.23	0.59
V	A	—	0.46	0.46	1.64
	B	- 0.46	0.27	0.73	2.61
	C	- 0.21	0.25	0.46	1.65
	D	- 0.23	—	0.23	0.82
IV	A	—	0.65	0.65	2.29
	B	- 0.66	0.39	1.05	3.66
	C	- 0.31	0.36	0.67	2.32
	D	- 0.34	—	0.34	1.16
III	A	—	0.65	0.65	2.94
	B	- 0.66	0.39	1.05	4.71
	C	- 0.31	0.38	0.69	3.01
	D	- 0.32	—	0.32	1.48
II	A	—	0.65	0.65	3.59
	B	- 0.66	0.39	1.05	5.74
	C	- 0.31	0.36	0.67	3.68
	D	- 0.34	—	0.34	1.82
I	A	—	0.65	0.65	1.24
	B	- 0.66	0.39	1.05	6.81
	C	- 0.30	0.36	0.66	4.84
	D	- 0.34	—	0.34	2.16

NIV	Noeuds	L_w (m)	L_c (m)	h_n	h_o	I_w 10 ⁴	I_c 10 ⁴	I_n 10 ⁴	I_o 10 ⁴	L_w (m)	L_c (m)	h_n	h_o	K_w 10 ⁴	K_c 10 ⁴	K_n 10 ⁴	K_o 10 ⁴	D 10 ⁴
VII	1	—	2.8	—	2.53	—	54	—	76.25	—	2.8	—	2.024	—	12.73	—	27.67	55.55
	2	2.8	5.3	—	"	54	"	—	"	2.8	4.24	—	"	12.73	12.73	—	"	62.68
	3	5.3	4.9	—	"	"	"	—	"	4.24	3.92	—	"	12.73	13.77	—	"	64.17
	4	4.9	—	—	"	"	—	—	"	3.92	—	—	"	13.77	—	—	"	51.44
VII	5	—	2.8	2.53	"	—	54	76.25	"	—	2.8	2.277	"	—	12.73	23.49	"	20.44
	6	2.8	5.3	"	"	54	"	"	"	2.8	4.24	"	"	12.73	12.73	"	"	103.17
	7	5.3	4.9	"	"	"	"	"	"	4.24	3.92	"	"	12.73	13.77	"	"	27.66
	8	4.9	—	"	"	"	—	"	"	3.92	—	2.277	"	13.77	—	23.49	"	54.33
VI	9	—	2.8	"	"	—	54	"	"	—	2.8	2.024	"	—	12.73	27.67	"	24.62
	10	2.8	5.3	"	"	54	"	"	"	2.8	4.24	"	"	12.73	12.73	"	"	107.35
	11	5.3	4.9	"	"	"	"	"	"	4.24	3.92	"	"	12.73	13.77	"	"	101.84
	12	4.9	—	2.53	2.53	"	—	76.25	76.25	3.92	—	"	"	13.77	—	27.67	27.67	89.11
V	13	—	2.8	2.86	2.86	—	54	108	108	—	2.8	"	"	—	12.73	53.36	53.36	12.6
	14	2.8	5.3	"	"	54	"	"	"	2.8	4.24	"	"	12.73	12.73	"	"	128.76
	15	5.3	4.9	"	"	"	"	"	"	4.24	3.92	"	"	12.73	13.77	"	"	122.22
	16	4.9	—	"	"	"	—	"	"	3.92	—	2.024	2.024	13.77	—	53.36	53.36	120.49
IV	17	—	2.8	"	"	—	54	"	"	—	2.8	2.288	2.288	—	12.73	47.20	47.20	113.68
	18	2.8	5.3	"	"	54	"	"	"	2.8	4.24	"	"	12.73	12.73	"	"	126.41
	19	5.3	4.9	"	"	"	"	"	"	4.24	3.92	"	"	12.73	13.77	"	"	120.9
	20	4.9	—	"	"	"	—	"	"	3.92	—	"	"	13.77	—	"	"	108.17
III	21	—	2.8	"	"	—	54	"	"	—	2.8	"	"	—	12.73	"	"	113.68
	22	2.8	5.3	"	"	54	"	"	"	2.8	4.24	"	"	12.73	12.73	"	"	126.41
	23	5.3	4.9	"	"	"	"	"	"	4.24	3.92	"	"	12.73	13.77	"	"	120.9
	24	4.9	—	"	"	"	—	"	"	3.92	—	"	"	13.77	—	"	"	108.17
II	25	—	2.8	"	"	—	54	"	"	—	2.8	"	"	—	12.73	"	"	113.68
	26	2.8	5.3	"	"	54	"	"	"	2.8	4.24	"	"	12.73	12.73	"	"	126.41
	27	5.3	4.9	"	"	"	"	"	"	4.24	3.92	"	"	12.73	13.77	"	"	120.9
	28	4.9	—	2.86	2.86	"	—	"	"	3.92	—	2.288	2.288	13.77	—	47.20	47.20	108.17
I	29	—	2.8	3.35	3.35	—	54	"	"	—	2.8	2.68	2.68	—	12.73	40.3	40.3	25.88
	30	2.8	5.3	"	"	54	"	"	"	2.8	4.24	"	"	12.73	12.73	"	"	112.61
	31	5.3	4.9	"	"	"	"	"	"	4.24	3.92	"	"	12.73	13.77	"	"	107.1
	32	4.9	—	3.35	3.35	"	—	108	108	3.92	—	2.68	2.68	13.77	—	40.30	40.30	24.37

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES PORTIQUE 4-4

NIV	Nœuds	L_w (m)	L_e (m)	h_n	h_o	I_w 10 ⁴	I_e 10 ⁴	I_n 10 ⁴	I_o 10 ⁴	L_w (m)	L_e (m)	K_n	K_o	K_w 10 ⁴	K_e 10 ⁴	K_n 10 ⁴	K_o 10 ⁴	D 10 ⁴
VII	1	—	2.8	—	2.53	—	54	—	76.25	—	2.8	—	2.024	—	19.28	—	37.67	54.95
	2	2.8	5.3	—	"	54	"	—	"	2.8	4.24	—	"	19.28	12.73	—	"	62.68
	3	5.3	4.9	—	"	"	"	—	"	4.24	3.92	—	"	12.73	13.77	—	"	64.17
	4	4.9	—	—	"	"	—	—	"	3.92	—	—	"	13.77	—	—	"	51.44
VII	5	—	2.8	2.53	"	—	54	76.25	"	—	2.8	2.277	"	—	19.28	53.49	"	20.44
	6	2.8	5.3	"	"	54	"	"	"	2.8	4.24	"	"	19.28	12.73	"	"	103.17
	7	5.3	4.9	"	"	"	"	"	"	4.24	3.92	"	"	12.73	13.77	"	"	37.66
	8	4.9	—	"	"	"	—	"	"	3.92	—	2.277	"	13.77	—	33.49	"	84.33
VI	9	—	2.8	"	"	—	54	"	"	—	2.8	2.024	"	—	19.28	37.67	"	94.62
	10	2.8	5.3	"	"	54	"	"	"	2.8	4.24	"	"	19.28	12.73	"	"	107.35
	11	5.3	4.9	"	"	"	"	"	"	4.24	3.92	"	"	12.73	13.77	"	"	101.84
	12	4.9	—	2.53	2.53	"	—	76.25	76.25	3.92	—	"	"	13.77	—	37.67	37.67	89.11
V	13	—	2.8	2.86	2.86	—	54	108	108	—	2.8	"	"	—	19.28	53.36	53.36	12.6
	14	2.8	5.3	"	"	54	"	"	"	2.8	4.24	"	"	19.28	12.73	"	"	132.76
	15	5.3	4.9	"	"	"	"	"	"	4.24	3.92	"	"	12.73	13.77	"	"	132.22
	16	4.9	—	"	"	"	—	"	"	3.92	—	2.024	2.024	13.77	—	53.36	53.36	120.49
IV	17	—	2.8	"	"	—	54	"	"	—	2.8	2.288	2.288	—	19.28	47.20	47.20	113.68
	18	2.8	5.3	"	"	54	"	"	"	2.8	4.24	"	"	19.28	12.73	"	"	126.41
	19	5.3	4.9	"	"	"	"	"	"	4.24	3.92	"	"	12.73	13.77	"	"	120.9
	20	4.9	—	"	"	"	—	"	"	3.92	—	"	"	13.77	—	"	"	108.17
III	21	—	2.8	"	"	—	54	"	"	—	2.8	"	"	—	19.28	"	"	113.68
	22	2.8	5.3	"	"	54	"	"	"	2.8	4.24	"	"	19.28	12.73	"	"	126.41
	23	5.3	4.9	"	"	"	"	"	"	4.24	3.92	"	"	12.73	13.77	"	"	120.9
	24	4.9	—	"	"	"	—	"	"	3.92	—	"	"	13.77	—	"	"	108.17
II	25	—	2.8	"	"	—	54	"	"	—	2.8	"	"	—	19.28	"	"	113.68
	26	2.8	5.3	"	"	54	"	"	"	2.8	4.24	"	"	19.28	12.73	"	"	126.41
	27	5.3	4.9	"	"	"	"	"	"	4.24	3.92	"	"	12.73	13.77	"	"	120.9
	28	4.9	—	2.86	2.86	"	—	"	"	3.92	—	2.288	2.288	13.77	—	47.20	47.20	108.17
I	29	—	2.8	3.35	3.35	—	54	"	"	—	2.8	2.68	2.68	—	19.28	40.3	40.3	93.88
	30	2.8	5.3	"	"	54	"	"	"	2.8	4.24	"	"	19.28	12.73	"	"	112.61
	31	5.3	4.9	"	"	"	"	"	"	4.24	3.92	"	"	12.73	13.77	"	"	107.1
	32	4.9	—	3.35	3.35	"	—	108	108	3.92	—	2.68	2.68	13.77	—	40.30	40.30	94.37

SOUS G

NIV	Noeu	q _w	q _e	M' _w	M' _e	M _w	M _e	M _n	M _s
VIII	1	—	1.22	—	1.125	—	0.74	—	0.744
	2	1.22	1.35	1.125	2.85	1.6	2.53	—	0.92
	3	1.35	1.355	2.85	2.45	2.77	4	—	-0.235
	4	1.355	—	2.45	—	1.79	—	—	-1.79
VII	5	—	1.22	—	1.125	—	0.885	0.416	0.47
	6	1.22	1.35	1.125	2.85	1.43	2.64	0.56	0.63
	7	1.35	2.42	2.85	4.37	3.05	4.15	0.52	0.58
	8	2.42	—	4.37	—	3.66	—	-1.72	-1.94
VI	9	—	1.22	—	1.125	—	0.826	0.45	0.45
	10	1.22	1.35	1.125	2.85	1.43	2.64	0.605	0.605
	11	1.35	2.42	2.85	4.37	3.04	4.16	0.562	0.562
	12	2.42	—	4.37	—	3.69	—	-1.85	-1.85
V	13	—	1.22	—	1.125	—	0.953	0.47	0.47
	14	1.22	1.35	1.125	2.85	1.36	2.69	0.66	0.66
	15	1.35	2.42	2.85	4.37	2.39	4.21	0.609	0.609
	16	2.42	—	4.37	—	3.87	—	-1.93	-1.93
IV	17	—	1.22	—	1.125	—	0.934	0.47	0.47
	18	1.22	1.35	1.125	2.85	1.39	2.67	0.644	0.644
	19	1.35	2.42	2.85	4.37	3.01	4.19	0.59	0.59
	20	2.42	—	4.37	—	3.81	—	-1.9	-1.9
III	21	—	1.22	—	1.125	—	0.934	0.47	0.47
	22	1.22	1.35	1.125	2.85	1.39	2.67	0.644	0.644
	23	1.35	2.42	2.85	4.37	3.01	4.19	0.59	0.59
	24	2.42	—	4.37	—	3.81	—	-1.9	-1.9
II	25	—	1.22	—	1.125	—	0.934	0.47	0.47
	26	1.22	1.35	1.125	2.85	1.39	2.67	0.644	0.644
	27	1.35	2.42	2.85	4.37	3.01	4.19	0.59	0.59
	28	2.42	—	4.37	—	3.81	—	-1.9	-1.9
I	29	—	1.22	—	1.125	—	0.908	0.45	0.45
	30	1.22	1.35	1.125	2.85	1.42	2.65	0.62	0.62
	31	1.35	2.42	2.85	4.37	3.03	4.17	0.572	0.572
	32	2.42	—	4.37	—	3.73	—	-1.87	-1.87

MOMENTS AUX NOEUDS

PORTIQUE 4-4

SOUS P

NIV	Noeu	q _w	q _e	M' _w	M' _e	M _w	M _e	M _n	M _s
VIII	1	—	0.165	—	0.152	—	0.10	—	0.10
	2	0.165	"	0.152	0.349	0.21	0.31	—	0.11
	3	"	"	0.349	0.298	0.34	4	—	-0.03
	4	"	—	0.298	—	0.22	—	—	-0.22
VII	5	—	0.289	—	0.267	—	0.21	0.099	0.11
	6	0.289	"	0.267	0.611	0.33	0.57	0.11	0.13
	7	"	"	0.611	0.522	0.60	0.53	-0.03	-0.03
	8	"	—	0.522	—	0.44	—	-0.21	-0.23
VI	9	—	0.289	—	0.267	—	0.21	0.11	0.11
	10	0.289	"	0.367	0.611	0.33	0.57	0.12	0.12
	11	"	"	0.611	0.522	0.60	0.53	-0.03	-0.03
	12	"	—	0.522	—	0.44	—	-0.22	-0.22
V	13	—	0.289	—	0.267	—	0.23	0.11	0.11
	14	0.289	"	0.267	0.611	0.31	0.58	0.13	0.13
	15	"	"	0.611	0.522	0.60	0.53	-0.04	-0.04
	16	"	—	0.522	—	0.46	—	-0.23	-0.23
IV	17	—	0.413	—	0.381	—	0.32	0.16	0.16
	18	0.413	"	0.381	0.873	0.46	0.82	0.18	0.18
	19	"	"	0.873	0.747	0.86	0.75	-0.05	-0.05
	20	"	—	0.747	—	0.74	—	-0.33	-0.33
III	21	—	0.413	—	0.381	—	0.32	0.16	0.16
	22	0.413	"	0.381	0.873	0.46	0.82	0.18	0.18
	23	"	"	0.873	0.747	0.86	0.75	-0.05	-0.05
	24	"	—	0.747	—	0.65	—	-0.33	-0.33
II	25	—	0.413	—	0.381	—	0.32	0.16	0.16
	26	0.413	"	0.381	0.873	0.46	0.82	0.18	0.18
	27	"	"	0.873	0.747	0.86	0.76	-0.05	-0.05
	28	"	—	0.747	—	0.65	—	-0.33	-0.33
I	29	—	0.413	—	0.381	—	0.31	0.15	0.15
	30	0.413	"	0.381	0.873	0.47	0.82	0.18	0.18
	31	"	"	0.873	0.747	0.86	0.76	-0.05	-0.05
	32	"	—	0.747	—	0.64	—	-0.32	-0.32

MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES PORTIQUES 4-4

70

SOUS G

NIV	Travée	L	q	M _e	M _w	T _w	T _e
VIII	1-2	2.8	1.22	1.6	0.74	1.4	-2.01
	2-3	5.3	1.35	2.77	2.53	3.53	-3.62
	3-4	4.9	1.355	1.79	"	3.47	-3.17
VII	5-6	2.8	1.22	1.45	0.885	1.5	-1.91
	6-7	5.3	1.35	3.05	2.64	3.5	-3.65
	7-8	4.9	2.42	3.66	4.15	6.03	-5.83
VI	9-10	2.8	1.22	1.43	0.896	1.52	-1.9
	10-11	5.3	1.35	3.04	2.64	3.5	-3.65
	11-12	4.9	2.42	3.69	4.16	6.02	-5.83
V	13-14	2.8	1.22	1.36	0.853	2.17	-1.85
	14-15	5.3	1.35	2.93	2.69	3.52	-3.64
	15-16	4.9	2.42	3.87	4.21	6	-5.86
IV	17-18	2.8	1.22	1.39	0.934	1.54	-1.87
	18-19	5.3	1.35	3.01	2.67	3.51	-3.64
	19-20	4.9	2.42	3.81	4.19	6.01	-5.85
III	21-22	2.8	1.22	1.39	0.934	1.54	-1.87
	22-23	5.3	1.35	3.01	2.67	3.51	-3.64
	23-24	4.9	2.42	3.81	4.19	6.01	-5.85
II	25-26	2.8	1.22	1.39	0.934	1.54	-1.87
	26-27	5.3	1.35	3.01	2.67	3.51	-3.64
	27-28	4.9	2.42	3.81	4.19	6.01	-5.85
I	29-30	2.8	1.22	1.42	0.908	1.52	-1.89
	30-31	5.3	1.35	3.03	2.65	3.5	-3.64
	31-32	4.9	2.42	3.73	4.17	6.02	-3.55

SOUS P

NIV	Travée	L	q	M _w	M _e	T _w	T _e
VIII	1-2	2.8	0.165	0.10	0.21	0.19	-0.27
	2-3	5.3	"	0.31	0.34	0.43	-0.36
	3-4	4.9	"	"	0.22	0.42	-0.39
VII	5-6	2.8	0.289	0.21	0.33	0.36	-0.45
	6-7	5.3	"	0.57	0.60	0.76	-0.77
	7-8	4.9	"	0.53	0.44	0.73	-0.69
VI	9-10	2.8	0.289	0.21	0.33	0.36	-0.45
	10-11	5.3	"	0.57	0.6	0.76	-0.77
	11-12	4.9	"	0.53	0.44	0.73	-0.68
V	13-14	2.8	0.289	0.23	0.33	0.38	-0.43
	14-15	5.3	"	0.58	0.6	0.76	-0.77
	15-16	4.9	"	0.53	0.46	0.72	-0.69
IV	17-18	2.8	0.413	0.32	0.46	0.63	-0.63
	18-19	5.3	"	0.82	0.86	1.09	-1.10
	19-20	4.9	"	0.75	0.74	1.01	-1.01
III	21-22	2.8	0.413	0.32	0.46	0.53	-0.63
	22-23	5.3	"	0.82	0.86	1.09	-1.10
	23-24	4.9	"	0.76	0.65	1.03	-0.99
II	25-26	2.8	0.413	0.32	0.46	0.53	-0.63
	26-27	5.3	"	0.82	0.86	1.09	-1.10
	27-28	4.9	"	0.76	0.65	1.03	-0.99
I	29-30	2.8	0.413	0.31	0.47	0.52	-0.64
	30-31	5.3	"	0.82	0.86	1.09	-1.10
	31-32	4.9	"	0.76	0.64	1.04	-0.99

SOUS G

EFFORTS NORMAUX DANS LES POUTEAUX PORTIQUE 4-4-

SOUS P

NIV	Pos	T_u	T_c	N	N_{cum}
VIII	A	—	1.4	1.4	1.4
	B	- 2.01	3.53	3.54	3.54
	C	- 3.62	3.47	7.09	7.09
	D	- 3.12	—	3.17	3.17
VII	A	—	1.5	1.5	2.9
	B	- 1.91	3.5	5.41	10.35
	C	- 3.65	6.02	9.68	16.77
	D	- 5.83	—	5.83	9
VI	A	—	1.52	1.52	4.42
	B	- 1.90	3.5	5.4	16.35
	C	- 3.65	6.02	9.67	26.44
	D	- 5.83	—	5.83	14.83
V	A	—	2.17	2.17	6.59
	B	- 1.85	3.52	5.37	21.72
	C	- 3.64	6	9.64	36.08
	D	- 5.86	—	5.86	20.69
IV	A	—	1.54	1.54	8.13
	B	- 1.87	3.51	5.38	27.1
	C	- 3.64	6.01	9.65	45.73
	D	- 5.85	—	5.86	26.54
III	A	—	1.54	1.54	3.67
	B	- 1.87	3.51	5.38	32.48
	C	- 3.64	6.01	9.65	55.38
	D	- 5.85	—	5.86	32.39
II	A	—	1.54	1.54	11.21
	B	- 1.87	3.51	5.38	37.86
	C	- 3.64	6.01	9.65	65.03
	D	- 5.85	—	5.85	38.24
I	A	—	1.52	1.52	12.73
	B	- 1.83	3.5	5.33	43.25
	C	- 3.64	6.02	9.66	74.69
	D	- 3.65	—	3.65	41.89

NIV	Pos	T_u	T_c	N	N_{cum}
VIII	A	—	0.19	0.19	0.19
	B	- 0.27	0.43	0.70	0.7
	C	- 0.36	0.42	0.78	0.78
	D	- 0.39	—	0.39	0.39
VII	A	—	0.36	0.36	0.55
	B	- 0.45	0.76	1.21	1.91
	C	- 0.77	0.73	1.50	2.28
	D	- 0.69	—	0.69	1.08
VI	A	—	0.36	0.36	1.53
	B	- 0.45	0.76	1.21	3.12
	C	- 0.77	0.73	1.50	3.78
	D	- 0.69	—	0.69	1.77
V	A	—	0.38	0.38	1.91
	B	- 0.43	0.76	1.19	4.31
	C	- 0.77	0.72	1.45	5.27
	D	- 0.69	—	0.69	2.46
IV	A	—	0.53	0.53	2.44
	B	- 0.63	1.09	1.32	6.03
	C	- 1.10	1.01	2.11	7.38
	D	- 1.01	—	1.04	3.47
III	A	—	0.53	0.53	2.97
	B	- 0.63	1.09	1.72	7.75
	C	- 1.10	1.03	2.13	9.51
	D	- 0.93	—	0.99	4.46
II	A	—	0.53	0.53	3.50
	B	- 0.63	1.09	1.72	9.47
	C	- 1.10	1.03	2.13	11.64
	D	- 0.93	—	0.99	5.46
I	A	—	0.52	0.52	4.02
	B	- 0.64	1.05	1.73	11.20
	C	- 1.10	1.04	2.14	13.78
	D	- 0.93	—	0.99	6.44

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

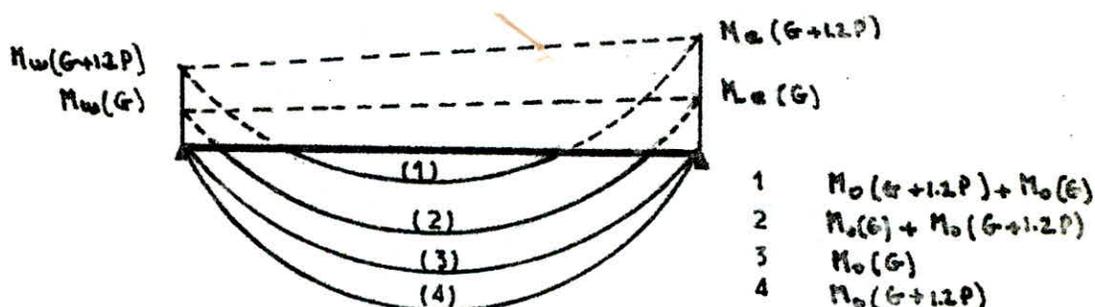
les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales sont données ci-dessous. les éléments structuraux doivent être dimensionnés en fonction de combinaisons de charges sur la base des règlements du (P. S. 69) et son complément.

MOMENTS EN TRAVÉE DANS LES POUTRES

Pour déterminer le moment en travée sous les charges verticales, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée "l" avec les charges permanentes puis avec les surcharges. On prend comme ligne de fermeture :

- pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appuis minimaux en valeur absolue.
- pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appuis maximaux en valeur absolue. (c.c. E.A. 68. Art. 12).

Ceci dans chaque cas de charge en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes aux autres.



si on veut calculer le moment en travée sous $(G+1.2P)$, on calcule d'abord le moment isostatique M_0 : $M_0 = \frac{(G+1.2P) \cdot l^2}{8}$

— le moment en travée sera : $M_t = M_0(G+1.2P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$

— le moment aux appuis sera : $M_a = M_a(G) + M_a(1.2P)$

— Moment en travée sous \overline{SI} : $M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$

EFFORT TRANCHANT

sous $(G+1.2P)$ $\longrightarrow T = T(G) + 1.2T(P)$

sous $(G+P+\overline{SI})$ $\longrightarrow T = T(G) + T(P) + T(\overline{SI})$

Dans mon cas j'aurai :

MOMENT EN TRAVÉE

sous $(G+1.2P)$ $\longrightarrow M_t = M_0(G+1.2P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$

sous $(G+P+\overline{SI})$ $\longrightarrow M_t = M_0(G+P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2} + M_t(\overline{SI})$

MOMENT AUX APPUIS

sous $(G+1.2P)$ $\longrightarrow M_a = M_0(G) + 1.2M_0(P)$

sous $(G+P+\overline{SI})$ $\longrightarrow M_a = M_0(G) + M_0(P) + M_a(\overline{SI})$

PORTIQUE B-B

MOMENTS DANS LES POUTRES

PORTIQUE 4-4

NIV	Travée	G+1.2P			G + P + S1			G + P + S1		
		M _w	M _L	M _e	M _w	M _L	M _e	M _w	M _L	M _e
VIII	1-2	-2.78	1.13	-3.06	4.53	0.63	-4.10	-0.91	1.41	1.9
	2-3	-1.34	0.12	-0.40	3.41	-0.28	-2.66	-0.77	-0.02	1.324
	3-4	-0.60	0.26	-0.45	2.369	0.65	-3.133	-1.211	-0.15	2.149
VII	5-6	-6.16	1.77	-6.42	6.86	2.87	-3.55	-5.24	0.43	3.07
	6-7	-2.32	0.05	-1.37	8.43	-0.23	-7.01	-3.07	-0.23	4.31
	7-8	-1.51	0.48	-1.29	7.14	1.27	-8.55	-4.18	-0.38	6.03
VI	9-10	-6.19	1.75	-6.44	14.02	-0.76	-12.55	-1.86	2.48	0.0
	10-11	-2.27	0.20	-1.14	14.01	0.49	-11.602	-3.55	0.81	9.378
	11-12	-1.51	0.47	-1.30	11.97	1.64	-12.15	-3.01	-0.76	11.61
V	13-14	-6.33	1.65	-6.53	17.22	0.54	-15.49	-4.78	2.50	2.63
	14-15	-2.08	0.23	-1.12	19.17	0.46	-16.79	-15.09	0.98	14.602
	15-16	-1.52	0.45	-1.34	17.15	2.13	-20.42	-14.21	-1.30	17.8
IV	17-18	-6.62	2.01	-6.83	20.02	0.52	-17.64	-7.1	3.10	4.32
	18-19	-2.13	0.45	-2.85	22.92	-1.36	-21.83	-18.66	0.36	16.25
	19-20	-1.61	0.55	-1.41	20.63	3.15	-25.36	-17.51	-2.17	23.01
III	21-22	-6.62	1.05	-6.83	22.6	0.63	-20	-9.24	2.99	6.68
	22-23	-2.19	2.01	-2.85	27.42	1.62	-25.83	-23.16	0.62	20.23
	23-24	-1.68	0.45	-1.41	24.67	2.34	-27.12	-21.43	-1.36	25.38
II	25-26	-6.62	0.55	-6.83	22.4	1.10	-21.19	-9.48	2.52	7.87
	26-27	-2.13	0.45	-2.85	29.65	-1.71	-27.92	-25.39	0.71	22.28
	27-28	-1.61	0.55	-1.41	26.65	2.43	-30.35	-23.54	-1.45	27.61
I	29-30	-6.52	2.08	-6.76	22.25	0.65	-20.03	-3.53	3.11	6.83
	30-31	-2.32	0.33	-2.85	27.7	-1.17	-24.25	-23.18	1.71	21.402
	31-32	-1.60	0.57	-1.13	24.0	4.26	-31.4	-21.01	-3.24	28.72

NIV	Travée	G+1.2P			G + P + S1			G + P + S1		
		M _w	M _L	M _e	M _w	M _L	M _e	M _w	M _L	M _e
VIII	1-2	-0.26	0.22	-1.85	-3.2	0.05	-3.09	-1.52	0.33	-0.28
	2-3	-2.9	2.79	-3.18	-3.94	2.8	-4.43	-1.74	2.58	-1.79
	3-4	-2.9	2.49	-2.05	-4.16	2.7	-3.93	-1.52	2.10	-0.91
VII	5-6	-1.14	0.37	-1.85	-3.22	0.45	-3.33	-7.03	1.07	-4.83
	6-7	-3.32	3.12	-3.77	-6.71	3.33	-7.98	-0.23	2.49	-0.68
	7-8	-4.73	4.41	-4.19	-9.01	4.69	-9.34	-0.35	3.77	-1.14
VI	9-10	-1.15	0.38	-1.83	-14.47	0.32	-13.84	-12.25	0.96	-10.32
	10-11	-3.32	3.13	-3.76	-3.59	3.32	-10.81	-3.17	2.52	-3.53
	11-12	-4.8	4.33	-4.22	-11.86	5.04	-12.95	-2.48	3.38	-4.69
V	15-14	-1.23	0.38	-1.73	-21.52	0.88	-19.62	-19.16	1.52	-16.28
	14-15	-3.39	3.13	-3.71	-12.35	3.62	-14.47	-6.21	2.22	-7.29
	15-16	-4.85	4.27	-4.42	-15.62	4.74	-16.51	-6.14	3.44	-7.85
IV	17-18	-1.32	0.52	-1.94	-27.32	2.36	-23.56	-24.82	2.55	-19.86
	18-19	-3.65	3.66	-4.04	-14.36	4.57	-17.79	-7.98	2.11	-10.05
	19-20	-5.09	4.76	-4.7	-18.86	5.88	-21.24	8.38	3.10	-12.14
III	21-22	-1.32	0.52	-1.94	-29.41	0.52	-28.09	-26.31	1.40	-24.39
	22-23	-3.65	3.66	-4.04	-17.36	3.92	-18.90	-10.38	2.76	-11.12
	23-24	-5.10	4.76	-4.46	-20.69	5.85	-22.21	-10.08	3.13	13.29
II	25-26	-1.32	0.52	-1.94	-31.76	0.41	-30.67	-29.26	1.29	-26.97
	26-27	-3.65	3.66	-4.04	-18.79	3.69	-19.80	-18.74	2.99	-12.06
	27-28	-5.10	4.76	-4.59	-20.88	5.8	-23.01	-10.38	3.18	-14.09
I	29-30	-1.28	0.65	-1.38	-30.38	1.82	-26.83	-28.54	2.34	-23.11
	30-31	-3.63	3.2	-4.06	-16.69	4.29	-19.93	-9.75	1.47	-12.15
	31-32	-5.08	4.81	-4.50	-20.97	5.56	-22.45	11.11	3.52	13.71

PORTIQUE B-B

MOMENTS DANS LES POTEAUX

PORTIQUE 4-4

74

NIV.	Pot.	G+1.2P		G + P + 5T		G + P + 5T	
		M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}
VIII	A	2.78	-2.89	4.53	-3.24	-0.91	2.44
	B	1.65	-1.93	4.81	-3.66	-1.57	0.14
	C	0.12	-0.18	3.69	-2.45	-3.47	2.11
	D	0.45	-0.60	3.01	-1.70	-2.15	0.52
VII	A	3.26	-3.11	7.82	-5.09	-0.92	1.01
	B	2.18	-2.09	9.77	-8.31	-5.49	4.21
	C	0.20	-0.19	9.22	-7.59	-8.84	7.23
	D	0.68	-0.65	6.84	-4.75	-5.52	3.48
VI	A	3.11	-3.17	8.95	-6.76	-2.85	0.54
	B	2.09	-2.22	13.79	-11.94	-9.69	7.58
	C	0.14	-0.20	13.74	-12.11	-13.38	11.71
	D	0.65	-0.67	9.41	-7.85	-8.14	6.53
V	A	2.89	-3.31	10.46	-8.23	-4.24	1.77
	B	2.22	-2.31	18.59	-15.74	-14.23	11.22
	C	0.20	-0.21	13.69	-16.42	-18.29	16
	D	0.67	-0.72	12.58	-10.48	-11.26	9.10
IV	A	3.31	-3.31	11.79	-10.26	-5.33	3.8
	B	2.31	-2.31	20.59	-20.55	-16.03	16.03
	C	0.21	-0.21	22.04	-22.05	-21.62	21.62
	D	0.71	-0.71	15.28	-22.67	-13.9	11.29
III	A	3.31	-3.31	11.9	-11.90	-5.44	5.44
	B	2.31	-2.31	22.60	-22.60	-18.08	18.08
	C	0.21	-0.21	24.48	-24.48	-24.06	24.06
	D	0.71	-0.71	15.46	-15.46	-14.08	14.08
II	A	3.31	-3.26	10.50	-14.48	-4.04	0.07
	B	2.31	-2.22	23.97	-23.87	-19.45	19.54
	C	0.21	-0.20	26.13	-26.13	-25.72	25.72
	D	0.71	-0.69	14.90	-18	-13.52	17.11
I	A	3.26	-3.26	7.82	-14.05	-1.46	10.20
	B	2.22	-2.22	19.35	-14.13	-14.99	11.96
	C	0.20	-0.20	19.40	-13.85	-19	13.95
	D	0.69	-0.69	13.42	-10.60	-12.08	13.93

NIV	Pot	G+1.2P		G + P + 5T		G + P + 5T	
		M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}
VIII	1	0.86	-0.53	1.81	-1.91	-1.52	0.88
	2	1.06	-0.69	4.23	-2.49	-2.15	1.15
	3	0.27	-0.56	2.90	-1.97	-2.37	0.87
	4	2.05	-1.97	3.83	-2.45	-0.09	1.41
VII	1	0.60	-0.58	7.31	-5.01	-6.15	3.98
	2	0.79	-0.75	9.05	-7.43	-7.53	6.09
	3	0.52	-0.60	7.84	-5.37	-6.62	4.27
	4	2.22	-2.0	6.89	-4.47	-2.55	0.61
VI	1	0.58	-0.60	9.43	-7.83	-8.31	6.71
	2	0.75	-0.82	12.43	-10.59	-10.98	9.14
	3	0.60	-0.66	10.11	-8.39	-8.93	7.21
	4	2.11	-2.31	8.35	-6.25	-4.21	2.07
V	1	1.70	-0.66	13.65	-11.23	-12.49	10.11
	2	0.82	-0.86	18.36	-15.16	-16.78	13.56
	3	0.66	-0.65	14.60	-12.06	-13.30	10.74
	4	2.21	-2.30	10.16	-9.15	-5.84	14.81
IV	1	0.66	-0.66	16.01	-13.22	-14.75	11.94
	2	0.86	-0.86	19.63	-20.25	-17.93	17.39
	3	0.65	-0.65	17.02	-14.08	-15.78	12.8
	4	2.30	-2.30	11.93	-10.17	-7.47	5.71
III	1	0.66	-0.66	16.20	-16.19	-14.94	14.9
	2	0.86	-0.86	22.12	-22.12	-20.48	20.4
	3	0.65	-0.65	17.23	-17.25	-15.99	15.17
	4	2.30	-2.30	12.04	-12.04	-7.58	7.58
II	1	0.66	-0.63	18.58	-18.90	-14.32	17.61
	2	0.86	-0.84	23.57	-23.57	-21.93	21.93
	3	0.65	-0.63	18.89	-20.85	-14.61	19.59
	4	2.30	-2.25	10.97	-14.45	-6.51	9.99
I	1	0.63	-0.63	12.09	-17.4	-10.89	16.2
	2	0.84	-0.84	16.27	19.28	-14.67	17.68
	3	0.63	-0.63	12.48	18.29	-11.24	17.05
	4	2.25	-2.25	8.050	18.65	-3.67	14.2

PORTIQUE B-B

EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES

PORTIQUE 4-4

75

NIV	Travée	G + 1.2P		G + P + $\overline{S1}$		G + P + $\overline{S1}$	
		T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
VIII	1-2	2.54	-2.64	1.98	-3.10	3	-2.51
	2-3	1.21	-0.64	-0.11	-1.90	2.47	+0.68
	3-4	0.97	-0.87	-0.52	-2.30	2.4	+0.62
VII	5-6	5.15	-5.24	3.68	-6.53	6.44	-3.77
	6-7	2.57	-1.95	-0.82	-5.25	5.86	1.43
	7-8	2.34	-2.19	-2.03	-6.46	6.61	2.18
VI	9-10	5.15	-5.23	2.58	-7.62	7.54	-2.66
	10-11	2.64	-1.89	-4.83	-3.27	10.01	5.57
	11-12	2.34	-2.20	-5.50	-3.94	10.08	5.64
V	13-14	5.16	-5.22	1.55	-8.65	8.59	-1.61
	14-15	2.59	-1.94	-8.42	-12.86	13.50	3.06
	15-16	2.33	-2.20	-3.32	-13.75	13.86	3.45
IV	17-18	5.38	-5.46	0.94	-3.64	9.56	-1.02
	18-19	2.18	-2.62	-11.19	-15.85	15	10.73
	19-20	1.60	-2.33	-12.09	-16.74	16.87	12.22
III	21-22	5.39	-5.46	0.17	-10.42	10.35	-0.24
	22-23	2.18	-2.62	-14.01	-18.67	18.21	13.55
	23-24	2.48	-2.30	-14.19	-18.84	19.01	14.36
II	25-26	5.39	-5.46	-0.09	-10.68	10.61	0.02
	26-27	2.18	-2.62	-15.44	-20.10	19.64	14.98
	27-28	2.46	-2.33	-15.65	-20.30	20.43	15.78
I	29-30	5.39	-5.47	0.10	-10.50	10.42	-0.18
	30-31	2.77	-2.01	-13.31	-17.95	18.69	14.05
	31-32	2.47	-2.33	-15.14	-19.80	19.94	15.28

NIV	Travées	G + 1.2P		G + P + $\overline{S1}$		G + P + $\overline{S1}$	
		T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
VIII	1-2	1.63	-2.33	0.09	-0.69	3.18	-3.87
	2-3	4.05	-4.05	3.50	-3.52	4.42	-4.44
	3-4	3.97	-3.64	3.23	-2.90	4.55	-4.22
VII	5-6	1.57	-2.45	-3.40	"	7.12	-7.62
	6-7	4.41	-4.57	2.78	-2.94	5.74	-5.30
	7-8	6.91	-6.66	4.81	-4.57	8.71	-8.47
VI	9-10	1.95	-2.44	-7.21	-6.74	10.97	-11.44
	10-11	4.41	-4.57	1.70	-1.85	6.82	-6.98
	11-12	6.9	-6.66	3.49	-3.26	10.01	-9.78
V	13-14	2.63	-2.37	-11.13	-11.4	16.23	-15.96
	14-15	4.43	-4.56	0.44	-0.57	8.12	-8.25
	15-16	6.86	-6.69	2.01	-1.84	11.43	-11.26
IV	17-18	2.18	-2.63	-14.99	-14.56	19.13	-19.56
	18-19	4.82	-4.96	-3.50	-3.36	18.70	-18.84
	19-20	4.22	-7.06	0.77	-0.61	13.27	-13.11
III	21-22	2.18	-2.63	-17.36	-16.93	21.50	-21.93
	22-23	4.82	-4.96	-0.85	-0.71	18.05	-18.19
	23-24	7.25	-7.04	0.44	-0.15	13.73	-13.53
II	25-27	2.18	-2.63	-35.73	-38.3	42.87	-43.30
	26-27	4.82	-4.96	-1.28	-1.14	10.48	-10.62
	27-28	7.25	-7.04	0.85	-0.20	14.08	-13.88
I	29-30	2.14	-2.66	-17.52	-17.03	21.60	-22.09
	30-31	4.81	-4.96	-8.92	-0.78	10.11	-10.36
	31-32	7.27	-4.84	0.10	-2.32	14.02	-11.60

PORTIQUE B-B

EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX

PORTIQUE 4-4

NIV	Pot	G+1.2P		G+P/5 + SI ↑		G+P + SI ↓	
		N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum
VIII	A	6.11	6.11	4.78	4.78	6.78	6.78
	B	6.36	6.36	5.26	5.26	7.65	7.65
	C	5.74	5.74	4.44	4.44	6.36	6.36
	D	3.69	3.69	2.88	2.88	4.09	4.09
VII	A	11.15	17.26	8.86	13.64	12.19	18.38
	B	12.27	13.23	9.24	14.5	13.22	20.87
	C	8.06	13.8	6.02	10.46	8.67	15.03
	D	7.12	10.81	5.67	8.55	7.79	11.88
VI	A	11.15	28.41	8.53	22.17	12.01	30.99
	B	12.27	31.50	9.44	23.94	13.02	33.89
	C	8.06	21.86	6.14	16.60	8.55	23.58
	D	7.12	17.83	5.78	14.33	7.68	19.56
V	A	11.15	39.56	9.22	31.39	11.83	42.82
	B	12.27	43.77	9.61	33.55	12.85	46.74
	C	8.06	29.92	6.06	22.66	8.43	32.01
	D	7.12	25.05	5.9	20.23	7.56	27.12
IV	A	13.30	52.86	10.23	41.62	13.62	56.44
	B	13.28	57.05	10.38	43.93	13.68	60.39
	C	9.59	39.31	6.91	29.57	9.68	41.69
	D	7.65	32.70	6.25	26.48	7.93	35.05
III	A	13.30	66.16	10.43	52.05	13.42	69.86
	B	13.28	70.33	10.58	54.51	13.45	73.84
	C	9.59	49.10	7.03	36.60	9.55	51.24
	D	7.65	40.35	6.36	32.84	7.82	42.87
II	A	13.30	79.46	10.62	62.67	13.23	83.09
	B	13.28	83.61	10.78	65.28	13.25	87.09
	C	9.59	58.69	7.78	44.38	9.42	60.66
	D	7.65	48	6.48	39.32	7.7	50.57
I	A	13.30	92.76	10.82	73.49	13.03	96.12
	B	13.28	96.89	10.97	76.26	13.06	100.18
	C	9.59	68.28	7.30	51.68	9.46	70.12
	D	7.65	55.65	6.6	45.32	7.68	58.18

NIV	Pot.	G+1.2P		G+P/5 + SI ↑		G+P + SI ↓	
		N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum
VIII	1	3.60	3.69	2.89	2.88	4.09	4.09
	2	8.76	8.76	6.86	6.86	9.74	9.74
	3	5.10	5.19	4.03	4.03	5.75	5.75
	4	2.18	2.18	1.73	1.73	2.44	2.44
VII	1	7.12	10.81	5.67	8.56	7.79	11.88
	2	9.21	17.97	7.14	14	10.01	19.75
	3	6.23	11.42	4.70	8.73	6.72	12.47
	4	3.62	5.80	2.83	4.66	3.97	6.41
VI	1	7.12	17.93	5.78	14.34	7.68	19.56
	2	9.21	27.18	7.29	21.23	9.86	29.61
	3	6.23	17.65	4.79	13.52	6.63	19.10
	4	3.62	9.42	2.99	7.65	3.91	10.32
V	1	7.12	25.04	5.9	20.24	7.56	27.12
	2	9.21	36.39	7.43	28.72	9.72	39.32
	3	6.23	23.88	4.89	18.41	6.53	25.63
	4	3.62	13.04	3.05	10.7	3.85	14.17
IV	1	7.65	32.69	6.25	26.59	7.93	35.05
	2	10.03	46.42	9.78	38.5	10.47	48.80
	3	6.23	30.11	4.88	23.39	6.44	32.07
	4	3.96	17	3.30	14	4.13	18.25
III	1	7.65	40.34	6.36	32.95	7.82	42.87
	2	10.03	56.45	9.86	48.46	10.29	60.09
	3	6.23	36.34	5.08	28.47	6.34	38.41
	4	3.96	20.96	3.36	17.86	4.07	22.41
II	1	7.65	47.99	6.48	38.43	7.7	50.57
	2	10.03	56.48	10.15	58.61	10.10	70.19
	3	6.23	42.57	5.17	33.64	6.25	44.66
	4	3.96	24.92	3.42	20.78	4.01	26.33
I	1	7.65	58.64	6.6	46.03	7.89	58.18
	2	10.03	66.51	10.33	68.84	9.92	80.11
	3	6.23	48.8	5.27	38.91	6.15	50.81
	4	3.96	28.88	3.49	24.27	3.94	30.27

CALCUL ET

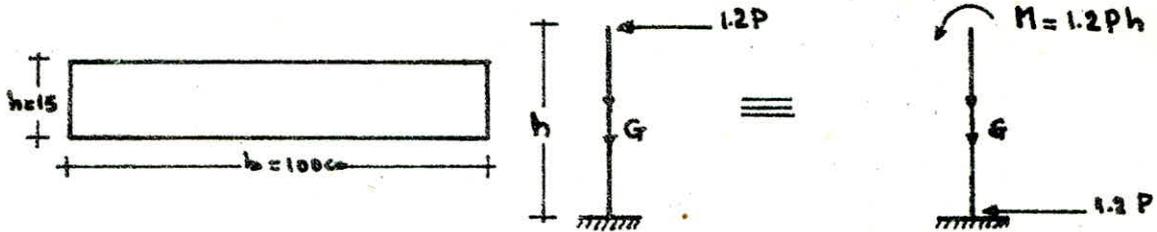
FERRAILLAGE DES ELEMENTS

ACROTERE

L'acrotère est assimilée à une console encastree au niveau du plancher terrasse. le calcul se fait pour 1 m linéaire d'acrotère, sous la flexion composée engendree par l'effort normal dû à son poids propre $N=G=250 \text{ kg/ml}$ et le moment resultant (M) dû à l'application de la main courante.

la section la plus sollicitée est celle de l'encastrement.

Schéma Statique :



Moment de Flexion: $M = 1.2 P \cdot h = 1.2 \cdot 100 \cdot 0.60 = 72 \text{ Kg m/ml}$.

Détermination de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{72}{250} = 0.288 \text{ m} = 28.8 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_b}{6} = \frac{15}{6} = 2.5 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \longrightarrow$ section partiellement comprimée.

Moment par rapport aux aciers tendus (M_A).

$$\Sigma M'_A = N \cdot f_a = 250 \cdot 0.333 = 83.25 \text{ Kg m}$$

$$f_a = e_0 + \left(\frac{h_b}{2} - d\right) = 28.8 + \left(\frac{15}{2} - 3\right) = 33.3 \text{ cm} \quad d = d' = 3 \text{ cm}$$

f_a : distance entre le centre de pression et les aciers tendus.

Moment résistant du béton (M_{rb}).

$$M_{rb} = \bar{\sigma}'_b \cdot z = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \cdot y \cdot b \cdot z = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \cdot y \cdot b \left(h - \frac{y}{3}\right)$$

$$y = \alpha R$$

$$\alpha = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{(n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a)} = 0.423$$

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

$$\bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ --}$$

$$n = 15$$

$$h = h_t - d = 12 \text{ cm}$$

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

$$d' \text{ où } y = 0.423 \cdot 12 = 5.076$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot 137 \cdot 5.076 \cdot 100 \left(12 - \frac{5.076}{3}\right) = 3584.15 \text{ Kg m/ml}$$

Je note que $M_{rb} > M_A \longrightarrow$ pas d'aciers comprimés

$$A' = 0$$

Détermination d'armatures tendues

la section d'armatures sera calculée en flexion simple sous l'effet du moment M_A , puis on déduira la section en flexion composée.

$$A_s = \frac{n M_A}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{16.83.25 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0.00309 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} E = 0.9286 \\ K = 55 \end{array} \right.$$

la contrainte du béton:

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{55} = 50.91 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

la section en flexion simple:

$$A_{s1} = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{83.25 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0.9286 \cdot 12} = 0.267 \text{ cm}^2$$

la section en flexion composée sera:

$$A_s = A_{s1} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0.267 - \frac{250}{2800} = 0.178 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

soient 5T16
 $A_s = 1.41 \text{ cm}^2$.

VERIFICATIONS

Condition de non fragilité:

$$A_s > 0.69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0.69 \cdot 100 \cdot 12 \cdot \frac{59}{4200} = 0.116 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

Condition de non fissuration

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta}{\rho} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{(1 + 10 \bar{\omega}_f)} = \frac{1.6 \cdot 10^6}{6} \cdot \frac{0.0035}{(1 + 10 \cdot 0.0035)} = 901.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{10^6 \cdot 5.9 \cdot 1.6}{6}} = 3010.38 \text{ kg/cm}^2$$

avec $\left\{ \begin{array}{l} k = 10^6 \longrightarrow \text{préjudiciable. ; } \eta = 1.6 \longrightarrow \text{H.A.} \\ \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd} = \frac{1.41}{2 \cdot 100 \cdot 3} = 0.0035 \end{array} \right.$

$$\sigma_1 > \bar{\sigma}_a = 2800 \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

Effort tranchant:

$$A \bar{\sigma}_a > T + \frac{N}{3}$$

$$T = 1.2 \cdot P = 120 \text{ kg/ml}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 1.41 \cdot 2800 = 3948 \text{ kg}$$

$$3 = \frac{7}{8} h = 11.375 \text{ cm}$$

$$3948 > 120 - \frac{83.25 \cdot 10^2}{11.375} = -633.85 < 0 \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

l'armature tendue n'est pas soumise à aucune traction et aucune justification n'est nécessaire pour l'ancrage de ces armatures.

Pour empêcher les ouvertures excessives des fissures, dues aux intempéries, on place des armatures dites de peau.

$$\text{Soient: } 4\sqrt{5} \text{ /ml}$$

$$A = 0.78 \text{ cm}^2.$$

Espacement:

conformément aux règles C.C.B.A 68. art. 57.33.

$$e \leq \bar{e} = \begin{cases} 3h_e = 3.12 = 36 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \bar{e} \longrightarrow \text{Vérfié.}$$

Sous l'action sismique:

les petits éléments verticaux libre en tête d'une construction, doivent être l'objet d'une vérification sous le séisme local, uniforme, car ils sont susceptibles de reprendre un effort horizontal de direction quelconque. (P.S. 69)

$$F_H = C \cdot W.$$

F_H = force horizontale agissant seule

C = Coef. sismique uniforme

$$C = 0.20 + 0.10 \alpha = 0.20 + 0.10 \cdot 1 = 0.30$$

$$\alpha = 1. \text{ zone I}$$

W = charge verticale soumise à l'action sismique
($W = G = 250 \text{ kg/ml}$)

$$F_H = 0.30 \cdot 250 = 75 \text{ kg/ml.}$$

Cette force peut être reprise par l'acrotère, car cette dernière a été calculée et vérifiée pour une surcharge plus grande.

$$1.2P = 120 > 75 \text{ kg/ml.}$$

Vérfié

Dimensions de l'acrotère

$$e = 15 \text{ cm}$$

$$\text{hauteur } h = 60 \text{ cm}$$

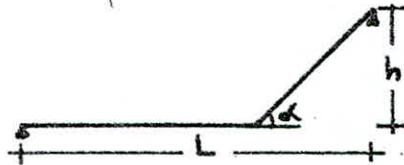
$$\text{largeur: } b = 100 \text{ cm.}$$

ESCALIERS

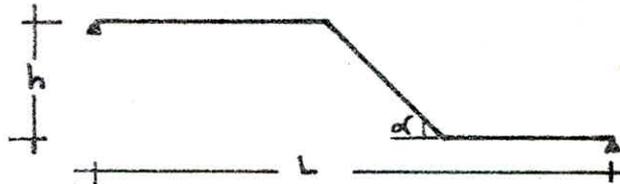
les escaliers sont constitués de deux paliers et d'une paillasse.

le premier palier est le palier intermédiaire.
le second palier est la continuité du plancher.
j'ai 2 types d'escaliers.

type ①



type ②



l'escalier du vide sanitaire est du type ②
pour le calcul, je ne donnerai que la méthode et les résultats pour le type 2.

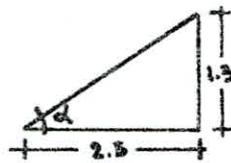
$$h = 1.3 \text{ m} \quad L = 5.25 \text{ m}$$

premier palier (continuité du plancher)

charges permanentes: $G = 770 \text{ kg/m}^2$

surcharges: $P = 400 \text{ kg/m}^2$ $q_1 = G + 1.2P = 1250 \text{ kg/m}^2$

paillasse:



$$\text{tg} \alpha = \frac{1.30}{2.30} = 0.52$$

$$\alpha = 27^\circ 47'$$

$$\text{Cos} \alpha = 0.887$$

$$\text{Sin} \alpha = 0.461$$

charges permanentes:

$$G = 649.8 \text{ kg/m}^2$$

surcharges: $P = 250 \text{ kg/m}^2$.

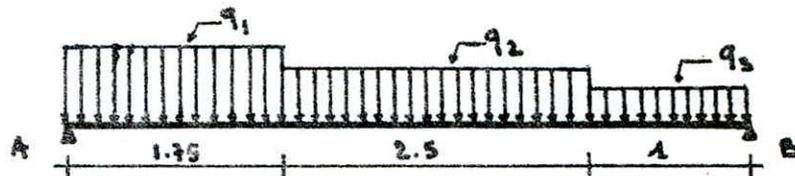
$$q_2 = G + 1.2P = 969.8 \text{ kg/m}^2$$

deuxième palier (intermédiaire):

charges permanentes: $G = 415 \text{ kg/m}^2$

surcharges: $P = 250 \text{ kg/m}^2$

$$q_3 = G + 1.2P = 715 \text{ kg/m}^2$$



la R. D. M. donne :

$$R_A = 3316.66 \text{ kg}$$

$$R_B = 1960.34 \text{ kg}$$

$$T_{\text{max}} = 3316.66 \text{ kg}$$

$$M_0 = 4897.54 \text{ kg m}$$

Moments en travée et sur appuis :

$$M_b = 0.85 M_0 = 0.85 \cdot 4897.54 = 4162.91 \text{ Kgm}$$

$$M_a = 0.4 M_0 = 0.4 \cdot 4897.54 = 1959 \text{ Kgm.}$$

FERRAILLAGEEn travée :

$$\lambda = \frac{n M_b}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 4162.91 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0.1318 \longrightarrow \left| \begin{array}{l} \epsilon = 0.8596 \\ K = 20.6 \end{array} \right.$$

$$\sigma'_s = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{20.6} = 135.9 < \bar{\sigma}'_s = 137 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérfifié}$$

$$A = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{4162.91 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0.8596 \cdot 13} = 15.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{soient } 7 \bar{1} 16 / \text{ml} \longrightarrow A = 14.07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sur appuis :

$$\lambda = \frac{n M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = 0.0621 \longrightarrow \left| \begin{array}{l} \epsilon = 0.8969 \\ K = 33.5 \end{array} \right.$$

$$\sigma'_s = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{33.5} = 83.58 < \bar{\sigma}'_s = 137 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérfifié}$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{soient } 4 \bar{1} 14 / \text{ml} \longrightarrow A = 6.15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Remarque :

le calcul de section d'armatures fait, est pour une bande de 1m.

VERIFICATIONSconditions de non fragilité :

$$A \geq 0.65 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} = 0.65 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5.9}{4200} = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{travée} = 14.07 > 1.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Vérfifié}$$

$$A_{appuis} = 6.15 > 1.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Vérfifié.}$$

effort tranchant

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{3316.66}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 2.91 < \bar{\tau}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b = 6.78 \longrightarrow \text{Vérfifié}$$

Pour les armatures de répartition, elles doivent être telles que $\frac{A_l}{4} \leq A_r \leq \frac{A_l}{2} \longrightarrow 3.51 \leq A_r \leq 7.03$ Je prends $A_r = 3.92 \text{ cm}^2$

soient 5 $\bar{1}$ 10 / ml.

espacement : $t \leq \bar{t} = 4h = 52 \text{ cm}$

Je prends : $t = 20 \text{ cm}$

Contraintes :• en travée

$$\bar{\omega} = 100 \frac{A}{bh} = 100 \frac{44.07}{100.13} = 1.082 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0.8566 \\ k = 19.88 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M_b}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{4162.91 \cdot 10^2}{44.07 \cdot 0.8566 \cdot 13} = 2656.9 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérfifié}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2656.9}{19.88} = 133.6 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérfifié}$$

• sur appuis

$$\bar{\omega} = 100 \frac{A}{bh} = 0.474 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0.8958 \\ k = 33 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M_a}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = 2735.3 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérfifié}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 82.89 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérfifié}$$

condition de non fissuration

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega} f}{(1 + 10 \bar{\omega} f)} = \frac{1.5 \cdot 10^6 \cdot 1.6}{16} \cdot \frac{0.035175}{(1 + 10 \cdot 0.035175)} = 3903.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}'_b}{\phi}} = 2.4 \sqrt{\frac{1.5 \cdot 10^6 \cdot 1.6 \cdot 5.9}{16}} = 2257.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k = 1.5 \cdot 10^6 \longrightarrow \text{peu nuisible} ; \eta = 1.6 \longrightarrow \text{H.A.}$$

$$\bar{\omega} f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{25d} = 0.035175 \quad \phi = 16.$$

$$\sigma_1 > \bar{\sigma}_a \longrightarrow \text{Vérfifié.}$$

fleche

il ya lieu de vérifier la fleche si l'une des inégalités suivantes n'est pas vérifiée :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_b}{M_0}$$

$$\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{en}}$$

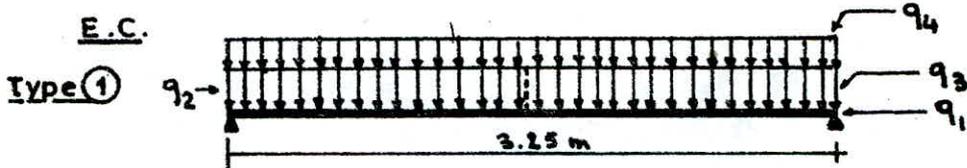
$$2.86 > 0.0625 ; 2.86 > 0.085 ; 0.0102 = 0.0102$$

conditions vérifiées.

POUTRES PALIERES

les poutres palieres sont destinées à supporter les volées des escaliers, elles sont appuyées sur les 2 voiles formant la cage d'escalier et sont calculées en flexion simple.

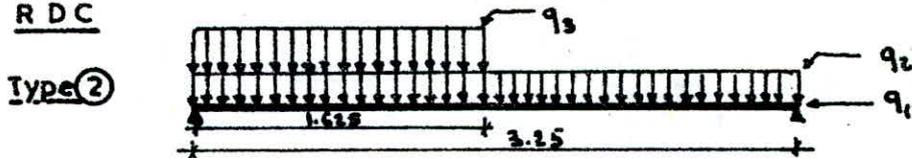
Je compte 3 types :



q_1 = poids propre de la poutre
 $q_2 = q_3$ = réactions respectivement de la paillasse inférieure et supérieure.

q_4 = charge due au palier Etage Courant

R.D.C.



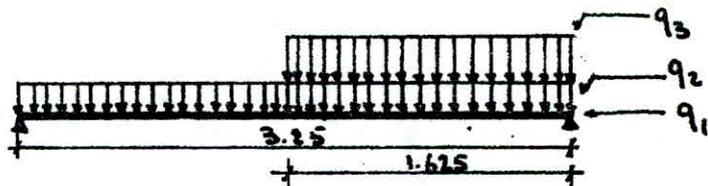
q_1 = poids propre de la poutre

q_2 = charge due au plancher du R.D.C.

q_3 = - - - - - à la réaction de la paillasse.

BUANDERIE

Type ③



q_1 = poids propre de la poutre

q_2 = charge due au plancher

q_3 = réaction de la paillasse.

Pour le calcul, je considère le type 2.

la R. B. M. donne :

$$R_A = 5656.42 \text{ kg}$$

$$R_B = 3605.26 \text{ kg}$$

avec: $q_1 = 337.5 \text{ kg/ml}$; $q_2 = 1250 \text{ kg/ml}$; $q_3 = 2524.49 \text{ kg/ml}$

$$T_{\max} = 5656.42 \text{ kg}$$

$$M_0 = 3890.4 \text{ kg.m.}$$

Moments en travée et sur appuis :

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 3890.4 = 3306.84 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 0.4 M_0 = 0.4 \times 3890.4 = 1556.16 \text{ kg.m.}$$

FERRAILLAGE

• en travée $A = \frac{n M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 3306.84 \cdot 10^2}{2800 \cdot 30 \cdot 43^2} = 0.0319 \longrightarrow \left| \begin{array}{l} \epsilon = 0.9231 \\ k = 50 \end{array} \right.$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{50} = 56 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifié}$

$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{3306.84 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0.9231 \cdot 43} = 2.97 \text{ cm}^2$

soient 6 T8 $\longrightarrow A = 3.01 \text{ cm}^2$

• sur appuis :

$A = \frac{n M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = 0.0150 \longrightarrow \left| \begin{array}{l} \epsilon = 0.9457 \\ k = 77 \end{array} \right.$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 36.36 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifiée}$

$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 1.36 \text{ cm}^2$

soient 4 T8 $\longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2$

VERIFICATIONS

condition de non fragilité :

$A \geq 0.69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} = 0.69 \cdot 30 \cdot 43 \cdot \frac{5.3}{4200} = 1.25 \text{ cm}^2$

$A_{travée} = 3.01 > 1.25 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifié}$

$A_{appuis} = 2.01 > 1.25 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifiée}$

condition de non fissuration

$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{(1 + 10 \bar{\omega}_f)} = \frac{1.5 \cdot 10^6 \cdot 1.6}{8} \cdot \frac{0.0250}{(1 + 10 \cdot 0.0250)} = 6000 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2.4 \sqrt{\frac{1.5 \cdot 10^6 \cdot 1.6 \cdot 5.3}{8}} = 3192.9 \text{ kg/cm}^2$

$k = 1.5 \cdot 10^6 \longrightarrow \text{peu nuisible}$

$\eta = 1.6 \longrightarrow \text{H.A.}$

$\phi = 8$

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{b_f} = \frac{A}{2bd} = 0.0250$

$\sigma_1 > \bar{\sigma}_a \longrightarrow \text{Vérifié}$

contraintes:

• en travée:

$$\bar{\omega} = 100 \cdot \frac{A}{bh} = 100 \cdot \frac{3.01}{30 \times 43} = 0.234 \longrightarrow \left| \begin{array}{l} E = 0.9226 \\ K = 49.6 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M_t}{A \cdot E h} = \frac{3306.84 \cdot 10^2}{3.01 \times 30 \times 43} = 2769.26 < \bar{\sigma}_a = 2800 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2769.26}{49.6} = 55.81 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

• sur appuis:

$$\bar{\omega} = 100 \cdot \frac{A}{bh} = 0.155 \longrightarrow \left| \begin{array}{l} E = 0.9355 \\ K = 62.5 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M_a}{A \cdot E h} = 1924 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 30.79 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

effort tranchant:

$$z_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{5656.42}{30 \cdot \frac{7}{8} \times 43} = 5.01 \text{ kg/cm}^2$$

au voisinage de l'appui j'ai $\bar{\sigma}'_b = 28.69 < \bar{\sigma}'_{b0}$ donc:

$$\bar{z}_b = 3.5 \bar{\sigma}'_b = 20.65 > z_b = 5.01 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

j'ai choisi $\phi T6$ comme armatures transversales.
1 cadre + 1 étrier.

$$A_t = 1.12 \text{ cm}^2.$$

espacement:

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T} = \frac{1.12 \cdot 2800 \cdot \frac{7}{8} \cdot 43}{5656.42} = 20.85 \approx 21 \text{ cm}$$

$$t \leq \bar{t} = \max \left| \begin{array}{l} 0.2h = 9 \text{ cm} \\ h \left(1 - \frac{0.3 z_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) = 32 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \text{Vérifié}$$

fleche:

il ya lieu de faire une vérification à la fleche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée:

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} ; \quad \frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}}$$

$$13.85 > 0.0625 ; \quad 13.85 > 0.085 ; \quad 0.0023 < 0.010$$

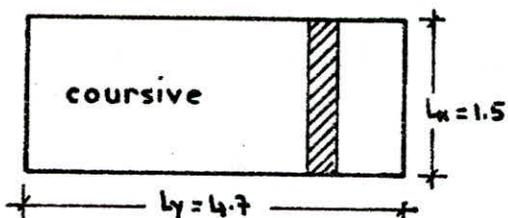
(Vérifié)

DALLES

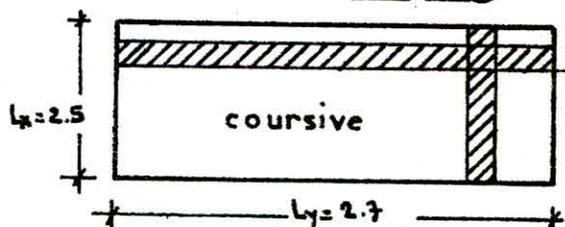
Les planchers de ce bâtiment sont en corps creux (16+4) sauf celui du R.D.C qui est en dalle pleine (20cm). La disposition est la même pour le niveau terrasse et les niveaux des Etages Courants.

Je considère 2 plaques dont la première est continue sur 2 côtés et la deuxième sur 3 côtés. Ces 2 plaques sont simultanément celle du R.D.C, salles de classe et logements.

Plaque ①



Plaque ②



Pour le calcul, je considère la plaque 2 (salles de classe et logements).

le rapport:

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.5}{2.7} = 0.92 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte sur les 2 sens}$$

$$q = 827 \text{ Kg/ml} \quad (\text{ceci pour 1 bande de lm}).$$

suivant l_x:

$$M_{0x} = \frac{q l_x^2}{8} = \frac{827 \cdot 2.5^2}{8} = 646 \text{ Kg m}$$

$$T_x = \frac{q l_x^2}{2} = \frac{827 \cdot 2.5}{2} = 1033.75 \text{ Kg}$$

moments en travée et sur appuis:

$$M_{6x} = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 646 = 549.1 \text{ Kg m}$$

$$M_{ex} = 0.6 M_{0x} = 0.6 \times 646 = 387.6 \text{ Kg m}$$

$$M_{wx} = 0.4 M_{0x} = 0.4 \times 646 = 258.4 \text{ Kg m}$$

Verifions l'inegalite:

$$M_{6x} + \frac{M_{ex} + M_{wx}}{2} \geq 1.25 M_{0x} \rightarrow 1065 > 807.5 \rightarrow \text{Verifiee}$$

suivant l_y:

$$M_{0y} = \frac{q l_y^2}{8} = \frac{827 \cdot 2.7^2}{8} = 753.6 \text{ Kg m}$$

$$T_y = \frac{q l_y}{2} = \frac{1116.45}{2} \text{ Kg}$$

moments en travée et sur appuis :

$$M_{tg} = 0.85 M_{0y} = 0.85 \cdot 753.6 = 640.56 \text{ Kgm}$$

$$M_{cy} = 0.6 M_{0y} = 452.16 \text{ Kgm}$$

$$M_{wy} = 0.4 M_{0y} = 306.24 \text{ Kgm}$$

FERRAILLAGE

(Methode de P. Charron).

$$A = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{k} \leq \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h}$$

	Suivant Ix		Suivant Iy	
	travée	appuis	travée	appuis
A	0.0890	0.0065	0.0105	0.0074
E	0.9573	0.9635	0.9541	0.9612
K	102	122	54	114
σ'_b	27.45	22.95	25.75	24.56
A _{cal.}	1.14	0.80	1.33	0.93
h _{ch.}	1.98 (3T6)	1.76 (2T5)	1.98	1.76

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

VERIFICATIONS

contraintes :

$$\bar{\omega} = 100 \frac{A}{bh}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{k} \leq \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} \leq \bar{\sigma}_a$$

	Suivant Ix		Suivant Iy	
	travée	appuis	travée	appuis
$\bar{\omega}$	0.11	0.0976	0.11	0.0976
E	0.9448	0.9476	0.9448	0.9476
K	75.5	80.5	75.5	80.5
σ_a	1630.7	1291.14	1902.5	1506.2
σ'_b	21.59	16	25.17	18.71

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifié} ; \sigma_a < \bar{\sigma}_a = 2800 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

conditions de non fissuration

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\omega} f}{\phi (1 + 10 \bar{\omega} f)}$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$k = 1.5 \cdot 10^6 \longrightarrow \text{peu nuisible} ; \eta = 1.6 \longrightarrow \text{H.A.} \quad \phi = 6$$

	Suivant Ix	Suivant Iy
$\bar{\omega} f$	0.00495	0.00495
σ_1	1886.6	1886.6
σ_2	3024.5	3024.5

$$\sigma_2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

condition de non fragilité :

$$A \geq 0.69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0.69 \cdot 100 \cdot 18 \cdot \frac{5.9}{4200} = 1.74 \text{ cm}^2$$

• suivant Ix

$$A_{bravée} = 1.98 > 1.74 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

$$A_{appuis} = 1.76 > 1.74 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

• suivant Iy

$$A_{bravée} = 1.98 > 1.74 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

$$A_{appuis} = 1.76 > 1.74 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

Effort tranchant

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b = 6.785 \text{ kg/cm}^2$$

• suivant Ix

$$\tau_b = \frac{1033.75}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 18} = 0.656 < \bar{\tau}_b = 6.785 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

• suivant Iy

$$\tau_b = \frac{1116.45}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 18} = 0.709 < \bar{\tau}_b = 6.785 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

Espacement :

$$t \leq \bar{t} = \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 3h = 54 \text{ cm} \end{cases}$$

• suivant Ix

$$t = 20 \text{ cm} < \bar{t} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

• suivant Iy

$$t = 25 \text{ cm} < \bar{t} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

Fleche

$$f = \frac{5qL^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

	suivant Ix	suivant Iy
E	11601.87	11601.87
I	48600	41000
$\frac{L}{500}$	$11.3 \cdot 10^{-8}$	$15.12 \cdot 10^{-8}$
$\frac{5qL^4}{384EI}$	0.0054	0.005

(Vérifié)

POUTRELLES

les poutrelles sont prefabriquées, elles sont calculées sous les sollicitations du 1^{er} Genre ($G+1.2P$).

la surface revenant à chaque poutrelle est de: 0,65L.
les poutrelles seront disposées dans le sens de la petite portée, ceci pour réduire la flèche.

Ce calcul se fera en deux (2) Etapes :

Première étape

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

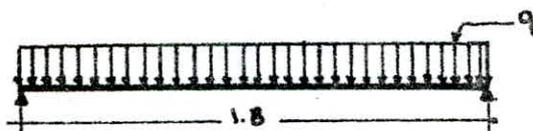
Deuxième étape

Après le coulage et durcissement de la table de compression, la poutrelle travaillera comme une poutre en T' reposant sur plusieurs appuis.

CALCUL

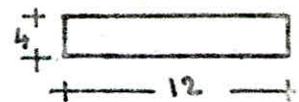
Première étape

Schema statique



$$q = 152 \text{ kg/ml.}$$

Section



$$d = d' = 2 \text{ cm}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = 61.56 \text{ kgm.}$$

$$T = \frac{q l}{2} = 136.8 \text{ kg}$$

FERRAILLAGE

(Méthode de P. Charron).

$$A = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 61.56 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2} = 0.687 \longrightarrow \begin{cases} E = 0.7614 \\ K = 595 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{595} = 470.58 > \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

les aciers comprimés sont nécessaires, mais, il est difficile de les placer, vu la faible section du

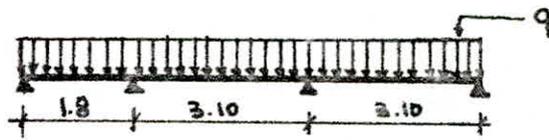
béton. Il est donc nécessaire de prévoir

un échafaudage pour aider les poutrelles à supporter les charges avant le coulage de la table de compression.

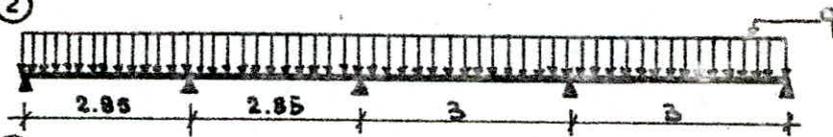
Deuxieme etape

Suivant leur longueur, j'ai quatre (4) types de poutrelles:

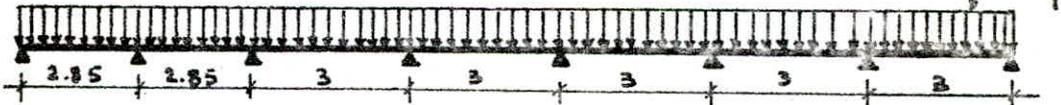
Type ①



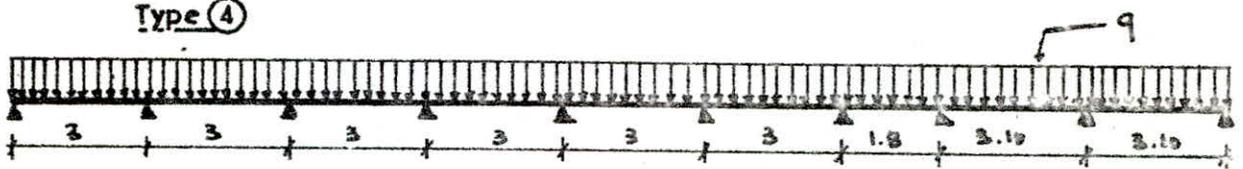
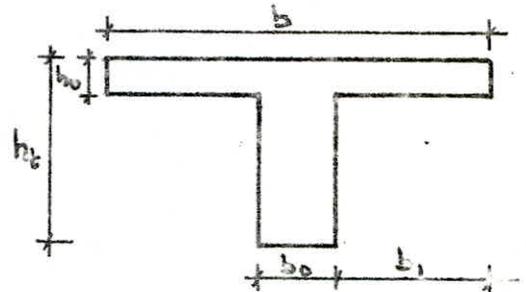
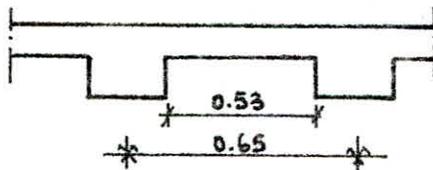
Type ②



Type ③



Type ④

Determination de la largeur b de la table de compression

$L' = 53 \text{ cm}$: distance entre 2 faces voisines de deux nervures

$L = 1.5 \text{ m}$ Portée libre de la poutrelle entre ou des appuis

$h_0 = 4 \text{ cm}$ hauteur de la table de compression

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{L'}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10} = 15 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq (6 \div 8) h_0 = (24 \div 32) \text{ cm}$$

Je prends : $b_1 = 25 \text{ cm}$.

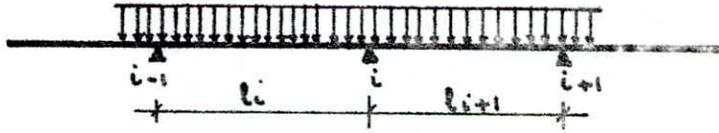
$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 25 + 12 = 62 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm.} \quad h_f = 20 \text{ cm.}$$

Moments et effort tranchant

le rapport de deux travées contigües doit être compris entre 0.8 et 1.25 pour que la méthode de Clapeyron dite :
Méthode de 3 moments soit applicable ;

Pour une poutre continue de "n" travées, on a (n-1) équations de 3 moments, donc une équation pour chaque appui intermédiaire.



Pour un appui i :

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -\frac{q l_i^3}{4} - \frac{q l_{i+1}^3}{4}$$

- Pour le calcul, je considère le type 1. (poutrelle de la terrasse)

$$G = 405.1 \text{ kg/m}^2 \quad P = 175 \text{ kg/m}^2$$

$$q = G + 1.2P = 405.1 + 1.2 \times 175 = 615.100 \text{ kg/m}^2$$

pour la largeur de 0.62 m $q = q_1 \cdot 0.62 = 381.362 \text{ kg/ml}$.

Pour $i = 1$.

$$M_0 l_1 + 2M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -\frac{q l_1^3}{4} - \frac{q l_2^3}{4}$$

Pour $i = 2$

$$M_1 l_2 + 2M_2 (l_2 + l_3) + M_3 l_3 = -\frac{q l_2^3}{4} - \frac{q l_3^3}{4}$$

$M_0 = M_3 = 0$, on a :

$$2M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -\frac{1}{4} (q l_1^3 + q l_2^3)$$

$$M_1 l_2 + 2M_2 (l_1 + l_2) = -\frac{1}{4} (q l_2^3 + q l_3^3)$$

je prends $M_i = 0.75 M'_i$.

les calculs donnent : • $M_2 = 0.75 M'_2 = (0.75 \times -521.68) = -391.26 \text{ kgm}$

• $M_1 = 0.75 M'_1 = 0.75 (-183.26) = -137.45 \text{ kgm}$

les moments en travée sont donnés par la formule :

$$M(x) = \mu x + M_i + \frac{M_i - M_j}{l} \cdot x$$

M_i = Moment à gauche de la travée

M_j = Moment à droite de la travée

M_x = Moment à l'abscisse x de la travée isostatique de référence.

$$M_x = q \frac{l}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} + \frac{M_i - M_j}{l} \cdot x + M_i$$

le moment $M(x)$ est maxi quand $\frac{dM(x)}{dx} = 0$, donc quand:

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_i - M_j}{ql}$$

et l'effort tranchant sera:

$$T_i = q \frac{l}{2} + \frac{M_i - M_j}{l}$$

$$T_j = -q \frac{l}{2} + \frac{M_i - M_j}{l}$$

Moments

travée (0-1) : $M(x) = M(1.10) = 355.76 \text{ kgm}$

travée (1-2) : $M(x) = M(1.76) = 322.83 \text{ kgm}$

travée (2-3) : $M(x) = M(2.15) = 406.9 \text{ kgm}$.

Effort tranchant

travée (0-1) $\left\{ \begin{array}{l} T_0 = 419.58 \text{ kg} \\ T_1 = -266.86 \text{ kg} \end{array} \right.$

travée (1-2) $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 653.9 \text{ kg} \\ T_2 = -509.5 \text{ kg} \end{array} \right.$

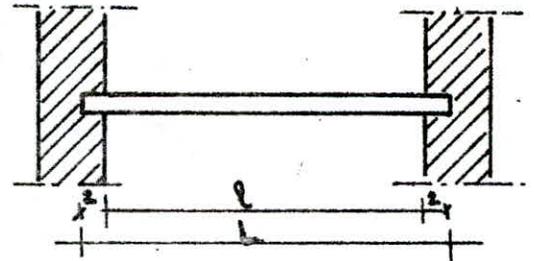
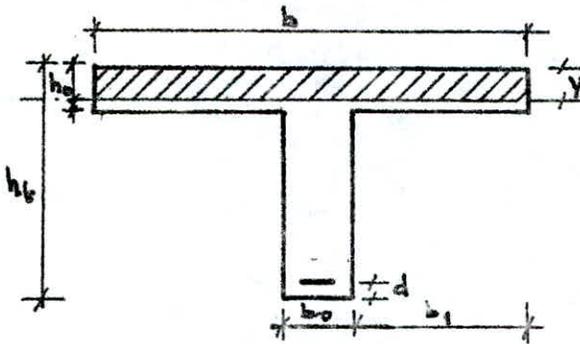
travée (2-3) $\left\{ \begin{array}{l} T_2 = 464.89 \text{ kg} \\ T_3 = -717.32 \text{ kg} \end{array} \right.$

FERRAILLAGE

Armatures longitudinales

le calcul des armatures se fera par la méthode de P. Charon, en prenant en compte uniquement les moments max en travée.

Dans mon cas moment max ($M_{max} = 322.83 \text{ kgm}$).



$$L = l + 0.04 = 3.10 + 0.04 = 3.14 \text{ m}$$

$L = \text{portée de la poutre}$

$$b = 62 \text{ cm} ; b_1 = 25 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm} ; h_t = 20 \text{ cm}$$

$$h = 18 \text{ cm} \quad d = 3 \text{ cm} \quad h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{\eta M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15.922.83 \cdot 10^2}{2800 \times 62 \times 18^2} = 0.0247 \longrightarrow \begin{cases} E = 0.9315 \\ K = 58 \\ \alpha = 0.2055 \end{cases}$$

$$y = \alpha h = 18 \times 0.2055 = 3.699 \text{ cm}$$

$$y < h_0 = 4 \text{ cm} \quad \text{l'axe neutre tombe dans la}$$

table, donc la section sera ferrillée comme une section rectangulaire.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{922.83 \cdot 10^2}{2800 \times 0.9315 \times 18} = 1.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soient } 2T_{12} \longrightarrow A = 2.26 \text{ cm}^2$$

VERIFICATIONS

Contraintes

$$\bar{\omega} = 100 \frac{A}{bh} = 0.2025 \longrightarrow \begin{cases} E = 0.9273 \\ K = 53.81 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = 2446.4 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 45.46 < \bar{\sigma}'_s = 137 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

Condition de non fragilité :

$$A \geq 0.69 b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_{sn}} = 0.69 \cdot 62 \cdot 18 \cdot \frac{5.3}{4200} = 0.209 \text{ cm}^2$$

$$2.26 > 0.209 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

Fleche si ces trois (3) conditions ne sont pas il y a lieu de faire une vérification à la fleche.

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} ; \quad \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} ; \quad \frac{A}{b_0 h} \leq \frac{36}{\sigma_{en}}$$

$$0.04369 > 0.03174 ; \quad 0.06369 > 0.0445 ; \quad 0.00112 < 0.00857$$

(Vérifiée)

Condition de non fissuration

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega} f}{(1 + 10 \bar{\omega} f)} = \frac{1.5 \cdot 10^6 \cdot 1.6}{12} \cdot \frac{0.03139}{(1 + 10 \cdot 0.03139)} = 4778.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \frac{k \eta \bar{\sigma}_3}{\phi} = \frac{1.5 \cdot 10^6 \cdot 1.6 \cdot 5.9}{12} = 2607. \text{ kg/cm}^2$$

$$k = 1.5 \cdot 10^6 \longrightarrow \text{peu nuisible} \quad \eta = 1.6 \longrightarrow \text{H.A.}$$

$$\bar{\omega} f = \frac{A}{2bd} = 0.03139$$

$$\sigma_1 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

Armatures sur appuis

la détermination des armatures sur appuis seront calculées avec le moment max sur appuis. (ceci pour une simplification).

la table de compression étant étendue, on négligera les deux ailes dans le calcul qui sera fait pour une section rectangulaire (box h).

$$\mu = \frac{\eta M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 391.26 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 18^2} = 0.0538 \longrightarrow \begin{cases} E = 0.9031 \\ K = 36.6 \end{cases}$$

$$\sigma_b^j = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{36.6} = 76.50 < \bar{\sigma}_b^j = 137 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 0.859 \text{ cm}^2 \quad \text{soient } 1\bar{1}14 \longrightarrow A = 1.54 \text{ cm}^2$$

VERIFICATIONS

Contraintes:

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = 0.713 \longrightarrow \begin{cases} E = 0.8774 \\ K = 25.8 \end{cases}$$

$$\sigma_b^j = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{1608.7}{25.8} = 62.35 < \bar{\sigma}_b^j = 137 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = 1608.7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

Adhérence

on doit vérifier: $\bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}_{d0} = 2.4\psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$.

$$\bar{\sigma}_d = 2.1.5.5.9 = 17.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\psi_d = 1.5 \rightarrow \text{U.A.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T_{\max}}{n \cdot p \cdot z} = \frac{653.9}{1 \cdot \pi \cdot \phi \cdot \frac{z}{8} \cdot 18} = 9.44 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Armatures transversales

les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne. le calcul se fera sous l'effort tranchant max.

je prends: $\phi 8$ en Fe E24.

1 étrier $\phi 8$

$$A_t = 1 \text{ cm}^2 \text{ (2 brins).}$$

Espacement:

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T} = \frac{1 \cdot 1600 \cdot \frac{z}{8} \cdot 18}{653.9} = 30,5 \text{ cm} > \bar{t} = h.$$

je prends donc $t = h = 18 \text{ cm}$ pour la zone de travée pour la zone proche des appuis, je prends $t = \frac{t}{2} = 9 \text{ cm}$.

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2.$$

Contraintes de cisaillement:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot z} = \frac{653.9}{12 \cdot \frac{z}{8} \cdot 18} = 2.45 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b = 6.785 \text{ (Vérifiée).}$$

Ferraillage de la table de compression

la table de compression sera armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles n'excèdent pas:

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles

si l_n (écartement entre nervures) est compris entre 50 et 80 cm, la section d'armatures perpendiculaires au nervures, doit être au moins égale à:

$$\frac{43 \cdot l_n}{\bar{\sigma}_{en}} = \frac{43 \cdot 62}{5300} = 0.503 \text{ cm}^2$$

de 20x20 cm de $\phi 4$:

$$A_{\perp} \geq 0.503 = 0.63 \text{ cm}^2 \quad 5 \phi 4 / \text{ml}$$

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.31 \text{ cm}^2$$

si on adopte un treillis soudé

FERRAILLAGE DES PORTIQUES

PRESCRIPTION

Cette construction est constituée par une ossature auto-stable, toutes les prescriptions relatives à ce type d'ossature en Zone B doivent être respectées (Complément P. 9. 69. Fw. 81)

POTEAUX

Armatures Longitudinales

Elles doivent être des barres à haute-adhérence (H.A) dont le diamètre min est de 14 mm (Zone B), avec un pourcentage minimal total de :

0.8% →	Poteaux intermédiaires
0.9% →	Poteaux de façade
1% →	Poteaux d'angles

la longueur minimale de recouvrement est de: 50ϕ

Armatures Transversales

Elles auront un diamètre minimum de 6 mm en H.A et 8 mm en Adx, avec des pourcentages minimaux ρ_{t1} et ρ_{t2} égaux à 0.3%.

$$\rho_{t1} = A_{t1} / b_{1t}$$

$$\rho_{t2} = A_{t2} / b_{2t}$$

la section: $A_t = \frac{1.25 \cdot T \cdot t}{h_1 \cdot \text{cent}}$

la quantité: $A_t = 0.004 \cdot t \cdot b$

Espacement

zone nodale

y compris la hauteur du nœud

$$t \leq \min(10\phi; 15 \text{ cm}).$$

zone courante

$$t \leq 12\phi.$$

ϕ étant le plus petit diamètre des armatures Longitudinales

POUTRES

Armatures Longitudinales

le pourcentage minimal total est de 0.3% pour les barres à haute-adhérence (H.A) et de 0.5% pour les barres en aciers doux (Adx). le pourcentage total des aciers Longitudinaux est de 2.5%.

les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes (supérieures et inférieures).

$$A'_{\text{filante}} \geq \max(A'_1/4, A'_2/4, 3 \text{ cm}^2).$$

avec A'_1, A'_2 les sections d'armatures comprimées des chapeaux respectivement pour la zone nodale de rive et la zone nodale voisine à celle de rive.

$$A_s \geq \max(A_s'/2 ; A_s/4 ; 3 \text{ cm}^2).$$

les poutres supportant les faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

les jonctions par recouvrement doivent pouvoir équilibrer la force de traction maximale des barres.

Armatures Transversales

la quantité mini doit être de: $A_t = 0.003 \cdot l \cdot b$.

Elles sont calculées en utilisant les diagrammes enveloppes des efforts tranchants résultant des combinaisons les plus défavorables.

Espacement

l'espacement maximum entre les armatures transversales doit être déterminé comme suite:

zone nodale

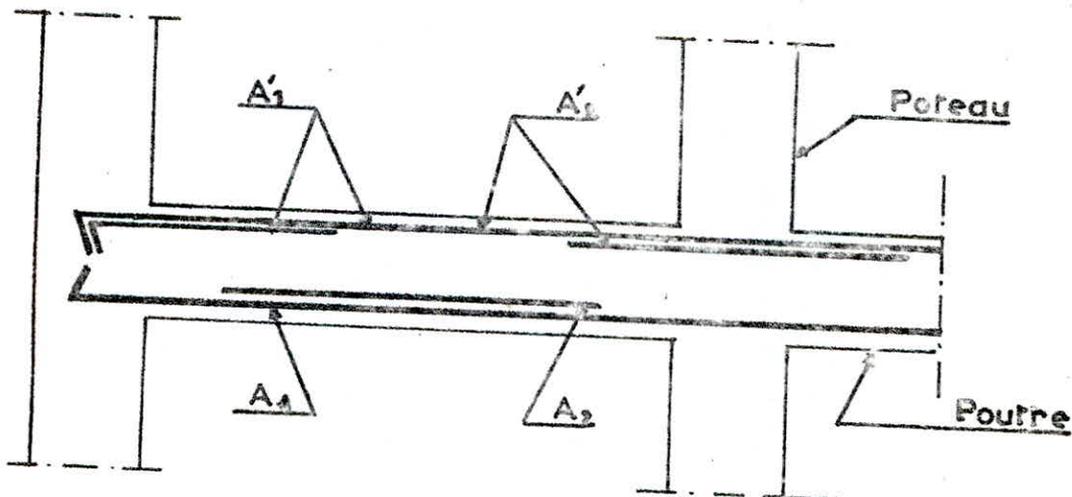
$$e \leq \min(0.3h ; 12\phi).$$

est également nécessaire en travée en cas d'armatures comprimées.

zone courante

$$e \leq 0.5h.$$

ϕ étant le diamètre le plus petit.



A/ ferrailage des poutres

Conformément à l'Art. A.15 du C.C.B.A.68, il ne sera pas fait état dans les calculs, des efforts normaux dans les poutres. Celles-ci seront donc ferrillées en flexion simple sous la plus défavorable des combinaisons SP_1 et SP_2 .
Pour ce qui est du choix de la sollicitation la plus défavorable, on considèrera la plus grande de $1.5 M(SP_2)$ et $M^{max}(SP_2)$.

Pour la détermination des sections d'acier, on utilisera la méthode de M^r. CHARON.

— sous $SP_1 \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

— sous $SP_2 \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_b = 205.5 \text{ kg/cm}^2$

ARMATURES LONGITUDINALES

On calcule $M = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} \longrightarrow K, \epsilon \longrightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K}$

— si $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$ les armatures comprimées ne sont nécessaires.

— la section d'armatures tendues est donnée par $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h}$

— si $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b$ il est nécessaire de prévoir les armatures comprimées, on calcule alors:

$$K_1 = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_a}{n \bar{\sigma}'_b} ; \quad K_2 = \frac{15 (h-d') \bar{\sigma}_a}{(h+d') \bar{\sigma}'_a}$$

— si $K_1 > K_2$, on prend K_1 :

et $\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_b \longrightarrow d, M', \epsilon$

$$M_1 = M' \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2 \xrightarrow{y=d} \Delta M = M - M_1$$

$$\xrightarrow{y=d} \bar{\sigma}'_a = \frac{15 (y-d') \bar{\sigma}'_b}{y}$$

• armatures comprimées $\longrightarrow A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}'_a}$

• armatures tendues $\longrightarrow A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} + \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a}$

— si $K_2 > K_1$, on prend $K_2 \longrightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K_2} ; \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}'_a \longrightarrow \epsilon, M'$

ARMATURES TRANSVERSALES

la quantité mini est donnée par:

$$A_t = 0.003 \cdot t \cdot b.$$

avec: t = espacement; b = largeur

CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

avec

$$\begin{cases} \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \longrightarrow \bar{t}_b = 3.5 \bar{\sigma}'_b & \bar{t}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} < \bar{t}_b ; z = \frac{z}{8} \\ \text{si } \bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_b \longrightarrow \bar{t}_b = \left(4.5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}'_b \\ \text{si } \bar{t}_b \leq \bar{t}_b \longrightarrow \text{on utilise des cadres et étriers droits.} \end{cases}$$

ESPACEMENT

$$t = \frac{A_t \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \leq \begin{cases} \bar{t} \leq \min(h/4, 12\phi, 30\text{ cm}) & \text{Zone nodale} \\ \bar{t} \leq h/2 & \text{Zone Courante} \end{cases}$$

avec $\bar{\sigma}_{at} = \begin{cases} \rho_0 \cdot \sigma_{en} \longrightarrow \rho = \frac{2}{3} \longrightarrow \text{si on a reprise de bétonnage} \\ \geq \frac{2}{3} \sigma_{en} \longrightarrow \text{si on a pas reprise de bétonnage} \\ \left(1 - \frac{2b}{3\sigma_b}\right) \sigma_{en} \longrightarrow \text{si on a pas reprise de bétonnage} \end{cases}$

VERIFICATIONS

CONDITION DE LA FLECHE (c.c.B.68 Art.61.21)

— $h \geq \frac{L}{16}$; — $h \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_b \cdot L}{M_0}$; — $A \leq b \cdot h \cdot \frac{b_s}{\sigma_{en}}$

On peut dispenser de faire la vérification à la flèche pour les poutres qui satisfont aux 3 conditions ci-dessus.

CONDITION DE NON FRAGILITE (c.c.B.A 68 Art.52.1)

pour les poutres flechies on doit avoir :

$$A \geq b \cdot h \cdot 0.69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$$

CONDITIONS AUX APPUIS (c.c.B.A. 68 Art.55.52)

• Béton L'effort tranchant creait des efforts de compression dans les bielles de béton inclinées à 45° :
pour que $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$ on doit avoir :

$$C \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_{b0}} = c_0$$

T = effort tranchant max aux appuis.

C = distance du nu de l'appui au point où commence l'ancrage de l'armature inférieure

$$C = a - (d + r) \quad r = (5 \div 5.5)\phi$$

a = largeur du poteau.

r = rayon de courbure.

• Armatures inférieures

la section minimale des armatures inférieures qui doivent être conduites jusqu'à l'appui et ancrées totalement, doit être susceptible d'équilibrer un effort admissible égale à :

$$T + \frac{M}{\delta} \quad \text{c.à.d.} \quad A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\delta}$$

M = en valeur algébrique.

CONDITIONS DE NON ENTRAINEMENT DES BARRES

(c.c.B.A. 68 Art. 24.11)

on doit vérifier : $\tau_d \leq \bar{\tau}_d = 2.4 \cdot \bar{\tau}_b$

$\psi_d = 1.5 \longrightarrow$ Aciers H.A

$$\tau_d = \frac{T_{\max}}{n \cdot p \cdot z}$$

n = Nbre de barres

p = périmètre de la barre.

CONDITIONS DE NON FISSURATION

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) \leq \bar{\sigma}_a.$$

on doit vérifier :

avec
$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{9 \cdot K \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$K = \begin{cases} 1.5 \cdot 10^6 & \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible} \\ 1 \cdot 10^6 & \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable} \\ 0.5 \cdot 10^6 & \longrightarrow \text{fissuration très préjudiciable} \end{cases}$$

$$\eta = \begin{cases} 1.6 & \longrightarrow \text{Aciers H.A} \\ 1 & \longrightarrow \text{Aciers Adv} \end{cases} \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{b_s}$$

ϕ : diamètre de la plus grosse barre tendue.

ANCRAGE

l'ancrage des armatures longitudinales des pontons dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément au règlement (P. 2. 63 et complément).

$$L_1 \geq 20 \phi. \quad L_2 \geq \max(20 \phi; 50 \text{ cm}).$$

CONTRAINTES

les sections seront vérifiées sous leurs moments maximums les plus défavorables.

• Sections sans armatures comprimées

On calcule :

$$\bar{\omega} = 100 \cdot \frac{A}{b \cdot h} \longrightarrow K, E \longrightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} \leq \bar{\sigma}'_b$$

On doit avoir :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} \leq \bar{\sigma}_a$$

• Sections avec armatures comprimées

On calcule :

$$D = \frac{15}{6} (A + A') ; \quad E = \frac{30}{b} (A' d' + A h) ; \quad \gamma_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$I = \frac{b \gamma_1^3}{3} + 15 A' (\gamma_1 - d')^2 + 15 A (h - \gamma_1)^2$$

$$K = \frac{M}{I}$$

et on doit avoir :

$$\sigma'_b = K \cdot \gamma_1 \leq \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_a = 15 K (\gamma_1 - d') \leq \bar{\sigma}'_a$$

$$\sigma_a = 15 K (h - \gamma_1) \leq \bar{\sigma}_a.$$

les poutres longitudinales ne sont pas portées des charges verticales, mais plutôt des forces latérales sismiques, donc, elles doivent avoir des armatures symétriques. Les moments en travées sont faibles par rapport aux moments sur appuis, donc on calcule seulement les armatures en travées et celles en travées seront égales au moins à la moitié des armatures en appuis

NIV	Section	M	M	E	K	σ'_b	A _{cal}	A _{choi}	ϕ , MBredab.	A' _{cal}	A' _{ch}	Ar _{min}
VII	A, D	4.53	0.0309	0.9242	51	82.35	2.78	10.05	5 T 16	-	-	3.99
	B	4.10	0.0225	0.9281	54.5	77.06	2.51	"	"	-	-	
	C	2.369	0.0159	0.9442	74.5	56.4	1.42	"	"	-	-	
VII	A	6.86	0.0154	0.9451	76	85.26	4.12	"	"	-	-	3.39
	B	9.55	0.0646	0.8952	32.7	128.4	6.05	"	"	-	-	
	C	7.14	0.0481	0.9077	39.2	107.14	4.46	"	"	-	-	
	D	8.55	0.0579	0.9000	35	120	5.88	"	"	-	-	
VI	A, D	14.14	0.0955	0.8765	25.5	164.7	9.15	"	"	-	-	4.02
	B	14.01	0.0944	0.8771	25.7	163.4	9.05	"	"	-	-	
	C	11.97	0.0808	0.8868	28.4	147.9	7.67	"	"	-	-	
V	A	17.22	0.1163	0.8663	22.4	187.5	11.23	12.31	3 T 16 + 2 T 20	-	-	6.03
	B	19.17	0.1234	0.8608	20.86	201.3	12.63	13.44	3 T 20 + 2 T 16	-	-	
	C	17.19	0.1163	0.8663	22.4	187.5	11.25	12.31	3 T 16 + 2 T 20	-	-	
	D	20.42	0.1378	0.8671	20	210	13.44	15.7	5 T 20 2 T 8	0.68	1	
IV	A	20.02	0.1357	0.8670	20.2	207.9	13.19	"	5 T 20 2 T 8	0.28	1	12.56
	B	22.92	0.1545	0.8508	18.5	227	14.96	21.99	7 T 20 2 T 10 + 2 T 12	3.18	3.83	
	C	21.89	0.1474	0.8534	19.1	219.99	14.93	18.84	6 T 20 2 T 12	2.15	2.26	
	D	25.76	0.1744	0.8438	17	247	16.68	24.54	6 T 20 2 T 10 + 2 T 12	3.67	3.83	
III	A	22.16	0.1497	0.8525	18.9	222.2	14.5	19.84	6 T 20 3 T 12	2.42	3.39	12.56
	B	27.22	0.1836	0.8408	16.4	259.2	17.59	23.27	9 T 20 5 T 14	7.5	7.69	
	C	25.87	0.1744	0.8438	17	247	16.76	25.13	8 T 20 4 T 14	6.14	6.15	
	D	27.12	0.1836	0.8408	16.4	259.2	17.47	23.27	9 T 20 5 T 14	7.39	7.69	
II	A	22.4	0.1520	0.8516	18.7	224.6	14.65	18.84	6 T 20 3 T 12	2.66	3.39	12.56
	B	29.65	0.2007	0.8355	15.4	272.4	19.07	28.27	9 T 20 5 T 16	9.92	10.05	
	C	27.92	0.1886	0.8392	16.1	360.8	18.02	"	9 T 20 6 T 14	8.19	9.23	
	D	30.35	0.2044	0.8344	15.2	272.3	19.5	"	9 T 20 5 T 14 + 2 T 10	10.62	10.66	
I	A	22.25	0.1509	0.8522	18.8	223.4	14.56	18.84	6 T 20 2 T 8	0.25	1	12.56
	B	27.7	0.1869	0.8397	16.2	259.4	17.88	28.27	9 T 20 6 T 16	7.9	9.23	
	C	24.25	0.1633	0.8497	17.8	235.9	15.78	24.54	5 T 20 3 T 14	4.51	4.62	
	D	31.4	0.2123	0.8322	14.8	283.9	20.41	28.27	9 T 20 6 T 16	11.67	12.06	

VERIFICATIONS

FLECHE il ya lieu de faire une vérification à la flèche

si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites:

$$h_t = 45 > \frac{L}{6} = 18.75 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

$$h_t = 45 > \frac{L}{10} = 30 \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

$$A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{cn}} \longrightarrow 12.56 < 30.42 \cdot \frac{43}{4200} = 12.9 \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

CONDITIONS DE NON FRAGILITE

$$A > b \cdot h \cdot 0.69 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{cn}} = 1.22 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifiée pour toutes les sections}$$

ARMATURES TRANSVERSALES

Sous SP_2 : $\bar{\sigma}'_{b0} = 1.5 \cdot 68.5 = 102.78 \text{ kg/cm}^2$ $2\bar{\sigma}'_{b0} = 205.5 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_b = 2.85 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{j'utilise : } \phi 8 \quad F_c \bar{E} 24 \text{ (Cadre et 1 étrier).}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \sigma_{cn} \quad (\text{j'a suppose une reprise de bétonnage}). \bar{\sigma}_{at} = 2400.$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2; \quad \bar{e} = \min(0.3h; 12\phi) \longrightarrow \text{zone nodale}$$

$$\bar{e} = 0.5h \longrightarrow \text{zone courante.}$$

$$\text{quantité: } A_t = 0.003 \cdot b \cdot b = \begin{cases} 0.594 \longrightarrow \text{Nodal} \\ 0.79 \longrightarrow \text{Courant} \end{cases} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$e = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot \gamma}{T} \leq \bar{e}$$

NIVEAUX	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
(E) T_{max} SP_2	3.10	6.53	9.94	13.75	16.74	18.84	20.30	19.80
σ'_b	37.6	79.3	134.9	197	198.7	170.9	172.5	189.65
Z_b	2.8	5.9	9	12.5	15.2	17.09	18.4	17.96
\bar{Z}_b	31	31	34	31.3	31.3	32.5	32.41	31.7
e cm	57.19	27.15	17.84	12.89	10.59	9.41	8.73	8.38
L'adoption	Zone Nodale	6.6	6.6	6.6	6.6	6.6	6.6	6.6
	Zone Courante	8.70	8.70	8.70	8.70	8.70	8.70	8.70

$$e < \bar{e} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

CONTRAINTES

On calcule la position de l'axe neutre: Equation du Moment statique par rapport à l'axe neutre.

$$\frac{b}{2} y^2 - nA(h-y) + nA'(y-d')^2 = 0 \quad \frac{b}{2} y^2 - 15(A'd' + Ah) + 15(A+A')y = 0$$

ona: $I = \frac{b}{3} y^3 + nA'(y-d')^2 + nA(h-y)^2 \longrightarrow \sigma = \frac{M}{I}$

$$\sigma'_b = \sigma \cdot y$$

$$\sigma'_a = n\sigma(y-d')$$

$$\sigma_a = n\sigma(h-y).$$

NIV	Soll.	Sect.	M	A	A'	\bar{w}	E	K	θ	I	Y	σ_a	σ'_a	σ'_b
VIII	SP ₂	A D	4.53	10.05	-	0.726	0.8721	24.1	-	-	-	206.9	-	37.6
	SP ₂	B	4.1	"	-	"	"	"	-	-	-	820.7	-	34.1
	SP ₂	C	2.369	"	-	"	"	"	-	-	-	474.2	-	19.7
	SP ₁	Trav	1.13	"	-	"	"	"	-	-	-	226.2	-	9.4
VII	SP ₂	A	6.86	"	-	"	"	"	-	-	-	1375.1	-	57
	SP ₂	B	9.55	"	-	"	"	"	-	-	-	1911.6	-	79.3
	SP ₂	C	7.14	"	-	"	"	"	-	-	-	1429.2	-	59.5
	SP ₂	D	8.55	"	-	"	"	"	-	-	-	1711.4	-	71
	SP ₁	Trav	1.77	"	-	"	"	"	-	-	-	354.3	-	14.7
VI	SP ₂	A D	14.15	"	-	"	"	"	-	-	-	2852.4	-	114.5
	SP ₂	B	14.01	"	-	"	"	"	-	-	-	2804.3	-	116.4
	SP ₂	C	11.97	"	-	"	"	"	-	-	-	3251.7	-	134.9
	SP ₁	Trav	1.75	10.05	-	0.726	0.8721	24.1	-	-	-	350.3	-	14.5
V	SP ₂	A	17.22	12.31	-	0.977	0.849	21.2	-	-	-	3864.2	-	182.3
	SP ₂	B	19.17	13.44	-	1.063	0.8576	20.1	-	-	-	3953.3	-	197
	SP ₂	C	17.19	12.31	-	0.977	0.849	21.2	-	-	-	3857.4	-	181.9
	SP ₂	D	20.42	15.7	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SP ₁	Trav	1.65	10.05	-	0.726	0.8721	24.1	-	-	-	330.3	-	13.7
IV	SP ₂	A	20.02	15.7	1	-	-	-	10.80	105435.6	18.4	3661.2	2235	158.7
	SP ₂	B	22.92	21.99	3.83	-	-	-	9.33	24575.6	17.41	3301.4	1782	162.37
	SP ₂	C	21.89	18.84	2.26	-	-	-	10.16	215530.4	17.43	3592	1555	177.02
	SP ₂	D	25.75	24.54	3.83	-	-	-	9.70	265357.5	17.67	3394	1301	171.48
	SP ₁	Trav	2.01	12.56	-	0.992	0.8611	21	-	-	-	442.5	-	21.1
III	SP ₂	A	22.16	18.84	3.39	-	-	-	10.08	215822.9	16.46	3634.8	1868	170.9
	SP ₂	B	27.22	28.27	7.69	-	-	-	8.65	314540.1	16.60	3165	1544	143.6
	SP ₂	C	25.87	25.13	6.15	-	-	-	9.21	280894.3	16.91	3328	1686	155.7
	SP ₂	D	27.12	28.27	7.69	-	-	-	8.62	314443.4	16.61	3153	1539	143.2
	SP ₁	Trav	1.05	12.56	-	0.992	0.8611	21	-	-	-	231.2	-	11
II	SP ₂	A	22.4	18.84	3.39	-	-	-	10.19	219872.9	16.96	3674	1889	172.8
	SP ₂	B	29.45	28.27	10.05	-	-	-	5.88	504095.3	15.60	2240	952.5	91.7
	SP ₂	C	27.92	"	9.23	-	-	-	8.61	324297.2	15.94	3236	1451	137.2
	SP ₂	D	30.25	"	10.64	-	-	-	9.08	338283.7	15.33	3496	1434	139.17
	SP ₁	Trav	0.55	12.56	-	0.992	0.8611	21	-	-	-	121.1	-	5.8
I	SP ₂	A	22.25	18.84	1	-	-	-	10.56	210706	17.96	3643	2147	189.6
	SP ₂	B	27.7	28.27	9.23	-	-	-	8.53	324719.7	15.9	3211	1433	135.6
	SP ₂	C	24.25	24.54	4.62	-	-	-	9.84	268234.5	17.49	3187	1734	158.08
	SP ₂	D	31.4	28.27	12.04	-	-	-	9.17	342437.2	14.73	3613	1365	135.07
	SP ₁	Trav	2.08	12.56	-	0.992	0.8611	21	-	-	-	457.9	-	21.8

CONDITIONS AUX APPUIS

• Beton On doit vérifier: $C \geq \frac{2T}{b_0 d^2} = C_0$

$a = 70 \text{ cm}$ (largeur du poteau)
 $C = a - (d+r)$
 $d = 4 \text{ cm}$ $r = 5 \phi$

NIVEAUX	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
T_{max}	2.30	6.46 3.68	9.84	13.75 1.55	16.74 0.94	18.84 0.17	20.3 0.09	19.8 0.10
C_{cm}	58	58 58	58	56 56	56 56	56 56	56 56	56 56
C_0_{cm}	2.24	6.29 3.58	9.67	13.38 1.51	16.29 0.91	18.34 0.17	19.76 0.09	19.27 0.10

$C > C_0 \longrightarrow$ Vérifié (pour tous les appuis de rive).

• Armatures inférieures

NIV	VIII				VII				VI				V				IV				III				II				I			
	appuis				appuis				appuis				appuis				appuis				appuis				appuis							
Sec1	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D
M	4.53	4.10	2.36	6.86	2.55	7.14	8.55	14.15	14.01	11.97	17.2	19.27	17.13	20.4	20.02	22.9	21.9	25.7	22.16	27.4	25.8	27.1	22.4	29.6	27.9	30.35	22.2	27.7	24.25	31.4		
T	2.30	3.1	1.9	3.68	6.53	5.25	6.46	9.84	7.62	9.27	1.55	8.65	12.86	13.75	0.94	11.19	15.8	16.7	0.17	14.01	18.67	18.8	0.09	15.4	20.1	20.3	0.05	13.31	17.95	19.8		
$T + \frac{M}{Z}$	2.42	3.21	1.96	3.87	6.79	5.44	6.69	10.33	8	9.6	2.02	9.17	13.3	14.3	1.48	11.81	16.4	17.4	0.77	14.7	19.4	19.6	0.7	16.2	20.8	21.13	0.71	14.06	18.6	20.65		
$\bar{A} \bar{C}_a$	42.21	42.4	42.2	42.2	42.2	42.2	42.2	42.2	42.2	42.2	51.7	56.4	51.7	65.9	65.9	92.4	79.13	103.1	79.1	118.7	105.5	118.7	79.13	118.7	118.7	118.7	118.7	79.1	118.7	103.7	103.7	

ADHERENCE (Art. 29. C.C. BA. 68).

$$\bar{\sigma}_d \leq \bar{\sigma}'_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_s = 2 \cdot 1.5 \cdot 5.9 = 17.7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{avec}$$

$n =$ Nbre de barres

$$\bar{\sigma}_s = \frac{F}{S}$$

$p =$ perimetre de la barre

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T_{\max}}{n p \bar{z}}$$

NIVEAUX	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
ϕ cm	16	16	16	20	25	20	20	25
T_{\max} (b)	3.1	6.53	9.94	13.75	16.74	18.84	20.30	13.80
$\bar{\sigma}_d$	3.36	7.077	10.77	11.92	11.61	9.07	9.77	13.73

CONDITION DE NON ECRASEMENT DU BETON (Art. 30.62. C.C. BA. 68).

$$r \geq 0.10 \phi \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}'_{d0}} \left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right) \psi = r_0.$$

$$\psi = 1$$

la barre courbee est isolée

$d_1 =$ distance du centre de courbure de la barre à la paroi.
 $d_1 = 5\phi + d = 5\phi + 4.$

NIVEAUX	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
ϕ cm	16	16	16	20	25	20	20	25
$r = 5\phi$	8	8	8	10	12.5	10	10	12.5
r_0 cm	7.41	7.41	7.41	9.34	11.77	9.34	9.34	11.77

$$r > r_0 \longrightarrow \text{Verifiée}$$

ANCRANGE

$$\bar{\sigma}_d = 17.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}'_d}$$

$$\text{avec } L_1 = c$$

$$L_3 = 6\phi$$

$$r = 5\phi.$$

$$\text{on vérifié: } L_0 \geq L$$

$$L_0 = L_1 + 2.56L_3$$

$$L = l_d - 3.92r$$

NIVEAUX	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
ϕ cm	16	16	16	20	25	20	20	25
C	58	58	58	56	56	56	56	56
L_0	82.58	82.58	82.58	86.72	94.40	86.72	86.72	94.40
L	31.92	31.92	31.92	39.9	49.87	39.9	39.9	49.87

$$L_0 > L \longrightarrow \text{Verifiée}$$

CONDITIONS DE NON FISSURATION

$$\omega_f = \frac{k}{B_f}$$

$$B_f = 2bd.$$

$$K = 1.5 \cdot 10^6 \longrightarrow \text{peu nuisible}$$

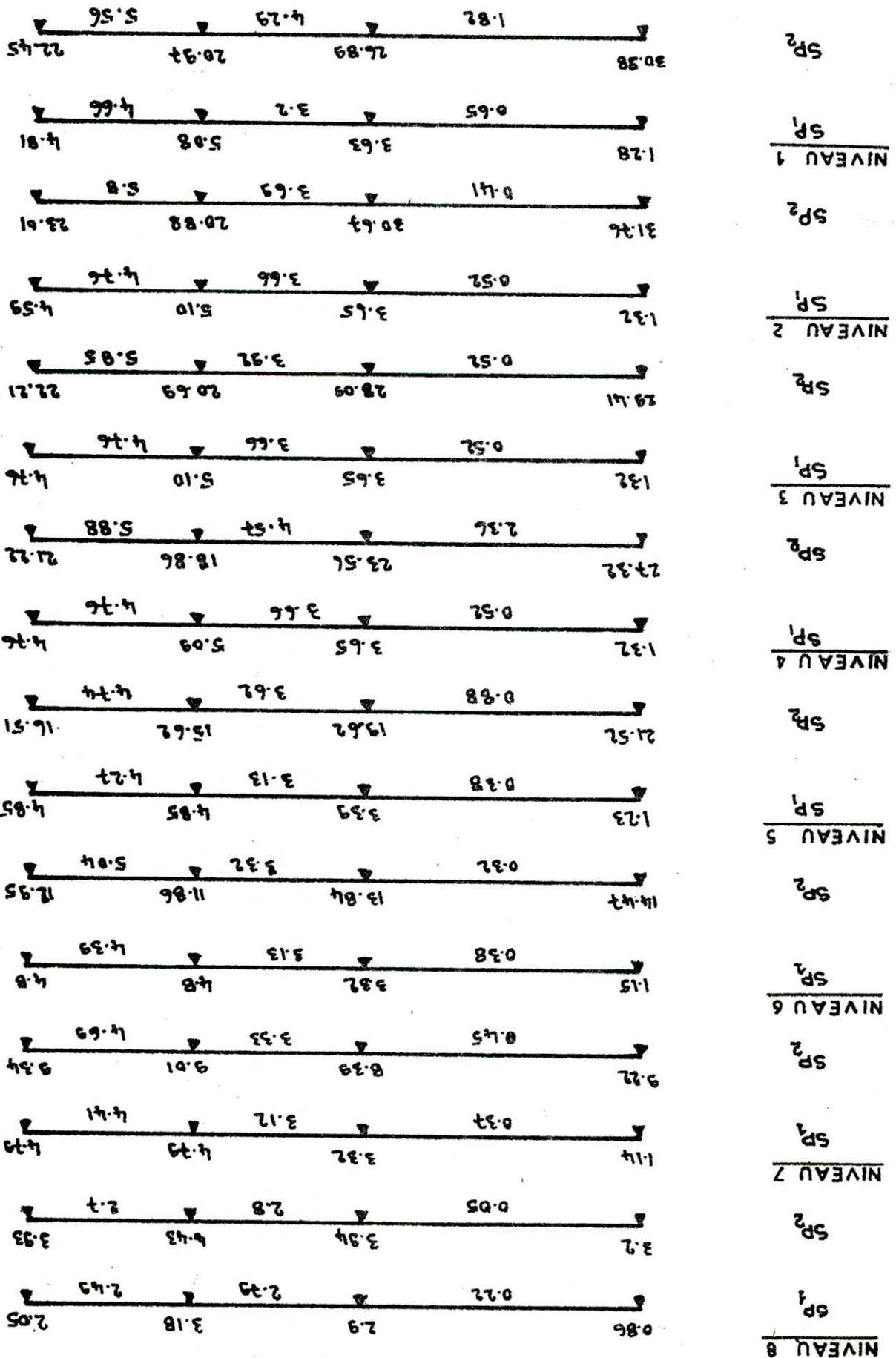
$$\eta = 1.6 \longrightarrow \text{H.A.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 5.9.$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) \geq \bar{\sigma}_s.$$

NIVEAUX	A travées	ω_f	σ_1	σ_2	$\bar{\sigma}_s$
VIII	10.05	0.030	3461.5	2257.8	2800
VII	"	"	"	"	"
VI	"	"	"	"	"
V	10.05	0.030	3461.5	"	"
IV	12.56	0.037	4051.1	"	"
III	"	"	"	"	"
II	"	"	"	"	"
I	12.56	0.037	4051.1	2257.8	2800

PORTIQUE TRANSVERSAL 4-4



ARMATURES SUR APPUIS

$$b = 30 \text{ cm} \quad h_c = 60 \text{ cm} \quad h = 56 \text{ cm} \quad d = 4 \text{ cm}$$

NIV	Section	M	A	E	K	σ_b^1	A _{cal.}	A _{ch.}	ϕ Nbre deb.
VIII	1	3.2	0.0117	0.9517	88.5	47.4	1.4	10.05	5T16
	2	3.34	0.0145	0.9465	78.5	53.5	1.74	"	"
	3	4.43	0.0161	0.9438	74	56.7	1.96	"	"
	4	3.93	0.0145	0.9465	78.5	53.5	1.73	"	"
VII	1	9.22	0.0337	0.9211	48.4	86.6	4.18	"	"
	2	8.39	0.0249	0.9242	51	82.5	3.79	"	"
	3	9.01	0.0331	0.9219	49	85.7	4.08	"	"
	4	9.34	0.0342	0.9206	49	87.5	4.24	"	"
VI	1	14.47	0.0533	0.9135	36.8	114.1	6.69	"	"
	2	13.84	0.0506	0.9157	38	110.5	6.38	"	"
	3	11.86	0.0432	0.9120	41.8	109.5	5.43	"	"
	4	12.95	0.0472	0.9084	39.6	106.1	5.95	10.05	5T16
V	1	21.52	0.0786	0.8861	28.9	145.3	10.14	13.44	6T16
	2	19.62	0.0718	0.8903	30.6	137.3	9.21	"	3T20+2T16
	3	15.62	0.0573	0.9004	35.2	119.3	7.25	10.05	5T16
	4	16.51	0.0604	0.8982	34.1	123.2	7.68	"	"
IV	1	27.32	0.1002	0.8741	24.7	170	13.06	18.84	6T20
	2	23.56	0.0864	0.8815	27.2	154.4	11.16	"	"
	3	18.86	0.0693	0.8920	31.3	134.2	8.83	12.06	6T16
	4	21.22	0.0777	0.8861	29.1	144.3	10	"	"
III	1	29.41	0.1075	0.8705	23.6	178	14.11	21.99	6T14+5T16
	2	28.09	0.1028	0.8728	24.3	172.8	13.44	"	7T20
	3	20.69	0.0757	0.8879	25.6	141.9	9.73	12.06	6T16
	4	22.21	0.0812	0.8845	28.3	148.4	10.49	"	"
II	1	31.76	0.1163	0.8663	22.4	187.5	15.31	24.54	5T25
	2	30.67	0.1125	0.8681	22.9	186.7	14.76	"	5T25
	3	20.88	0.0765	0.8874	29.4	142.9	9.83	12.06	6T16
	4	23.01	0.0845	0.8826	27.6	152.2	10.89	"	"
I	1	30.98	0.1132	0.8677	22.8	184.2	14.91	21.99	5T16+6T14
	2	26.89	0.0985	0.8750	25	168	12.84	18.84	6T20
	3	20.97	0.0769	0.8871	29.3	143.3	9.87	12.06	6T16
	4	22.45	0.0826	0.8837	28	150	10.61	12.06	"

ARMATURES EN TRAVEE

 $b = 30 \text{ cm}$
 $h_t = 60 \text{ cm}$
 $h_z = 56 \text{ cm}$
 $d = 4 \text{ cm}$

NIV	Soll.	Travée	M	μ	E	K	σ_b	A _{cal}	A _{ch}	ϕ Nbre de b.
VIII	SP ₁	1-2	0.22	0.0008	0.9867	360	11.7	0.093	10.05	5T16
		2-3	2.8	0.0102	0.9548	95.5	43.2	1.22	"	"
		3-4	2.7	0.099	0.9554	97	43.3	1.18	"	"
VII	SP ₁	5-6	0.45	0.0016	0.9815	255	16.5	0.19	"	"
		6-7	3.33	0.0122	0.9507	86.5	48.6	1.46	"	"
		7-8	4.69	0.0171	0.9422	71.5	58.7	2.08	"	"
VI	SP ₁	9-10	0.32	0.0012	0.9841	300	14	0.14	"	"
		10-11	3.32	0.0122	0.9507	86.5	48.6	1.46	"	"
		11-12	5.04	0.0185	0.9401	68.5	61.3	2.24	"	"
V	SP ₁	13-14	0.88	0.0032	0.9741	178	23.6	0.38	"	"
		14-15	3.62	0.0131	0.9490	83	50.6	1.59	"	"
		15-16	4.74	0.0174	0.9419	71	59.2	2.10	"	"
IV	SP ₁	17-18	2.36	0.0087	0.9580	104	40.4	1.03	"	"
		18-19	4.57	0.0167	0.9429	72.5	57.9	2.02	"	"
		19-20	5.88	0.0214	0.9359	63	66.7	2.62	"	"
III	SP ₁	21-22	0.52	0.0019	0.9800	235	17.9	0.22	"	"
		22-23	3.92	0.0143	0.9468	79	53.2	1.73	"	"
		23-24	5.85	0.0214	0.9359	63	66.7	2.61	"	"
II	SP ₁	25-26	0.41	0.0015	0.9821	265	15.8	0.17	"	"
		26-27	3.69	0.0134	0.9485	82	51.2	1.63	"	"
		27-28	5.8	0.0211	0.9363	63.5	66.1	2.59	"	"
I	SP ₁	9-30	1.82	0.0065	0.9635	122	34.4	0.79	"	"
		30-31	4.29	0.0156	0.9448	75.5	55.6	1.90	"	"
		31-32	5.56	0.0203	0.9375	65	64.6	2.48	10.05	5T16

CONTRAINTES

NIV	Sections	M	A	\bar{u}	\bar{e}	K	$\bar{\sigma}_a$	σ'_L
VI	1	2.2	10.05	0.588	0.8064	29	630.2	21.7
	2	3.94	10.05	"	"	"	736.9	26.0
	3	4.73	"	"	"	"	931.5	32.1
	4	3.99	"	"	"	"	774	26.7
VII	1	9.21	"	"	"	"	1815.8	61.6
	2	8.39	"	"	"	"	1651.3	57
	3	9.01	"	"	"	"	1774.4	61.2
	4	9.34	"	"	"	"	1839.4	69.4
VI	1	14.47	"	"	"	"	2849.7	90.3
	2	13.84	"	"	"	"	2705.6	94
	3	11.86	"	"	"	"	2325.7	80.5
	4	12.95	10.05	0.588	0.8864	29	2560.3	87.9
V	1	21.52	13.94	0.785	0.9720	24.3	3219.4	132.5
	2	19.62	"	"	"	"	2934.3	120.8
	3	15.62	19.05	0.566	0.9364	29	3076.2	106.1
	4	16.51	"	"	"	"	3251.4	112.1
IV	1	27.32	18.94	1.106	0.8565	19.6	4973.8	151.7
	2	23.56	"	"	"	"	4504.5	139.8
	3	18.86	12.06	0.704	0.8480	24	3124.8	130.2
	4	21.22	"	"	"	"	3515.8	146.5
III	1	29.41	21.99	0.914	0.8652	22.1	4911.9	122.7
	2	28.09	"	"	"	"	3627.9	164.2
	3	20.63	12.06	0.704	0.8480	24	3498	142.8
	4	22.21	"	"	"	"	3699.9	153.3
II	1	31.76	24.54	1.430	0.8418	16.6	4697.3	162
	2	30.67	"	"	"	"	2604.7	156.9
	3	20.88	12.06	0.704	0.8652	24	3510.7	146.3
	4	23.01	"	"	0.8780	"	3003.9	161.2
I	1	30.98	21.99	0.914	0.8652	22.1	2956.7	129.3
	2	26.89	18.94	1.106	0.8565	19.6	2026.9	149.3
	3	20.37	12.06	0.704	0.8780	24	3434.4	144.8
	4	22.95	"	"	"	"	3709.6	155

$\sigma'_L < \bar{\sigma}_a$ → Verified

$\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_a$ → Verified.

CONDITIONS DE NON FISSURATION

$$A_{travée} = 10.05 \text{ cm}^2$$

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

$$K = 1.5 \cdot 10^6 \longrightarrow \text{peu nuisible}$$

$$\eta = 1.6 \longrightarrow \text{H.A.}$$

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{(1 + 10 \bar{\omega}_f)} = 3453.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 1382.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\longrightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3453.6 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

FLECHE

$$h_t = 60 > \frac{L}{16} = 33.12 \longrightarrow \text{Verifiée (c'est pour la plus grande travée).}$$

$$h_t = 60 > \frac{L}{10} \cdot \frac{M_b}{M_0} = \frac{325.6}{10} = 32.56 \longrightarrow \text{Verifiée (travée dont } M_b \text{ est grand)}$$

$$A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{f_{en}} = 30.56 \cdot \frac{43}{4200} = 13.43 \longrightarrow \text{Verifiée (pour toutes les travées).}$$

CONDITIONS DE NON FRAGILITE

$$A \geq 0.69 b \cdot h \cdot \frac{43}{f_{en}} = 2.62 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Verifiée (pour toutes les sections).}$$

CONDITIONS AUX APPUIS

• Béton on doit vérifier: $C \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_b} = C_0$

NIV.	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
T_{max}	2.9	3.4	4.2	5.1	6.4	8.1	10.2	12.3
C	18	18	18	18	16	18	18	18
C_0	2.8	3.3	4.4	5.2	6.6	8.3	10.4	12.5

$$C > C_0 \longrightarrow \text{Verifiée.}$$

ADHERENCE $\bar{\sigma}_d = 17.7 \text{ kg/cm}^2$

NIVEAUX	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
\emptyset cm	16	16	16	16	20	20	25	20
T_{max}	3.52	4.81	7.21	11.4	14.95	17.36	18.73	17.52
$\bar{\sigma}_d$	2.81	3.04	5.75	9.10	7.98	7.92	9.57	9.32

$$\bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}'_d \longrightarrow \text{Verifiée}$$

CONDITIONS DE NON ECRASEMENT DU BETON

NIVEAUX	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
\emptyset cm	16	16	16	16	20	20	25	20
r cm	8	8	8	8	10	10	12.5	10
r_0 cm	7.41	7.41	7.41	7.41	9.34	9.34	11.77	9.34

$$r > r_0 \longrightarrow \text{Verifiée}$$

ANCRAGE

NIVEAUX	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
\emptyset cm	16	16	16	16	20	20	25	20
C	18	18	18	18	18	18	18	18
L_0	42.58	42.58	42.58	42.58	48.72	48.72	57.4	48.72
L	31.92	31.92	31.92	31.92	38.9	38.9	49.87	38.9

ARMATURES TRANSVERSALES

Pourcentage des armatures:

$$0.37 < A < 2.5\%$$

$$b=20$$

$$h=60$$

$$\bar{\sigma}_s^I = 102.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s^I = 205.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = 8.85 \text{ kg/cm}^2$$

$5.4 < A < 45 \text{ cm}^2$ (Armatures inférieures Longitudinales).

$$\bar{\sigma}_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$A_{tr} = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow$ (1 cadre + 1 étrier) \rightarrow quantité: $A_{tr} \geq 0.003 t \cdot b =$

$\bar{E} = \min(12\phi; 0.3h) \rightarrow$ Modale

$\bar{E} = 0.5h \rightarrow$ zone courante

0.81 \rightarrow Modale

1.17 \rightarrow Courante

NIVEAUX	VIII	VIII	VI	V	IV	III	II	I
$T_{max} (3\frac{1}{2})$	3.52	4.81	7.21	11.4	14.93	17.36	18.73	17.52
$\bar{\sigma}_s$	32.1	63.4	98.3	132.5	151.7	164.2	162.5	155
Z_d	2.4	3.2	4.8	7.6	10	11.6	12.5	11.7
\bar{Z}_d	31	31	31	28.4	26.8	25.7	25.8	26.5
\bar{E}	68.4	50	33.4	21.1	16.1	13.9	12.8	13.7
$\frac{Z}{h}$	Z. Modale	9	9	9	9	9	9	9
	Z. Courante	13	13	13	13	13	13	13

ARMATURES INFÉRIEURES

Niv.	VIII				VI				V				IV				III				II				I							
Sech	appuis				appuis				appuis				appuis				appuis				appuis											
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4				
M	3.2	3.3	4.4	3.9	3.22	8.33	3.01	3.34	14.5	13.8	11.86	12.9	21.52	13.6	15.6	16.5	22.3	23.5	18.8	21.2	23.4	28.05	20.63	22.2	31.7	30.6	20.8	23.01	30.9	26.89	20.9	22.4
T	2.05	3.5	3.5	2.9	3.4	2.9	4.81	4.57	7.21	6.74	3.49	3.26	11.13	11.4	2.01	1.84	14.9	14.5	3.36	0.61	17.36	16.9	0.71	0.15	18.7	38.3	1.14	0.20	17.5	17.03	0.78	2.32
$T \frac{M}{E}$	5.42	11.4	12.4	10.78	21.09	19.72	22.8	23.3	36.2	34.4	27.3	29.2	54.3	58.8	33.3	34.9	69.3	61.8	47.7	43.2	76.3	73.2	42.2	44.7	63.7	93.7	43	46.4	79.6	70.9	42.8	47.3
A_{tr}	42.2	42.2	42.2	42.2	42.2	42.2	42.2	42.2	42.2	42.2	42.2	42.2	56.4	42.2	42.2	42.2	79.1	79.1	50.6	50.6	92.3	92.3	50.6	50.6	103.7	103.7	50.6	50.6	92.3	79.1	50.6	50.6

B/ ferraillage des poteaux

les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments flechissants en tête et à la base, dans le sens longitudinal et dans le sens transversal.

Ils seront donc calculés en flexion composée. On fera le calcul sous (SP_1) et sous le plus défavorable des combinaisons du second genre, et on optera la plus grande section d'acier.

— On distingue 3 types d'efforts:

— $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ —> pour le calcul des armatures tendues

— $N^{\max}, M^{\text{corr}}$

— $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ —> pour le calcul des armatures comprimées

METHODE DE CALCUL

J'adopte la méthode de P. CHARON.

la contrainte admissible du béton est donnée par:

— $\bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b0}$ —> si $e_0 \geq \frac{hb}{2}$, $e_0 = \frac{M}{N}$

— $\bar{\sigma}'_b = (1 + \frac{e_0}{3e_1})\bar{\sigma}'_{b0}$ —> si $e_0 < \frac{hb}{2}$ $e_1 = \frac{hb}{6}$

section partiellement comprimées ($e_0 > e_1$)

le ferraillage sera symétrique. la méthode à suivre. On calcule le moment fictif $M_f = M.f$

f : distance entre le passage de N (point d'application) et les aciers tendus.

$$f = \frac{hb}{2} - d + e_0$$

la section d'armatures est calculée en flexion simple sous M_f

Dans le calcul de σ'_s on peut avoir 2 cas:

— si $\sigma'_s \leq \bar{\sigma}'_s$ —> les armatures^(A') ne sont pas nécessaires.

• la section d'aciers en flexion simple (A_{fs}) sera égale à:

$$A_{fs} = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h}$$

• la section d'armatures en flexion composée (A_{fc}) sera égale à:

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \quad (N < 0 \rightarrow \text{traction}).$$

— si $\sigma'_s > \bar{\sigma}'_s$ —> les armatures comprimées sont nécessaires.

on calcule les sections d'aciers A'_{fs} et A_{fs} sous M_f . les sections sous la flexion Composée seront:

$$A'_{fc} = A'_{fs} \quad A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\sigma_a} \quad (N < 0 \rightarrow \text{traction}).$$

Sections entierement comprimées ($e_0 \leq e_1$).

on ferraillera symetriquement.

on calcule σ'_s comme précédement et puis on calcule successivement:

$$\delta' = \frac{d'}{ht} \quad ; \quad \rho = \sigma'_s \cdot b \frac{ht}{N} \quad ; \quad \beta = \frac{6MG}{hb \cdot N} = \frac{e}{ht} e_0$$

$$C = 0.27 (1 - 2\delta')^2 \rho \quad ; \quad D = 0.30 (\rho - \beta) - 0.9 (1 - \rho) (1 - 2\delta')^2$$

$$E = -(1 + \beta - \rho) \quad B'_0 = bht + 2nA'$$

$$I = \frac{bht^3}{12} + 2nA' \left(\frac{ht}{2} - \delta' ht \right)^2$$

$$C\bar{\omega}^2 + D\bar{\omega} + E = 0 \rightarrow \bar{\omega} = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} \quad \text{d'où on déduit:}$$

$$A'_1 = A'_2 = \frac{\bar{\omega} bht}{100}$$

Section en compression simple ($e_0 = 0$).

la section d'armatures Longitudinales doit verifier les 3 Conditions:

— Section théorique: $A_L \geq \frac{1}{n} \left(\frac{N}{\sigma'_{s0}} - B \right)$

— Condition de sécurité: $A_L \leq \frac{B}{20}$

— $A_L \geq \frac{1.25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\sigma'_{s0}}$

$\theta_1 =$ Coeff. qui tient compte de l'excentricité de la charge

$\theta_1 =$		1.8	→	poteaux d'angle
		1.4	→	poteau de rive
		1	→	poteau intermédiaire

$$\theta_2 = 1 + \frac{L_c}{4a - 2c}$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}}$$

a: plus petite dimension
c: enrobage (A_L)

Flambement des poteaux

Pour les bâtiments à étages multiples (Contreventé par une ossature auto-stable), la Longueur de flambement est en fonction de la hauteur du poteau et de la liaison de ses extrémités.

$$\frac{L_c}{a} \leq 14.4$$

$$L_c = 0.7L_0$$

L_0 : Longueur libre du poteau

L_c : Longueur de Flambement.

Remarque: En flexion Composée $\sigma'_m = \frac{N}{B} = \frac{N}{b \cdot y_1}$; $y_1 = \frac{n \sigma'_s}{(n \sigma'_s + \sigma_a)} \cdot h$

d'où $A_L \geq \frac{1.25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{b \cdot y_1} \cdot \frac{h}{\sigma'_{s0}}$

CALCUL DE ARMATURES LONGITUDINALES SOUS SP₂

POTEAU B_d

sens longitudinal

$e_1 = 0.05 \text{ m}$

NIV	SP ₁					SP ₂					SP ₂					SP ₂				
	N	M	e ₀	Soill.	f _t	N ^{max}	M ^{corr.}	e ₀	Soill.	f _t	N ^{max}	M ^{corr.}	e ₀	Soill.	f _t	N ^{corr.}	M ^{max}	e ₀	Soill.	f _t
VIII	3.69	0.6	0.16	P.C	13.7	4.09	3.01	0.74	P.C	205.5	2.88	2.15	0.75	P.C	205.5	4.09	3.01	0.74	P.C.	205.5
VII	18.91	0.68	0.06	"	"	11.88	6.84	0.58	"	"	8.55	5.52	0.65	"	"	11.88	6.84	0.58	"	"
VI	17.93	0.67	0.04	E.C	81.8	19.56	3.41	0.48	"	"	14.33	8.14	0.57	"	"	19.56	3.41	0.48	"	"
V	25.05	0.72	0.03	"	82.2	23.12	12.58	0.46	"	"	20.23	11.26	0.56	"	"	27.12	12.58	0.46	"	"
IV	32.7	0.71	0.02	"	77.6	35.05	22.67	0.65	"	"	26.48	13.9	0.52	"	"	35.05	22.67	0.65	"	"
III	40.35	"	"	"	"	42.07	15.46	0.37	"	"	32.84	14.08	0.43	"	"	42.07	15.46	0.37	"	"
II	48	"	0.01	"	73.1	50.57	18	0.36	"	"	39.32	17.11	0.44	"	"	50.57	18	0.36	"	"
I	55.65	0.69	"	E.C	"	58.15	12.08	0.21	P.C	205.5	45.32	19.33	0.43	P.C	205.5	58.15	12.08	0.21	P.C	205.5

sens transversal

$e_1 = 0.12 \text{ m}$

NIV	SP ₁					SP ₂					SP ₂					SP ₂				
	N	M	e ₀	Soill.	f _t	N ^{max}	M ^{corr.}	e ₀	Soill.	f _t	N ^{max}	M ^{corr.}	e ₀	Soill.	f _t	N ^{corr.}	M ^{max}	e ₀	Soill.	f _t
VIII	2.18	2.05	0.94	P.C	13.7	2.44	3.93	1.61	P.C	205.5	1.73	1.41	0.82	P.C	205.5	2.44	3.93	1.61	P.C	205.5
VII	5.8	2.22	0.38	"	"	6.41	6.89	1.07	"	"	4.66	2.55	0.55	"	"	6.41	6.83	1.07	"	"
VI	9.42	2.41	0.23	"	112.6	10.32	8.35	0.81	"	"	7.65	4.21	"	"	"	10.32	8.35	0.81	"	"
V	13.04	2.30	0.18	"	102.7	14.17	10.16	0.72	"	"	10.7	5.84	"	"	"	14.17	10.16	0.72	"	"
IV	17	"	0.14	P.C	95.2	18.15	11.93	0.65	"	"	14	7.47	0.53	"	"	18.15	11.93	0.65	"	"
III	20.96	"	0.11	E.C	89.4	22.32	12.04	0.54	"	"	17.36	7.58	0.44	"	"	22.32	12.04	0.54	"	"
II	24.32	"	0.09	"	85.6	26.33	14.45	0.55	"	"	20.78	9.99	0.48	"	"	26.33	14.45	0.55	"	"
I	28.88	2.25	0.08	E.C	83.7	30.27	18.65	0.62	P.C	205.5	24.27	14.27	0.59	P.C	205.5	30.27	18.65	0.62	P.C	205.5

CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES SOUS SP₂

sens longitudinal

e₁ = 0.05 m

POTEAU B_p

NIV	SP ₁					SP ₂					SP ₂					SP ₂				
	N	M	e ₀	Soil	f _t	N ^{max}	M ^{conv}	e ₀	Soil	f _t	N ^{min}	M ^{conv}	e ₀	Soil	f _t	N ^{conv}	M ^{max}	e ₀	Soil	f _t
IV	6.96	1.93	0.20	P.C	137	7.65	4.81	0.63	P.C	205.5	8.26	1.57	0.20	P.C	205.5	7.65	4.81	0.63	P.C	205.5
III	19.23	2.18	0.11	"	118.7	20.81	9.07	0.47	"	"	14.5	5.43	0.38	"	"	20.81	9.07	0.47	"	"
VI	31.5	2.22	0.07	"	100.5	32.09	13.19	0.41	"	"	35.34	9.69	0.4	"	"	32.09	13.19	0.41	"	"
V	47.77	2.31	0.05	E.C	91.3	46.74	16.53	0.4	"	"	38.55	14.23	0.42	"	"	46.74	16.53	0.4	"	"
IV	57.05	2.31	0.04	"	86.8	60.39	20.57	0.24	"	"	43.03	16.03	0.35	"	"	60.39	20.57	0.24	"	"
III	70.33	2.31	0.03	"	82.2	72.84	22.6	0.31	"	"	48.57	18.08	0.33	"	"	72.84	22.6	0.31	"	"
II	83.61	"	"	"	"	87.03	23.97	0.28	"	"	54.29	19.54	0.30	"	"	87.03	23.97	0.28	"	"
I	96.89	2.22	0.02	E.C	77.6	100.15	19.33	0.19	P.C	205.5	76.26	14.09	0.20	P.C	205.5	100.15	19.33	0.19	P.C	205.5

sens transversal

e₁ = 0.12 m

NIV	SP ₁					SP ₂					SP ₂					SP ₂				
	N	M	e ₀	Soil	f _t	N ^{max}	M ^{conv}	e ₀	Soil	f _t	N ^{min}	M ^{conv}	e ₀	Soil	f _t	N ^{conv}	M ^{max}	e ₀	Soil	f _t
III	8.76	2.89	0.47	P.C	137	6.79	4.53	0.67	P.C	205.5	4.78	4.44	0.51	P.C	205.5	6.79	4.53	0.67	P.C	205.5
III	17.97	3.26	0.19	"	111.9	18.90	7.32	0.39	"	"	13.44	1.01	0.07	E.C	84.5	18.90	7.32	0.39	"	"
VI	27.18	3.17	0.11	"	93.6	30.39	8.95	0.29	"	134.7	22.17	2.85	0.13	P.C	98.2	30.39	8.95	0.29	"	184.7
V	36.39	3.31	0.08	E.C	86.8	42.82	10.46	0.24	"	123.3	21.93	4.24	0.14	"	100.5	42.82	10.46	0.28	"	123.3
IV	46.42	"	0.06	"	82.2	56.44	11.79	0.21	"	116.4	41.62	5.33	0.13	"	98.2	56.44	11.79	0.21	"	116.4
III	56.45	"	0.05	"	79.9	69.86	11.8	0.17	"	107.3	52.05	5.44	0.10	E.C	91.3	69.86	11.9	0.17	"	107.3
II	56.48	"	0.04	"	77.6	83.03	14.48	"	"	62.67	8.07	8.07	0.13	P.C	98.2	83.03	14.48	"	"	107.3
I	66.51	3.26	"	E.C	"	96.12	14.05	0.15	P.C	102.7	73.49	10.20	0.14	"	100.5	96.12	14.05	0.15	P.C	102.7

CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES SOUS SP_2

sens longitudinal

$e_1 = 0.10m$

POTEAU 45

	SR_1						SR_2						SR_3												
	N	M	e_0	Soill.	\bar{f}_b	N_{max}	N	M	e_0	Soill.	\bar{f}_b	N_{min}	N	M	e_0	Soill.	\bar{f}_b	N_{corr}	M_{max}	e_0	Soill.	\bar{f}_b			
NIV	6.11	2.89	0.47	P.C	23.7	6.79	4.53	0.67	P.C	205.5	4.78	2.44	0.51	P.C	205.5	6.79	4.53	0.67	P.C	205.5	6.79	4.53	0.67	P.C	205.5
VM	17.26	3.26	0.13	"	111.3	18.98	7.32	0.39	P.C	"	13.44	1.01	0.07	E.C.	84.5	18.98	7.32	0.39	"	"	"	"	"	"	
VI	28.41	3.17	0.11	"	93.6	30.89	8.85	0.29	"	134.7	22.17	2.85	0.13	P.C	38.2	30.89	8.85	0.29	"	"	"	"	"		
V	39.56	3.31	0.08	E.C	86.8	42.82	10.46	0.24	"	123.3	31.39	4.34	0.14	P.C	100.5	42.82	10.46	0.24	"	"	"	"	"		
IV	52.86	"	0.06	"	82.2	56.44	11.79	0.21	"	116.4	41.62	5.33	0.13	P.C	98.2	56.44	11.79	0.21	"	"	"	"	"		
III	66.16	"	0.05	"	79.3	69.86	11.9	0.17	"	107.3	52.05	5.44	0.10	E.C	91.3	69.86	11.9	0.17	"	"	"	"	"		
II	79.46	"	0.04	"	77.6	83.05	14.48	"	"	107.3	62.67	8.07	0.13	P.C	38.2	83.05	14.48	"	"	"	"	"	"		
I	92.76	3.26	"	E.C	"	86.12	14.05	0.15	P.C	102.7	73.49	10.20	0.14	"	100.5	86.12	14.05	0.15	P.C	102.7	86.12	14.05	0.15	P.C	102.7

sens transversal

$e_1 = 0.10m$

	SR_1						SR_2						SR_3												
	N	M	e_0	Soill.	\bar{f}_b	N_{max}	N	M	e_0	Soill.	\bar{f}_b	N_{min}	N	M	e_0	Soill.	\bar{f}_b	N_{corr}	M_{max}	e_0	Soill.	\bar{f}_b			
NIV	5.19	0.56	0.11	P.C	23.6	5.75	2.9	0.5	P.C	205.5	4.03	2.37	0.59	P.C	205.5	5.75	2.9	0.5	P.C	205.5	5.75	2.9	0.5	P.C	205.5
VM	11.42	0.62	0.05	E.C	75.9	12.47	7.84	0.63	"	"	8.79	6.62	0.76	"	"	12.47	7.84	0.63	"	"	"	"	"		
VI	17.65	0.66	0.04	"	77.6	19.10	10.11	0.53	"	"	13.92	8.92	0.66	"	"	19.10	10.11	0.53	"	"	"	"			
V	23.88	"	0.03	"	75.3	25.63	14.6	0.57	"	"	18.41	13.30	0.72	"	"	25.63	14.6	0.57	"	"	"	"			
IV	30.11	0.65	0.02	"	"	32.07	17.02	0.53	"	"	23.39	15.78	0.67	"	"	32.07	17.02	0.53	"	"	"	"			
III	36.34	"	"	"	"	38.41	17.25	0.45	"	"	28.47	15.99	0.56	"	"	38.41	17.15	0.45	"	"	"	"			
II	42.57	"	"	"	"	44.64	20.85	0.47	"	"	33.64	19.57	0.58	"	"	44.64	20.85	0.47	"	"	"	"			
I	48.8	0.63	0.01	E.C	70.8	50.81	18.29	0.36	P.C	205.5	38.31	17.05	0.44	P.C	205.5	50.81	18.29	0.36	P.C	205.5	50.81	18.29	0.36	P.C	205.5

CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES

Armatures minimales sous SP

SECTIONS ENTIEREMENT COMPRIMES (Sens longitudinal)

Pot	B ₃												B ₄													
NIV V	IV	III	II	I	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII		
N	43.77	57.05	70.33	83.61	96.89	110.17	123.45	136.73	150.01	163.29	176.57	189.85	10.5	24.28	38.01	51.74	65.47	79.20	92.93	106.66	120.39	134.12	147.85	161.58	175.31	189.04
θ ₁	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
θ ₂	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74
A _{min}	4.87	6.51	8.03	9.55	11.06	12.58	14.10	15.62	17.14	18.66	20.18	21.70	2.34	2.74	3.14	3.54	3.93	4.33	4.73	5.13	5.53	5.93	6.33	6.73	7.13	7.53

θ₂ = 1.52

Le calcul fait sous (SP) a donne de sections d'armatures negatives, ce qui dit que le beton tout seul peut reprendre tous les efforts (sections entierement comprimées). donc il est necessaire de metre un ferrillage minimal.

SECTIONS PARTIELLEMENT COMPRIMES

θ₂ = 1.52

Pot	B ₃												B ₄															
NIV sens	Long												Trans															
N	20.9	24.28	38.01	51.74	65.47	79.20	92.93	106.66	120.39	134.12	147.85	161.58	175.31	189.04	10.5	24.28	38.01	51.74	65.47	79.20	92.93	106.66	120.39	134.12	147.85	161.58	175.31	189.04
α	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
γ = αH	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
δ ₁	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
δ ₂	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74	2.74
A _{min}	4.87	6.51	8.03	9.55	11.06	12.58	14.10	15.62	17.14	18.66	20.18	21.70	2.34	2.74	3.14	3.54	3.93	4.33	4.73	5.13	5.53	5.93	6.33	6.73	7.13	7.53	7.93	8.33

POTEAU B_d

Soll.	(N ^{max} , M ^{corr})															
	Sens	Longitudinal								Transversal						
NIV.	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
N	4.04	11.88	19.36	27.12	35.05	42.07	50.57	58.15	2.44	6.41	10.32	14.17	18.25	22.32	26.33	30.27
M	3.01	6.84	9.41	12.58	22.67	15.46	18	12.08	3.93	6.83	8.55	10.16	11.93	12.04	14.45	18.65
C ₀	0.74	0.58	0.48	0.46	0.65	0.37	0.36	0.21	1.61	1.07	0.81	0.72	0.65	0.54	0.55	0.62
$\bar{\sigma}_b$	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5
F	0.85	0.69	0.59	0.57	0.76	0.48	0.47	0.32	1.92	1.38	1.12	1.03	0.96	0.85	0.86	0.93
M _F	3.48	8.20	4.54	15.46	26.64	20.19	23.77	18.61	4.68	8.85	11.56	14.60	17.52	18.97	22.64	28.15
A	0.0263	0.0618	0.0874	0.1163	0.2025	0.1520	0.1790	0.1409	0.0127	0.0244	0.0314	0.0397	0.0477	0.0519	0.0618	0.0763
K	56	33.6	27	22.4	15.3	18.7	16.7	12.7	84.5	58.5	50.5	44	33.4	37.4	33.6	29.3
E	0.9296	0.8971	0.8810	0.8663	0.8350	0.8516	0.8423	0.8553	0.9438	0.9320	0.9237	0.9153	0.9081	0.9046	0.8971	0.8871
σ_b	75	125	155.6	187.5	274.5	224.6	251.5	213.2	49.7	71.8	83.2	95.5	106.6	112.8	125	143.3
\bar{K}	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44
α					0.423	0.423	0.423	0.423								
E					0.8588	0.8588	0.8588	0.8588								
A'					0.1819	0.1819	0.1819	0.1819								
Y _i					11	11	11	11								
σ'_0					1961.4	1961.4	1961.4	1961.4								
M _i					17.69	17.69	17.69	17.69								
ΔM					8.95	2.50	6.08	0.92								
A'					20.74	5.73	14.09	2.13								
A	3.43	8.37	12	16.34	28.55	21.57	25.44	19.86	1.78	3.43	4.51	5.75	6.96	7.57	9.10	11.45

POTEAU B_d

Soll.	(N ^{min} , M ^{corr}).															
Sens	Longitudinal								Transversal							
NIV.	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
N	2.88	8.55	14.33	20.22	26.48	32.84	39.32	45.92	1.73	4.66	7.65	10.7	14	17.36	20.78	24.27
M	2.15	5.52	8.14	11.26	13.9	14.08	17.11	19.93	1.41	2.55	4.21	5.84	7.47	7.58	9.99	14.27
e ₀	0.75	0.65	0.57	0.56	0.52	0.43	0.44	0.43	0.82	0.55	0.55	0.55	0.53	0.44	0.48	0.59
σ _b	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5
f	0.86	0.76	0.68	0.67	0.63	0.54	0.55	0.54	1.13	0.86	0.86	0.86	0.84	0.75	0.79	0.90
M _f	2.68	6.50	9.74	13.55	16.68	17.73	21.63	24.80	1.95	4.01	6.58	9.20	11.76	13.02	16.42	21.84
μ	0.0137	0.0368	0.0553	0.0769	0.0944	0.1009	0.1228	0.1409	0.0053	0.0109	0.0178	0.0251	0.0322	0.0355	0.0466	0.0595
E	0.9479	0.9180	0.9020	0.8871	0.8771	0.8737	0.8634	0.8559	0.9669	0.9533	0.9412	0.9310	0.9228	0.9194	0.9108	0.8988
K	81	46	36	29.3	25.7	24.6	21.6	19.7	136	92	70	57.5	49.8	47	41	34.4
σ _b	51.9	91.3	116.7	143.3	163.4	170.7	194.4	213.2	30.9	45.7	60	73	84.3	89.4	102.4	122.1
K̄	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44
α								0.423								
E								28588								
μ'								0.1819								
γ _i								11								
σ ₀								1261.4								
M _i								23.55								
ΔM								1.25								
A'								2.90								
A	2.40	6.68	9.89	13.99	17.42	18.58	22.94	15.53	0.73	1.52	2.52	3.56	4.60	5.11	6.50	8.77

POTEAU B_b

Soll	(N ^{min} , M ^{corr})															
	Longitudinal								Transversal							
Niv	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
N	5.26	14.5	23.34	32.55	42.93	54.51	65.25	76.26	6.86	14	21.25	28.72	38.5	48.46	58.61	68.94
M	1.57	5.68	9.63	14.23	16.03	18.08	19.54	14.99	2.15	7.53	10.98	16.78	17.95	20.48	21.93	17.68
C ₀	0.30	0.38	0.40	0.42	0.36	0.33	0.30	0.20	0.31	0.54	0.52	0.58	0.47	0.42	0.37	0.26
σ ₃	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	127.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	118
F	0.41	0.43	0.51	0.53	0.47	0.44	0.41	0.31	0.57	0.80	0.78	0.84	0.73	0.68	0.63	0.52
M _f	2.16	7.11	12.21	17.78	20.65	23.98	26.77	23.64	3.91	11.2	16.61	24.12	28.11	32.95	36.72	35.85
M	0.0163	0.0533	0.0921	0.1348	0.1557	0.1806	0.2025	0.179	0.0074	0.0211	0.0314	0.0457	0.0533	0.0624	0.0703	0.0682
E	0.9435	0.9035	0.8783	0.8584	0.8503	0.8418	0.8350	0.8423	0.9612	0.9363	0.9237	0.9237	0.9098	0.9035	0.8967	0.8927
K	73.5	36.8	26.1	20.3	18.4	16.6	15.3	16.7	114	63.5	50.5	40.4	36.8	33.4	31	31.6
σ _b	57.1	114.1	160.9	206.9	228.3	253	274.5	251.5	36.8	66.1	83.2	104	114.1	125.7	135.5	132.9
K̄	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	32.9	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	35.6
ε				0.423	0.423	0.423	0.423	0.423								
E				0.8588	0.8588	0.8588	0.8588	0.8588								
M'				0.1819	0.1819	0.1819	0.1819	0.1819								
Y ₁				11	11	11	11	11								
σ _a				1961.4	1961.4	1961.4	1961.4	1961.4								
M ₁				17.69	17.69	17.69	17.69	17.69								
ΔM				0.09	2.96	6.28	9.08	5.95								
A'				0.21	6.86	14.58	21.04	13.79								
A	2.10	7.21	12.73	18.96	22.97	28.67	28.69	25.20	1.73	5.09	7.65	11.27	13.23	15.62	17.61	17.07

POTEAU B_b

Soll	(N ^{max} , M ^{corr}).															
Sens	Longitudinal								Transversal							
NIV	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
N	7.65	20.87	33.89	46.74	60.39	73.84	87.09	100.15	9.74	19.75	29.61	39.33	49.8	60.09	70.19	80.11
M	4.81	9.77	13.79	18.59	20.55	22.6	23.97	19.33	4.23	9.05	12.43	18.36	20.25	22.12	23.57	19.28
C ₀	0.63	0.47	0.41	0.4	0.24	0.31	0.28	0.19	0.43	0.46	0.42	0.47	0.41	0.37	0.34	0.24
F _b	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	133.2	114.2
F	0.88	0.73	0.67	0.66	0.5	0.57	0.54	0.45	0.74	0.77	0.73	0.78	0.72	0.68	0.65	0.55
M _F	6.81	15.24	22.71	30.85	30.20	42.09	47.03	45.07	7.21	15.21	21.62	30.68	35.86	40.86	45.62	44.06
A	0.0128	0.0288	0.0432	0.0584	0.0573	0.0793	0.0894	0.0854	0.0197	0.0416	0.0592	0.0835	0.0985	0.1118	0.1246	0.1203
E	0.9455	0.9265	0.9120	0.8826	0.9004	0.8853	0.8798	0.8821	0.9383	0.9135	0.8930	0.8832	0.8750	0.8684	0.8626	0.8645
K	84	53	41.8	34.8	35.2	28.6	26.6	27.4	66	42.8	34.5	27.8	25	23	21.4	21.9
G _b	50	79.2	100.5	120.7	119.3	146.9	157.9	153.3	63.6	98.1	121.7	151.1	168	182.6	196.3	191.8
K	20.44	20.64	20.64	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	31.5	36.8
d																
E																
A'																
Y _i																
G _a																
M _i																
BM																
A'																
A	3.05	6.93	10.54	14.58	14.26	20.21	22.75	21.92	2.77	6.01	8.68	12.53	14.78	16.57	19.08	18.39

POTEAU 4₃

Soll.	(N ^{max} , M ^{Corr})															
	Sens	Transversal								Longitudinal						
NIV.	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
N	5.75	12.47	19.10	25.63	32.07	38.41	44.66	50.81	6.79	18.98	30.99	42.82	56.44	69.86	83.08	96.12
M	2.9	7.84	10.11	14.6	17.02	17.25	20.85	18.29	4.53	7.32	8.95	10.46	11.79	11.9	14.48	14.05
C ₀	0.50	0.63	0.53	0.57	0.53	0.45	0.47	0.36	0.67	0.39	0.29	0.24	0.21	0.17	0.17	0.15
σ _s	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	134.7	123.3	116.4	107.3	107.3	102.7
F	0.74	0.87	0.77	0.81	0.77	0.69	0.71	0.60	0.91	0.63	0.53	0.48	0.45	0.41	0.41	0.39
M _f	4.26	10.85	14.71	20.76	24.69	26.50	31.71	30.49	6.18	11.96	16.42	20.55	25.4	28.64	34.07	37.49
μ	0.0080	0.0206	0.0275	0.0394	0.0468	0.0502	0.0601	0.0579	0.047	0.0227	0.0314	0.0391	0.0481	0.0543	0.0646	0.0710
E	0.9597	0.9371	0.9281	0.9155	0.9088	0.9060	0.8984	0.9000	0.9517	0.9342	0.9237	0.9158	0.9077	0.9027	0.8952	0.8908
K	109	64.5	54.5	44.2	39.8	38.2	34.2	35	88.5	61	50.5	44.4	39.2	36.4	32.7	30.8
σ _s	38.5	65.1	77.1	95	105.5	109.3	122.8	120	47.5	68.9	83.2	94.6	107.1	115.4	128.4	136.4
R	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	31.2	34.1	36.1	39.1	39.1	40.9
α																
E																
M'																
Y _i																
σ _a																
M _i																
ΔM																
A'																
A	1.89	4.32	6.74	9.64	11.55	12.44	15.01	14.40	2.76	5.44	7.56	9.54	11.9	13.49	16.18	17.89

POTEAU 43

(N^{min}, M^{corr}).

Soll	Transversal								Longitudinal							
Sens																
NIV.	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
N	4.03	8.73	13.52	18.41	23.39	28.47	33.64	38.91	4.78	13.64	22.17	31.39	41.62	52.05	62.67	73.49
M	2.37	6.62	8.93	12.3	15.78	15.33	12.57	17.05	2.44	1.01	2.85	4.24	5.33	5.44	8.07	10.20
Co	0.59	0.76	0.66	0.72	0.67	0.56	0.58	0.44	0.51	0.07	0.13	0.14	0.13	0.10	0.13	0.14
$\bar{\sigma}_b$	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	84.5	98.2	100.5	98.2	91.3	98.2	100.5
f	0.85	1.02	0.92	0.98	0.93	1.12	0.84	0.70	0.77	0.33	0.39	0.40	0.39	0.36	0.39	0.40
Mf	3.43	8.90	12.44	18.04	21.75	31.89	28.26	27.23	3.68	4.50	8.65	12.56	16.23	18.74	24.44	29.40
A.	0.0065	0.0169	0.0237	0.0342	0.0412	0.0604	0.0538	0.0515	0.0069	0.0085	0.0165	0.0237	0.0309	0.0355	0.0464	0.0558
E	0.9635	0.9425	0.9323	0.9206	0.9138	0.8982	0.9021	0.9049	0.9624	0.9583	0.9432	0.9329	0.9242	0.9124	0.9091	0.9016
K	122	72	59.5	48	43	34.1	36.6	37.6	118	105	73	53.5	51	47	40	35.8
$\bar{\sigma}'_b$	37.5	58.3	70.6	87.5	97.7	123.2	114.8	111.7	35.6	40	57.5	70.6	82.4	89.4	105	117.3
\bar{K}	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	20.44	49.7	42.77	41.79	42.77	46	42.77	41.79
α																
E																
A'																
Y _i																
σ'_a																
M _i																
ΔM																
A'																
A	1.51	4.01	5.67	8.33	10.12	15.10	13.20	12.79	1.63	2	3.8	5.72	7.47	8.67	11.43	13.86

tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux

POTEAUX B_b

Soll	SP ₁			SP ₂		A ^{min}	A ^{max}	A _{adopt.}	Ferrail
	A ^{min} A _{long}	A ^{min} A _{transv.}	A _{adopt.}	A ^L =A'	A ^T =A'	P.S.69	P.S.69		
NIV	0.93	0.19	1.12	2.10	2.77	18.9	52.50	20.10	2(5T16)
VIII	1.31	0.39	2.30	7.21	6.01	"	"	"	"
VII	2.85	0.59	3.48	12.73	8.68	"	"	25.12	2(4T20)
VI	3.87	4.07	8.74	18.96	12.53	"	"	28.64	2(2T20+4T16)
V	5.30	6.51	11.81	22.07	14.78	"	"	31.4	2(5T20)
IV	6.44	8.03	14.47	25.67	16.97	"	"	34.92	2(3T20+4T16)
III	6.45	9.55	16	28.69	19.08	"	"	35.48	2(5T14+5T16)
II	7.59	11.06	18.65	25.30	18.39	18.90	52.50	37.68	2(6T20)

POTEAU 4₃

Soll	SP ₁			SP ₂		A ^{min}	A ^{max}	A _{adopt.}	Ferrail
	A ^{min} A _{long}	A ^{min} A _{transv.}	A _{adopt.}	A ^L =A'	A ^T =A'	P.S.69	P.S.69		
NIV	0.39	0.39	0.78	2.76	1.89	32.4	90	31.4	2(5T20)
VIII	0.105	1.56	2.61	5.44	4.92	"	"	"	"
VII	0.194	2.41	2.60	7.56	6.74	"	"	35.49	2(5T14+5T16)
VI	5.41	3.27	8.68	9.54	9.64	"	"	37.44	2(4T20+4T14)
V	7.76	4.42	12.18	11.9	11.55	"	"	40.5	2(4T20+5T14)
IV	9.71	5.33	15.04	13.49	12.44	"	"	41.20	2(4T16+4T20)
III	11.66	6.25	17.91	16.18	15.01	"	"	45.12	2(5T16+4T20)
II	13.62	7.16	20.78	17.89	14.4	32.4	90	46.80	2(5T16+5T20)

POTEAU B_d

Soll	SP ₁			SP ₂		A ^{min}	A ^{max}	A _{adopt.}	Ferrail
	A ^{min} A _{long}	A ^{min} A _{transv.}	A _{adopt.}	A ^L =A'	A ^T =A'	P.S.69	P.S.69		
NIV	0.19	0.19	0.38	3.43	1.78	18.9	52.5	20.10	2(5T16)
VIII	0.39	0.19	0.58	8.37	3.43	"	"	"	"
VII	2.45	0.19	2.64	12	4.51	"	"	25.12	2(4T20)
VI	3.43	0.19	3.62	16.34	5.75	"	"	28.64	2(2T20+4T16)
V	4.8	0.39	5.19	28.55	6.96	"	"	31.4	2(5T20)
IV	5.92	3.08	9	21.57	7.57	"	"	34.92	2(3T20+4T16)
III	7.05	3.66	10.71	29.44	9.10	"	"	35.48	2(5T14+5T16)
II	8.17	4.24	12.41	19.86	11.45	18.9	52.5	37.68	2(6T20)

ARMATURES TRANSVERSALES

Vérification de la résistance à l'effort tranchant

$$z_b = \frac{n \cdot T}{b \cdot z} \leq \bar{z}_b = 0.15 \sigma_{28}^t = 41.25 \text{ Kg/cm}^2$$

T = effort tranchant

$$z = \frac{z}{B} h$$

b : largeur du poteau

$n = \begin{cases} 2 & \text{si } \lambda \geq 15 \text{ dans la direction considérée} \\ 3 & \text{si } \lambda < 15 \text{ dans la direction considérée.} \end{cases}$

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{I/B}}$$

I : Moment d'Inertie ; B : section

$$T = \max(T_L^{\max}, T_E^{\max})$$

T_L^{\max} = effort tranchant longitudinal max pour tous les niveaux

T_E^{\max} = — " — " — transversal max — " — " —

Pot.	NIV.	l_e	$I \cdot 10^4$ <small>(cm⁴)</small>	B (m ²)	$I \cdot 10^2$ <small>(cm)</small>	λ	n	z	$T^{(b)}$	z_b	\bar{z}_b
B_b	VII-Y	2.78	13.5	0.18	8.66	32.1	2	22.75	13.32	16.73	41.25
	N-I	3.11	15.75	0.21	"	33.2	"	"	"	"	"
B_d	VIII-Y	2.78	13.5	0.18	"	32.1	"	"	11.38	14.29	"
	N-I	3.11	15.75	0.21	"	33.2	"	"	"	"	"
4_s	VIII-Y	2.78	108	0.36	17.3	16.1	"	49	10.88	7.40	"
	N-I	3.11	108	"	"	66	2	"	"	"	41.25

Espacement

j'utilise de l'acier $F_c E 24$.

$$e = \frac{A_b \cdot \sigma_{at} \cdot z}{T} \leq \bar{e}$$

zone nodale $\longrightarrow \bar{e} = \min(10\phi; 15cm)$

zone courante $\longrightarrow \bar{e} = 12\phi$

longueur de recouvrement

$$l_d \geq 50\phi$$

la quantité d'armatures transversales minimales est donnée
est donnée par la relation :

$$A_t^{\text{mini}} = 0.004 \cdot b \cdot b$$

t = espacement
 b = largeur du poteau

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{e} \cdot \bar{z}}{T_c} \leq \bar{e}$$

Pot	NIV	T_c	Z	A_t	ϕ Cadr+Etir	t	zone couran		zone nodal		(m) Ld
							\bar{e}	tadopt	\bar{e}	tadopt	
B _b	VII	1.69	22.75	2.01	1Cadr+1Et	64.94	24	20	15	12	1
	VI	4.74	"	"	1Cadr+1Et	23.15	"	"	"	"	"
	V	7.34	"	"	"	14.35	"	"	"	"	"
	IV	9.17	"	"	"	11.97	"	"	"	"	"
	III	11.22	"	"	"	9.78	"	"	"	"	"
	II	12.48	"	"	"	8.79	"	"	"	"	"
	I	13.32	"	"	"	8.24	"	"	"	"	"
	I	13.1	"	"	"	8.38	"	"	"	"	"
B _d	VII	1.26	"	"	"	87.10	"	"	"	"	"
	VI	3.51	"	"	"	31.27	"	"	"	"	"
	V	5.45	"	"	"	20.14	"	"	"	"	"
	IV	6.66	"	"	"	16.48	"	"	"	"	"
	III	8.15	"	"	"	13.47	"	"	"	"	"
	II	9.06	"	"	"	12.11	"	"	"	"	"
	I	9.67	"	"	"	11.35	"	"	"	"	"
	I	11.38	22.75	"	"	9.64	"	"	"	"	"
4 ₅	VII	1.38	49	"	"	171.29	"	"	"	"	"
	VI	4.11	"	"	"	57.51	"	"	"	"	"
	V	5.91	"	"	"	40	"	"	"	"	"
	IV	7.79	"	"	"	30.38	"	"	"	"	"
	III	9.11	"	"	"	25.81	"	"	"	"	"
	II	10.19	"	"	"	23.20	"	"	"	"	"
	I	10.88	"	"	"	21.73	"	"	"	"	"
	I	10.54	49	2.01	1Cadr 1Etir	22.43	24	20	15	12	1

REMARQUE les poteaux de l'Infrastructure auront le même ferrailage que ceux du niveau juste au dessus.

VOILE PERIPHERIQUE

PRESCRIPTIONS: (Complement et P. 2.52).

les ossatures au-dessus du niveau de base, formées de poteaux courts (Vides sanitaires) doivent comporter un Voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base en zone II et III.

— ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous.

— épaisseur ≥ 15 cm

— Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de section $\geq 0.2\%$ de la section transversale totale de béton avec recouvrement $\geq 50\%$.

— Equerre de renforcement dans les angles

— Armatures longitudinales de peau de section ≥ 2 cm² par face et par ml de hauteur.

FERRAILLAGE:

la hauteur : $h = 2.91$ m

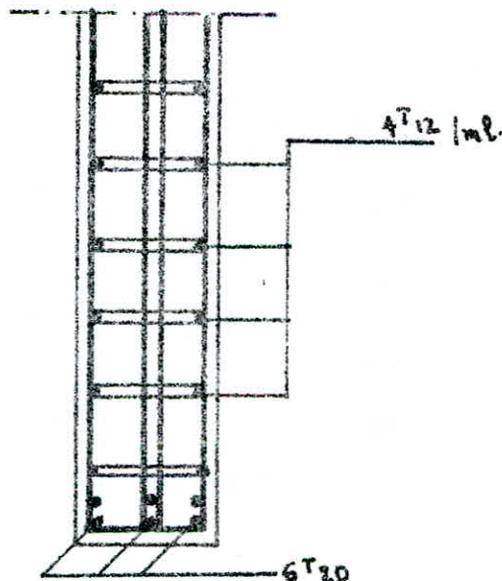
l'épaisseur du voile : $e = 30$ cm

les armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{0.2 \cdot 2.91 \cdot 30}{100} = 17.5 \text{ cm}^2$$

soient $6\bar{T}20 \rightarrow A = 18.84 \text{ cm}^2$

les armatures de peau : $4\bar{T}12 \text{ /ml} \rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2 > 2 \text{ cm}^2$



FONDATIONS

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure qu'elle reçoit par le truchement des éléments porteurs au sol.

La fondation qui est un élément de la construction et faisant partie de l'infrastructure est constituée par les semelles. Le choix de la semelle résulte d'une étude complète du sol d'assise et de la charge apportée par le bâtiment.

L'étude géotechnique réalisée d'une part en une exécution d'un sondage de 16,5m de profondeur a permis de connaître l'épaisseur du remblai et la recherche du substratum, et d'autre part en une exécution de 6 pénétromètres dynamiques pour estimer la résistance du remblai.

Le sondage carotté jusqu'à 16,5m a permis de connaître la nature du remblai qui est lâche et très hétérogène constitué par un amalgame de tout venant de démolition (blocs de briques - blocs de calcaires - bois pourris).

Le pénétromètre dynamique jusqu'à 8m a présenté une résistance très faible à la pénétration, mais, après 8m la résistance allait en augmentant.

Ces essais ont donné les paramètres suivants:

Cisaillement non consolidée, non drainée, saturée

Cisaillement M_p (Court terme).

$\bar{\sigma}_s$	K	W_L	W_F	I_p	w	W_L	Sr	γ_d	C_u	φ_u	σ_c	C_t	C_g
4 bars	$4,9 \cdot 10^6$	11,7%	20,4%	23,2%	13,1%	41,4%	80%	1,87	0,3 bars	26°	2,4	0,145	0,015

L'analyse granulométrique nous permet de dire que les différentes couches traversées sont:

Gravier — Gros Sable — sable fin — limon.

CHOIX DU TYPE DE FONDATION

now venons de voir que ce remblai est hétérogène et présente une résistance faible à la pénétration, d'où risque de tassement.

A cet effet orientons-nous vers les fondations profondes sur pieux qui seront favorables au point de vue tassement notamment différentiels.

L'environnement, qui est constitué des bâtiments existants nous oblige à opter pour les pieux forés bétonnés en place à l'intérieur d'un fourreau provisoire métallique, relevé progressivement au fur et à mesure du bétonnage.

le choix de ce type de Fondation va aussi de :

- la distance entre les axes des poteaux
- la charges
- la capacité portante du terrain et du pieu
- la solution d'Infrastructure du bâtiment
- la raison économique (Coût minimum).

le Problème à un caractère complexe et demande en fonction de l'envergure des travaux une analyse détaillée.

En tenant compte des recommandations de spécialité la distance entre les axes des pieux est :

2.5 fois le diamètre minimum

3 fois le diamètre recommandé

Conditions de choix des pieux indépendants

$$d_p \leq \frac{L}{2}$$

$$d_p \geq 2.5 \phi$$

d_p = distance entre axe des pieux.

les charges du 1er genre apportées par les poteaux au niveau des têtes de pieu sont de l'ordre de 55 à 100, 15 t

vu les faibles charges, nous supposons qu'un pieu sous poteau peu reprendre les efforts qui lui reviennent. Cette hypothèse d'avoir un pieu isolé, vérifie le coût minimum que l'on veut avoir.

HYPOTHESES DE CALCUL

le bâtiment étant implanté dans une zone sismique les pieux sont calculés suivant les deux hypothèses :

- sous les sollicitations totales pondérées du 1er genre

$$S_1 = G + 1.2P$$

- sous les sollicitations totales pondérées du second genre.

$$S_2 = G + P + S_L$$

On tient compte aussi de l'excentrement maximum entre le pieu et le poteau (D.T.U. 13.2).

tolérance d'implantation $e = 15 \text{ cm}$ en écart ponctuel.

En tête du pieu on a : N_0 , T_0 , M_0 et $e.N_0$.

On supposera que le pieu est un élément flexible dans un milieu élastique (sol) articulé en tête et encasté à la base.

Un pieu isolé soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant résistancera en fléchissant c.à.d. en se déplaçant en tête ce qui provoque une réaction latérale du terrain. elle est proportionnelle au déplacement "y" selon la loi.

$$q = K.y.$$

K = Coeff. de réaction du sol (kg/cm^3).

q = pression en kg/cm^2

y = déplacement correspondant (cm).

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle linéaire du quatrième ordre.

$$E.I. \frac{d^4 y}{dx^4} + K b.y = 0$$

b = le diamètre du pieu

I = Moment d'Inertie

E = Module d'Elasticité du matériau ($2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$)

METHODE DE CALCUL

Pour le calcul, nous nous baserons sur la méthode exposée dans l'aide mémoire Béton Armé (Dunod) par V. Davodovici, qui suppose une répartition uniforme d'armatures sur le contour.

les contraintes utilisées :

$$\begin{array}{l} \bar{\sigma}_{ho} = 50 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \left| \begin{array}{l} \longrightarrow 1^{er} \text{ Genre} \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l} \bar{\sigma}_{ho} = 1.5 \times 50 = 75 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 1.5 \times 2800 = 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \left| \begin{array}{l} \longrightarrow \text{second Genre.} \end{array} \right.$$

CAPACITE PORTANTE

Les essais et l'Etude géotechnique nous a donné la valeur de la résistance de pointe notée à 25 bars, donc nous pouvons négliger l'effet des frottements latéraux (positif et négatif) et faire travailler uniquement.

Notons que l'effet à l'arrachement est négligeable devant l'effet dû à la compression.

$$Q = A q_p$$

$$q_p = 250$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$D = 1.30 \text{ m}$$

$$Q = 1.33 \times 250 = \frac{331.66 \text{ t}}{3} = 110.55 \text{ t}$$

TABLEAUX DES EFFORTS DE CALCUL

type de poteaux	SP ₁		SP ₂				
	M _{max}	M _{corr}	M _{max}	M _{corr}	N _{min}	M _{corr}	T _{max}
70x30	96.89	3.26	100.15	19.33	73.49	10.20	9.47
60x60	82.76	2.22	96.12	19.40	76.26	11.96	13.1

MODES DE SOLLICITATION :

On note trois modes de sollicitation

- Section entièrement tendue
- Section entièrement comprimée
- section Partiellement comprimée

Section Entièrement tendue :

$$e_0 = \frac{M_0}{N} \leq \frac{r^2}{D}$$

Section Entièrement Comprimée :

$$e_0 = \frac{M_0}{N} \leq 0.165 \left[\frac{1 + 0.15 \bar{\omega}}{1 + 0.15 \bar{\omega}} \right] \cdot D$$

avec $\bar{\omega} = 2 \left(\frac{r}{B} \right)^2$

$$\bar{\omega} = \frac{n}{15} \cdot \frac{100A}{B}$$

Condition approchée :

$$e_0 = \frac{M_0}{N} \leq \frac{r}{4}$$

$$r > 0.707 \cdot e \quad (\text{Equivalent à } \delta < 0.146)$$

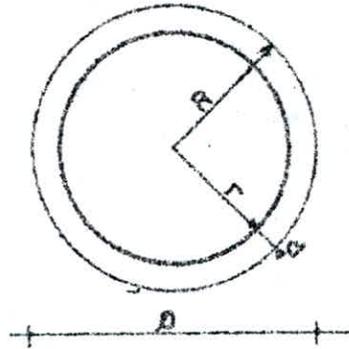
$$\delta = \frac{d}{ht} = \frac{d}{\phi}$$

Après la détermination des armatures, on vérifie si on se trouve au voisinage d'un cas limite, que la condition donnée par la formule exacte.

Section Partiellement Comprimée

si $N \longrightarrow$ effort de traction $e_0 = \frac{M_0}{N} > \frac{r^2}{D}$

si $N \longrightarrow$ effort de compression $e_0 = \frac{M_0}{N} > \frac{R}{4}$



	SP ₁		SP ₂			
M_0 (kg)	3.26	2.22	19.33	19.40	10.20	11.96
N_0 (kg)	96.89	92.76	100.15	96.12	73.49	76.26
T_0	—	—	9.47	13.1	18.21	8.62
e_0 (m)	0.03	0.02	0.19	0.20	0.14	0.16
$\frac{R^2}{D}$	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
$\frac{R}{4}$	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16

CALCUL DE SOLLICITATIONS DU FERRAILLAGE.

Pour la détermination de ces sollicitations, nous utiliserons la méthode exposée dans l'ouvrage de Marcel FORNI.

Le Moment de Flexion à la Cote z dû à un effort horizontal T_0 est donné par la formule:

$$M(z) = T_0 \cdot A$$

Le Moment de flexion à la Cote z dû à un moment de flexion M_0 est donné par l'expression.

$$M(z) = M_0 \cdot B$$

A et B sont des coeff. fonctions de z et z et valent respectivement:

$$A = e^{-\frac{z}{a}} \sin \frac{z}{a}$$

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

Sous l'action combinée de T_0 et M_0 le moment de flexion dans une section située à la cote z du pieu est égal à :

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

d'où $M(z) = T_0 C_1$

avec : $C_1 = e^{-\beta z} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \frac{M_0}{T_0} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \cos \frac{z}{\alpha} \right) \right)$ et $\beta = \frac{M_0}{T_0}$

nous obtenons :

$$M(z) = T_0 e^{-\beta z} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \beta \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \cos \frac{z}{\alpha} \right) \right)$$

et

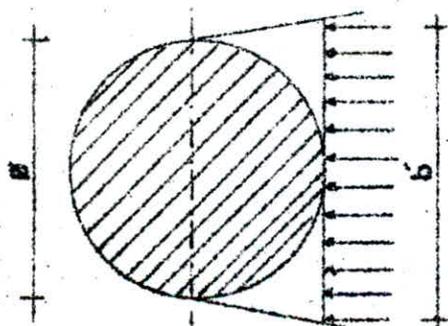
$$T(z) = \frac{dM(z)}{dz}$$

$$T(z) = T_0 e^{-\beta z} \left(\cos \frac{z}{\alpha} - (1 + 2\beta) \sin \frac{z}{\alpha} \right)$$

	SP ₁		SP ₂			
M(z)	0.447	0.3005	2.91	2.89	1.59	1.796
T(z)	-	-	1.15	1.47	1.19	0.97

LONGUEUR DE TRANSFERT

$$d = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{k \cdot b'}}$$



elle est donnée par l'expression :

$b = \phi$ du pieu ($\phi = 1.30 \text{ m}$)

$I =$ Moment d'Inertie $\frac{\pi d^4}{64}$

$E =$ Module d'Elasticité $2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

$k =$ Coeff de réaction Elastique du sol. pour notre sol

on a : $k = (1000 \div 2000)$
prenons $k = 1500 \text{ t/m}^3$

$b' = 1.5 b = 1.95$

$$d = 4.42 \text{ m}$$

en fonction de z qui est la longueur du pieu, et la longueur de transfert, nous pouvons remplir le tableau ci-dessus

$$z = 5.09 + bc = 8.98 \text{ m}$$

$$bc = 3 \cdot \phi = 3.9 \text{ m}$$

un pieu isolé doit couronner en tête d'une semelle (Guerrin Tome 3).

Cette doit suffisamment envelopper le pieu avec un débord $\Delta \geq 15 \text{ cm}$ de chaque côté.

la hauteur de cette semelle doit être égale ou supérieure au diamètre.

$$\text{on a : } h = 130 \text{ cm} \quad b = \phi + 2\Delta = 130 + 2 \times 15 = 160 \text{ cm}$$

Son poids vient amplifier l'effort normal de compression nous souhaitons qu'il est nécessaire de tenir compte de celui-ci

$$N_s = L^2 \cdot h \cdot \rho = (1.60)^2 \times 1.30 \times 2.5 = 8.32 \text{ t}$$

Nous avons souligné au début qu'il existe un excentrement $e = 15 \text{ cm}$ issue de la tolérance d'implantation.

donc en tenant compte de tout ceci on aura les efforts finaux de calcul.

	SP ₁		SP ₂			
M ₀	15.22	15.46	18.88	18.57	13.88	14.48
N	105.21	102.88	108.57	104.56	81.81	84.58
T ₀	-	-	1.15	1.47	1.19	0.97
e	0.15	0.15	0.18	0.18	0.17	0.17
$\frac{R^2}{D}$	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
$\frac{R}{4}$	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16

Conclusion : nous concluons que, sous SP₁, les deux sections sont entièrement comprimées et sous SP₂ les 4 sections sont partiellement comprimées.

DEPLACEMENT EN TÊTE :

la déformation d'un pieu sollicité en tête avec T_0 , M_0 sont données en fonction de la profondeur par les expressions

— sous l'effet de T_0 .

$$y(z)_{T_0} = \frac{2T_0}{\alpha K_b} e^{-\frac{\alpha}{2} z} \cos \frac{\alpha}{2} z$$

— sous l'effet de M_0

$$y = \frac{2M_0}{\alpha^2 K_b} e^{-\frac{\alpha}{2} z} \left(\cos \frac{\alpha}{2} z - \sin \frac{\alpha}{2} z \right)$$

— sous l'action combinée de T_0 et M_0 , le déplacement en tête pour $z=0$ est égal à :

$$y = \frac{2T_0}{\alpha^2 K b'} + \frac{2M_0}{\alpha^2 K b'} = \frac{2}{\alpha^2 K b'} (T_0 + M_0)$$

Sous T_0 :

T_0	3.47	13.1	10.21	8.62
$y(T_0)$	$4 \cdot 10^{-4}$	$5.6 \cdot 10^{-4}$	$4.4 \cdot 10^{-4}$	$3.7 \cdot 10^{-4}$

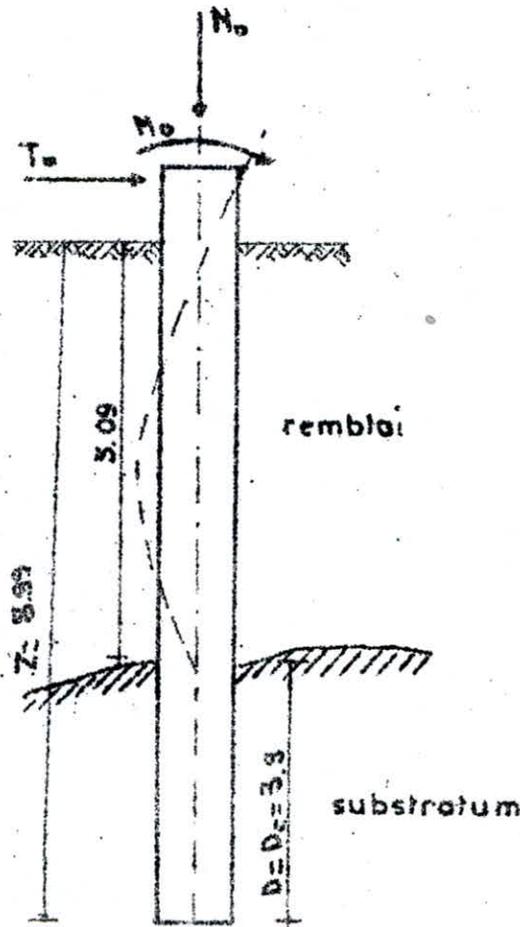
Sous M_0

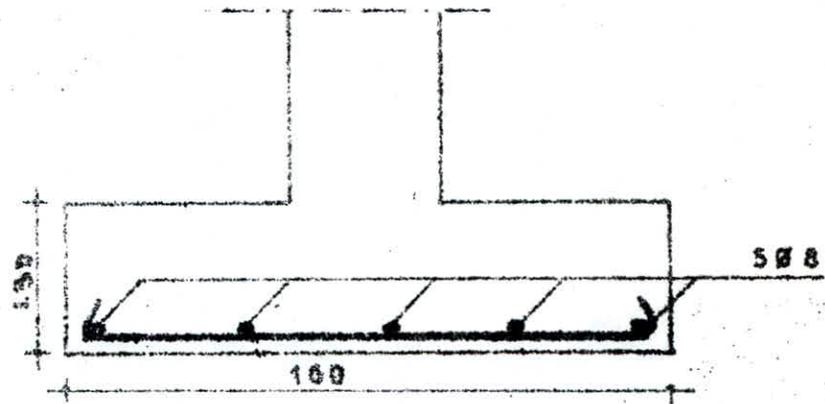
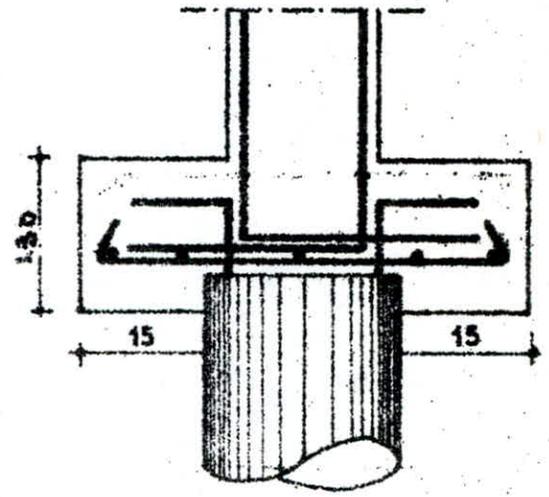
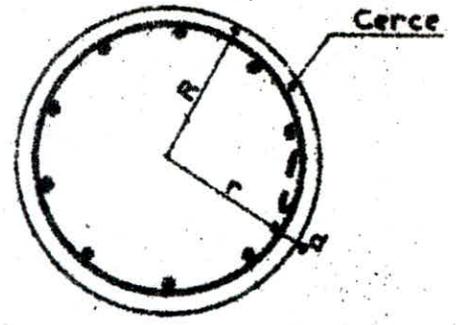
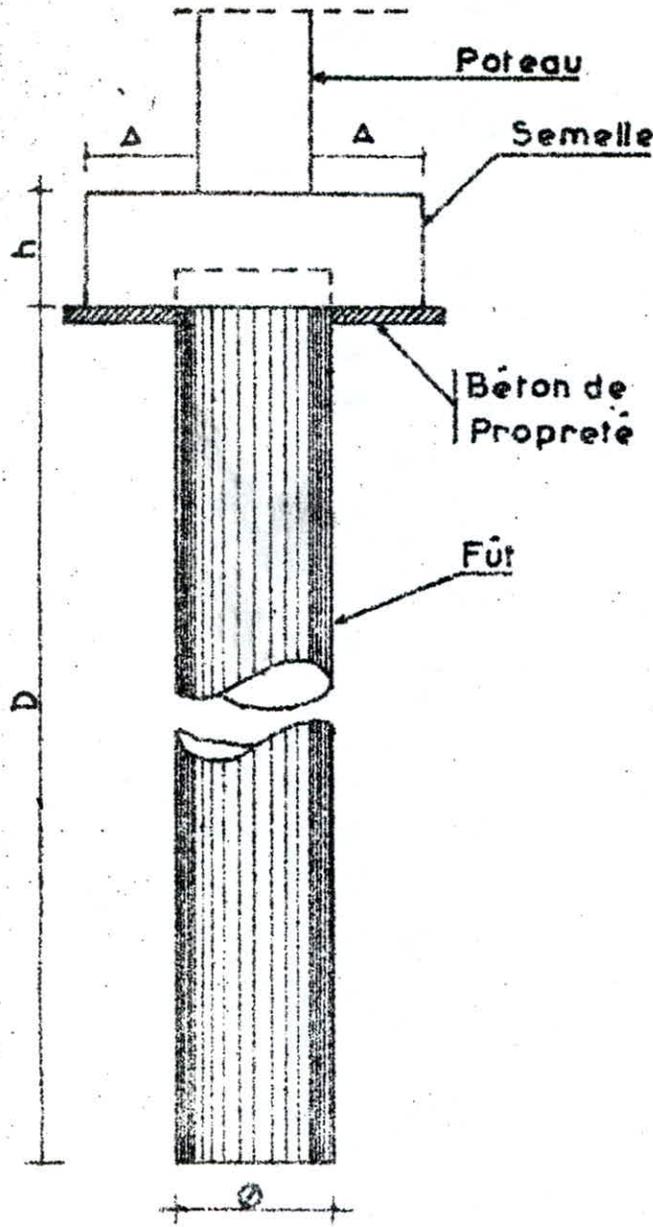
M_0	3.26	2.22	19.33	19.40	10.20	11.96
$y(M_0)$	$2 \cdot 10^{-4}$	$1.5 \cdot 10^{-4}$	$8 \cdot 10^{-4}$	$7.98 \cdot 10^{-4}$	$5.14 \cdot 10^{-4}$	$6 \cdot 10^{-4}$

Sous l'action combinée (T_0, M_0) :

M_0	3.26	2.22	19.33	19.40	10.20	11.96
T_0	—	—	3.47	13.1	10.21	8.62
$y(T_0, M_0)$	$2 \cdot 10^{-4}$	$1.5 \cdot 10^{-4}$	$5.51 \cdot 10^{-3}$	$6.82 \cdot 10^{-3}$	$3.76 \cdot 10^{-3}$	$3.29 \cdot 10^{-3}$

tous ces déplacements sont très faible. dès lors où nous avons considéré la réaction élastique, le déplacement est vérifié.





FERRAILLAGE DES PIEUX

en fonction de calculs on a déduit 2 types de sollicitation :
 pour la section entièrement comprimée, la section totale des armatures longitudinales (A) sera donnée à l'aide des formules suivantes :

$$B = \pi R^2 \quad \rho = \frac{\sigma'_b \cdot B}{N} \quad a = \frac{r}{R} \quad e = \frac{M_0}{N} \quad \beta = \frac{4e}{R}$$

$$C = 0.045 a^2 \rho \quad D = 0.15 (\rho - \beta + 2 a^2 (\rho - 1))$$

$$E = \rho - 1 - \beta \quad \bar{\omega} = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} \quad A = \frac{15 \bar{\omega} B}{n \cdot 100}$$

si $\bar{\omega} \geq 0$ ou $\bar{\omega} < 0$ on prend $\bar{\omega} = 1$.

Pour la sections partiellement comprimée, nous utiliserons les tableaux de Davidovici (Aide mémoire B.A)

on calcule $K_e = \frac{N \cdot R}{M}$ $K_a = \frac{M}{R^2 \sigma_a}$

$\omega = f(K_e, K_a) \rightarrow$ tableau 4.59 $A = \frac{\bar{\omega} B R^2}{100}$

$\sigma'_b = \frac{\sigma_b}{k}$ $\sigma_a = \sigma_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma'_d = 205.5 \text{ kg/cm}^2$

	K_e	K_a	$\bar{\omega}$	K	σ'_b	Acal	Ach.	ϕ et Nbre reb.
SP ₁	-	-	-	-	-	13.26	14.07	7T16
	-	-	-	-	-	12.16	12.31	8T14
SP ₂	1.78	0.10	1.268	6.334	663.1	51.60	56.25	7T22
	1.87	"	1.059	6.022	697.4	43.09	44.14	9T25
	1.93	0.08	0.456	6.088	609.7	18.55	18.84	6T20
	1.66	"	0.974	7.894	532.63	39.63	40.20	5T32

Remarque : nous constatons que la contrainte du béton ne vérifie pas donc les armatures sont comprimées dans le même contexte nous notons que la section d'armatures trouvées sous SP₁ (section entièrement comprimée) est inférieure à celle donnée sous SP₂ (partiellement comprimée)

POSITION DE L'AXE NEUTRE

$y_1 = K_y \cdot \phi$ $K_y = f(K) \rightarrow$ tableau 4.60

(Aide mémoire Davidovici).

	y_1 (m)	K_{y_1}
SP ₂	0.482	0.670
	0.483	0.678
	0.470	0.653
	0.449	0.623

la contrainte des armatures comprimées est donnée par.
 $\sigma'_a = K' \sigma'_b$ $K' = f(K)$ — tableau 4.60

	K'	σ'_b	σ'_a
SP ₂	13.867	202.6	2803.45
	13.838	198.4	2757.36
	13.811	204.6	2825.73
	13.800	205.1	2830.38

H.B les valeurs de σ'_b ci-contre sont celles obtenues après vérification dans le tableau 4.57.

CONCLUSION : nous avons constaté que sous SP₁ la section d'armatures obtenue était inférieure à celle obtenue sous SP₂, donc la sollicitation à prendre en compte est celle de 2^e genre.

Nous notons également, les armatures longitudinales seront cadées par ^{de} cerces fil espacés de 25 cm

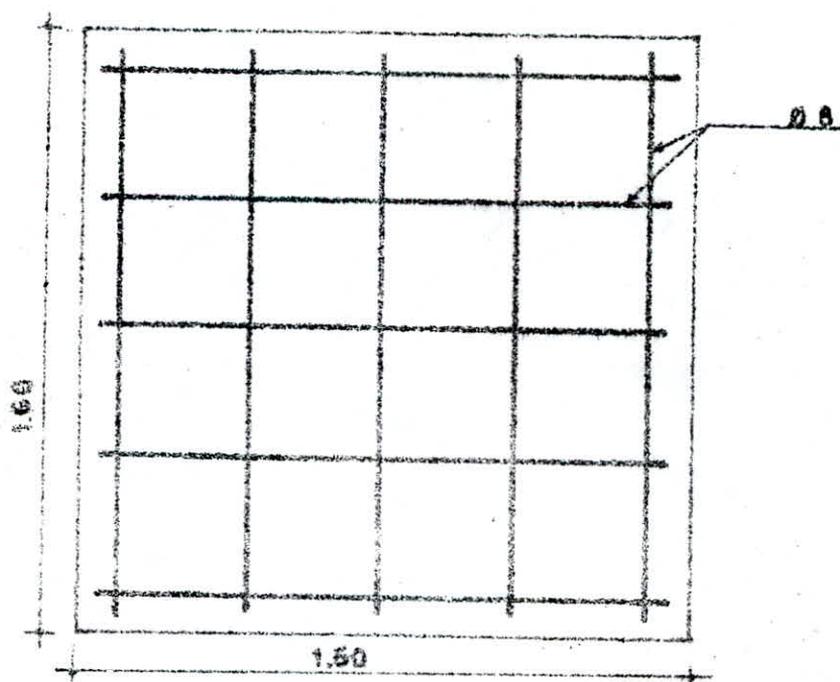
SEMELLE

Elle sert de liaison entre le pieu et le poteau, et sera constituée d'un massif de béton sous forme cubique enveloppant suffisamment le pieu avec un débord ≥ 15 cm. Dans le cas présent prenons 15 cm.

théoriquement, l'écoulement de forces se faisant directement en compression et sans couture appréciable du poteau au pieu, nous dirons qu'un calcul portant détermination d'une section d'acier n'est pas nécessaire.

Il sera bon toute fois, de pouvoir mettre un faible quadrillage sur la face inférieure, soient $5\phi 8$ ($A = 2.51 \text{ cm}^2$) sur sa longueur totale.

la semelle a une hauteur totale de 130 cm et une hauteur utile de 120 cm



LONGRINES

les longrines doivent être calculées pour résister à la traction ou à la compression sous l'action d'une force égale à $\frac{M_{max}}{l_0}$

N est la force axiale du poteau à cette sollicitation, il faut ajouter le cas échéant, les effets des charges et moments appliqués directement sur les longrines

le ferrailage minimum doit être $4\phi 14$ ou $4\phi 12$ avec des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser 20 cm.

la longrine a pour dimensions: $b = 400 \text{ mm}$
 $h = (\frac{1}{2} \div \frac{2}{6}) L$
 $h = 1.20 \text{ m}$

avec $L =$ entre axe des poteaux (5.70 m)

$$SP_1 : - M_{max} = 98.89 \text{ t}$$

$$SP_2 : - M_{max} = 100.15 \text{ t}$$

le rapport: $\frac{N(SP_2)}{N(SP_1)} = 1.01 < 1.5$ le calcul se fait avec SP_1

Compression simple: $N' = \frac{N}{l_0} = \frac{98.89}{10} = 9.89 \text{ t}$

$$A > \frac{1}{\sigma_c} \left(\frac{N'}{\sigma_c} - B \right) = -355.89 < 0$$

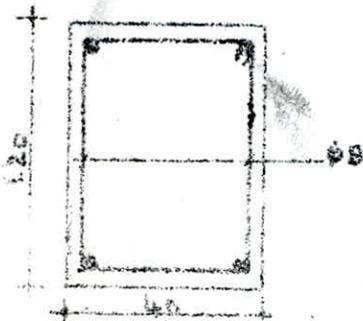
Traction $A > \frac{N'}{\sigma_a} = \frac{9.89 \cdot 10^3}{2800} = 3.53 \text{ cm}^2$

Flexion simple

on calcule sous l'effet de Moment maxi M_{max} appliqué $M_{max} = 19.40 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{M_{max}}{\sigma_a \cdot h^2} = 0.0180 \quad \left| \begin{array}{l} \epsilon = 0.0408 \\ \eta = 64.5 \end{array} \right.$$

d'où la section d'armatures: $A = \frac{\mu}{\sigma_a \cdot \eta \cdot h} = 6.13 \text{ cm}^2$



soient $A = 6.15 \text{ cm}^2$ $4\phi 14$

Pour les armatures transversales nous prenons un cadre espacé de 15 cm

CONCLUSION

Pour conclure, nous dirons que, un projet de fin d'études est en réalité une synthèse de toutes connaissances acquises le long de la formation scolaire, une mise en application de celles-ci à un cas spécifique.

Pour ce qui nous concerne, nous les avons appliquées à un bâtiment à ossature auto-stable dont le principal objectif a été de calculer les éléments résistants.

Le long de notre travail, malgré les diverses difficultés qui nous ont amené soit à reconcevoir partiellement le projet, soit à ajouter certains éléments indispensables, nous avons appris et connu.

Nous sortons de L'E.M.P.A. avec un bagage nécessaire pour résoudre et faire face aux problèmes qui se présenteront dans la vie active.

La réussite de ce travail va de l'encadrement de nos professeurs, et surtout du promoteur.

Nous sommes animés présentement de cette joie d'être en fin de cycle, et dans le même contexte encourageons ceux qui seront les futurs.

BIBLIOGRAPHIE

REGLES TECHNIQUES CCBA 68

REGLES PARASISMIQUES 69

COMPLEMENTS AUX REGLES PARASISMIQUES 69

REGLES NEIGE ET VENT NV 65

CALCUL ET VERIFICATION DES OUVRAGES EN BETON ARME
(P. Charron)

CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES EN BA. (A. Fuentes)

AIDE MEMOIRE DE BETON ARME (Dunod)

AIDE MEMOIRE DE R.D.M. (Dunod)

FONDATIONS SPECIALES (Marcel Fioni)

BULLETIN N° 5 et 6 C.T.C.

FONDATIONS ET OUVRAGES EN TERRE (G. Philipponat)

COURS DE BETON ARME (M. Belazougui)

