

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

25/86

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

«O»
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة - المكتبة
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

SUJET

Etude de l'Ossature
d'un Bâtiment (R+7)
EN BAEL -80-

Proposé par :
C. T.C.

Etudié par :
LEDHEM Ali
MAZOUZ LAID

dirigé par :
Mme KHETTAB

PROMOTION JANVIER 1986

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



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

«O»

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

«O»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«O»

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

SUJET

*Etude de l'Ossature
d'un Bâtiment (R+7)
EN BAEL -80-*

Proposé par :
C. T.C.

Etudié par :
LEDHEM Ali
MAZOUZ LAID

dirigé par .
Mme KHETTAB

PROMOTION JANVIER 1986

REMERCIEMENT

- Nous tenons à remercier vivement notre promotrice M^{me} KHETTAB
- Nos remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.
- Que tous ceux qui nous ont aidé dans l'élaboration de ce travail trouvent ici l'expression de nos profonds remerciements.

MAZOUZ . L . LEHEM . A

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

- A mon père
- A ma mère
- A mes frères et ma sœur
- A toute ma famille
- A tous mes frères croyants.

LEDHAM AII

علي الأدهم

- A la mémoire de ma mère
- A mon père; ma mère.
- A mes frères et sœurs
- A toute la famille
- A tous mes frères croyants en Dieu.

Que je dédie ce modeste travail.

- MAZ.LA. -

المعير معزوف



SOMMAIRE

Plan general du travail:

- I. Introduction :
- a- description de l'ouvrage
 - b- Resistances caracteristiques des Matériaux
 - c- Charges et surcharges.

II. Hypothese DE CALCUL :

- a- diagramme de calcul
- b- Exposé de la methode des trois pivots

III. Calcul des elements :

- a- Acrotères
- b- planchers
- c- escaliers



IV. Etude Sismique:

- a- effet du seisme
- b- recommandations de Conception generale.
- c- determination des efforts sismiques.

V. Calcul des efforts sous charges horizontales:

- * calcul des efforts dans chaque portique.

VI. Calcul des efforts sous charges verticales:

- * calcul des efforts dans chaque portique.

VII. Sollicitations de calcul:

- * determination des efforts de calcul dans chaque element de la structure.

VIII. Ferraillage :

- a- Ferraillage des poutres
- b- Ferraillage des poteaux

IX. Fondation:

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

Réprésentation et prescription de l'ouvrage:

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation.

Ce bâtiment sera implanté à BOUMERDES "CORSO", zone de sismicité moyenne et classé par le RPA comme zone II.

Il est composé d'un plancher terrasse - supposé non accessible - à poutrelles préfabriquées avec hourdis de 5cm coulé en place sur corps creux.

Les planchers courants et RDC sont aussi en poutrelles préfabriquées avec hourdis de 5cm coulé en place sur corps creux. Le tout reposant sur un vide sanitaire de hauteur 1,75m.

L'ossature de ce bâtiment est constituée en poteaux-poutres qui assurent le contreventement du bâtiment dans les deux sens.

Dimensions du bâtiment :

sens longitudinal	23,50 m.
sens transversal	13,20 m.

Les escaliers sont en béton armé à palier intermédiaire.

la hauteur d'étage 3,06 m.

la hauteur totale 23,37 m.

CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

0) ACIERS: on utilise deux catégories d'aciers:

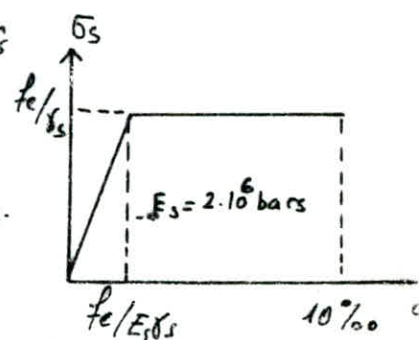
- . les ronds lisses, de nuances FeE24 : $f_e = 2350$ bars
- . les barres à Haute adhérence, de nuances FeE40 type 1: $f_e = 4000$

Les contraintes de calcul pour l'état limite ultime:

Les contraintes de calcul (σ_s) des armatures longitudinales sont données en fonction des déformations (ϵ_s) de l'acier FeE40 type 1 et ronds lisses, par le diagramme de l'origine au pt A (f_e , f_e) une droite d'équation $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$.

- du point A au point B une horizontale d'ordonnée f_e / δ_s

f_e : limite d'élasticité de l'acier



δ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeurs:

$\delta_s = 1$ pour les situations accidentelles $\Rightarrow \sigma_s = 4000$ bars.

$\delta_s = 1,15$ pour les autres cas $\Rightarrow \sigma_s = 3480$ bars

$E_s =$ module d'élasticité d. $E_s = 2 \cdot 10^6$ bars.

L'allongement maximal de l'acier est limité à 10%.

Le diagramme est symétrique par rapport à l'origine (cas de compression).

b) BETONS:

Resistances caractéristiques admissibles: 1) de compression: on peut admettre pour un chantier courant, dans le cas d'un dosage de 350 kg/m^3 de ciment CP45, les valeurs de f_{c28} suivantes:

. en Cdt's courantes de fabrications:

$f_{c28} = 220$ bars. $\Rightarrow f_{t28} = 19$ bars (en traction).

. avec contrôle très suivi: $f_{c28} = 250$ bars. $\Rightarrow f_{t28} = 21$ bars.

le chantier doit viser en moyenne: $f_{c28 \text{ moy}} \geq (1,15 \div 1,30) f_{c28}$.

2) La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge $j = 28$ jours est conventionnellement donnée par: $f_{tj} = 6 + 0,06 f_{c28}$

Diagrammes déformations-contraintes pour l'ELU:

Pour le calcul à l'E.L.U on utilise, pour le béton, un diagramme conventionnel dit "parabole - rectangle" et dans certains cas, par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

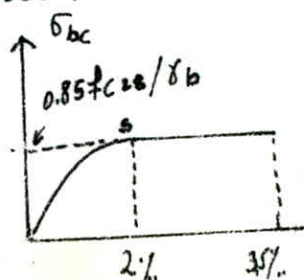
0) Diagramme parabole-rectangle: Il est représenté par la contrainte du béton en fonction de son raccourcissement, est constitué: entre 0 - 2‰ par une arc de parabole passant par l'origine et de sommet (S) ayant pour coordonnées $\epsilon_{bc} = 2‰$, $\sigma_{bc} = 0,85 f_{c28} / \delta_b$. entre 2‰ - 3,5‰ par une droite parallèle à l'axe de déformation et tangente en (S) à la parabole.

raccourcissement du béton est limité à 3,5‰.

Le coefficient de sécurité (δ_b) a pour valeurs:

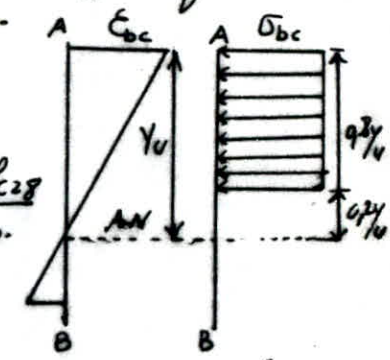
$\delta_b = 1,15$ pour les situations accidentelles $\Rightarrow \sigma_{bc} = 185$ bars.

$\delta_b = 1,5$ autres cas $\Rightarrow \sigma_{bc} = 142$ bars



b) Diagramme rectangulaire: Lorsque la section n'est pas entièrement comprimée on peut utiliser le diagramme rectangulaire définie ci-après: où y_u désigne la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

- sur une distance $0,2y_u$ comptée à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.
- sur une distance $0,8y_u$ la contrainte a pour valeur: $0,85 f_{c28}$

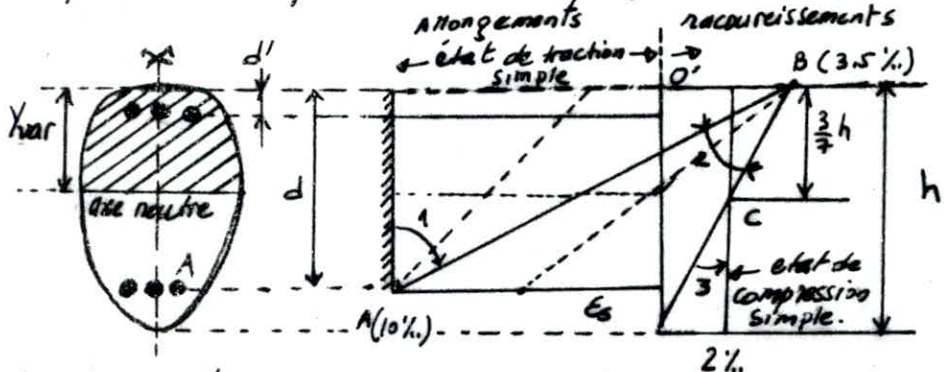


HYPOTHESES DE CALCUL:

1. Etat limite ultime: (BAEL A.4.3,2)

1. Hypothèses de base: conservation des sections planes, absence de glissement entre acier et béton, non prise en compte de béton tendu.
2. Déformations relatives limites:
 - de l'acier le plus tendu $10 \cdot 10^{-3}$
 - du béton comprimé: par flexion $3,5 \cdot 10^{-3}$
 - : par comp. Simp $2 \cdot 10^{-3}$
3. Regles "des trois pivots":

pour dimensionner à l'état-limite ultime, on admet que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C définis ci-après (BAEL A.4.3,3) le pivot C correspond à une section entièrement comprimée.



b) Etat limites de service:

1. HYPOTHESES de base: conservation des sections planes, absence de glissement entre acier et béton, non prise en compte du béton tendu, loi de Hooke $\sigma = E \cdot \epsilon$.
2. Etat-limite de compression du béton: (BAEL A.4.5,2): la contrainte de compression du béton en service est limitée à $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$.

Evaluation DES charges:

Charges permanentes:

1° Plancher terrasse:

- gravillons de protection 4cm	-----	72 kg/m ²
- Etanchéité (multicouches)	-----	10 kg/m ²
- Forme de pente 1% 10cm	-----	200 kg/m ²
- isolation liège 4cm	-----	10 kg/m ²
- Pare Vapeur	-----	5 kg/m ²
- Hourdis + table (20+5)	-----	325 kg/m ²
- Enduit plâtre	-----	28 kg/m ²

2° Plancher courant:

$G = 650 \text{ kg/m}^2$

- Carrelage 2cm	-----	44 kg/m ²
- Mortier de pose 2cm	-----	40 " "
- Sable 2cm	-----	36 " "
- Hourdis + table (20+5)	-----	325 " "
- Enduit en plâtre	-----	28 " "
- Cloison	-----	75 " "

3° Escaliers

$G = 548 \text{ kg/m}^2$

a) Paillasse:

- poids propre	$\frac{0,16 \times 2500}{100 \times 2}$	-----	476 kg/m ²
- poids propre des marches	$\frac{2200 \times h}{2}$	-----	187 " "
- mortier 2cm	-----	-----	40 " "
- Revêtement 3cm	-----	-----	66 " "
- Garde corps	-----	-----	100 " "

$G = 889 \text{ kg/m}^2$

b) Palier

- Carrelage mortier sable ----- 118 kg/m²
- dalle pleine 16 cm ----- 400 " "
- Enduit en plâtre ----- 28 " "

4°) Murs extérieurs

$G = 546 \text{ kg/m}^2$

- Briques creuses 16 cm ----- 224 kg/m²
- Enduit extérieurs 2 cm ----- 40 kg/m²
- Enduit intérieur 2 cm ----- 34 kg/m²

Surcharges:

$G = 298 \text{ kg/m}^2$

- Plancher terrasse ----- $Q_B = 100 \text{ kg/m}^2$
- Plancher courant + RDC ----- $Q_B = 175 \text{ " "}$
- Balcons ----- $Q_B = 350 \text{ " "}$
- Escalier ----- $Q_B = 400 \text{ " "}$

Prédimensionnement

1°/ Plancher:

Poutrelle: la condition de limitation de flèche dans les poutrelles est le critère le plus important pour le prédimensionnement:

si l : la portée maximale des poutrelles alors

$$h_p = \frac{l}{22.5} \quad l = 5.00 \text{ m} \Rightarrow h_p \approx 22.22 \text{ cm} \text{ On prend } h_p = 25 \text{ cm.}$$

donc on choisit un plancher (20+5).

Notre plancher sera un plancher à poutrelle préfabriquée avec hourdis de 5 cm coulé en place sur corps creux.

2°/ Poutres:

D'après le RPA 81 art 4.2.12 les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après.

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \text{ (zone I, II)} \\ h/b \leq 3 \end{cases}$$

Selon le prédimensionnement classique on doit avoir la hauteur de la poutre (h) définie par $\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$, la largeur de la poutre (b) définie par $0,3h \leq b \leq 0,7h$ l : portée maximale de la poutre.

$$l = 5,40 \text{ m} \Rightarrow 36 \leq h \leq 54 \quad \text{soit } h = 45 \text{ cm.}$$

$$h = 45 \text{ cm} \Rightarrow 13,5 \leq b \leq 31,5 \quad \text{soit } b = 25 \text{ cm}$$

les conditions (D) sont vérifiées alors le prédimensionnement sera valable dans les deux sens et ce pour des raisons de commodité de réalisation.

CALCUL.DES.ELEMENTS

ACROTERE

l'acrotère sera assimilé à une console encastrée au niveau de la terrasse et sera calculé en flexion composée. La section la plus dangereuse se trouve à l'encastrement.

• Dimension:

$e = 16 \text{ cm}$. $h_t = 72 \text{ cm}$. $b = 100 \text{ cm}$.

Le calcul se fera par mètre linéaire:

a) Etat limite Ultime - ELU -

• poids propre : $G = g h e = 2500 \times 0,72 \times 0,16 = 288 \text{ kg/m}$.

• surcharges dues à la main-courante $Q_s = 100 \text{ kg/m}$.

Calcul des efforts:

• Effort normal : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 288 = 388,8 \text{ kg/m}$.

• moment ultime : $M_u = 1,5 Q_s h_t = 1,35 \times 100 \times 0,72 = 108 \text{ kgm}$.

• Excentricité : $e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{108 \cdot 10^2}{388,8} = 27,78 \text{ cm}$.

$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{72}{6} = 12 \text{ cm}$.

$e_0 > e_1$ alors nous avons une section partiellement comprimée. Si on prend un enrobage $d' = 2 \text{ cm}$, alors $d = 14 \text{ cm}$.

$M^* = M_u + N_u \left(\frac{e}{2} - d' \right) = 108 + 388,8 \left(\frac{16}{2} - 2 \right) \cdot 10^{-2} = 131,33 \text{ kgm}$

On utilise la méthode de P. CHARON :

$\mu = \frac{M}{b d^2 f_c} = \frac{131,33 \cdot 10^2}{10^2 \cdot 14^2 \cdot 14,2} = 0,005 < \mu_0 \Rightarrow \beta = 0,998$ $\alpha = 0,0063$ $A' = c$
 $1000 \epsilon_s = 10 \Rightarrow \sigma_s = 3480 \text{ b}$.

$A_f = \frac{M^*}{\beta d \sigma_s} = \frac{13133}{0,998 \cdot 14 \cdot 3480} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A = A_f \cdot \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,27 \cdot \frac{388,8}{3480} = 0,27 \text{ cm}^2$

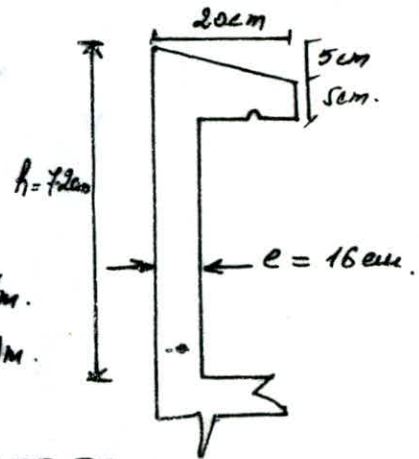
Verifications Diverses:

• conditions de non fragilité: $A \geq A_{min} = 0,23 \frac{b d f_{c28}}{f_c} \frac{e_0 - 0,45 d}{e_0 - 0,185 d} = 4,37 \text{ cm}^2$
 avec $e_0 = \frac{M_{sur}}{N_{sur}} = \frac{288}{72} = 0,25 \text{ cm}$.

• Etat limite de compression du beton:

$\sigma_b \leq 0,6 f_{c28} = 150 \text{ bars}$. si la edt suivante est vérifiée, il est inutile de vérifier $\sigma_b \leq 150 \text{ b}$.

$\frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \frac{\gamma_4}{\delta} = \alpha = 0,0063$ $\delta = \frac{M_u}{M_{sur}} = \frac{108}{72} = 1,5$



$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{ct28}}{100} = \frac{0.5}{2} + 0.25 = 0.5 \Rightarrow 0.5 > \frac{\gamma}{4} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \text{ (vérifié)}$$

Etat limite de fissure:

• $\phi = 8 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm}$ (vérifiée).

• $\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min}(\frac{2}{3} f_{ct}, 1500 \eta) = 2400 \text{ bars}$ avec $\eta = 1.6$ pour HA.

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 4.71}{100 \cdot 14} = 0.336 \Rightarrow \begin{matrix} \alpha_1 \# 38.19 \\ \beta_1 \# 0.906 \end{matrix}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{M}{A \beta_1 d} = \frac{72 \cdot 100}{4.71 \cdot 0.906 \cdot 14} = 120.60 \text{ bars} < \bar{\sigma}_s = 2400 \text{ bars. (Vérifiée)}$$

Vérification à l'effort tranchant:

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime.

$$V_u = 1.5 Q_B = 150 \text{ kg/ml.}$$

$$M_u = 1.5 Q_B h_E = 108 \text{ kgm/ml.}$$

On doit vérifier $A_s \bar{\sigma}_s \geq V_u + \frac{M_u}{0.9d} = 150 - \frac{10800}{0.9 \cdot 14} < 0$ (vérifiée).

Alors les armatures inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Etat limite ultime du béton de l'âme:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \text{Min}(0.10 f_{ct28}, 30 \text{ bars}) = 25 \text{ bars.} \quad \tau_u = \frac{150}{1400} = 0.11 < \bar{\tau} \text{ (Vérifiée)}$$

Vérification du seisme local de l'Acrotère: (RPA 3.3.9)

Ces éléments ainsi que leur ancrage sur système structural doivent être calculer sous l'action des forces horizontales suivantes:

$$F = \bar{\xi} I C_p W_p$$

$$\bar{\xi} = \frac{A(\text{groupe d'usage de bâtiment 2, zone II})}{A(\text{groupe II, zone II})} = \frac{0.15}{0.25} = 0.6$$

A = coefficient d'accélération de zone.

$$I = \frac{A(\text{groupe d'usage de bâtiment II})}{A(\text{groupe d'usage 2})} = 1$$

$C_p = 0.8$ pour une console d'après tableau (4).

$W_p =$ poids de l'élément $G = 288 \text{ kg/ml.}$

$$\Rightarrow I_p = 0.6 \cdot 1 \cdot 0.8 \cdot 288 = 138.24 \text{ kg/ml.}$$

$$1.5 Q_B = 1.5 \cdot 100 = 150 \text{ kg/ml} > F_p \Rightarrow \text{Verif. sous } F_p \text{ inutile.}$$

Calcul Des Planchers

Poutrelle et table de compression:

1°) Calcul des poutrelles: On les calcule pour qu'elles résistent avant et après le coulage du béton.

1ère étape:

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée, elle supporte son poids propre, l'hourdis et la surcharge de l'ouvrier posant l'hourdis

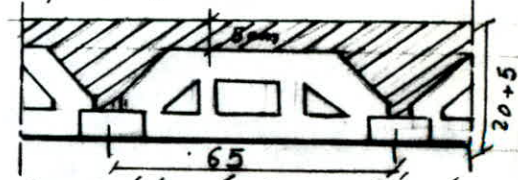
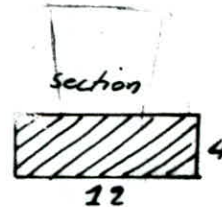
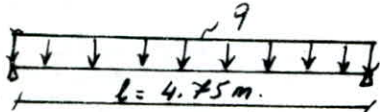


schéma statique:



charges supportées par la poutrelle:

- poids propre : $0,04 \times 12 \times 2,5 = 0,012 \text{ t/m}$.
- corps creux : $0,65 \cdot 0,095 = 0,062 \text{ t/m}$.
- surcharges : $= 0,1 \text{ t/m}$.

La charge uniformément répartie $q = 1,35q + 1,5q = 0,1250 \text{ t/ml}$.

• le moment en travée $M_0 = q \frac{l^2}{8} = 0,250 \cdot \frac{4,75^2}{8} = 0,705 \text{ Tm}$.

• effort tranchant $T = q \frac{l}{2} = 0,250 \cdot \frac{4,75}{2} = 0,594 \text{ T}$

• Calcul des armatures:

On utilise la méthode de P. CHIRON: $N = \frac{M}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,705 \cdot 10^5}{12 \cdot 2^2 \cdot 142} \approx \mu_e = 0,392$.

Donc on a besoin des armatures comprimées. Vu que la section (12x4) est trop petite, elle ne peut pas contenir la section des armatures tendues, et des armatures comprimées. Donc on doit obligatoirement chercher une autre solution. On prévoit un échafaudage sous les poutrelles pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression

2^{eme} Etape:

La poutelle doit resister apres coulage. Les poutelles reposent sur plusieurs appuis et travaillent comme une poutre continue. Le calcul et le ferrillage se font sous le cas le plus defavorable sur appui et en travée. Pour la determination des moments et des efforts tranchants on utilise la methode de Caquot.

La charge lineaire pour l'etat limite ultime est donnee par $q_u = (1.35g + 1.5q_d)$.

Pour la terrasse: $q_T = 0.423 \text{ t/ml}$, $q_{BT} = 0.065 \text{ t/ml}$.

• Plancher courant: $q_c = 0.356 \text{ t/ml}$, $q_{Bc} = 0.114 \text{ t/ml}$.

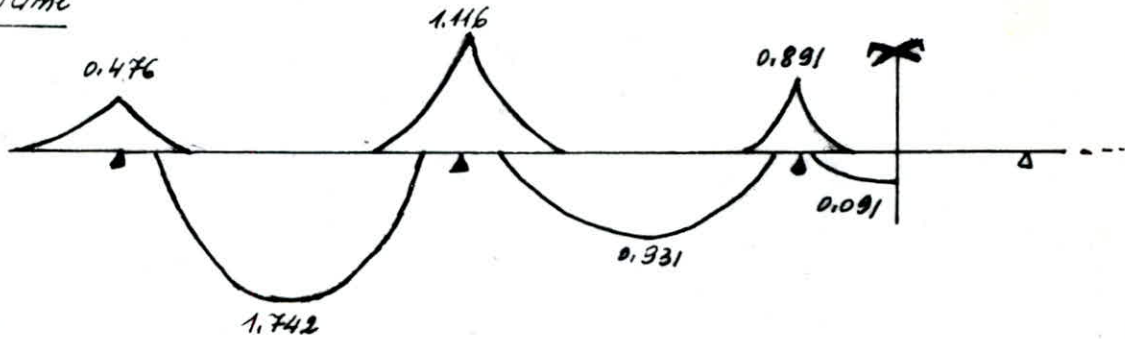
• balcon et loggias: $q_b = 0.356 \text{ t/ml}$, $q_{Bb} = 0.228 \text{ t/ml}$.

• A l'etat limite de service la charge lineaire est donnee par: $q_s = g + q_B$

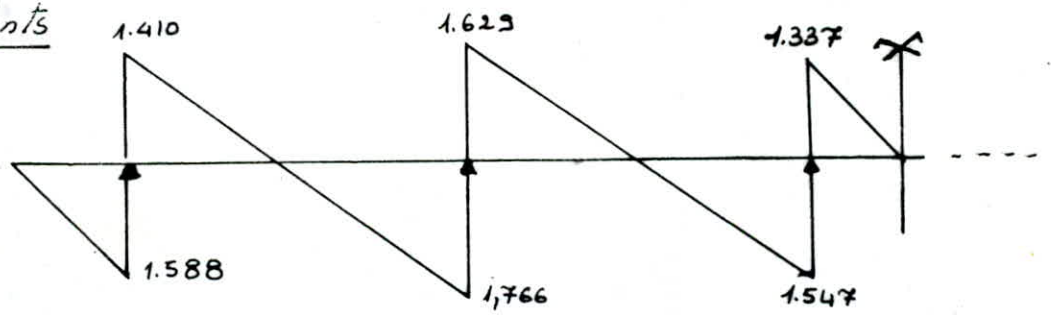
Après combinaisons des charges et surcharges nous avons obtenu:

Etat limite ultime

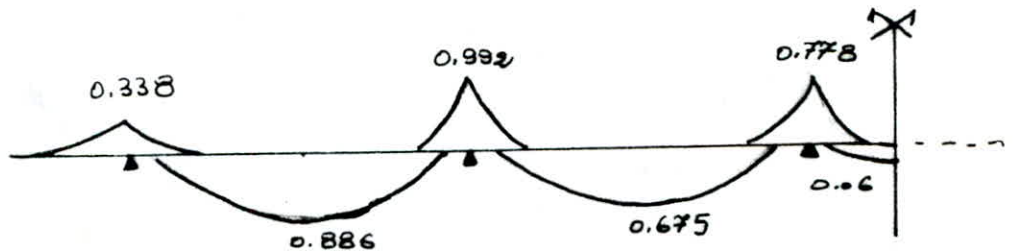
Moments:



Efforts tranchants



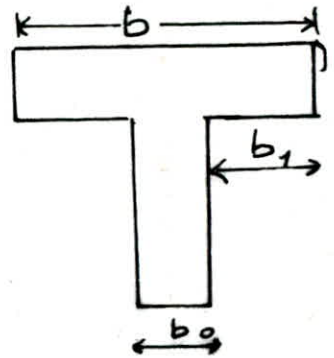
Etat limite de service:



a) Détermination de la table de compression: (Art A.4.1.3 BAEL80)

La table doit satisfaire aux trois conditions:

- $b_1 \leq l_1/10$
 - $b_1 \leq \frac{2}{3} \cdot \frac{l}{2}$ avec $l_1 = l_2 = 47.5 \text{ cm}$
 - $b_1 \leq \frac{l_1 + l_2}{40} + \frac{2}{3} \cdot \frac{l_1}{2}$ alors $b_1 \leq 47.5 \text{ cm}$.
- soit $b_1 = 44 \text{ cm}$.



$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \cdot 44 + 12 = 100 \text{ cm.}$$

b) Dispositions constructives:

$h_t = 25 \text{ cm}$, l'enrobage $e = \frac{h_t}{10} = 2.5 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$ (art A7.1, BAEL).

$$d = h_t - e = 22.5 \text{ cm.}$$

c) calcul des armatures:

1°) Etat limite ultime (ELU).

* Section en travée : $M_u = 1.742 \text{ tm}$. $V_u = 1.766 \text{ t}$.

Moment résistant de la table : $M_t = \sigma_{bc} b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 34.2 \text{ tm}$

$M_t > M_u$: la section sera calculée comme une section rectangulaire, de largeur (b) et de hauteur (h).

On appliquera la méthode de P. CHARON:

$$\mu = \frac{M}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1.742 \cdot 10^5}{100 \cdot 22.5^2 \cdot 142} = 0.024 < \mu_e = 0.1392 \Rightarrow A' = 0$$

du tableau on tire $\alpha = 0.0304$ $\beta = 0.998$ $1000 \epsilon_s = 10 \Rightarrow \sigma_s = 34806$.

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{1.742 \cdot 10^5}{0.998 \cdot 22.5 \cdot 3480} = 2.23 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \underline{A = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2}$$

* section sur appui:

section considérée comme rectangulaire de largeur b_0 et hauteur d

$$\mu = \frac{M}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1.116 \cdot 10^5}{12 \cdot 22.5^2 \cdot 142} = 0.129 < \mu_e = 0.1392 \Rightarrow A' = 0$$

du tableau on tire $\alpha = 0.1733$, $\beta = 0.931$, $1000 \epsilon_s = 10 \Rightarrow \sigma_s = 34806$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{1.116 \cdot 10^5}{0.931 \cdot 22.5 \cdot 3480} = 1.53 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \underline{A = 1T16 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

Armatures du Hourdis:

$$A \geq 0,2 l \frac{2000}{f_e} = \frac{40l}{f_e} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte un treillis soudé de maille 20 x 20 en $\phi 6$ soit $5\phi 6/m^2 = 1,41 \text{ cm}^2/m^2$.

Verifications diverses:

1°) Condition de non fragilité: (Art 8.6.4 BAEL 80)

A $\geq 0,001 \text{ bd}$ en travée: $0,001 \cdot 100 \cdot 22.5 = 2,25 < 3,39 \text{ cm}^2$ (verif).

sur appui: $0,001 \cdot 12 \cdot 22.5 = 0,25 < 2,01$ (verifiée).

2°) Etat limite de service:

a) verification de l'etat limite de compression du beton:

La fissuration est peu nuisible, on doit verifier donc: $\bar{\sigma}_b \leq 0,6 f_{c28} = 150 \text{ b.}$

• en travée : $M_{tU} = 1,742 \cdot 10^5 \text{ kgcm}$, $A = 3,39$ $\gamma = \frac{M_{tU}}{M_{ser}} = \frac{1,742}{0,886} = 1,97$
 $M_{ser} = 0,886 \cdot 10^5 \text{ kgcm}$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,97-1}{2} + \frac{250}{1000} = 0,73 \geq \frac{\gamma_u}{d} = \alpha = 0,03 \Rightarrow \bar{\sigma}_b \leq 150 \text{ b (Verif)}$$

• sur appui: $M_{tU} = 1,116 \cdot 10^5 \text{ kgcm}$. $\Rightarrow \gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{1,116}{0,992} = 1,12$.
 $M_{ser} = 0,992 \cdot 10^5 \text{ kgcm}$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{1000} = 0,85 \geq \frac{\gamma_u}{d} = \alpha = 0,1733 \Rightarrow \bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}_b = 150 \text{ b (verifiée)}$$

Donc les armatures déterminées par l'ELU se conviennent.

b) verification de l'etat limite de deformation (Art B.6.5.1 BAEL 80).

si les trois cots suivantes sont verifiés, il est inutile de calculer la flèche:

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \Rightarrow 250/4750 = 0,05 < 1/16 = 0,06 \text{ (non verifiée). (1)} \\ h/l \geq \frac{1}{10} M_t/M_0 \Rightarrow 0,05 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{0,886}{1376} = 0,063 \text{ (non-verifiée). (2)} \\ A/bd \leq 4,2/f_e \Rightarrow 3,39/22.5 \cdot 100 = 0,02 \leq \frac{42}{4000} = 0,01 \text{ (verifiée). (3)} \end{array} \right.$$

Les cots (1) et (2) ne sont pas verifiés, donc on doit calculer la flèche:

$$f_{\gamma} = \frac{ML^2}{10E_g I_{f0}} = \text{flèche maximale due aux charges de longue durée. (ART. B.6.5.2. B.7 EL 80).}$$

$$f_i = \frac{ML^2}{10E_i I_{fi}} = \text{flèche maximale due aux charges instantanées.}$$

$l =$ portée de la travée entre nus de l'appuis.

$M =$ moment flechissant maximal dans la travée pour le cas de l'ELS

$$Y_G = CGG = \frac{\sum Y_i S_i}{\sum S_i} = 17,64 \text{ cm} \Rightarrow I_0 = 46212,66 \text{ cm}^4$$

$$f_s = \frac{100A}{bd} = \frac{3.14 \cdot 100}{22.5 \cdot 100} = 0.140 \rightarrow \mu' \# 0.0872 \Rightarrow \delta_b = \frac{M}{\mu' b d^2} = \frac{886 \cdot 100}{0.0872 \cdot 100 \cdot 22.5^2} = 20.076$$

$$\sigma_s = K_1 \cdot \delta_b = 1317.4 \text{ bars} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{e28}}{49 \delta_b + f_{e28}} = 1 - \frac{1.75 \cdot 21}{4 \cdot 0.014 \cdot 1317.14 + 21} = 0.612$$

$$d_i = \frac{0.05 f_{e28}}{(2+3 \frac{b_0}{b}) \mu} = \frac{0.05 \cdot 21}{(2+3 \cdot \frac{12}{100}) \cdot 0.014} = 31.78 \Rightarrow d_i = \frac{2}{5} d_i = 12.71$$

$$I_{f_s} = \frac{I_0}{1 + \mu} = 5263.60 \text{ cm}^4 \quad I_{f_i} = \frac{I_0}{1 + \mu} = 2259.86 \text{ cm}^4$$

$$f_y = \frac{M L^2}{10 E I_{f_s}} = \frac{886 \cdot 100 \cdot 475^2}{10 \cdot 1.17 \cdot 10^5 \cdot 5263.6} = 3.25 \text{ cm} \quad f_i = \frac{M L^2}{10 E I_{f_i}} = 2.52 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_y - f_i = 0.73 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{475}{500} = 0.95 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f < \bar{f} \text{ la flèche est vérifiée.}$$

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant (Art A.5.1.1).

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.13 f_{e28}, 406) = 32.5 \text{ bars}$$

$$V_u = 1766 \text{ Kg}, \quad bd = 12 \cdot 22.5 \quad \tau_u = \frac{1766}{12 \cdot 22.5} = 6.54 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_u \text{ (Vérifié).}$$

• Armatures d'âme:

$$\text{espacement: } s_e \leq \text{Min}(0.3d, 400 \text{ cm}) = 20.25 \text{ cm} \quad (\text{Art A5.1.22})$$

soit A_e la section d'une file d'armature d'âme, f_e sa limite d'élasticité;

On choisit ϕ_e tel que: $\phi_e \leq \text{Min}(1/35, \phi_2, b_0/10) = 7 \text{ mm}$ soit $\phi_e = 6 \text{ mm}$.

$$A_e = 2\phi_6 = 0.56 \text{ cm}^2 \quad \text{acier } FeE24 \Rightarrow f_e = 2350 \text{ bars.}$$

$$\frac{A_e f_e}{b_0 s_e} \geq \text{Max}(\tau_u/2, 4 \text{ bars}) = 4 \text{ bars} \Rightarrow \frac{0.56 \cdot 2350}{20 \cdot 12} = 5.48 > 4 \text{ bars (Vérifié)}$$

• Etat limite des armatures d'âme:

$$\frac{A_e}{b_0 s_e} \geq \frac{\tau_u - 0.5}{0.8 f_e} \quad \text{cas de flexion simple (Art A5.1.23.2)}$$

$$(i.e) \quad s_e \leq \frac{0.8 \cdot A_e \cdot f_e}{b(\tau_u - 0.5)} = 56.97 \text{ cm (Vérifié).}$$

Influence de l'effort tranchant au droit des appuis:

$$\text{• Appui de rive: } V_u \leq 0.267 \cdot b_0 \cdot f_{e28} = 0.267 \cdot 20 \cdot 25 \cdot 250.14 = 16220 > V_u \text{ (Vérifié)}$$

$$\text{• Appui simple: } A \geq 1.15 \frac{V_u}{f_e} = \frac{1.15 \cdot 1766}{4000} = 0.51 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifié).}$$

• Appui Intermédiaire: $A \geq (V_u + \frac{M}{0.9d}) \cdot \frac{1.15}{f_e} = \frac{1.15}{4000} (1766 - \frac{1.116 \cdot 10^5}{20.25}) < 0$, Les armatures inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

• Contrainte de cisaillement (τ_u) à la jonction de la table - nervure:

$$\tau_u = \frac{V_u (b - b_0)}{4.8 d b_0} = \frac{1766 (100 - 12)}{4.8 \cdot 22.5 \cdot 100} = 0.32 \text{ bars} < \bar{\tau}_u \text{ (Vérifié).}$$

si A_1 est la section des armatures du hourdis par (ml) de longueur on doit avoir:

$$A_1 = 0.65 \text{ cm}^2 > \frac{V_u b_1}{0.8 b d f_e} = \frac{1766 \cdot 44}{0.8 \cdot 100 \cdot 22.5 \cdot 4000} = 0.111 \text{ cm}^2/\text{ml (Vérifié).}$$

Escaliers.

Les escaliers prévus pour notre bâtiment sont du type "escalier à paillasse adjacentes avec paliers de repos" l'ensemble est coulé en place.

Dimensionnement: Pour assurer une montée confortable, on vérifie la

relation de Blondel: $59 \leq g + 2h \leq 66$.

g : longueur de la marche h : la hauteur de la contre-marche.

d'où $g + 2h = 30 + 2 \cdot 17 = 64$ vérifiée

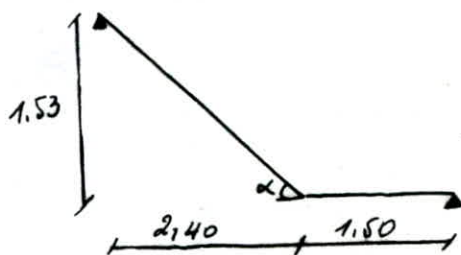
Calcul des escaliers:

1) Schema statique:

$$\tan \alpha = 0,637 \rightarrow \alpha = 32,43^\circ$$

longueur totale de l'escalier

$$L = 2,40 + 1,50 = 3,90 \text{ m.}$$



2) Prédimensionnement du palier et de la paillasse:

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow 13 \leq e \leq 19,5 \text{ mtr } e = 16 \text{ cm.}$$

3) Evaluation des charges et surcharges:

Paillasse: $G = 863 \text{ kg/m}^2$ $Q_B = 400 \text{ kg/m}^2$

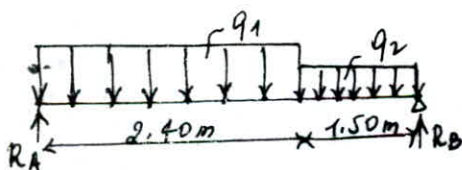
Palier: $G = 546 \text{ kg/m}^2$ $Q_B = 250 \text{ kg/m}^2$

4) Détermination des efforts:

a) Etat limite Ultime (ELU):

$$q = 1,35g + 1,5q_B$$

paillasse $q_1 = 1773 \text{ kg/ml.}$
palier $q_2 = 1112 \text{ kg/ml.}$



$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = 3266,68 \text{ kg}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B = 2656,52 \text{ kg}$$

Calcul des Moments flechissants:

$$0 \leq x \leq 2,4 \rightarrow M_A(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2}$$

$$M_A(x) = \max \Rightarrow \frac{dM_A(x)}{dx} = 0$$

$$\text{d'où } x = R_A/q_1 = 3266,68/1773 = 1,84 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{A \max} = 3017,39 \text{ kgm.}$$

$$V_{A \max} = 3266,68 \text{ kg.}$$

$$0 \leq x \leq 1,5 \Rightarrow M_B(x) = R_B x - q_2 \frac{x^2}{2}$$

$$M_B = \max \rightarrow \frac{dM_B(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2,4515$$

D'où On tient les résultats de calcul:

$$M_{B \max} = 2733,76 \text{ kgm}$$

$$V_{\max} = 2656,52 \text{ kg.}$$

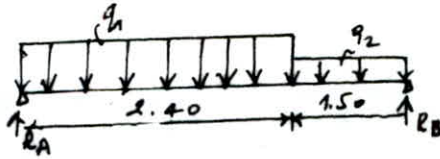
$$M_{u \max} = 3017,39 \text{ kgm}$$

$$V_{u \max} = 3266,68 \text{ kg.}$$

b) Etat limite de service: $q = g + q_B$

paillasse $q_1 = 1293 \text{ kg/ml.}$
palier $q_2 = 796 \text{ kg/ml.}$

schema statique:



$$R_A = 2337,82 \text{ Kg}$$

$$R_B = 1900,28 \text{ Kg}$$

$$M_{\max \text{ serv}} = 2153,43 \text{ kgm}$$

• Determinations des armatures: Etant donné qu'on a un semi-encastrement, les valeurs des moments prises en compte sont:

a) ELU

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_{\max} = 2564,78 \text{ kgm} \\ M_{av} = 0,3 M_{\max} = 905,22 \text{ kgm} \\ V_{\max} = 3266,68 \text{ Kg} \end{cases}$$

b) ELS

$$\begin{cases} M_{t \text{ ser}} = 0,85 M_{\max} = 1830,4 \text{ kgm} \\ M_{av \text{ ser}} = 0,3 M_{\max} = 905,22 \text{ kgm} \end{cases}$$

Si on prend un eurobage $d' = 2 \text{ cm} \Rightarrow d = h - d' = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$
 $b = 100 \text{ cm}$.

1°) ELU:

• en travée: On utilise la méthode de P. CHARDON:

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_c} = \frac{2564,78 \cdot 10^2}{10^2 \cdot 14^2 \cdot 142} = 0,092 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,1209$$

$$\beta = 0,952$$

$$1000 E_s = 10 \Rightarrow \sigma_s = 3480 \text{ b}$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{2564,78 \cdot 10^2}{0,952 \cdot 14 \cdot 3480} = 5,5 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on adopte } A = 6H12 = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• sur appui: $\mu = \frac{M}{bd^2 f_c} = \frac{905,22 \cdot 10^2}{10^2 \cdot 14 \cdot 142} = 0,033 < \mu_e \Rightarrow A' = 0$ et $\beta = 0,983$
 $1000 E_s = 10 \Rightarrow \sigma_s = 3480 \text{ b}$

$$\alpha = 0,041$$

$$1000 E_s = 10 \Rightarrow \sigma_s = 3480 \text{ b}$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{905,22 \cdot 10^2}{0,983 \cdot 14 \cdot 3480} = 1,89 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on adopte une } A = 2H12 = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Verifications Diverses:

1°) condition de non-fragilité: $A_{st} \geq 0,23 b h \frac{f_{e \text{ ser}}}{f_c} = 0,23 \cdot 100 \cdot 16 \cdot \frac{21}{400} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• en travée $A_{st} = 6,78 > 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$ vérifié

• sur appui $A_{st} = 2,26 > 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$ vérifié

2°) condition de non fissuration et état limite de compression du beton:

• $\phi \geq 6 \text{ mm}$ nous avons $\phi = 12 \text{ mm} > 6 \text{ mm}$ (vérifiée)

• $\sigma_{st} \leq \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_{ct}, 1500 \eta \right) = 2400 \text{ bars}$ avec $\eta = 1,5$ pour HA

en travée: $A = 6H12 = 6,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho_1 = \frac{100 A}{bd} = \frac{100 \cdot 6,78}{100 \cdot 14} = 0,484$

$$\Rightarrow K_1 \# 32,62$$

$$\beta_1 \# 0,903 \Rightarrow$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{A \rho_1 d} = \frac{1830,42 \cdot 100}{6,78 \cdot 0,903 \cdot 14} = 2135,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

(Vérifié)

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{2135,5}{32,62} = 66,05 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 150 \text{ kg/cm}^2$$

(Vérifié).

sur appui: $A = 2,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 2,26}{100 \times 14} = 0,168 \Rightarrow K_1 \# 59,63$
 $\beta_1 \# 0,933$
 $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A \rho_1 d} = \frac{905,22 \cdot 100}{2,26 \cdot 0,933 \cdot 14} = 2104,63 < \bar{\sigma}_s = 2400 \text{ bars (verifié)}$

Contrainte de compression du béton: $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{2104,63}{59,63} = 32,5 < \bar{\sigma}_b = 1506 \text{ (verifié)}$

3°) Etat limite de service de déformation:

Il suffit de vérifier: $\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{42}{f_e} \Rightarrow \frac{6,78}{100 \times 14} = 5 \cdot 10^{-3} < \frac{42}{4000} = 11 \cdot 10^{-3} \text{ (verifié)}$

Armatures de répartition:

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $A_r = 4 \phi 8/\text{ml}$.

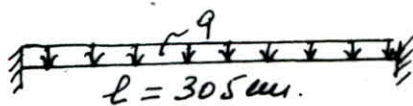
• Vérification à l'effort tranchant:

• $\tau_u \leq \frac{V_u}{bd} \leq 0,05 \frac{f_{ctdB}}{\tau_{ctdB}} = 12,5 \text{ bars:}$ $\tau_u = \frac{3266,68}{100 \times 14} = 2,336 < \bar{\tau}_u \text{ (verifié)}$

• $A_{st} \sigma_{st} \geq V_u + \frac{M_u}{0,9d} = 3266,68 - \frac{2654,78 \cdot 100}{0,9 \cdot 14} < 0$

Donc les armatures inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

• Poutres palières:



• Predimensionnement:

$h \geq l/10 = \frac{30,5}{10} = 3,05 \text{ cm}$ on adopte $h = 45 \text{ cm}$

a) Évaluation des charges: poids propre $G = 0,45 \cdot 0,45 \cdot 2500 = 506,25 \text{ kg/l}$
 effort tranchant: $V = 3266,68 \text{ kg/ml}$

E.L.U

la charge uniformément répartie est $q = 1,356 + V = 3950,12 \text{ kg/l}$

• Moment en travée: $M_u = q \frac{l^2}{10} = 3674,6 \text{ kgm}$

• Moment sur appui: $M_a = q \frac{l^2}{20} = 1873,3 \text{ kgm}$

• effort tranchant: $V_u = q \frac{l}{2} = 6023,9 \text{ kg}$

Ferrailage: On prend l'enrobage $d' = 4,5 \text{ cm}$ d'où $d = 40,5 \text{ cm}$

• en travée: $\mu = \frac{M}{bd^2 f_e} = \frac{3674,6 \cdot 10^2}{45 \cdot 40,5^2 \cdot 142} = 0,035 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow A = 0$

$\alpha = 0,0446$

$\beta = 0,982$

$1000 \epsilon_s = 10 \Rightarrow \sigma_s = 3480 \text{ bars} \Rightarrow A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{3674,6 \cdot 10^2}{0,982 \cdot 40,5 \cdot 142} = 2,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• sur appui: $\mu = \frac{M}{bd^2 f_e} = \frac{1873,3 \cdot 10^2}{45 \cdot 40,5^2 \cdot 142} = 0,018 < \mu_e \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 0,0227$
 $\beta = 0,991$
 $1000 \epsilon_s = 10$

$\sigma_s = 3480 \text{ b.}$

ETUDE SISMIQUE

$$A = \frac{M}{\rho d \bar{\sigma}_s} = \frac{1837,3 \cdot 100}{0,991 \cdot 40,5 \cdot 3480} = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Verifications Diverses:

1) Condition de non fragilité:

$$A_s \geq 0,23 \text{ bd} \frac{f_{tL}}{f_c} = 0,23 \cdot 45 \cdot 40,5 \cdot \frac{21}{4000} = 2,2 > 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : en travée $A = 2\phi 16 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$
sur appui $A = 2\phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

2) Verification à l'état limite de fissures et de compression du béton:

• en travée : $\phi \geq 6 \text{ mm}$ (Verifiée)

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 2400 \text{ bars:}$$

$$s_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \cdot 4,02}{40,5 \cdot 45} = 0,221 \Rightarrow k_1 \# 50,79 \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \frac{M}{\rho d A} = 1891 \text{ bars}$$

$$\beta_1 \# 0,924$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 2400 \text{ bars (Verifiée)}$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{1891}{50,79} = 37,2 < 150 \text{ b (Verifiée)}$$

• sur appui:

$$\phi \geq 6 \text{ mm (Verifiée)}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 2400 \text{ bars:}$$

$$s_1 = \frac{100 \times 2,26}{40,5 \cdot 45} = 0,124 \Rightarrow k_1 \# 69,75 \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 1447 \text{ bars} < 2400 \text{ b (Verifiée)}$$

$$\beta_1 \# 0,941$$

3) Verification à l'état limite de def:

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = 21,25 < \bar{\sigma}_b \text{ (Verifiée)}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{42}{f_c} \Rightarrow \frac{4,02}{40,5 \cdot 45} = 3 \cdot 10^{-3} < 11 \cdot 10^{-3} \text{ (Verifiée)}$$

EFFORT TRANCHANT

$$V_u = 6023,93 \text{ kg} \quad \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{6023,93}{40,5 \cdot 45} = 3,31 \text{ bars} \leq \text{Min}(0,1 \frac{f_{ctd}}{28}, 30) = 25 \text{ bars (Verif)}$$

• Espacement minimal:

$$s_e \leq \text{min}(0,9d, 40 \text{ cm}) = 36,45 \text{ cm.}$$

$$\frac{A_{st} \cdot f_c}{b_0 s_e} \geq \text{max}(2u/2, 4 \text{ bars}) = 4 \text{ bars} \quad \text{si on prend } A_2 = \phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

alors: $s_e \leq 13,5 \text{ cm.}$ soit $s_e = 12 \text{ cm.}$

• Au voisinage de l'appui:

$$\bar{\sigma}_{st} A_{st} \geq V_u + \frac{M_u}{9d} = 6023,9 + \frac{1837,3 \cdot 100}{36,45} = 983,33 \text{ kg.}$$

$$A_{st} \bar{\sigma}_{st} = 2,26 \cdot 3480 = 7864,8 \text{ kg} > 983,33 \text{ kg (Verifiée)}$$

Donc les armatures inférieures résistent bien à l'effort:

$$V_u - F' = V_u + \frac{M_u}{0,9d}$$

Calcul des rigidités

Le calcul des rigidités ainsi que le calcul des effets sous les charges horizontales sera fait par la méthode de "MUTO".

Conditions d'application:

- Elle est applicable pour les bâtiments à usage rigides dans les plans, ayant une ossature composée de poteaux reprenant la totalité des charges.
- Les charges sont supposées concentrées au niveau des planchers
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation est rectangulaire (vent) ou triangulaire (séisme).
- La raideur (I/E) des poteaux ne soit pas trop faible devant celle des poteaux on doit avoir $K \geq 0.2$ pour tous les nœuds de l'ossature.
- Les poteaux dont $K < 0.2$ doivent être comme ne faisant pas partie de la structure résistante aux charges horizontales.
- Les raideurs (I/E) des travées adjacentes d'une même poutre ne doivent pas être trop différentes (rapport compris entre 0.5 et 2)
- La raideur (I/h) d'un poteau ne doit pas trop varier entre deux étages adjacents (rapport compris entre 0.5 et 2)
- On ne doit pas avoir de variation brusque de rigidité entre deux niveaux adjacents.

1) Calcul des rigidités linéaires

- poteau : $K_{pot} = I/h$ avec $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{45^4}{12} = 341718,75 \text{ cm}^4 \Rightarrow K_{pot} = 11540$

- poutre : $K_{pou} = I/l$ avec $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{25 \cdot 45^3}{12} = 189843,75 \text{ cm}^4$

$l_1 = 500 \text{ cm} \Rightarrow K_{pou_1} = 380 \text{ cm}^3$

$l_2 = 350 \text{ cm} \Rightarrow K_{pou} = 542 \text{ cm}^3$

$l_3 = 420 \text{ cm} \Rightarrow K_{pou} = 452 \text{ cm}^3$

$l_4 = 540 \text{ cm} \Rightarrow K_{pou} = 352 \text{ cm}^3$

$l_5 = 360 \text{ cm} \Rightarrow K_{pou} = 527 \text{ cm}^3$

Pour le vide sanitaire la rigidité linéaire pour les poteaux est:

$K_{p_{NS}} = 1953 \text{ cm}^3$ avec $h_{NS} = 175 \text{ cm}$.

2) Calcul des coefficients \bar{k} et du coefficient de correction a_j dans les 2 sens, et les raideurs corrigées des poteaux $a_j K_j$ ainsi que la rigidité de niveau.

Pour un étage courant : $a_j = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$ $\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre}}{2 K_{potéau}}$

1^{er} niveau (RDC) : + encastrement à la base : $a_j = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$
 + articulation : $a_j = \frac{0.5 \bar{K}}{1 + 2 \bar{K}}$

La rigidité relative de niveau corrigée d'un portique est :

$R_j = 12 \frac{E}{h_j^3} D_j$ avec $D_j = \sum_{i=1}^m a_j^{(i)} K_j^{(i)}$ si (k = este pour la m^{ème} étage)

A) Portiques longitudinaux :

Niv	2°, 3°, 4°, 5°, 6°, 7°, 8°						1°						
pot	\bar{K}	a_j	K_p	$a_j K_p$	D_j	R_j	pot	\bar{K}	a_j	K_p	$a_j K_p$	D_j	R_j
5	0,329	0,141	1154	162,71	1519,58	25128,01	5	0,195	0,258	1953	503,65	3486,68	164950,65
6	0,659	0,248	1154	268,19			6	0,389	0,308	1953	600,96		
7	0,799	0,285	1154	328,89			7	0,472	0,327	1953	638,73		
8	0,799	0,285	1154	328,89			8	0,389	0,327	1953	638,73		
9	0,659	0,248	1154	268,19			9	0,389	0,308	1953	600,96		
10	0,329	0,141	1154	162,71			10	0,195	0,258	1953	503,65		

B) Portiques transversaux :

Niv	2°, 3°, 4°, 5°, 6°, 7°, 8°						1°						
pot	\bar{K}	a_j	K_p	$a_j K_p$	D_j	R_j	pot	\bar{K}	a_j	K_p	$a_j K_p$	D_j	R_j
1	0,390	0,275	1154	317,93	1731,58	28633,68	1	0,230	0,327	1953	639,32	2796,52	132800
2	0,700	0,442	1154	509,68			2	0,440	0,378	1953	737,44		
3	0,760	0,464	1154	535,33			3	0,450	0,388	1953	757,29		
4	0,460	0,349	1154	368,64			4	0,270	0,339	1953	662,47		

Détermination du centre de masse et du centre de torsion :

a) Centre de masse : les coordonnées (x_G, y_G) sont données ci-dessous :

Niv	1 ^{er} 2 ^e 3 ^e 4 ^e 5 ^e 6 ^e 7 ^e	8 ^e
x_G (m)	12,95	12,95
y_G (m)	6,476	6,806

b) Centre de torsion : par rapport au repère (XOY) les coordonnées du centre de torsion sont données par :

$$X_{cj} = \frac{\sum_{j=1}^k R_{jy}^{(e)} x_j}{R_{jy}^{(e)}} \quad \text{dans le sens transversal. en } K_0$$

$$Y_{cj} = \frac{\sum_{j=1}^k R_{jx}^{(e)} y_j}{R_{jx}^{(e)}} \quad \text{dans le sens longitudinal.}$$

avec :

$$R_{jy} = \sum_{e=1}^k R_{jy}^{(e)} = 4 R_{jy} \text{ (kglem)} ; R_{jx} = \sum_{e=1}^m R_{jx}^{(e)} = 4 R_{jx} \text{ (kglem)}.$$

NIV	2 ^e , 3 ^e , 4 ^e , 5 ^e , 6 ^e , 7 ^e , 8 ^e	1 ^e
R_{jx}^e	100512,04	659802,60
R_{jy}^e	171802,08	793800,00

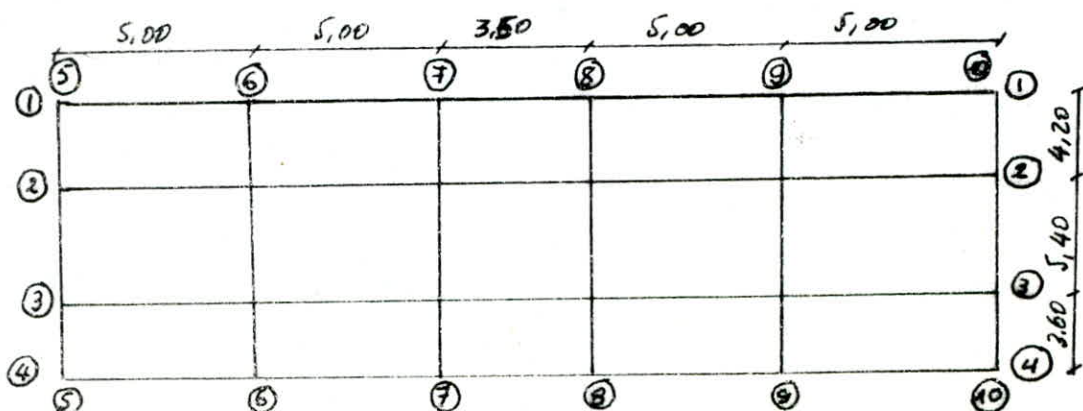
• Calcul de $\sum R_{jy} x_j$ et $\sum R_{jx} y_j$:

• Portiques longitudinaux :

NIV	port	1-1	2-2	3-3	4-4	$\sum R_{jx} x_j$
2 ^e , 3 ^e 4 ^e , 5 ^e	$x_j(m)$	0	3,6	9	13,2	648302,66
6 ^e , 7 ^e , 8 ^e	R_{jx}	25128,01	25128,01	25128,01	25128,01	
1 ^e	$x_j(m)$	0	3,6	9	13,2	
	R_{jx}	164950,65	164950,65	164950,65	164950,65	

• Portiques transversaux :

NIV	port	5-5	6-6	7-7	8-8	9-9	10-10	$\sum R_{jy} x_j$
2 ^e , 3 ^e , 4 ^e 5 ^e , 6 ^e 7 ^e , 8 ^e	$x_j(m)$	1,2	6,2	11,2	14,7	19,7	24,7	2224836,94
	R_{jy}	28633,68	28633,68	28633,68	28633,68	28633,68	28633,68	
1 ^e	$x_j(m)$	1,2	6,2	11,2	14,7	19,7	24,7	
	R_{jy}	132300	132300	132300	132300	132300	132300	



• coordonnées du centre de torsion :

Niveau	2 ^e , 3 ^e , 4 ^e , 5 ^e , 6 ^e , 7 ^e , 8 ^e	1 ^e
x_c (m)	12,95	12,45
y_c (m)	6,45	6,45

• Calcul des excentricités entre C et G : les unités sont en mètre (m).

Niveau	x_g	x_c	$e_x = x_g - x_c $	y_g	y_c	$e_y = y_g - y_c $ (m).
2 ^e	12,95	12,95	0	6,806	6,45	0,360
3 ^e , 4 ^e , 5 ^e , 6 ^e , 7 ^e	12,95	12,95	0	6,476	6,45	0,025
1 ^e	12,95	12,95	0	6,476	6,45	0,025

D'après le R.P.A à chaque niveau et de chaque direction la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau soit $\frac{5}{100} \cdot 23,5 = 1,175$
- excentricité théorique résultant du calcul.

Alors on prend $e_x = e_y = 1,175$ m.

- calcul de la rigidité de torsion $R_{j\theta}$: elle est donnée par :

$$R_{j\theta} = \sum_{i=1}^6 R_{jy}^{(i)} [x_j^{(i)}]^2 + \sum_{i=7}^{10} R_{jx}^{(i)} [y_j^{(i)}]^2$$

Niveau	2 ^e , 3 ^e , 4 ^e , 5 ^e , 6 ^e , 7 ^e , 8 ^e	1 ^e
$R_{j\theta}$ (kgcm)	$16442805,33 \cdot 10^4$	$68321060,78 \cdot 10^4$

Étude AU SEISME

Generalités: Les secousses sismiques imposent aux constructions une accélération particulière pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur. Il en résulte des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques. Quelques règles de conception générale sont recommandées:

- Réduire la hauteur du bâtiment ainsi que le rapport de la hauteur, largeur
- Éviter les ensembles mal équilibrés en hauteur, inertie, et les éléments mal liés à l'ossature. Prévoir des fondations soigneusement chaînées et engagées ds le sol afin de s'opposer aux efforts de soulèvements dus au séisme. Si possible, un sous-sol ou des fondations profondes armées, qui ancrent la construction dans le sol. Éviter les ouvertures de grandes dimensions
- Abaisser le plus que possible le C.D.G de la construction. Réaliser des nœuds rigides ainsi qu'une bonne disposition des armatures.
- Prévoir des encadrements armés liés à l'ossature autour des ouvertures. Les recouvrements des barres en attente dans les poteaux devront égaux ou moins égaux à 50 fois le diamètre de ces barres et réalisés sans crochets. Assurer l'indéformabilité de l'ensemble par des contre-ventements dans tous les sens.

Détermination des charges sismiques sous l'action sismique:
 Les charges sont supposées concentrées au niveau du plancher. Sa charge sismique est: $W = G + P/S$.

G: poids propre	P/S: poids des équipements fixes (armoires, etc,
- Niveau B. surface du plancher terrasse: 310,2 m ²	
- Acotère	= 8,81 t
Plancher terrasse	= 201,63 t
Poutres longitudinales	= 26,44 t
Poutres transversales	= 22,28 t
1/2 poteaux	= 17,98 t
1/2 Murs extérieurs	= 32,37 t
P/S	= 6,204 t
	<hr/>
	W = 315,714 t

Niveau 1, 3, 4, 5, 6, 7: surface = 310,2 + surface balcon (10.8 m ²).	
Plancher courant	= 169,99 t
Poutre long. transv	= 48,72 t
Escalier	= 9,68 t
murs extérieurs	= 64,74 t
Poteaux	= 35,86 t
Balcons - logias	= 11,79 t
Pls	= 11,613 t
	<hr/>
W	= 352,393 t.

Evaluation de la période:

Le calcul dynamique des périodes propres d'oscillation se fera par la méthode de HÖLZER, qui se prête bien pour les bâtiments contreventés par des portiques. En évaluant les forces d'inertie du système statique équivalent, en utilisant la période la plus défavorable des périodes calculées, et en les distribuant entre éléments qu'on appelle contreventements par une méthode classique d'EDM.

Dans notre cas on procède comme suivant:

- On calcul $(R_1, R_2, \dots, R_n), (m_1, m_2, \dots, m_n)$ par la méthode de MATH
- On se fixe un (ω) de préférence déjà calculé par la méthode approximative.

• On calcul la forme propre associée à (ω) par la formule:

$$x_{j-1} = x_j - \frac{\bar{\omega}^2}{R_j} \sum_k m_k x_k \quad \text{si } x_0 = 1 \quad ; (\omega) \text{ calculé est valable,}$$

sinon on change (ω) .

• Calcul des périodes approximatives:

$$m = \frac{\sum m_k}{n} = 347808 \text{ kg.}$$

• a) sens longitudinal: $R = 4 \times 25128,01 \text{ kg/cm.}$

$$\bar{\delta} = \frac{mg}{R} = \frac{347808}{4 \times 25128,01} = 0,339 \quad \Rightarrow \sqrt{\bar{\delta}} = 0,582.$$

$$T_i = \varphi_i \sqrt{\bar{\delta}}$$

$$T_1 = 0,582 \cdot 1,084 = 0,631 \text{ s} \Rightarrow \omega_1 = 9,958 \text{ rad/s} \Rightarrow \omega_1^2 = 99,152.$$

$$T_2 = 0,582 \cdot 0,365 = 0,213 \text{ s} \Rightarrow \omega_2 = 29,499 \text{ rad/s} \Rightarrow \omega_2^2 = 870,163$$

$$T_3 = 0,582 \cdot 0,224 = 0,130 \text{ s} \Rightarrow \omega_3 = 48,332 \text{ rad/s} \Rightarrow \omega_3^2 = 2336,00$$

b) sens transversal:

$$R = 6 \times 28633,68 \text{ kg/cm}$$

$$\bar{s} = \frac{347808 \times 9,8}{6 \times 28633,68} = 0,198 \Rightarrow \sqrt{\bar{s}} = 0,445.$$

$$T_1 = 1,084 \cdot 0,445 = 0,483$$

$$\omega_1 = 13,009 \text{ rad/s}$$

$$\omega_1^2 = 169,225$$

$$T_2 = 0,365 \cdot 0,445 = 0,163$$

$$\omega_2 = 38,597 \text{ rad/s}$$

$$\omega_2^2 = 1488,830$$

$$T_3 = 0,224 \cdot 0,445 = 0,100$$

$$\omega_3 = 62,83$$

$$\omega_3^2 = 3947,840$$

les résultats sont donnés par les tableaux suivants

sens longitudinal:

$$m_1 = 315714 \text{ kg}$$

$$R_j = 100.512 \cdot 10^7 \text{ N/m}$$

$$\omega_1^2 = 99 \text{ rad}^2/\text{s}^2.$$

$$m_2 = 352393 \text{ kg}$$

NiV	8	7	6	5	4	3	2	1
Xj	1,00	0,969	0,904	0,808	0,684	0,536	0,369	0,190
$\frac{\omega_j^2}{R_j} \sum m_k x_k$	0,031	0,065	0,096	0,124	0,148	0,167	0,179	0,186

$$\Delta = 0.004 \text{ accepté}$$

$$\omega_2^2 = 870 \text{ rad}^2/\text{s}^2.$$

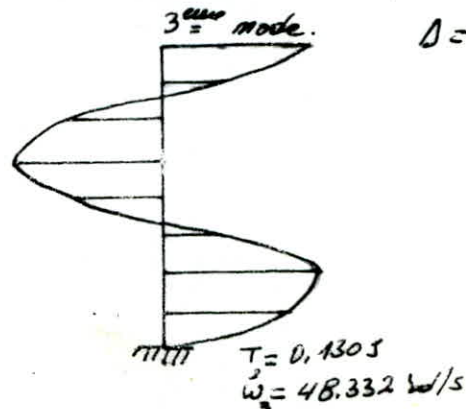
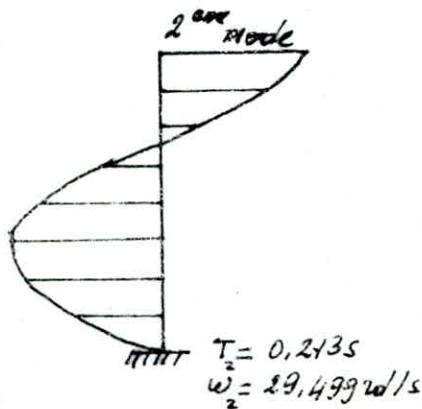
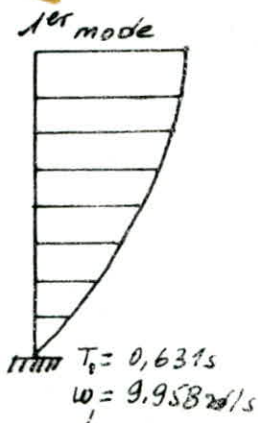
NiV	8	7	6	5	4	3	2	1
Xj	1,00	0,726	0,231	-0,335	-0,748	-1,018	-0,927	-0,553
$\frac{\omega_j^2}{R_j} \sum m_k x_k$	0,274	0,495	0,556	0,446	0,220	-0,091	-0,374	-0,543

$$\Delta = 0.01 \text{ accepté}$$

$$\omega_3^2 = 2336 \text{ rad}^2/\text{s}^2.$$

NiV	8	7	6	5	4	3	2	1
Xj	1,00	0,266	-0,687	-1,076	-0,583	0,388	1,041	0,840
$\frac{\omega_j^2}{R_j} \sum m_k x_k$	0,734	0,952	0,389	-0,495	-0,971	-0,653	0,200	0,889

$$\Delta = 0.049$$



Sens transversal: $m_1 = 315714 \text{ kg}$
 $m_2 = 352393 \text{ kg}$

$R_j = 171,802 \cdot 10^7 \text{ N/m}$

$\omega_1^2 = 169,2 \text{ rad}^2/\text{s}^2$

NiV	8	7	6	5	4	3	2	1
X_j	1,00	0,969	0,904	0,808	0,684	0,536	0,370	0,190
$\frac{\omega^2}{R_j} \sum m_k x_k$	0,031	0,065	0,096	0,124	0,148	0,166	0,179	0,186

$\omega_2^2 = 1486 \text{ rad}^2/\text{s}^2$

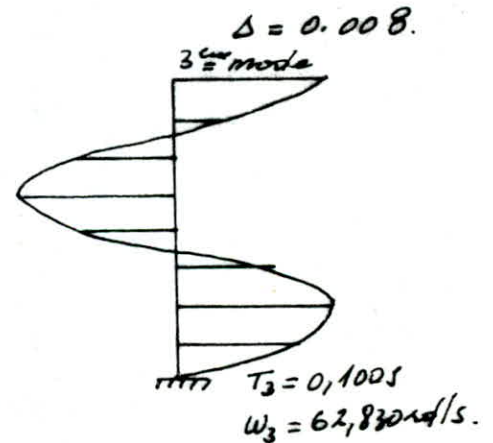
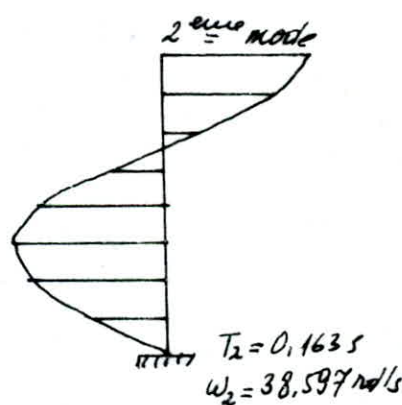
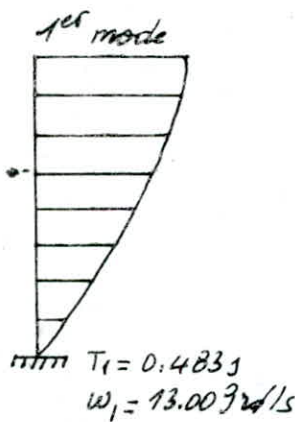
$\Delta = 0,004$

NiV	8	7	6	5	4	3	2	1
X_j	1,00	0,727	0,232	-0,333	-0,797	-1,018	-0,929	-0,556
$\frac{\omega^2}{R_j} \sum m_k x_k$	0,273	0,495	0,565	0,464	0,221	-0,089	-0,372	-0,542

$\omega_3^2 = 3948 \text{ rad}^2/\text{s}^2$

$\Delta = 0,014$

NiV	8	7	6	5	4	3	2	1
X_j	1,00	0,274	-0,673	-1,076	-0,607	0,353	1,028	0,870
$\frac{\omega^2}{R_j} \sum m_k x_k$	0,726	0,948	0,403	-0,469	-0,960	-0,674	0,158	0,862



Calcul des forces sismiques:

L'intensité de la force sismique horizontale est donnée par la formule de (RPA 81 - Art 3.31) :

$V = A B D Q W$ V : force horizontale totale

A : coef. d'accélération des zones, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique (II) : $A = 0,15$ tableau 1 page 30.

B : facteur de comportement de la structure, dépend du type de la structure et de la nature de ses contreventements : $B = 1/4$.

D : facteur d'amplification dynamique, déterminé d'après le type de sol en fonction de la période (T) du bâtiment à partir du graphique du (RPA 81 page 37).

• sens transversal : $T < 0,5s \Rightarrow D = 2$.

• sens longitudinal : $T = 0,631s \Rightarrow D = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T}} = 1,78$

Q : facteur de ~~qualité~~ ^{qualité} : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$.

• cots minimales des files porteuses : portique 1-1. $l_1 = 540cm$. $l_2 = 360cm$.
 $\Rightarrow l_1/l_2 = 1,5$ donc $P_{q1} = 0$.

• surabondance en plan : $P_{q2} = 0$.

• symétrie en plan : $P_{q3} = 0$.

• régularité en élévation : $P_{q4} = 0$.

• Contrôle de la qualité de matériaux : $P_{q5} = 0$.

• Contrôle de la qualité de construction : $P_{q6} = 0,1$.

$\Rightarrow Q = 0,1 + 1 = 1,1$.

W = comprend la totalité des charges permanentes (pds propre de la structure, poids de remplissages et des revêtements, poids des équipements fixes, ...)

$W = 2782,47t$.

Sens transversal:

$V_t = 0,15 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,1 \cdot 2 \cdot 2782,47 = 229,55t$.

$T < 0,7s \Rightarrow F_t = 0$ (RPA 81).

$V = \sum_{k=1}^n F_k$ $F_k = \frac{V W_k h_k}{\sum w_i h_i}$

Niv	8	7	6	5	4	3	2	1
W _{khk}	7728,68	7548,26	6469,94	5391,61	4313,29	3456,98	2156,65	1078,32
F _k	46,512	45,425	38,937	32,447	25,957	20,804	12,978	6,490
V _{jy}	46,512	91,937	130,874	163,329	189,278	210,082	223,060	229,55

Sens longitudinal:

$$V_L = 0,15 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,1 \cdot 1,78 \cdot 2782,47 = 204,30t. \quad T < 0,7s \rightarrow F_e = 0$$

Niv	8	7	6	5	4	3	2	1
W _{khk}	7728,68	7548,26	6469,94	5391,61	4313,29	3456,98	2156,65	1078,32
F _k	41,395	40,429	34,654	28,878	23,098	18,516	11,551	5,776
V _{jx}	41,395	81,824	116,478	145,356	168,872	187,388	198,939	204,715

Determination de l'effort de niveau (V_j): revenant à chaque portique:

a) dans les portiques longitudinaux:

$$V_{jx} = V_{jz} \cdot \frac{R_{jz}}{R_{jx}} + V_{j\theta} \cdot \frac{R_{jx} \cdot X_j}{R_{j\theta}} e_y \quad \text{avec } R_{j\theta} = 16.443 \cdot 10^{10} \text{ kgcm.}$$

$$e_x = e_y = 117,5 \text{ cm.}$$

b) dans les portiques transversaux:

$$V_{jy} = V_{j\theta} \cdot \frac{R_{jy}}{R_{jy}} + V_{jz} \cdot \frac{R_{jy} \cdot X_j}{R_{j\theta}} e_x$$

$$\sum R_{jz} = 100512,04 \text{ kg/cm.}$$

$$\sum R_{jy} = 171802,08 \text{ kg/cm.}$$

Le déplacement relatif (δ_j) d'un étage est donné par:

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

Les valeurs de V_j et δ_j sont données dans les tableaux qui suivent:

vers transversal

Niv	Y ^(h)	X _c (cm)	V _y (L)	V _{y max} (L)
8°	46,152		6,634	8,870
			-175	7,190
			-675	7,585
			-175	7,979
			675	8,394
			175	8,870
7°	91,937		17,533	17,533
			-175	17,533
			10-10	17,533
			175	16,593
			675	15,652
			175	14,992
			-175	14,992
			-675	14,053
			-175	13,112
			10-10	12,173
			175	11,233
			24,959	10,293
6°	130,874		18,666	18,666
			-675	18,666
			-175	18,666
			10-10	18,666
			175	17,726
			675	16,786
			175	15,846
			-175	14,906
			-675	13,966
			-175	13,026
			10-10	12,086
			175	11,146
			34,148	10,206
5°	163,329		20,097	20,097
			-675	20,097
			-175	20,097
			10-10	20,097
			175	19,157
			675	18,217
			175	17,277
			-175	16,337
			-675	15,397
			-175	14,457
			10-10	13,517
			175	12,577
			36,097	11,637
4°	189,278		22,963	22,963
			-175	22,963
			10-10	22,963
			175	22,023
			675	21,083
			175	20,143
			-175	19,203
			-675	18,263
			-175	17,323
			10-10	16,383
			175	15,443
			40,064	14,503
3°	210,082		25,849	25,849
			-675	25,849
			10-10	25,849
			175	24,909
			675	23,969
			175	23,029
			-175	22,089
			-675	21,149
			-175	20,209
			10-10	19,269
			175	18,329
			40,064	17,389
2°	223,060		29,777	29,777
			-675	29,777
			10-10	29,777
			175	28,837
			675	27,897
			175	26,957
			-175	26,017
			-675	25,077
			-175	24,137
			10-10	23,197
			175	22,257
			42,539	21,317
1°	229,553		32,739	32,739
			-675	32,739
			10-10	32,739
			175	31,799
			675	30,859
			175	29,919
			-175	28,979
			-675	28,039
			-175	27,099
			10-10	26,159
			175	25,219
			43,777	24,279

vers longitudinal

Niv	Y ^(h)	X _c (cm)	Port	V _{x max} (L)
8°	41,395		1-1	10,850
			675	10,850
			2-2	10,338
			-285	10,137
			-645	9,869
7°	81,824		1-1	21,418
			675	21,418
			2-2	20,831
			-285	20,037
			-645	19,508
6°	116,478		1-1	30,531
			675	30,531
			2-2	29,633
			-285	28,523
			-645	27,770
5°	145,352		1-1	38,101
			675	38,101
			2-2	37,005
			-285	35,795
			-645	34,656
4°	168,872		1-1	44,265
			675	44,265
			2-2	42,991
			-285	41,354
			-645	42,162
3°	187,388		1-1	49,118
			675	49,118
			2-2	47,705
			-285	45,888
			-645	44,677
2°	198,939		1-1	52,146
			675	52,146
			2-2	50,646
			-285	48,717
			-645	47,431
1°	204,300		1-1	53,551
			675	53,551
			2-2	52,040
			-285	50,029
			-645	48,709

Calcul de l'effort tranchant nevenant à chaque palan :

On prend la portique la plus soignée :

$$V_j^{(h)} = \frac{R_j}{2j} V_j = \frac{\sum_{k=1}^{2j} q_k K_j^{(k)}}{2j} V_j$$

$$d'où U_j = V_j = \frac{\sum_{k=1}^{2j} q_k K_j^{(k)}}{2j} V_j$$

$$avec 2j = \frac{12E K_j q_j}{h_j^2} = \sum n_j = \frac{12E}{h_j^2} \sum q_j K_j$$

Portiques transversaux : calcul de $v_j(t)$.

		Pot	1	2	3	4	
		Q_{jk}	317.93	509.68	535.33	368.64	
Niv	$V_j(t)$	D_j	v_j				
8°	8.870	1731.58	$v_j(t)$	1.629	2.611	2.742	1.888
7°	17.533		$v_j(t)$	3.219	5.161	5.420	3.733
6°	24.959		$v_j(t)$	4.583	7.347	7.716	5.314
5°	31.148		$v_j(t)$	5.719	9.168	9.630	6.631
4°	36.097		$v_j(t)$	6.628	10.625	11.160	7.685
3°	40.064		$v_j(t)$	7.356	11.793	12.386	8.529
2°	42.539		$v_j(t)$	7.810	12.521	13.151	9.056
1°	43.777		$v_j(t)$	8.038	12.885	13.534	9.320

Portiques longitudinaux:

		Pot	5	6	7	8	9	10	
		Q_{jk}	162.71	268.19	328.89	328.89	268.19	162.71	
Niv	$V_j(t)$	D_j							
8°	10.850	1519.58	$v_j(t)$	1.020	1.680	2.061	2.061	1.680	1.020
7°	21.448		$v_j(t)$	2.015	3.322	4.074	4.074	3.322	2.015
6°	27.770		$v_j(t)$	2.609	4.301	5.275	5.275	4.301	2.609
5°	34.656		$v_j(t)$	3.256	5.368	6.582	6.582	5.368	3.256
4°	42.162		$v_j(t)$	3.962	6.530	8.008	8.008	6.530	3.962
3°	49.118		$v_j(t)$	4.615	7.607	9.329	9.329	7.607	4.615
2°	52.146		$v_j(t)$	4.900	8.076	9.409	9.904	8.076	4.900
1°	53.551		$v_j(t)$	5.032	8.294	10.171	10.171	8.294	5.032.

Deformation horizontale:

Détermination des déplacements relatifs de l'étage:

Le déplacement calculé à partir des forces latérales doit être corrigé par $1/2\delta$ pour obtenir le déplacement relatif (RPAB1).

$$\delta_j = \frac{V_j}{R_j} \cdot \frac{1}{2\delta}$$

V_j = effort tranchant de l'étage (j)

R_j = rigidité relative de l'étage (j)

δ : facteur de comportement de la structure $\delta = 1/4$

Le déplacement d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage (RPA 81)

Portiques longitudinaux

Niv	$v_{jx}(t)$	$R_{jx}^{kg/cm}$	δ_{jx}	$\bar{\delta}_{jx}$
8°	41.345	100512.04	0.441	2.295
7°	81.824		0.814	2.295
6°	116.448		1.158	2.295
5°	145.356		1.446	2.295
4°	168.872		1.680	2.295
3°	187.388		1.864	2.295
2°	198.939		1.979	2.295
1°	204.300		2.032	2.295

Portiques transversaux.

Niv	$v_{jy}(t)$	R_{jy}	δ_{jy}	$\bar{\delta}_{jy}$
8°	46.512	80170811	0.270	2.295
7°	91.937		0.535	2.295
6°	130.874		0.762	2.295
5°	163.329		0.951	2.295
4°	189.278		1.102	2.295
3°	210.082		1.223	2.295
2°	223.060		1.298	2.295
1°	229.550		1.336	2.295

$$\bar{\delta} = 0,0075 \text{ hauteur} = 2,295 \text{ em.}$$

la relation $\delta_j < \bar{\delta}$ est vérifiée dans les deux sens.

CALCUL DES EFFORTS

SOUS

CHARGES HORIZONTALES

Calcul des moments dans les poutres:

La position du point d'inflexion est calculée en fonction des caractéristiques des portiques: $z = y \cdot h$ avec $y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$.

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

$$M_{inf} = t_j^{(i)} \cdot z$$

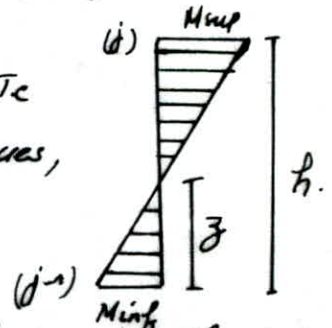
y_0 : coefficient donné par les tableaux du bulletin N°5 C.T.C en fonction de \bar{K} , du nombre total des niveaux de portiques, du numéro du niveau.

y_1 : terme de correction dû à la variation de la rigidité linéaire (I/E) des poutres supérieures et inférieures. Il est donné par des tableaux en fonction de α_1 et \bar{K} : $\alpha_1 = \frac{K_1 + K_2}{K_3 + K_4}$ poutre sup

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 $\alpha_2 = h_1/h$ et de \bar{K} ($y_2 = 0$ pour le dernier niveau)

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 α_3 et \bar{K} $\alpha_3 = h_1/h$ ($y_3 = 0$ pour le 1^{er} niveau)

dans notre cas $h_j = 306 \text{ cm}$.



Portiques longitudinaux

Niv	Port	t _j (t)	k̄	γ ₀	Σ y _i	z(m)	h-z	M _{sup}	M _{inf}
8	5-10	1.020	0.33	0.15	0.15	0.459	2.601	2.653	0.468
	6-9	1.680	0.66	0.30	0.30	0.918	2.142	3.599	1.542
	7-8	2.061	0.80	0.35	0.35	1.017	1.989	4.099	2.207
7	5-10	2.015	0.33	0.30	0.30	0.918	2.142	4.316	1.850
	6-9	3.322	0.66	0.40	0.40	1.224	1.836	6.099	4.066
	7-8	4.074	0.80	0.40	0.40	1.224	1.836	7.480	4.987
6	5-10	2.609	0.33	0.35	0.35	1.071	1.989	5.189	2.794
	6-9	4.301	0.66	0.45	0.45	1.377	1.683	7.239	5.922
	7-8	5.275	0.80	0.45	0.45	1.377	1.683	8.878	7.264
5	5-10	3.256	0.33	0.40	0.40	1.071	1.989	6.476	3.487
	6-9	5.368	0.66	0.45	0.45	1.377	1.683	9.034	7.332
	7-8	6.582	0.80	0.45	0.45	1.377	1.683	11.078	9.063
4	5-10	3.962	0.33	0.45	0.45	1.377	1.683	6.668	5.456
	6-9	6.530	0.66	0.45	0.45	1.377	1.683	10.930	8.992
	7-8	8.008	0.80	0.50	0.50	1.530	1.530	12.252	12.252
3	5-10	4.615	0.33	0.50	0.50	1.530	1.530	7.061	7.061
	6-9	7.607	0.66	0.50	0.50	1.530	1.530	11.639	11.639
	6-8	9.329	0.80	0.50	0.50	1.530	1.530	14.273	14.276
2	5-10	4.900	0.33	0.60	0.60	1.836	1.224	5.998	8.996
	6-9	8.076	0.66	0.53	0.53	1.622	1.438	11.613	13.110
	7-8	9.904	0.80	0.50	0.50	1.530	1.530	15.153	15.153
1	5-10	5.032	0.33	0.70	0.70	2.142	0.918	4.619	10.779
	6-9	8.294	0.66	0.70	0.70	2.142	0.918	7.614	17.766
	7-8	10.171	0.80	0.70	0.70	2.142	0.918	9.337	21.786

Portiques transversaux.

Niv	8				7				6				5				4				3				2				1			
Port	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	1	2	3	4
k̄	0.39	0.40	0.76	0.46	0.39	0.40	0.76	0.46	0.39	0.40	0.76	0.46	0.39	0.40	0.76	0.46	0.39	0.40	0.76	0.46	0.39	0.40	0.76	0.46	0.39	0.40	0.76	0.46	0.39	0.40	0.76	0.46
Σ y _i	0.15	0.30	0.25	0.25	0.30	0.40	0.40	0.35	0.35	0.45	0.45	0.40	0.40	0.45	0.45	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.76	0.65	0.65	0.70
t _j (t)	1.629	2.611	2.742	1.888	3.219	3.161	5.420	3.733	4.573	7.347	7.716	5.214	5.719	9.168	9.630	6.631	6.628	10.625	11.160	7.685	7.356	11.793	12.386	8.529	7.910	12.521	13.151	9.056	8.036	12.885	13.534	9.320
z(m)	0.459	0.918	0.918	0.465	0.918	1.224	1.224	1.071	1.377	1.377	1.377	1.224	1.224	1.377	1.377	1.224	1.377	1.377	1.377	1.377	1.377	1.377	1.377	1.377	1.530	1.530	1.530	1.530	2.295	4.989	4.989	2.142
h-z	2.601	2.142	2.142	2.295	2.142	1.836	1.836	1.989	1.989	1.683	1.683	1.836	1.836	1.683	1.683	1.836	1.683	1.683	1.683	1.683	1.683	1.683	1.683	1.683	1.530	1.530	1.530	1.530	0.765	1.071	1.071	0.918
M _{sup}	4.237	5.593	5.873	4.333	6.895	9.476	9.951	7.425	9.116	12.365	12.986	9.557	10.500	15.430	16.207	12.175	11.155	17.882	18.783	12.934	12.380	19.557	18.951	14.354	11.949	19.157	20.121	13.856	6.149	13.800	14.495	8.556
M _{inf}	0.748	2.387	2.517	1.444	2.955	6.317	6.634	3.998	4.908	10.147	10.625	6.504	7.000	12.624	13.261	8.116	9.127	14.631	15.368	10.582	10.129	16.165	18.951	11.744	11.949	19.457	20.124	13.856	17.447	25.625	26.919	18.863

calcul des Efforts normaux dans les poteaux sous (SI)

Portiques longitudinaux

Niv	Pot	Msup	Minf	N(t)	Ncum
8	1	2,653	0,468	-0,891	-0,891
	2	3,599	1,542	0,193	0,193
	3	4,099	2,207	-0,679	-0,679
	4	4,099	2,207	-0,679	-0,679
	5	3,599	1,542	0,193	0,193
	6	2,653	0,468	-0,891	-0,891
7	1	4,316	1,850	-1,721	-2,612
	2	6,099	4,066	0,134	0,327
	3	7,480	4,987	-1,768	-2,447
	4	7,480	4,987	-1,768	-2,447
	5	6,099	4,066	0,134	0,327
	6	4,316	1,850	-1,721	-2,612
6	1	5,189	2,794	-2,538	-6,150
	2	7,239	5,922	0,265	0,592
	3	8,878	7,264	-2,385	-4,887
	4	8,878	7,264	-2,385	-4,887
	5	7,239	5,922	0,265	0,592
	6	5,189	2,794	-2,538	-6,150
5	1	6,476	3,487	-3,350	-9,500
	2	9,034	7,392	0,340	0,932
	3	11,078	9,063	-3,153	-8,972
	4	11,078	9,063	-3,153	-8,972
	5	9,034	7,392	0,340	0,932
	6	6,476	3,487	-3,350	-9,500
4	1	6,668	5,456	-3,869	-13,369
	2	10,990	8,992	0,274	1,209
	3	12,252	12,252	-3,565	-12,537
	4	12,252	12,252	-3,565	-12,537
	5	10,990	8,992	0,274	1,209
	6	6,668	5,456	-3,869	-13,369
3	1	7,061	7,061	-4,567	-17,936
	2	11,639	11,639	0,317	1,526
	3	14,273	14,276	-4,660	-17,197
	4	14,273	14,276	-4,660	-17,197
	5	11,639	11,639	0,317	1,526
	6	7,061	7,061	-4,567	-17,936
2	1	5,998	8,996	-4,937	-22,873
	2	11,613	13,180	0,186	1,716
	3	15,153	15,153	-5,135	-22,332
	4	15,153	15,153	-5,135	-22,332
	5	11,613	13,180	0,186	1,712
	6	5,998	8,996	-4,937	-22,873
1	1	4,619	10,779	-4,802	-27,675
	2	7,614	17,766	0,708	2,420
	3	9,337	21,786	-4,129	-26,461
	4	9,337	21,786	-4,129	-26,461
	5	7,614	17,766	0,708	2,420
	6	4,619	10,779	-4,802	-27,675

Portiques transversaux

Niv	Pot	Msup	Minf	N(t)	Ncum
8	1	4,237	0,748	-2,108	-2,108
	2	5,593	2,397	1,216	1,216
	3	5,873	2,517	-0,926	-0,926
	4	4,333	1,444	1,818	1,818
7	1	6,815	2,955	-4,100	-6,208
	2	9,476	6,817	2,209	3,425
	3	9,951	6,634	-4,889	-2,815
	4	7,425	3,998	3,780	5,598
6	1	9,116	4,908	-6,464	-12,672
	2	12,365	10,117	3,488	6,913
	3	12,986	10,625	-2,925	-5,740
	4	9,757	6,504	5,901	11,499
5	1	10,500	7,000	-8,535	-21,207
	2	15,430	12,624	4,465	11,378
	3	16,207	13,261	-3,969	-9,709
	4	12,175	8,116	8,039	19,538
4	1	11,155	9,127	-10,124	-31,331
	2	17,882	14,621	5,264	16,642
	3	18,783	15,368	-4,441	-14,150
	4	12,934	10,582	9,304	28,829
3	1	12,380	10,129	-11,701	43,072
	2	19,575	16,165	6,308	23,010
	3	18,951	18,951	-5,198	-19,348
	4	14,354	11,744	10,531	39,369
2	1	11,949	11,949	-12,015	55,047
	2	19,157	19,157	6,228	29,238
	3	22,121	20,121	-5,537	-24,825
	4	13,856	13,856	11,324	50,693
1	1	6,149	18,447	-10,524	-65,571
	2	13,800	25,625	5,273	34,511
	3	14,495	26,919	-4,718	-29,603
	4	8,556	19,963	9,969	60,662

Calcul des moments dans les poutres:

Dans un noeud, le moment résultant des poteaux aboutissant à ce noeud est reparti entre les poutres proportionnellement à leurs rigidités linéaires.

$$M_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} (M_a + M_b) \quad M_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$

$$K_2 = 0 \Rightarrow M_1 = M_a + M_b.$$

Moment en travée:

$$\frac{x}{M_w} = \frac{l-x}{M_c} \Rightarrow x = \frac{M_w}{M_c + M_w} \cdot l \quad \dots (1)$$

$$\frac{x}{M_w} = \frac{l/2 - x}{M_c} \Rightarrow M_c = \frac{M_w}{x} \left(\frac{l}{2} - x \right) \quad \dots (2) \quad \text{de (1) et (2)} \Rightarrow M_c = \frac{M_c - M_w}{2}$$

Effort tranchant: A partir des moments dans les poutres, on peut calculer les effort tranchant pour une travée indépendante. Composant l'équation du moment :

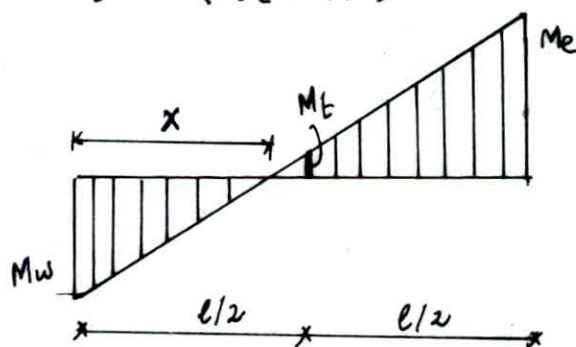
$$M = ax + b \quad T = \frac{dM}{dx} = a. \quad \begin{aligned} x=0 &\Rightarrow b = M_w \\ x=l &\Rightarrow -M_c = al + M_w \Rightarrow \\ &\Rightarrow a = -\frac{M_c + M_w}{l}. \end{aligned}$$

$$\text{d'où: } T = -\frac{M_c + M_w}{l}$$

Effort Normal:

Pour un niveau (i), l'effort normal dans les poteaux sera:

$$N_i = (T_{i,c} - T_{i,w})$$



SOUS (SI)

Portiques longitudinaux: Moments dans les poutres

NIV	Noeud	K ₁	K ₂	M _a	M _b	M ₁	M ₂
8	1; 6	0,00	380	0,000	2,653	0,000	2,653
	2; 5	380	380	0,000	3,599	1,800	1,800
	3; 4	380	542	0,000	4,099	1,689	2,410
7	7; 12	0,00	380	0,468	4,315	0,000	4,784
	8; 10	380	380	1,542	6,099	3,921	3,921
	9; 11	380	542	2,207	7,480	4,116	5,871
6	13; 18	0,00	380	1,850	5,896	0,000	7,039
	14	380	380	4,066	7,239	5,653	5,653
	15	380	542	4,987	8,878	5,714	5,653
5	19; 24	0,00	380	2,744	6,476	0,000	9,270
	20	380	380	5,922	9,034	7,478	7,478
	21	380	542	7,264	11,078	7,650	10,787
4	25; 30	0,00	380	3,487	6,668	0,000	10,156
	26	380	380	7,392	10,99	9,191	9,191
	27	380	542	9,063	12,252	9,785	12,530
3	31; 36	0,00	380	5,456	7,061	0,000	12,517
	32	380	380	8,992	11,639	13,316	10,316
	33	380	542	12,252	14,273	10,982	15,93
2	37; 42	0,00	380	7,061	5,958	0,000	10,059
	38	380	380	11,639	11,643	11,626	11,626
	39	380	542	14,276	15,153	12,129	17,300
1	43; 48	0,00	380	8,996	4,619	0,000	13,615
	44	380	380	13,180	7,614	10,397	10,397
	45	380	542	15,153	9,334	10,093	14,397

Portiques transversaux

Moments dans les poutres

NIV	Noeud	K ₁	K ₂	M _a	M _b	M ₁	M ₂
8	1	0,00	527	0,000	4,237	0,000	4,237
	2	527	352	0,000	5,593	3,353	2,240
	3	352	452	0,000	5,873	2,571	3,302
	4	452	0,00	0,000	4,333	4,333	0,000
7	5	0,00	527	0,748	6,895	0,000	7,643
	6	527	352	2,397	9,476	7,118	4,755
	7	352	452	2,517	9,951	5,459	7,009
	8	452	0,00	1,444	7,425	8,869	0,000
6	9	0,00	527	2,955	9,116	0,000	12,071
	10	527	352	6,317	12,365	11,201	7,481
	11	352	452	6,634	12,986	8,590	11,030
	12	452	0,00	3,999	9,757	13,755	0,000
5	13	0,00	527	4,908	10,500	0,000	15,408
	14	527	352	10,117	15,430	15,317	10,230
	15	352	452	10,625	16,205	11,476	15,084
	16	452	0,00	6,504	12,75	18,679	0,000
4	17	0,00	527	7,000	11,155	0,000	18,155
	18	527	352	12,624	17,882	18,290	12,216
	19	352	452	13,261	18,783	14,029	18,045
	20	452	0,00	8,116	12,934	21,050	0,000
3	21	0,00	527	9,127	12,380	0,000	21,507
	22	527	352	14,631	19,757	20,617	13,771
	23	352	452	15,368	18,951	15,025	18,294
	24	452	0,00	10,582	14,354	24,936	0,000
2	25	0,00	527	10,129	11,949	0,000	22,078
	26	527	352	16,165	19,157	21,177	14,145
	27	352	452	18,951	20,121	17,166	21,966
	28	452	0,00	11,744	13,851	25,595	0,000
1	29	0,00	527	11,949	6,149	0,000	18,098
	30	527	352	19,157	13,800	19,759	13,198
	31	352	452	20,121	14,495	15,155	19,461

Portiques transversaux: Moments dans les poutres

Portiques longitudinaux

NIV	Porte	Mw	Me	Me	T
8	1-2	-2,653	-1,800	-0,427	-0,891
	2-3	-1,800	-1,689	-0,056	-0,698
	3-4	-2,410	-2,410	0,000	-1,377
7	7-8	4,784	3,821	-0,482	-1,721
	8-9	3,821	4,116	0,148	-1,581
	9-10	5,871	5,871	0,000	-3,355
6	13-14	-7,039	-5,653	-0,693	-2,538
	14-15	-5,653	-5,714	0,031	-2,273
	15-16	-8,151	-8,151	0,000	-4,658
5	19-20	-9,270	-7,478	-0,896	-3,350
	20-21	-7,478	-7,560	0,041	-3,008
	21-22	-10,782	-10,780	0,000	-6,161
4	25-26	-10,1522	-9,191	-0,482	-3,869
	26-27	-9,191	-8,785	-0,203	-3,595
	27-28	-12,530	-12,530	0,000	-7,160
3	31-32	-12,517	-10,316	-1,101	-4,567
	32-33	-10,316	-10,932	0,398	-4,250
	34-35	-15,593	-15,593	0,000	-8,910
2	37-38	-13,059	-11,626	-0,717	-4,937
	39-40	-11,626	-12,120	0,252	-4,751
	40-41	-17,300	-17,300	0,000	-9,886
1	43-44	-13,615	-10,397	-1,609	-4,802
	44-45	-10,397	-10,093	-0,152	-4,908
	45-46	-14,397	-14,397	0,000	-8,227

Portiques transversaux

NIV	Porte	Mw	Me	Me	T
8	1-2	4,237	3,353	-0,442	-2,108
	2-3	-2,240	-2,578	0,169	-0,892
	3-4	-3,302	-4,333	0,516	-1,818
7	5-6	-7,643	-7,118	-0,265	-4,100
	7-8	-4,755	-5,419	0,352	-1,891
	8-9	-7,009	-8,869	0,930	-3,780
6	10-11	-12,071	-11,201	-0,435	-6,464
	11-12	-7,481	-8,590	0,555	-2,976
	12-13	-11,030	-13,750	1,363	-5,901
5	14-15	-15,408	-15,317	-0,046	-8,535
	15-16	-10,230	-11,746	0,750	-4,070
	16-17	-15,084	-18,679	1,798	-8,039
4	18-19	-18,155	-18,290	0,068	-10,124
	19-20	-12,216	-14,029	0,907	-4,860
	20-21	-18,015	-21,050	1,518	-9,307
3	22-23	-21,567	-20,577	-0,445	-11,707
	23-24	-13,771	-15,025	0,627	-5,333
	24-25	-19,294	-24,936	2,821	-10,531
2	26-27	-22,078	-21,177	-0,451	-12,015
	27-28	-14,145	-17,106	1,481	-5,787
	28-29	-21,966	-25,595	1,815	-11,384
1	30-31	-18,098	-19,759	0,831	-10,524
	31-32	-13,198	-15,155	0,978	-5,251
	32-33	-19,461	-22,407	1,473	-9,969

Portiques longitudinaux

1	2	3	4	5	6
7	8	9	10	11	12
13	14	15	16	17	18
19	20	21	22	23	24
25	26	27	28	29	
30	31	32	33	34	35
36	37	38	39	40	41
42	43	44	45	46	47
48	49	50	51	52	
5	6	7	8	9	10

Portiques transversaux

1	2	3	4
5	6	7	8
9	10	11	12
13	14	15	16
17	18	19	20
21	22	23	24
25	26	27	28
29	30	31	32
33	34	35	
1	2	3	4

Verification du renversement

La structure doit être calculée afin de résister aux efforts qui peuvent provoquer un renversement.

Moment de renversement = Moment extérieur (base) + effort tranchant (base)

• Moment console (base) = $\sum_{i=1}^8 F_i x_i$ • effort tranchant (base) = $H = \sum_{i=1}^8 F_i$

• Moment résistant = $\sum_{i=1}^8 W_i \cdot h_i \geq 1.5 \cdot$ Moment de renversement.

a) Sens longitudinal : Moment console (base) = 3499,32 t.m.

• effort tranchant = $H = 204,75 t.$ $H \cdot z = 358,313 t.m.$

• Moment résistant : $\sum W_i h_i = 38143,73 t.m.$

$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Mt de renversement}} = \frac{38143,73}{3499,32 + 204,75} = 10,3 > 1,5$ (vérifiée)

b) sens transversal :

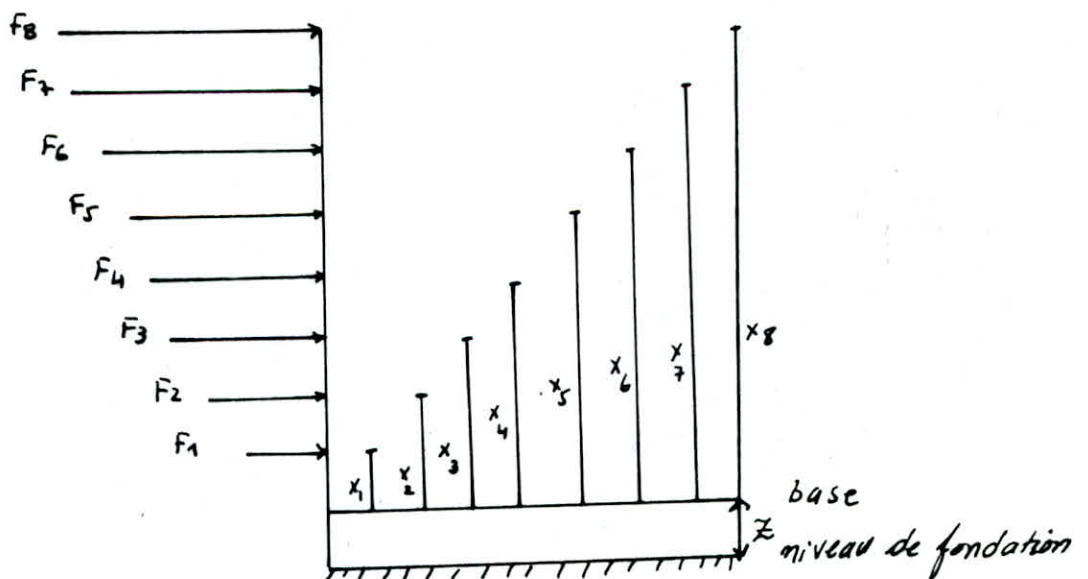
• effort tranchant (base) = $H = 229,55 t.$ $H \cdot z = 401,713 t.m.$

• Moment console (base) = 4051,32 t.m.

• Moment de renversement = $M^c \text{ console} + H \cdot z = 4453,04 t.m.$

$\frac{M^r \text{ résistant}}{M^r \text{ renversement}} = \frac{38143,73}{4453,04} = 8,6 > 1,5$ (vérifiée).

Donc on craint pas le renversement dans les deux sens.



38-
Caracteristiques Geometriques

portiques transversaux

Niv	Noeud	l _w	l _e	h _n	h _s	l' _w	l' _e	k _w	k _e	k _s	k _n
8	1	0,00	3,15	0,00	2,66	0,00	2,52	0,00	7,533	16,058	0
	2	3,15	4,95	0,00	2,66	2,52	3,96	7,533	4,794	16,058	0
	3	4,95	3,75	0,00	2,66	3,96	3,00	4,794	6,328	16,058	0
	4	3,75	0,00	0,00	2,66	3,00	0,00	6,328	0,00	16,058	0
7	1	0	3,150	2,666	2,66	0,00	2,52	0,00	7,533	14,274	14,274
	2	3,15	4,95	2,66	2,66	2,52	3,96	7,533	4,794	14,274	14,274
	3	4,95	3,75	2,66	2,66	3,96	3,00	4,794	6,328	14,274	14,274
	4	3,75	0,00	2,66	2,66	3,00	0,00	6,204	0,00	14,274	14,274
6-5 4-3 2-1	1	0,00	3,14	2,66	2,66	0,00	2,52	0,00	7,53	16,058	16,058
	2	3,15	4,95	2,66	2,66	2,52	3,96	7,533	4,794	16,058	16,058
	3	4,95	3,75	2,66	2,66	3,96	3,00	4,794	6,328	16,058	16,058
	4	3,75	0,00	2,66	2,66	3,00	0,00	6,329	0,00	16,058	16,058
RDC	1	0,00	3,15	2,66	1,75	0,00	2,52	0,00	7,533	24,409	16,058
	2	3,15	4,95	2,66	1,75	2,52	3,96	7,533	4,794	24,409	16,058
	3	4,95	3,75	2,66	1,75	3,96	3,00	4,794	6,328	24,409	16,058
	4	3,75	0,00	2,66	1,75	3,00	0,00	6,204	0,00	24,409	16,058

portiques longitudinaux

Niv	Noeud	l _w	l _e	h _n	h _s	l' _w	l' _e	k _w	k _e	k _s	k _n
8	1	0	4,55	0	2,66	0,00	3,64	0,00	5,215	16,058	0
	2	4,55	4,55	0	2,66	3,64	3,64	5,215	5,215	16,058	0
	3	4,55	3,05	0	2,66	3,64	2,44	5,215	7,780	16,058	0
	4	3,05	4,55	0	2,66	2,44	3,64	7,780	5,215	16,058	0
	5	4,55	4,55	0	2,66	3,64	3,64	5,215	5,215	16,058	0
	6	4,55	0,00	0	2,66	3,64	0,00	5,215	0,00	16,058	0
7	1	0,00	4,55	2,66	2,66	0,00	3,64	0,00	5,215	14,274	14,274
	2	4,55	4,55	2,66	2,66	3,64	3,64	5,215	5,215	14,274	14,274
	3	4,55	3,05	2,66	2,66	3,64	2,44	5,215	7,780	14,274	14,274
	4	3,05	4,55	2,66	2,66	2,44	3,64	7,780	5,215	14,274	14,274
	5	4,55	4,55	2,66	2,66	3,64	3,64	5,215	5,215	14,274	14,274
	6	4,55	0,00	2,66	2,66	3,04	0,00	5,215	0,00	14,274	14,274
6-5 4-3 2-1	1	0,00	4,55	2,66	2,66	0,00	3,64	0,00	5,215	16,058	16,058
	2	4,55	4,55	2,66	2,66	3,64	3,64	5,215	5,215	16,058	16,058
	3	4,55	3,05	2,66	2,66	3,64	2,44	5,215	7,780	16,058	16,058
	4	3,05	4,55	2,66	2,66	2,44	3,64	7,780	5,215	16,058	16,058
	5	4,55	4,55	2,66	2,66	3,64	3,64	5,215	5,215	16,058	16,058
	6	4,55	0,00	2,66	2,66	3,64	0,00	5,215	0,00	16,058	16,058
RDC	1	0	4,55	2,66	1,75	0,00	3,64	0,00	5,215	24,409	16,058
	2	4,55	4,55	2,66	1,75	3,64	3,64	3,215	5,215	24,409	16,058
	3	4,55	3,05	2,66	1,75	3,64	2,44	5,215	7,780	24,409	16,058
	4	3,05	4,55	2,66	1,75	2,44	3,64	7,780	5,215	24,409	16,058
	5	4,55	4,55	2,66	1,75	3,64	3,64	5,215	5,215	24,409	16,058
	6	4,55	0,00	2,66	1,75	3,64	0,00	5,215	0,00	24,409	16,058

CALCUL DS EFFORTS

SOUS

CARGES VERTICALES

-39-

Portiques transversaux : Moments sur appuis sous G.

Niv	Nœud	q _w	q _e	M _w	M _e	M _d	M _N
8	1	0,0	4,55	0,00	2,288	2,298	0,000
	2	4,5	4,55	4,673	7,468	2,795	0,000
	3	4,5	4,55	7,678	5,588	-2,090	0,000
	4	4,5	0,00	3,418	0,000	-3,418	0,000
7	1	0,0	3,99	0,000	2,359	1,179	1,179
	2	3,99	3,99	3,787	6,847	1,530	1,530
	3	3,99	3,99	6,482	4,725	-1,129	-1,129
	4	3,99	0,00	3,471	0,000	-1,735	-1,735
6-5 4-3 2-1	1	0,00	3,99	0,000	2,445	1,207	1,208
	2	3,99	3,99	3,723	6,889	1,583	1,583
	3	3,99	3,99	7,013	4,684	-1,165	-1,165
	4	3,99	0,00	3,529	0,000	-1,765	-1,765
RDC	1	0,00	3,99	0,000	2,513	1,516	0,9775
	2	3,99	3,99	3,606	6,963	2,025	1,332
	3	3,99	3,99	7,070	4,609	-1,497	-0,976
	4	3,99	0,00	3,663	0,000	-2,210	-1,454

Moment sur appuis sous Q_B.

Niv	Nœud	q _w	q _e	M _w	M _e	M _d	M _N
8	1	0,000	0,500	0,000	0,250	0,250	0,000
	2	0,500	0,500	0,519	0,830	0,311	0,000
	3	0,500	0,500	0,853	0,621	-0,232	0,000
	4	0,500	0,000	0,380	0,000	-0,380	0,000
7	1	0,000	0,875	0,000	0,517	0,259	0,259
	2	0,875	0,875	1,531	1,502	0,333	0,335
	3	0,875	0,875	0,761	1,036	-0,247	-0,247
	4	0,875	0,000	0,000	0,000	-0,381	-0,381
6-5 4-3 2-1	1	0,000	0,875	0,817	0,530	0,265	0,381
	2	0,875	0,875	1,538	1,511	0,347	0,247
	3	0,875	0,875	0,774	1,027	-0,255	-0,255
	4	0,875	0,000	0,000	0,000	-0,387	-0,387
RDC.	1	0,000	0,500	0,452	0,316	0,188	0,128
	2	0,500	0,500	0,876	0,876	0,254	0,167
	3	0,500	0,500	0,452	0,577	-0,186	-0,122
	4	0,500	0,000	0,459	0,000	-0,277	-0,182

-40-

M. Techniques transversaux : Moment en travée et efforts tranchants dans
les poutres : sous G

NIV	Poutre	l	q	M _w	M _e	M _o	M _t	T _w	T _e
8	1-2	3,15	4,50	2,298	4,673	5,581	2,101	6,330	-7,845
	2-3	4,95	4,50	7,468	7,678	13,783	6,210	11,095	-11,180
	3-4	3,75	4,50	5,588	3,418	7,910	3,407	9,016	-7,859
7	5-6	3,15	3,99	2,359	3,788	4,949	1,875	5,831	-6,738
	6-7	4,95	3,99	6,847	6,982	12,221	5,306	9,848	-9,903
	7-8	3,75	3,99	4,725	3,471	7,014	2,914	7,815	-7,148
6-5	9-10	3,15	3,99	2,415	3,723	4,949	1,980	5,869	-6,699
4-3	10-11	4,95	3,99	6,879	7,013	12,221	5,270	9,850	-9,900
2-1	11-12	3,75	3,99	4,684	3,529	7,014	2,907	7,849	-7,178
R.D.C	1-2	3,15	3,99	2,513	3,606	4,949	1,889	5,937	-6,631
	3-4	4,95	3,99	6,963	7,070	12,221	5,204	9,854	-9,897
	4-5	3,75	3,99	4,609	3,663	7,014	2,878	7,734	-7,229

sous Q_B.

NIV	Poutre	l	q	M _w	M _e	M _o	M _t	T _w	T _e
8	1-2	3,15	0,500	0,250	0,519	0,620	0,232	0,702	-0,873
	3-4	4,95	0,500	0,830	0,830	1,531	0,690	1,233	-1,242
	4-5	3,75	0,500	0,621	0,380	0,879	0,378	1,002	-0,873
7	6-7	3,15	0,875	0,517	0,831	1,085	0,411	1,278	-1,478
	7-8	4,95	0,875	1,502	1,531	2,680	1,163	2,160	-2,171
	8-9	3,75	0,875	1,063	0,761	1,538	0,640	1,714	-1,567
6-5	9-10	3,15	0,875	0,530	0,817	1,058	0,412	1,287	-1,469
4-3	10-11	4,95	0,875	1,511	1,538	2,680	1,155	2,160	-2,171
2-1	11-12	3,75	0,875	1,027	0,774	1,538	0,637	1,708	-1,573
R.D.C	1-2	3,15	0,875	0,316	0,452	1,085	1,701	1,335	-1,421
	2-3	4,95	0,875	0,876	0,886	2,680	1,800	2,163	-2,168
	3-4	3,75	0,875	0,578	0,459	1,538	1,020	1,672	-1,609

Portiques transversaux : -41- EFFORTS Normaux dans le poteaux

sous G

sous B

NIV	Poteau	T _w (t)	T _e (t)	N(t)	N _{em} (t)	NIV	Poteau	T _w (t)	T _e (t)	N(t)	N _{em} (t)
8	1	0,000	6,330	6,330	6,330	8	1	0,000	0,702	0,702	0,702
	2	-7,845	11,095	18,940	18,940		2	-0,873	1,233	2,106	2,106
	3	-11,180	9,016	20,196	20,196		3	-1,242	1,002	2,244	2,244
	4	-7,859	0,000	7,859	7,859		4	-0,873	0,000	0,873	0,873
7	1	0,000	5,831	5,831	12,161	7	1	0,000	1,278	1,278	1,980
	2	-6,738	9,848	16,586	35,526		2	-1,478	2,160	3,638	5,744
	3	-9,903	7,815	17,718	37,914		3	-2,171	1,714	3,885	6,129
	4	-7,148	0,000	7,148	15,007		4	-1,567	0,000	1,567	2,140
6	1	0,000	5,869	5,869	18,030	6	1	0,000	1,287	1,287	3,258
	2	-6,699	9,850	16,549	52,075		2	-1,469	2,160	3,629	9,37
	3	-9,900	7,489	17,389	55,203		3	-2,171	1,708	3,879	10,01
	4	-7,173	0,000	7,173	22,180		4	-1,573	0,000	1,573	4,013
5	1	0,000	5,869	5,869	23,899	5	1	0,000	1,287	1,287	4,536
	2	-6,699	9,850	16,549	68,624		2	-1,469	2,160	3,629	13,002
	3	-9,900	7,489	17,389	72,692		3	-2,171	1,708	3,879	13,887
	4	-7,173	0,000	7,173	29,353		4	-1,573	0,000	1,573	5,586
4	1	0,000	5,869	5,869	29,769	4	1	0,000	1,287	1,287	5,814
	2	-6,699	9,850	16,549	85,173		2	-1,469	2,160	3,629	16,631
	3	-9,900	7,489	17,389	90,081		3	-2,171	1,708	3,879	17,766
	4	-7,137	0,000	7,173	36,526		4	-1,573	0,000	1,573	7,159
3	1	0,000	5,869	5,869	35,637	3	1	0,000	1,287	1,287	7,092
	2	-6,699	9,850	16,549	109,72		2	-1,469	2,160	3,629	20,260
	3	-9,900	7,489	17,389	107,47		3	-2,171	1,708	1,573	21,648
	4	-7,137	0,000	7,173	43,699		4	-1,573	0,000	1,287	8,732
2	1	0,000	5,869	5,869	41,506	2	1	0,000	1,289	3,629	8,370
	2	-6,699	9,850	16,549	118,27		2	-1,469	2,160	3,879	23,889
	3	-9,900	7,489	17,389	124,86		3	-2,171	1,708	1,573	25,524
	4	-7,173	0,000	7,173	59,872		4	-1,573	0,000	1,287	10,305
1	1	0,000	5,869	5,869	47,375	1	1	0,000	1,289	3,629	9,648
	2	-6,699	9,850	16,549	134,82		2	-1,469	2,160	3,879	27,518
	3	-9,900	7,489	17,389	142,25		3	-2,171	1,708	1,573	29,403
	4	-7,173	0,000	7,173	58,045		4	-1,573	0,000	1,335	11,978
R.D.C	1	0,000	5,937	5,937	53,312	R.D.C	1	0,000	1,335	3,584	10,983
	2	-6,631	9,854	16,489	151,31		2	-1,421	2,163	3,840	31,102
	3	-9,897	7,734	17,631	159,89		3	-2,168	1,672	1,335	33,243
	4	-7,229	0,000	7,229	65,274		4	-1,609	0,000	1,609	13,487

-42-

Portiques longitudinaux : Efforts normaux dans les poteaux

sous G

sous Q_B

Niv	Poteau	T_w	T_e	N	N_{cum}
8	1	0,000	0,973	0,973	0,973
	2	-1,147	1,016	2,063	2,063
	3	-0,986	0,617	1,657	1,657
7	1	0,000	0,929	0,929	1,902
	2	-0,973	0,961	1,934	3,997
	3	-0,941	0,637	1,578	3,235
6	1	0,000	0,931	0,931	2,833
	2	-0,971	0,960	1,931	5,928
	3	-0,942	0,637	1,579	4,814
5	1	0,000	0,934	0,934	3,764
	2	-0,973	0,961	1,931	7,854
	3	-0,942	0,637	1,579	6,393
4	1	0,000	0,931	0,931	4,645
	2	-0,973	0,961	0,931	9,790
	3	-0,942	0,637	1,579	7,972
3	1	0,000	0,931	0,931	5,626
	2	-0,973	0,961	1,931	11,721
	3	-0,942	0,637	1,579	9,551
2	1	0,000	0,931	0,931	6,557
	2	-0,973	0,961	1,931	13,652
	3	-0,942	0,637	1,579	11,130
1	1	0,000	0,931	0,931	7,488
	2	-0,973	0,961	1,931	15,583
	3	-0,942	0,637	1,579	12,704
R.D.C	1	0,000	0,955	0,935	9,423
	2	-0,967	0,959	1,926	17,509
	3	-0,943	0,637	1,580	14,299

T_w	T_e	N	N_{cum}
0,000	0,055	0,055	0,055
-0,059	0,058	0,117	0,117
-0,056	0,038	0,094	0,094
0,000	0,098	0,098	0,153
-0,103	0,101	0,204	0,321
-0,094	0,067	0,166	0,260
0,000	0,098	0,098	0,251
-0,102	0,101	0,203	0,524
-0,099	0,067	0,166	0,426
0,000	0,098	0,098	0,349
-0,102	0,101	0,203	0,727
-0,099	0,067	0,166	0,592
0,000	0,098	0,098	0,447
-0,102	0,101	0,203	0,490
-0,099	0,067	0,166	0,758
0,000	0,098	0,098	0,545
-0,102	0,101	0,203	1,153
-0,092	0,067	0,166	0,924
0,000	0,098	0,098	0,643
-0,102	0,101	0,203	1,539
0,099	0,067	0,166	1,090
0,000	0,098	0,098	1,286
-0,102	0,101	0,203	1,336
-0,099	0,067	0,166	1,256
0,000	0,098	0,098	1,929
-0,102	0,101	0,203	1,742
-0,099	0,067	0,166	1,422

Portiques longitudinaux : calcul des moments dans les poteaux

sous G

sous Q_B

Niveau	Niveau	sous G					
		q_w	q_e	M_w	M_e	M_s	M_n
8	1	0,000	0,444	0,000	0,522	0,522	0,000
	2	0,444	0,444	0,692	0,692	0,000	0,000
	3	0,444	0,444	0,624	0,413	-0,211	0,000
7	1	0,000	0,418	0,000	0,551	0,275	0,275
	2	0,418	0,418	0,652	0,652	0,000	0,000
	3	0,418	0,418	0,607	0,360	-0,123	-0,123
6	1	0,000	0,418	0,000	0,561	0,280	0,280
	2	0,418	0,418	0,652	0,652	0,000	0,000
	3	0,418	0,418	0,610	0,355	-0,128	-0,128
R.D.C	1	0,000	0,418	0,000	0,579	0,348	0,229
	2	0,418	0,418	0,652	0,652	0,000	0,000
	3	0,418	0,418	0,617	0,345	-0,164	0,108

sous Q_B					
q_w	q_e	M_w	M_e	M_s	M_n
0,000	0,025	0,000	0,029	0,029	0,000
0,025	0,025	0,039	0,039	0,000	0,000
0,025	0,025	0,035	0,023	-0,012	0,000
0,000	0,044	0,000	0,058	0,029	0,029
0,044	0,044	0,069	0,068	0,000	0,000
0,044	0,044	0,064	0,068	-0,012	-0,012
0,000	0,044	0,000	0,059	0,030	0,030
0,044	0,044	0,069	0,069	0,000	0,000
0,044	0,044	0,064	0,037	-0,013	-0,013
0,000	0,044	0,000	0,061	0,037	0,024
0,044	0,044	0,069	0,069	0,000	0,000
0,044	0,044	0,065	0,036	-0,017	-0,017

Portiques longitudinaux - 43 - Moments en travée et efforts tranchants dans les poutres. : sous G

NIV	Poutre	l	q	M _w	M _e	M _o	M _t	T _w	T _e
8	1-2	4,55	0,444	0,522	0,642	1,149	0,542	0,964	-1,147
	2-3	4,55	0,444	0,642	0,624	1,134	0,482	1,016	-0,486
	3-4	3,05	0,444	0,413	0,413	0,512	0,099	0,671	-0,671
7	1-2	4,55	0,418	0,551	0,652	1,082	0,480	0,929	-0,973
	2-3	4,55	0,418	0,652	0,607	1,082	0,452	0,961	-0,941
	3-4	3,05	0,418	0,360	0,360	0,486	0,126	0,637	-0,637
6-5	1-2	4,55	0,418	0,561	0,652	1,082	0,475	0,931	-0,971
4-3	2-3	4,55	0,418	0,652	0,610	1,082	0,451	0,930	-0,941
2-1	3-4	3,05	0,418	0,355	0,355	0,486	0,131	0,637	-0,637
R.D.C	1-2	4,55	0,418	0,579	0,652	1,082	0,466	0,935	-0,967
	2-3	4,55	0,418	0,652	0,617	1,082	0,447	0,959	-0,943
	3-4	3,05	0,418	0,345	0,345	0,486	0,141	0,637	-0,637

sous Q_B

NIV	Poutre	l	q	M _w	M _e	M _o	M _t	M _w	T _e
8	1-2	4,55	0,025	0,024	0,039	0,065	0,031	0,055	-0,059
	2-3	4,55	0,025	0,039	0,035	0,065	0,028	0,058	-0,056
	3-4	3,05	0,025	0,023	0,023	0,029	0,006	0,038	-0,038
7	1-2	4,55	0,044	0,058	0,069	0,114	0,050	0,098	-0,103
	2-3	4,55	0,044	0,068	0,064	0,114	0,047	0,101	-0,099
	3-4	3,05	0,044	0,038	0,038	0,051	0,013	0,067	-0,067
6-5	1-2	4,55	0,044	0,059	0,069	0,114	0,050	0,098	-0,102
4-3	2-3	4,55	0,044	0,069	0,064	0,114	0,047	0,101	-0,099
2-1	3-4	3,05	0,044	0,037	0,037	0,051	0,014	0,067	-0,067
R.D.C	1-2	4,55	0,044	0,069	0,069	0,114	0,049	0,098	-0,102
	2-3	4,55	0,044	0,069	0,065	0,114	0,047	0,101	-0,099
	3-4	3,05	0,044	0,036	0,036	0,051	0,015	0,067	-0,067

SOLLICITATIONS DE CALCUL

Les sollicitations de calcul sont évaluées conformément aux articles du chap. tre B3 du BAEL 80.

Les conditions à considérer sont :

1. Pour les sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites ultime et de stabilité de forme : $1,35G + 1,5Q_B$.

2. Pour les sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites les situations accidentelles :

Poutres :

$$\begin{array}{l} \parallel G + Q_B + \vec{F}_A \\ \parallel 0,8G + \vec{F}_A \end{array}$$

Poteaux :

$$\begin{array}{l} \parallel G + Q_B + 1,2 \vec{F}_A \\ \parallel 0,8G + \vec{F}_A \end{array}$$

3. Pour les sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites de service : $G + Q_B$.

Courbes Enveloppes (Art. B. 6.23 du BAEL) :

Les courbes enveloppes de sollicitations de calcul s'obtiennent dans le cas général en envisageant les divers cas de charges pour les diverses combinaisons d'actions.

Dans le cas d'éléments de plancher, les combinaisons à considérer sont :

$1,35G + 1,5Q_B$ (travée chargée).

$1,35G$ (travée déchargée).

Pour déterminer les moments, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée l avec $1,35G$ puis avec $1,35G + 1,5Q_B$. On prend comme ligne de fermeture :

- Pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appuis minimaux en valeurs absolues.

- Pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appuis maximaux en valeurs absolues.

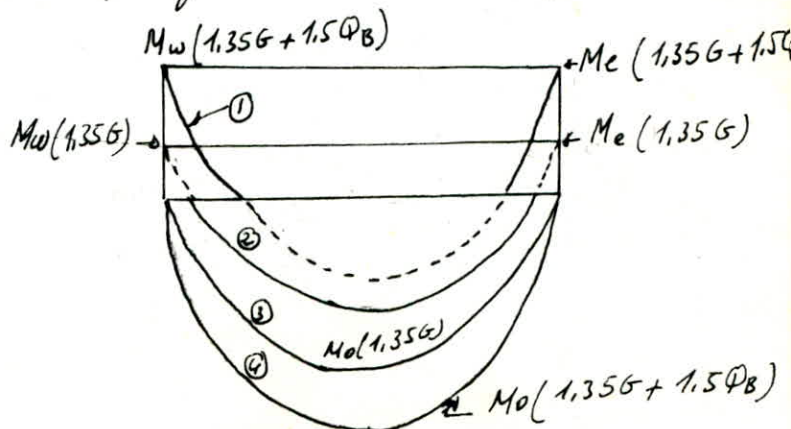
Exemple :

① $M_a(1,35G + 1,5Q_B) + M_o(1,35G)$

② $M_a(1,35G) + M_o(1,35G + 1,5Q_B)$

③ $M_o(1,35G)$

④ $M_o(1,35G + 1,5Q_B)$



Moments en travée sont donnés par :

$$\begin{aligned}
 \text{sous } 1,35G + 1,5Q_B : \quad M_t &= M_0(1,35G + 1,5Q_B) - \frac{M_w(1,35G) + M_e(1,35G)}{2} \\
 G + Q_B + \vec{F}_A : \quad M_t &= M_0(G + Q_B) + \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2} + M_t(\vec{F}_A) \\
 0,8G + \vec{F}_A : \quad M_t &= M_0(0,8G) + \frac{M_w(0,8G) + M_e(0,8G)}{2} + M_t(\vec{F}_A) \\
 G + Q_B : \quad M_t &= M_0(G + Q_B) + \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}
 \end{aligned}$$

EFFORTS tranchants sont donnés par :

$$\begin{aligned}
 \text{sous } 1,35G + 1,5Q_B : \quad T &= 1,35T(G) + 1,5T(Q_B) \\
 G + Q_B + \vec{F}_A : \quad T &= T(G) + T(Q_B) + T(\vec{F}_A) \\
 0,8G + \vec{F}_A : \quad T &= 0,8T(G) + T(\vec{F}_A) \\
 G + Q_B : \quad T &= T(G) + T(Q_B)
 \end{aligned}$$

Moments sur appuis sont donnés par :

$$\begin{aligned}
 \text{sous } 1,35G + 1,5Q_B : \quad M_a &= 1,35M_a(G) + 1,5M_a(Q_B) \\
 G + Q_B + \vec{F}_A : \quad M_a &= M_a(G) + M_a(Q_B) + M_a(\vec{F}_A) \\
 0,8G + Q_B : \quad M_a &= 0,8M_a(G) + M_a(Q_B) \\
 G + Q_B : \quad M_a &= M_a(G) + M_a(Q_B)
 \end{aligned}$$

De même pour les poteaux :

$$\begin{aligned}
 \text{Moments sous } 1,35G + 1,5Q_B : \quad M &= M(1,35G) + 1,5M(Q_B) \\
 G + Q_B + 1,2\vec{F}_A : \quad M &= M(G) + M(Q_B) + 1,2M(\vec{F}_A) \\
 0,8G + Q_B : \quad M &= 0,8M(G) + M(Q_B) \\
 G + Q_B : \quad M &= M(G) + M(Q_B)
 \end{aligned}$$

L'effort normal est donné par les mêmes combinaisons.

Portiques transversaux: -AA- calcul des moments sur appuis
dans les poutres

NIV	Sous $1,35G + 1,5Q_B$		Sous $G + Q_B + \overrightarrow{F_A}$		Sous $G + Q_B + \overleftarrow{F_A}$		Sous $0,9G + \overrightarrow{F_A}$		Sous $0,9G + \overleftarrow{F_A}$		Sous $G + Q_B$	
	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me
8	3,464	7,057	6,775	9,545	-1,698	1,839	6,067	7,091	-2,407	0,385	2,537	5,492
	11,327	11,645	10,538	11,109	6,058	5,453	8,214	8,720	3,743	3,564	8,298	8,531
	8,475	5,184	9,512	8,131	2,906	-0,535	7,773	7,067	1,167	-1,599	6,209	3,758
7	3,660	6,360	10,519	11,737	-4,767	-2,499	9,530	10,148	-5,756	-4,088	2,876	4,619
	11,496	11,722	13,107	13,972	3,591	3,054	10,236	11,045	0,720	0,127	8,349	8,513
	7,933	5,780	12,770	13,071	-1,248	-4,667	10,789	11,646	-3,229	-6,092	5,761	4,202
6	4,055	6,252	15,016	15,741	-9,126	-6,661	14,003	14,179	-10,139	-8,229	2,945	4,540
	11,567	11,775	15,821	17,141	0,919	-0,039	12,992	14,200	-1,970	-2,890	8,400	8,551
	7,864	5,925	16,741	17,058	-5,319	-9,452	14,777	16,578	-7,283	-10,932	5,771	4,303
5	4,055	6,252	18,353	18,857	-12,463	-10,777	17,34	18,295	-13,496	-12,339	2,945	4,540
	11,567	11,770	18,630	20,300	-1,830	-3,192	15,741	17,359	-8,719	-6,703	8,400	8,551
	7,864	5,925	23,725	25,353	-12,304	-16,747	21,762	23,873	-14,268	-18,123	5,771	4,303
4	4,055	6,252	21,100	22,830	-15,210	-13,750	20,078	21,268	-16,228	-15,31	2,945	4,540
	11,567	11,775	20,616	22,580	-3,816	-5,478	17,727	19,639	-6,705	-8,419	8,400	8,551
	7,864	5,925	23,726	25,352	-12,304	-16,747	21,762	23,873	-14,268	-14,227	5,771	4,303
3	4,055	6,252	24,452	25,157	-18,562	-16,077	23,439	23,595	-16,223	-17,638	2,95	4,540
	11,567	11,775	16,191	23,901	-0,629	-6,699	13,282	24,860	-6,705	-9,64	8,400	8,551
	7,864	5,775	25,005	29,139	-12,583	-20,733	23,041	27,759	-14,267	-22,13	5,771	4,303
2	4,055	6,252	25,023	25,717	-19,133	-16,697	24,010	24,155	-19,575	-18,20	2,950	4,540
	11,567	11,775	22,545	25,657	-5,745	-8,555	19,656	22,716	-2,260	-11,50	8,400	8,551
	7,864	5,925	27,677	29,899	-16,255	-21,272	25,713	28,418	-15,547	-22,78	5,771	4,303
1	4,055	6,252	21,043	24,299	-15,153	-15,219	20,030	22,737	-20,146	-16,78	2,945	4,540
	11,567	11,775	21,598	23,706	-4,798	-6,604	18,609	20,765	-8,634	-9,56	8,400	8,551
	7,864	5,925	25,172	26,710	-13,750	-18,104	23,208	25,230	-18,119	-19,584	5,771	4,303
RDC	3,867	5,546	2,820	4,058	2,829	4,058	20,100	2,985	106,166	2,885	2,829	4,058
	10,710	10,874	7,836	7,956	7,836	7,956	5,570	5,656	17,687	5,656	7,836	7,956
	7,089	5,634	5,187	4,122	5,187	4,122	3,687	2,930	3,687	2,930	5,187	4,122

NiV	Sous G M _w	Sous G M _e	Sous G M _o	Sous Q _B M _o	Sous F _A M _t	Sous 1,35G+1,5Q _B M _t	Sous F _A G+Q _B +F _A M _t	Sous F _A G+Q _B +F _A M _t	Sous F _A 0,16+F _A M _t	Sous F _A 0,96+ M _t	Sous G+Q _B M _t
8	2,289 7,468 5,588	4,673 7,678 3,418	5,581 13,783 7,910	0,620 1,531 0,879	-0,442 0,160 0,516	3,766 10,690 5,948	2,279 7,903 4,822	3,163 7,579 3,790	1,238 5,130 3,242	2,122 4,806 2,210	2,721 7,741 4,306
7	2,359 6,847 4,725	3,778 6,982 3,471	4,949 12,221 7,014	1,058 2,690 1,538	-0,265 0,352 0,930	4,150 11,184 7,594	2,696 8,339 6,284	3,226 7,635 4,524	1,235 4,597 4,063	1,765 3,895 2,203	2,961 7,987 5,454
6	2,415 6,889 4,684	3,723 7,013 3,529	4,949 12,221 7,014	1,085 2,680 1,538	-0,435 0,555 1,363	4,166 11,135 6,232	2,530 8,505 5,809	3,400 7,395 3,083	1,069 4,771 3,689	1,939 3,669 0,963	2,965 7,950 4,446
5	2,415 6,889 4,684	3,723 7,013 3,529	4,949 12,221 7,014	1,058 2,680 1,538	-0,896 0,041 0,000	4,178 11,046 6,192	2,069 7,991 4,446	3,861 7,909 4,446	0,607 4,257 2,326	2,400 4,175 2,326	2,965 7,950 4,446
4	2,415 6,889 4,684	3,723 7,013 3,529	4,949 12,221 7,014	1,058 2,680 1,538	-0,482 -0,203 0,000	4,166 11,135 6,232	2,483 7,720 4,446	3,447 8,180 4,446	1,022 3,966 2,326	1,986 4,446 2,326	2,965 7,950 4,446
3	2,415 6,889 4,684	3,723 7,013 3,529	4,949 12,221 7,014	1,058 2,680 1,538	-1,101 0,389 0,000	4,166 11,135 6,232	1,864 8,348 4,446	4,066 7,552 4,446	0,403 4,614 2,326	2,605 3,818 2,326	2,965 7,950 4,446
2	2,415 6,889 4,684	3,723 7,013 3,529	4,949 12,221 7,014	1,085 2,680 1,538	-0,717 0,252 0,000	4,166 11,135 6,232	2,248 8,202 4,446	3,682 7,698 4,446	0,787 4,468 2,326	2,221 3,964 2,326	2,965 7,950 4,446
1	2,415 6,889 4,684	3,723 7,013 3,529	4,949 12,221 7,014	1,085 2,680 1,538	-1,609 -0,152 0,000	4,166 11,135 6,232	1,356 7,798 4,446	4,574 8,102 4,446	-0,105 4,064 2,326	3,113 4,368 2,326	2,965 7,950 4,446
R.DC	2,513 6,963 4,609	3,606 7,070 3,663	4,949 12,221 7,014	1,085 2,690 1,538	0,000 0,000 0,000	4,178 11,046 6,192	2,975 7,885 4,416	2,975 7,885 4,416	2,512 4,164 2,302	1,512 4,164 2,302	2,975 7,885 4,416

Poutres transversales : -47- Effort tranchant dans les poutres.

NIV	Sous $1,35G + 1,5Q_B$		Sous $G + Q_B + \vec{F}_A$		Sous $G + Q_B + \vec{F}_A$		Sous $0,8G + \vec{F}_A$		Sous $0,8G + \vec{F}_A$		Sous $G + Q_B$	
	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
8	9,549	-11,900	4,924	-19,826	9,140	-6,610	2,456	-8,386	7,172	-4,168	7,032	-8,718
	16,828	-16,956	3,408	-21,342	21,248	-3,502	-0,044	-17,86	17,746	-0,024	12,328	-12,422
	13,675	-11,919	8,200	-10,55	11,836	-6,914	5,345	-8,105	9,061	-4,469	10,018	-8,732
7	9,589	-11,313	3,009	-12,316	12,209	-4,116	0,565	-9,490	8,765	-1,290	7,109	-8,216
	16,535	-16,625	10,117	-12,97	13,849	-10,183	5,987	-9,813	9,769	-6,031	12,008	-12,074
	13,121	-12,000	5,748	-12,50	13,309	-4,935	2,472	-9,448	10,032	-1,938	9,529	-8,715
6	9,854	-11,247	0,642	-14,63	13,360	-1,704	-1,769	-11,82	11,159	1,105	7,156	-8,168
	16,538	-16,622	0,034	-15,05	14,496	-9,095	4,907	-10,99	10,86	-4,944	12,010	-12,07
	12,672	-12,043	3,246	-14,65	15,098	-2,845	0,09	-11,64	11,98	0,163	9,197	-8,746
5	9,854	-11,247	1,379	-16,71	15,691	-0,367	-3,840	-13,89	13,230	3,170	7,156	-8,168
	16,538	-16,622	7,490	-16,14	16,080	-8,001	3,810	-11,99	11,950	-3,850	12,010	-12,07
	12,672	-12,043	1,167	-16,72	17,277	-0,716	-2,039	-13,77	14,021	2,292	9,197	-8,746
4	9,854	-11,247	-2,968	-18,29	17,80	+1,596	3,020	-15,48	14,819	4,765	7,156	-8,168
	16,538	-16,622	7,150	-16,93	16,870	-7,241	-3,310	-12,78	12,740	-3,060	12,010	-12,071
	12,672	-12,047	-0,048	-18,04	18,504	+0,561	-7,006	-15,058	15,192	3,563	9,203	-8,740
3	9,854	-11,247	-4,454	-19,87	18,857	+3,355	2,546	-17,060	16,396	6,342	7,156	-8,168
	16,538	-16,622	6,677	-17,41	17,343	-6,738	4,450	-13,25	13,213	-2,587	12,010	-12,07
	12,672	-12,043	-1,328	-19,271	19,734	+1,791	-7,320	-16,27	16,522	4,793	9,203	-8,74
2	9,854	-11,247	-4,859	-20,183	19,171	+3,877	2,093	-17,37	16,710	6,656	7,156	-8,168
	16,538	-16,622	6,223	-17,858	17,797	-6,248	-5,337	-13,707	13,667	-2,133	12,10	-12,07
	12,672	-12,043	-2,126	-20,064	20,255	+2,356	-5,829	-17,06	17,311	5,586	9,198	-8,74
1	9,854	-11,247	-3,368	-18,692	17,680	-6,820	+2,629	-15,88	15,219	5,165	7,156	-8,168
	16,538	-16,622	6,759	-17,322	17,261	+1,229	-3,978	-13,171	13,131	2,669	12,010	-12,071
	12,672	-12,043	-0,766	-18,709	19,172	-8,052	-3,896	-15,707	15,960	4,231	9,203	-8,740
R.	10,017	-11,083	12,017	-8,052	7,272	-12,06	4,750	-5,305	4,750	-5,305	7,272	-8,052
D.	16,547	-16,613	7,272	-12,065	12,017	-6,820	7,883	-7,918	7,883	-7,919	12,07	-12,065
C.	12,949	-12,73	9,406	-8,838	9,406	-8,38	6,187	-5,783	6,187	-5,783	9,406	-8,838

-48-
Portiques transversaux: calcul des moments dans les poteaux

NIVEAU	Sous $1,35G + 1,5 Q_E$		Sous $G + Q_E + 1,5 \vec{F}_A$		Sous $G + Q_E + 1,2 \vec{F}_A$		Sous $0,8G + \vec{F}_A$		Sous $0,8G + \vec{F}_A$		Sous $G + Q_E$	
	M_S	M_i	M_S	M_i	M_S	M_i	M_S	M_i	M_S	M_i	M_S	M_i
8	0,000	3,464	5,084	3,436	-5,084	1,640	4,237	2,579	-4,237	1,072	0,000	2,538
	0,000	4,240	6,712	5,492	-6,712	0,230	5,543	4,633	-5,543	-0,161	0,000	3,106
	0,000	-3,170	7,048	0,692	-7,048	-5,342	5,873	0,945	-5,873	-4,194	0,000	-2,322
	0,000	-5,194	5,200	-2,065	-5,200	-5,531	4,333	-1,290	-4,333	-4,178	0,000	-3,748
7	1,480	1,480	9,712	4,484	-6,836	-2,108	7,830	3,898	-5,952	-2,012	1,438	1,438
	2,598	2,598	13,256	9,165	-9,485	-5,145	10,700	7,541	-8,252	-5,043	1,885	1,885
	-1,475	-1,475	10,565	6,585	-13,317	-9,337	9,048	5,731	-10,854	-7,537	-1,376	-1,376
	-2,914	-2,914	6,794	2,682	-11,015	-6,914	6,037	2,610	-8,813	-5,986	-2,116	-2,116
6	1,785	1,785	12,232	7,183	-9,646	-4,547	9,438	5,730	-8,294	-4,086	1,293	1,293
	2,658	2,658	16,768	14,070	-12,408	-10,210	13,631	11,393	-11,04	-8,851	1,930	1,930
	-1,455	-1,455	14,163	11,330	-17,003	-14,170	12,054	9,643	-13,419	-11,557	-1,420	-1,420
	-2,963	-2,963	9,556	5,653	-13,860	-9,457	8,345	5,092	-11,164	-7,916	-2,152	-2,152
5	2,028	2,028	14,073	9,873	-11,127	-6,927	11,466	7,966	-9,534	-6,034	1,473	1,473
	2,658	2,658	20,446	10,078	-16,586	-13,218	16,646	13,890	-14,16	-11,358	1,930	1,930
	-1,455	-1,455	18,029	14,493	-20,863	-17,33	15,275	13,329	-17,14	-14,19	-1,420	-1,420
	-2,963	-2,963	12,458	7,587	-16,762	-11,841	10,763	6,704	-15,59	-9,53	-2,152	-2,152
4	2,028	2,028	14,859	12,425	-11,913	-9,479	12,121	10,093	-11,14	-8,161	1,473	1,473
	2,658	2,658	23,398	14,547	-19,53	-15,697	14,148	15,947	-16,62	-13,41	1,930	1,930
	-1,455	-1,455	21,120	17,022	-23,96	-19,962	17,851	14,436	-19,72	-16,300	-1,420	-1,420
	-2,963	-2,963	17,369	10,546	-17,67	-14,850	11,522	9,170	-14,35	-11,99	-2,152	-2,152
3	2,028	2,028	16,328	13,628	-13,38	-10,692	13,346	11,045	-11,42	-9,163	1,473	1,473
	2,658	2,658	25,420	21,328	-21,560	-17,468	20,841	17,431	-18,31	-14,89	1,930	1,930
	-1,455	-1,455	21,321	21,321	-24,141	-24,161	18,019	18,019	-19,88	-19,88	-1,420	-1,420
	-2,963	-2,963	15,073	11,941	-19,38	-16,245	12,942	10,332	-15,77	-13,156	-2,152	-2,152
2	2,658	2,658	15,812	15,812	-18,77	-12,866	12,915	12,915	-10,98	-10,98	1,473	1,473
	-1,455	-1,455	24,918	24,918	-21,06	-21,058	20,423	20,423	-17,89	-17,891	1,930	1,930
	-2,963	-2,963	22,725	22,725	-25,57	-25,665	19,189	19,189	-21,06	-21,053	-1,420	-1,420
	2,028	2,028	14,475	14,475	-18,78	-18,779	12,444	12,444	-15,27	-15,27	-2,152	-2,152
1	2,658	2,658	20,852	23,609	-17,91	-20,663	17,115	19,413	-15,18	-17,48	1,473	1,473
	-1,455	-1,455	18,440	32,670	-14,630	-28,820	15,065	26,891	-12,534	-24,36	1,930	1,930
	-2,963	-2,963	15,474	30,893	-18,814	-33,723	13,563	25,987	-15,43	-27,86	-1,420	-1,420
	1,538	1,955	8,115	21,804	-12,42	-26,108	7,184	19,591	-9,968	-21,38	-2,152	-2,152
C.P.R.	2,049	1,538	1,125	1,704	-1,125	+1,704	0,748	1,813	0,748	1,213	1,125	1,704
	-1,501	2,049	1,499	2,279	-1,499	+2,279	1,066	1,620	1,066	1,620	1,499	2,279
	-3,257	-1,501	-1,048	-1,683	-1,048	-1,683	-0,781	-1,148	-0,781	-1,148	-1,049	-1,683
	-2,018	-3,257	-2,392	-1,731	-2,392	-1,731	-1,768	-1,163	-1,768	-1,163	-2,392	-1,731

- 49 -
Portiques transversaux : efforts Normaux dans les poteaux

NIVEAU	Sous $1,35G + 1,5Q_B$		Sous $G + Q_B + 2\overline{F_A}$		Sous $G + Q_B + 1,5\overline{F_A}$		Sous $0,8G + \overline{F_A}$		Sous $0,8G + \overline{F_A}$		Sous $G + Q_B$	
	N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc
8	9,594	9,594	4,502	4,502	9,562	9,562	2,956	2,956	7,172	7,172	7,032	7,032
	28,728	28,728	22,505	22,505	19,587	19,587	16,368	16,368	13,936	13,936	21,046	21,046
	30,361	30,631	21,329	21,329	23,55	23,55	15,231	15,231	17,083	17,083	22,44	22,44
	11,911	11,911	10,914	10,914	6,550	6,550	8,105	8,105	4,469	4,469	8,732	8,732
7	12,554	22,152	4,237	8,739	14,077	23,639	2,203	5,159	10,403	17,575	9,157	16,189
	29,939	58,667	24,427	46,929	19,122	38,709	16,707	33,085	12,799	26,235	21,773	42,819
	31,838	62,464	29,885	42,214	25,499	48,970	13,527	28,755	17,303	34,385	29,152	45,592
	14,1041	26,011	14,800	25,714	5,728	12,278	10,738	19,843	3,178	7,647	10,264	18,996
6	11,567	34,683	0,669	9,679	16,183	40,091	-0,746	4,630	12,192	29,974	8,426	24,885
	25,876	98,543	25,913	72,842	17,541	56,250	17,966	51,051	10,990	37,23	21,727	64,546
	31,385	93,853	19,307	61,521	26,327	75,297	12,275	40,981	18,075	52,461	22,817	68,409
	14,134	40,145	13,376	43,089	3,214	15,493	12,879	31,720	1,077	8,724	10,295	29,291
5	11,945	46,015	-1,837	8,133	18,947	59,029	-2,601	2,1029	14,469	44,443	8,705	33,581
	29,876	118,419	27,085	99,927	16,369	72,619	18,943	69,995	10,013	47,239	21,727	86,77
	31,385	125,24	18,054	79,575	27,580	102,877	11,181	52,162	19,119	71,580	22,817	91,23
	14,134	54,28	19,942	63,032	0,648	16,140	15,017	46,758	-1,061	7,662	10,295	39,58
4	11,945	57,946	-3,444	4,680	20,854	79,874	-4,190	-2,161	16,059	60,501	8,705	42,28
	29,876	148,28	28,044	127,970	15,140	88,030	19,742	89,737	9,214	56,653	21,707	108,00
	31,385	150,62	17,488	93,063	28,146	127,025	10,709	62,872	19,591	91,172	22,817	110,04
	14,134	68,113	21,456	84,688	-0,866	15,274	16,279	63,1017	-2,323	5,339	10,29	49,88
3	11,945	69,873	-5,336	-0,665	22,746	102,61	-5,767	-7,979	17,635	78,137	8,703	50,79
	29,876	178,17	29,369	157,34	14,085	102,12	20,846	110,584	8,110	64,564	21,707	129,73
	31,385	182,189	16,579	109,763	29,055	156,199	9,452	72,824	20,348	111,52	20,817	132,98
	14,134	82,547	22,932	107,42	-2,342	12,938	17,509	80,524	-3,553	1,786	10,295	60,18
2	11,945	81,809	-5,713	-6,387	23,123	125,73	-6,081	-14,008	17,949	96,086	8,705	59,67
	29,876	208,046	29,201	186,540	14,153	116,37	20,706	131,29	8,250	72,814	21,707	151,45
	31,385	219,393	16,173	129,815	29,461	189,54	9,613	82,437	20,677	132,21	22,817	159,68
	14,134	96,682	23,884	121,543	-3,29	9,399	18,302	99,026	-4,346	-2,76	10,295	70,47
1	11,945	93,740	-4,194	-10,320	21,064	147,05	-4,806	-18,597	16,242	112,545	8,435	68,265
	29,876	237,922	28,055	244,59	15,39	131,77	18,751	151,041	9,205	82,019	21,707	173,181
	31,385	259,779	17,155	146,97	28,48	218,018	10,432	92,870	19,866	152,076	22,817	182,494
	14,134	110,846	21,299	153,56	-0,708	7,972	16,147	115,792	-2,191	-5,552	10,295	80,766
R. D. C	12,109	105,849	8,821	-1,499	8,821	155,871	5,989	-12,61	5,999	119,55	9,821	77,182
	29,722	267,644	21,618	236,212	21,618	153,39	14,427	165,47	14,427	96,45	21,618	194,79
	31,35	282,430	23,02	169,990	23,02	241,04	15,344	108,214	15,344	167,42	23,020	205,514
	14,266	125,09	10,388	13,947	10,388	18,36	7,023	122,795	7,023	1,471	10,388	91,153

-50-
Potiques longitudinaux : Calcul des moments sur appuis dans les poutres

NIVEAU	Sous $1,35G + 1,5Q_R$		Sous $G + Q_R + \vec{F}$		Sous $G + Q_R + \vec{F}_A$		Sous $0,8G + \vec{F}_A$		Sous $0,8G + \vec{F}_A$		Sous $G + Q_R$	
	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me
8	0,748	0,443	3,204	2,531	-2,102	-1,064	3,071	2,354	-2,255	-1,246	0,555	0,731
	0,443	0,895	2,531	2,348	-1,064	-1,030	2,354	2,198	-1,246	-1,190	0,731	0,659
	0,512	0,592	2,846	2,846	-1,974	-1,974	2,740	2,740	-2,080	-2,080	0,486	0,436
7	0,831	0,984	5,589	4,642	-4,441	-3,160	5,221	4,403	-4,359	-3,354	0,609	0,721
	0,484	0,915	4,542	4,787	-3,100	-3,445	4,433	4,602	-3,299	-3,630	0,721	0,671
	0,543	0,543	6,269	6,269	-5,473	-5,473	6,159	6,159	-5,583	-5,583	0,349	0,348
6	0,846	0,484	8,010	6,374	-6,770	-4,432	7,839	6,175	-6,941	-5,13	0,620	0,721
	0,484	0,420	0,374	6,398	-4,432	-5,040	6,175	6,202	-5,131	-5,226	0,721	0,674
	0,535	0,535	8,543	8,543	-7,751	-7,759	8,435	8,435	-7,867	-7,867	0,342	0,342
5	0,846	0,484	9,890	6,274	-8,650	-6,749	8,719	8,000	-8,821	-8,436	0,620	0,721
	0,484	0,420	8,199	11,174	-6,757	-4,426	8,000	6,088	-6,956	-5,112	0,721	0,674
	0,535	0,535	11,174	9,912	-10,390	-10,390	10,066	11,066	-10,49	-10,49	0,342	0,342
4	0,846	0,484	10,735	9,454	-9,495	-8,470	10,564	9,713	-9,666	-8,669	0,620	0,721
	0,484	0,420	9,912	12,922	-8,470	-8,111	9,713	9,273	-8,669	-8,297	0,720	0,674
	0,535	0,535	12,922	11,037	-12,138	-12,138	12,814	12,814	-12,246	-12,246	0,342	0,342
3	0,846	0,484	13,577	11,606	-12,077	-9,545	13,166	10,838	-12,268	-9,794	0,620	0,721
	0,484	0,420	11,037	15,985	-9,545	-10,258	10,838	11,420	-9,794	-10,44	0,721	0,674
	0,535	0,535	15,985	12,347	-15,201	-15,201	15,877	15,877	-15,309	-15,309	0,342	0,342
2	0,846	0,484	13,679	12,803	-12,439	-10,905	13,508	12,148	-12,610	-11,104	0,620	0,721
	0,484	0,835	12,347	17,642	-10,905	-11,455	12,148	12,617	-11,104	-11,641	0,721	0,674
	0,535	0,535	17,642	11,118	-16,908	-16,908	17,584	17,584	-17,016	-17,016	0,342	0,342
1	0,846	0,484	14,325	8,191	-12,445	-9,676	14,064	19,919	-13,166	-9,975	0,620	0,721
	0,484	0,420	11,118	10,767	-9,676	-9,419	10,919	10,581	-9,975	-9,605	0,721	0,674
	0,535	0,535	14,789	14,789	-14,005	-14,005	14,681	14,681	-14,115	-14,115	0,342	0,342
R.	0,873	0,494	0,640	0,721	+0,640	0,721	0,463	0,522	0,463	0,522	0,640	0,721
D.	0,484	0,480	0,721	0,682	+0,721	0,682	0,522	0,494	0,522	0,494	0,721	0,682
C	0,520	0,520	0,381	0,381	+0,381	0,381	0,276	0,276	0,276	0,276	0,381	0,381

-51-
Portiques longitudinaux Moments dans les poutres

NIV	Sous G	Sous G	Sous G	Sous G _B	Sous F _A	Sous 1,35G+1,5Q _B	Sous G+Q _B +F _A	Sous G+Q _B +F _A	Sous G+Q _B +F _A	Sous G+Q _B +F _A	Sous G+Q _B
	M _w	M _e	M _o	M _o	M _t	M _t	M _t	M _t	M _t	M _t	M _t
8	0,522	0,692	1,149	0,065	-0,427	0,829	0,190	1,034	0,077	0,861	0,607
	0,692	0,624	1,139	0,065	-0,056	0,745	0,490	0,602	0,329	0,441	0,546
	0,413	0,413	0,512	0,029	0,000	0,177	0,128	0,128	0,079	0,079	0,128
7	0,551	0,652	1,082	0,114	-0,482	0,820	0,193	1,077	-0,098	0,866	0,595
	0,652	0,607	1,082	0,114	0,148	0,782	0,715	0,419	0,510	0,214	0,567
	0,360	0,360	0,486	0,051	0,000	0,247	0,177	0,177	0,101	0,101	0,177
6	0,561	0,652	1,082	0,114	-0,693	0,974	-0,058	1,328	-0,276	1,110	0,635
	0,652	0,610	1,082	0,114	0,031	0,780	0,596	0,534	0,392	0,330	0,565
	0,355	0,355	0,486	0,051	0,000	0,253	0,192	0,192	0,105	0,105	0,192
5	0,561	0,652	1,082	0,114	-0,046	0,813	0,544	0,636	0,334	0,426	0,590
	0,652	0,610	1,082	0,114	0,758	0,700	1,323	-1,193	1,119	-0,397	0,565
	0,355	0,355	0,486	0,051	1,798	0,253	1,980	-1,616	1,903	-1,693	0,192
4	0,561	0,652	1,082	0,114	0,068	1,809	1,396	1,260	1,039	0,903	0,590
	0,652	0,610	1,082	0,114	0,907	0,780	1,472	-0,342	1,268	0,548	0,565
	0,355	0,355	0,486	0,051	1,518	0,253	1,700	-1,336	1,623	-1,413	0,192
3	0,561	0,652	1,082	0,114	-0,445	0,813	0,145	1,035	-0,075	0,825	0,590
	0,652	0,610	1,082	0,114	0,627	0,780	1,192	-0,062	0,998	-0,266	0,565
	0,355	0,355	0,486	0,051	2,821	0,253	3,003	-2,639	2,926	0,716	0,192
2	0,561	0,652	1,082	0,114	-0,451	0,813	0,139	1,041	-0,071	0,831	0,590
	0,652	0,610	1,082	0,114	1,481	0,780	2,046	-0,916	1,842	-1,120	0,565
	0,355	0,355	0,486	0,051	1,815	0,253	1,997	-1,633	1,920	-1,710	0,192
1	0,561	0,652	1,082	0,114	0,831	0,813	1,421	-0,242	1,211	-0,451	0,590
	0,652	0,610	1,082	0,114	0,978	0,780	1,543	-0,413	1,330	-0,617	0,565
	0,355	0,355	0,486	0,051	1,473	0,253	1,655	-1,291	1,579	-1,368	0,192
R.D.C	0,579	0,651	1,082	0,114	-0,090	0,801	0,581	0,581	0,374	0,374	0,581
	0,652	0,617	1,082	0,114	0,041	0,774	0,562	0,562	0,358	0,358	0,582
	0,345	0,345	0,486	0,051	0,00	0,267	0,192	0,192	0,113	0,113	0,192

-52-
Portiques longitudinaux: Efforts tranchants dans les parkes:

NIVEAU	Sous 1,35 G + 1,5 Q ₂		Sous G + Q ₂ + \vec{F}_a		Sous G + Q ₂ + \overleftarrow{F}_a		Sous 0,8 G + \vec{F}_a		Sous 0,8 G + \overleftarrow{F}_a		Sous G + Q ₂	
	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
8	1,384	-1,637	0,128	-2,097	1,910	-0,315	-0,120	-1,909	1,662	-0,027	1,019	-1,209
	1,459	-1,415	0,376	-1,740	1,772	-0,344	0,115	-1,487	1,511	-0,091	1,074	-1,042
	0,963	-0,962	-0,668	-2,086	2,086	0,668	-0,890	-1,914	1,914	0,840	0,709	-0,709
7	1,401	-1,468	-0,701	-2,804	2,755	0,652	-0,485	-2,506	2,471	0,450	1,027	-1,076
	1,449	-1,419	-0,525	-2,627	2,649	0,847	-0,818	-2,340	2,356	0,834	1,062	-1,040
	0,960	-0,960	-2,651	-4,059	4,059	2,651	-2,845	-3,865	3,865	2,845	0,702	-0,704
6	1,404	-0,789	-1,509	-3,111	3,567	1,965	-1,743	-2,415	3,283	2,161	1,029	-0,573
	1,448	-1,420	-1,212	-3,314	3,334	1,232	-1,506	-3,027	3,041	1,519	1,061	-1,041
	0,960	-0,960	-3,654	-5,362	5,362	3,954	-4,148	-5,168	5,168	4,148	0,704	-0,704
5	1,404	-0,789	-2,840	-4,442	4,898	3,296	-3,124	-4,246	4,614	3,492	1,029	-0,573
	1,448	-1,420	-1,947	-4,049	4,069	1,467	-2,240	-3,762	3,776	2,254	1,061	-1,041
	0,960	-0,960	-5,457	-6,865	6,865	5,457	-5,651	-6,671	6,671	5,651	0,704	-0,704
4	1,404	-0,789	-2,840	-4,442	4,898	3,296	-3,124	-4,246	4,614	3,492	1,029	-0,573
	1,448	-1,420	-2,534	-4,636	4,656	2,554	-2,827	-4,349	4,363	2,841	1,061	-1,041
	0,960	-0,960	-6,456	-7,864	7,864	6,456	-6,650	-7,670	7,670	6,650	0,704	-0,704
3	1,404	-0,789	-3,538	-5,140	5,596	3,994	-3,822	-4,944	5,312	4,140	1,029	-0,573
	1,448	-1,420	-3,189	-5,291	5,311	3,209	-3,482	-5,004	5,018	3,496	1,061	-1,041
	0,960	-0,960	-8,206	-9,614	9,614	8,206	-8,400	-9,420	9,420	8,400	0,704	-0,704
2	1,404	-0,789	-3,909	-5,150	5,966	4,364	-4,192	-5,314	5,682	4,560	1,029	-0,573
	1,448	-1,420	-3,690	-5,792	5,812	3,710	-3,983	-5,505	5,519	3,997	1,061	-1,041
	0,960	-0,960	-9,182	-10,590	10,590	9,182	-9,376	-10,396	10,396	9,376	0,704	-0,904
1	1,404	-0,789	-3,778	-5,376	5,861	4,229	-4,057	-5,179	5,547	4,425	1,029	-0,573
	1,448	-1,420	-3,037	-5,139	5,159	3,057	-3,330	-4,852	4,866	3,344	1,061	-1,041
	0,960	-0,960	-7,523	-8,931	8,931	7,523	-7,717	-8,737	8,737	7,717	0,704	-0,704
D.R. C.	1,409	-1,458	1,033	-1,069	1,033	-1,069	0,748	-0,774	0,748	-0,774	1,033	-1,069
	1,446	-1,422	1,060	-1,042	1,060	-1,042	0,767	-0,754	0,767	-0,754	1,060	-1,042
	0,960	-0,960	0,704	-0,704	0,704	-0,704	0,510	-0,510	0,510	-0,510	0,704	-0,704

Portiques longitudinaux: -53- calcul des moments dans les poteaux

NIVEAU	Sous $1,35G + 1,5Q_B$		Sous $G + Q_B + 1,2\vec{F}_A$		Sous $G + Q_B + 1,2\vec{F}_A$		Sous $0,8G + \vec{F}_A$		Sous $0,8G + \vec{F}_A$		Sous $G + Q_B$	
	M_s	M_i	M_s	M_i	M_s	M_i	M_s	M_i	M_s	M_i	M_s	M_i
8	0,000	0,748	3,184	1,113	-3,184	-0,011	2,653	0,886	-2,653	-0,050	0,000	0,551
	0,000	0,000	4,314	1,850	-4,314	-1,850	3,544	1,542	-3,544	-1,542	0,000	0,000
	0,000	-0,303	4,414	2,425	-4,414	-2,871	4,099	2,038	-4,099	-2,376	0,000	-0,228
7	0,1415	0,1415	5,483	2,524	-4,875	-1,46	4,536	2,070	-4,096	-1,620	0,304	0,304
	0,000	0,000	7,314	4,879	-7,314	-4,879	6,099	4,077	-6,099	-4,066	0,000	0,000
	-0,186	-0,186	8,840	5,848	-8,112	-6,112	7,382	4,889	-7,578	-5,085	-0,136	-0,136
6	0,1423	0,1423	6,537	3,663	-5,917	-3,043	5,413	3,018	-4,465	-2,570	0,310	0,310
	0,000	0,000	8,687	7,106	-8,687	-7,106	7,239	5,922	-7,239	-5,922	0,000	0,000
	-0,192	-0,192	10,514	8,576	-10,746	-8,956	8,777	7,162	-8,981	-7,366	-0,141	-0,141
5	0,1423	0,1423	8,081	4,494	-7,461	-3,847	6,700	3,711	-6,252	-3,263	0,310	0,310
	0,000	0,000	10,844	8,870	-10,84	-8,870	9,037	7,392	-9,037	-7,392	0,000	0,000
	-0,192	-0,192	13,153	10,735	-13,44	-11,017	10,976	8,961	-11,18	-9,165	-0,141	-0,141
4	0,1423	0,1423	8,312	6,857	-7,692	-6,237	6,892	5,680	-6,440	-5,232	0,310	0,310
	0,000	0,000	13,188	10,790	-13,888	-10,790	10,490	8,992	-10,49	-8,992	0,000	0,000
	-0,220	-0,218	14,544	14,544	-14,86	-14,86	12,150	12,150	-12,354	-12,35	-0,158	-0,158
3	0,1423	0,1423	8,783	8,783	-8,163	-8,163	7,285	7,285	-6,837	-6,837	0,310	0,310
	0,000	0,000	13,967	13,967	-13,967	-13,96	11,639	11,639	-11,639	-11,64	0,000	0,000
	-0,218	-0,218	16,970	16,970	-17,29	-17,29	14,171	14,171	-14,375	-15,39	-0,158	-0,158
2	0,1423	0,1423	7,508	11,105	-15,82	-14,44	6,222	9,220	-5,774	-8,772	0,310	0,310
	0,000	0,000	15,816	13,936	-18,34	-13,44	13,180	11,613	-13,18	-11,613	0,000	0,000
	-0,218	-0,218	18,026	18,026	-4,693	-18,342	15,051	15,051	-15,25	-15,255	-0,158	-0,158
1	0,1423	0,1423	5,313	13,245	-9,137	-12,625	4,393	11,003	-3,945	-10,55	0,310	0,310
	0,000	0,000	9,137	21,314	-18,36	-21,314	7,614	17,76	-7,614	-17,76	0,000	0,000
	-0,218	-0,218	11,046	25,985	-11,362	-26,31	9,285	21,684	-9,439	-21,88	-0,158	-0,158
R.D.C.	0,506	0,1423	0,372	0,266	0,372	0,266	0,278	0,183	0,278	+0,183	0,372	0,266
	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	+0,000	0,000	0,000
	-0,247	-0,162	-0,181	-0,119	-0,181	-0,119	-0,131	-0,086	-0,131	-0,086	-0,181	-0,119

-54-
Portiques longitudinaux: Efforts Normaux dans les poteaux

NIVEAU	Sous $1,35G + 1,5Q_B$		Sous $G + Q_B + 1,2\vec{F}_A$		Sous $G + Q_B + 1,2\vec{F}_A$		Sous $0,8G + \vec{F}_A$		Sous $0,8G + \vec{F}_A$		Sous $G + Q_B$	
	N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc
8	1,396	1,396	-0,041	-0,041	2,097	2,097	-0,113	-0,113	1,669	1,669	1,028	1,028
	2,961	2,961	2,412	2,412	1,948	1,948	1,843	1,843	1,467	1,467	2,180	2,180
	2,378	2,378	0,336	0,336	2,566	2,566	0,647	0,647	2,005	2,005	1,751	1,751
7	3,552	5,555	1,755	1,714	3,485	7,232	1,297	0,544	2,739	5,768	2,620	4,098
	5,007	7,967	3,847	6,258	3,525	5,474	2,920	4,764	2,652	4,110	3,686	5,866
	4,470	6,848	1,171	2,108	5,415	7,980	0,734	1,380	4,270	6,274	3,293	5,044
6	3,495	9,050	-0,468	1,246	5,624	12,856	-0,554	-0,060	4,552	10,290	2,578	6,676
	3,653	12,970	3,001	10,259	2,365	8,839	2,249	7,813	1,719	6,629	2,683	9,549
	4,472	11,320	0,432	2,540	6,156	14,136	0,117	1,498	4,887	11,162	3,294	8,338
5	3,495	12,050	-1,442	-0,196	6,598	19,454	-1,336	-1,376	5,334	15,624	2,578	9,254
	5,003	17,972	4,091	14,350	3,275	12,114	3,124	10,997	2,444	7,073	3,683	13,232
	4,472	15,792	-0,490	2,050	7,078	21,214	-0,651	0,847	5,655	16,817	3,294	11,632
4	3,495	16,040	-2,065	-2,261	7,221	26,675	-1,885	-3,126	5,853	21,477	2,578	11,832
	5,003	22,975	4,012	18,361	3,354	15,468	3,058	13,995	2,510	11,583	3,683	16,915
	4,472	20,264	-0,984	1,066	7,572	28,786	-1,063	-0,216	6,067	22,894	3,294	14,926
3	3,495	19,535	-2,902	-5,163	8,058	34,733	-2,583	-5,844	6,551	28,028	2,578	14,440
	5,003	27,977	4,063	22,426	3,303	18,770	3,101	17,096	2,467	14,050	3,683	20,598
	4,472	24,736	-2,298	-1,160	8,886	37,600	-2,158	-2,313	7,162	29,987	3,294	18,220
2	3,495	23,030	-3,346	-8,769	8,502	43,236	-2,953	-8,797	6,928	34,949	2,578	16,988
	5,003	32,980	3,406	26,332	3,460	22,230	2,970	20,066	2,598	16,648	3,683	24,281
	4,472	29,207	-2,868	-4,028	9,456	47,056	-2,633	-4,946	7,637	37,624	3,294	21,514
1	3,495	26,525	-3,184	-11,693	8,340	51,576	-2,818	-11,615	6,786	41,735	2,578	19,566
	5,003	37,982	4,533	30,864	2,833	25,064	3,492	23,558	2,076	18,724	3,683	27,964
	4,472	33,682	-1,661	-5,687	8,249	55,307	-1,627	-6,572	6,631	44,256	3,294	24,810
R. D. C.	3,500	30,026	+2,582	9,862	2,582	54,158	1,987	-9,628	1,987	48,722	2,582	22,148
	4,996	42,978	+3,678	34,542	3,678	28,742	2,780	26,338	2,780	21,504	3,678	31,642
	4,473	38,152	3,295	2,394	3,295	58,600	2,503	4,069	2,503	46,759	3,295	28,103

CALCUL.DU.FERRAILLAGE

Ferraillage des poutres:

introduction:

-Conformément à l'article B.6 des BAEL 80, il ne sera fait état dans les calculs des efforts normaux dans les poutres. Les poutres seront ferraillées en flexion simple. Nous calculons la section d'acier sous S_1 et sous la plus défavorable des sollicitations S_2 , puis on prendra la plus grande.

Méthode de calcul des armatures :

M_u : moment ultime M_{ser} : Moment de service.

Données : M_u , M_{ser} , b_0 , d , f_c , f_{c28} et si nécessaire $\bar{\sigma}_s$.

Inconnues : A et, éventuellement A'

Il faut toujours : $A \geq A_{min} = 0,23 b_0 d f_{c28} / f_c$ ①

calculs préliminaires: pour l'état limite ultime (fissuration permise).

on calcul : $\delta = M_u / M_{ser} \Rightarrow \mu_u = 0,3418 - 0,1776.$

$\mu_u = M_u / b_0 d^2 f_{bu}$ ② si $\mu_u < \mu_{lu}$ on prend $\xi = \beta d$ avec $\beta = 1 - 0,6 \mu_u$ et $A = \frac{M_u}{\beta d \bar{\sigma}_s}$

③ si $\mu_u > \mu_{lu} \Rightarrow A' \neq 0$ avec $\bar{\sigma}_s = 0,87 f_c$.

$A' \geq A'_r = \frac{M_u - M_{lu}}{\bar{\sigma}_{sc} (d - d')}$ avec $M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}$ $\bar{\sigma}_{sc} = 98 f_{c28} - \frac{d'}{d} (12 f_{c28} + 370)$ (MPa)

$$A = \frac{M_u}{\xi \cdot \bar{\sigma}_s} + A' \cdot \frac{\bar{\sigma}_{sc}}{\bar{\sigma}_s}$$

Vérification des contraintes (ART. A.4.5. BAEL).

Contrainte maximale du béton : $\bar{\sigma}_b \leq 0,6 f_{c28}$ (Art A.4.5, 2)

on peut se dispenser de cette vérification si : $\frac{\xi}{d} = \alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ f_{c28} en MPa.

• Etat limite de déformation : (Art B.6.5, 1) ; Il y a lieu de ne pas vérifier la flèche si :

① $h_e / l \geq 1/16$ ② $h_e / l \geq \frac{1}{10} M_E / M_0$ ③ $A / b_0 d \leq 4,2 / f_c$ (M_E, M_0) en état limite de service

Vérification de l'effort tranchant (ART. A.5.1. BAEL 80)

① contrainte tangente : $\tau_u = V_u / b_0 d \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 40 \text{ bars}) = 32,5 \text{ bars}$.

② Armatures transversales : $f_t \leq \text{min}(h_e / 35, f_{t \text{ min}}, b_0 / 10)$

• espacement : $(7,8 \text{ cm}) \leq s_t \leq \text{min}(0,9 d, 40 \text{ cm})$ • $\frac{A_t f_t}{b_0 t} \geq \text{max}(u/2, 4 \text{ bars})$.

• $s_t \geq (u - 0,5) b_0 / 0,8 A_t f_t$.

• Appui simple d'about : $V_u \leq 0,267 a b_0 f_{c28}$ $\sigma_{\text{max}} = 0,9 d$

• Appui intermédiaire : $A \geq (V_u + M_u / 0,9 d) \cdot 1,15 / f_c$ M_u : avec son signe.

ADHÉRENCE (ART. A.6.2. BAEL 80)

Ancrages par crochet normal :

$\tau_s = F / u_i l \leq \bar{\tau}_s = 1,35 f_{c28} = 28,35 \text{ bars}$ $u_i = \text{perimètre utile}$.

Portiques longitudinaux

Etant donné que les poutres longitudinales ne sont pas porteuses des charges verticales, elles ne sont sollicitées que par les forces sismiques latérales, elles doivent avoir des armatures longitudinales symétriques, ainsi que les armatures en travée sont très faibles par rapport aux moments sur appuis, donc on calcule seulement les armatures sur appuis en valeurs absolues et on adopte une section en travée égale au moins à la moitié des armatures sur appuis (RPA. 81. art 4.23.2). Le moment de calcul sous (S.P.R.), vérification sous l'état limite de service.

$f_{bu} = 185 \text{ bars}$ $\sigma_s = 4000 \text{ bars}$ $b_0 = 25 \text{ cm}$. $d \leq 3 \text{ cm} \Rightarrow d = 42 \text{ cm}$.

Les résultats de calcul seront donnés par le tableau ci-dessous:

Niv	M (tm)	μ	β	A (cm ²)	f (mm)	A_{adp}	$A_{travée}$
8	3.204	0.039	0.976	2.245	2T12	2,26	2,26
	2.531	0.031	0.981	1.765	2T12		
	2.846	0.035	0.979	1.980	2T12		
7	5.389	0.066	0.960	3.840	4T12	4,52	2,26
	4.542	0.056	0.967	3.215	4T12		
	6.269	0.077	0.954	4.495	4T12		
6	8.010	0.098	0.941	5.823	6T12	6,78	3,39
	6.374	0.078	0.953	4.575			
	8.543	0.105	0.937	6.237			
5	9.890	0.127	0.927	7.297	8T12	9,05	4,52
	8.191	0.100	0.940	5.263			
	11.174	0.137	0.918	8.330			
4	10.735	0.132	0.921	7.974	10T12	11,31	5,65
	9.912	0.121	0.927	7.315			
	12.922	0.158	0.905	9.838			
3	13.337	0.163	0.902	10.117	12T12	13,57	6,78
	11.037	0.135	0.919	8.218			
	15.985	0.196	0.882	12.394			
2	13.677	0.168	0.899	10.407	14T12	15,83	7,92
	12.347	0.151	0.909	9.291			
	17.692	0.217	0.890	13.915			
1	14.325	0.176	0.895	10.955	12T12	13,57	6,78
	11.118	0.136	0.918	8.984			
	14.789	0.181	0.891	11.353			

Vérifications Diverses:

1° Condition de non-fragilité:

$A \geq A_{min} = 0,23 b_0 d f_{ctB} = 1,27 \text{ cm}^2$

$A = 2,26 \text{ cm}^2 > 1,27 \text{ cm}^2$ (verif)

2° Etat limite de déformation:

$l_{max} = 4,55 \text{ m}$.

$\frac{h_e}{l} = 45/455 = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,06$ (verif)

$\frac{h_e}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = 0,1$ pour $(M_t = M_0)$
(vérifiée)

$A/b_0 d = 7,92/25 \cdot 42 = 0,008 \leq \frac{42}{f_c}$

$42/f_c = 42/4000 = 0,01$ (verif)

3° Vérification de l'état

limite de compression du
beton:

on doit vérifier $\sigma_b \leq 0,6 f_{ctB} = 150 \text{ bars}$. Il est inutile de vérifier cette relation si $\alpha = \chi/d \leq (8-d)/2 + f_{ctB}/100 = 8/2 - 0,25$ est vérifiée. Les résultats sont donnés par le tableau suivant: avec $\delta = M_u/M_{ser}$.

NiV	8	7	6	5	4	3	2	1
Mu (tm)	3,204 2,531 2,846	5,389 4,542 6,269	8,010 6,374 8,543	9,890 8,191 11,174	10,735 9,912 12,922	13,337 11,037 15,985	13,679 12,347 17,692	14,325 11,118 14,789
Mser (tm)	0,555 0,731 0,659	0,609 0,721 0,671	0,620 0,721 0,674	0,620 0,721 0,674	0,620 0,721 0,674	0,620 0,721 0,674	0,620 0,721 0,674	0,620 0,721 0,674
$\delta/2 - 0,25$	2,636 1,481 1,909	4,174 2,900 4,421	6,210 4,170 6,088	7,726 5,43 8,039	8,407 6,554 9,336	10,506 7,404 11,608	10,781 8,312 12,875	11,302 7,460 10,721

La relation $\delta/2 - 0,25 > Vu/d = \lambda$ est vérifiée . donc $\bar{\sigma}_b \leq 150b$ (vérifiée)

Vérification à l'effort tranchant:

• contrainte tangente: $\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d}$ $Vu_{max} = 10590 \text{ Kg} \Rightarrow \tau_u = 10,436 < \bar{\tau}_u$
($\bar{\tau}_u = 32,5 \text{ bars}$).

• Armatures transversales: $\phi_t = \text{Min}(\frac{450}{35}, 12, \frac{250}{10}) = 12 \text{ mm}$ soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$
On adopte un cadre et un étrier $\Rightarrow A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

• espacement: $(7 \text{ à } 8 \text{ cm}) \leq s_t \leq \bar{s}_t = \text{min}(0,9d, 40 \text{ cm}) = 37,8 \text{ cm}$.

• $\frac{A_t f_t}{b \cdot s_t} \geq \max(\tau_u/2, 4 \text{ bars}) = 5,21 \text{ bars} \Rightarrow s_t \leq \frac{2,01 \times 2350}{25 \cdot 5,21} = 36,25 \text{ cm}$.

• $s_t \leq \frac{0,8 A_t f_t}{b(\tau_u - 0,5)} = \frac{0,8 \times 2,01 \times 235}{25(10,43 - 0,5)} = 27,83 \text{ cm}$.

soit $s_t = 15 \text{ cm}$ en dehors de la zone nodale.

$s_t \leq \text{min}(h_e/4, 12\phi, 50) = 11,25 \text{ cm}$. soit $s_t = 10 \text{ cm}$ dans la zone nodale (RPABT).

• Efforts aux abouts des poutres:

- appui simple: $V_u = 10,95 \cdot 10^3 \text{ Kg} \leq 0,267 \cdot 37,8 \cdot 25 \cdot 250 = 63 \cdot 10^3 \text{ Kg}$ (Vérifiée)

- appui intermédiaire: $A \geq (Vu + Mu/0,9d) \cdot 1,15 / f_t$.

Niveau	8			7			6			5			4			3			2			1		
Mu/0,9d	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Vu (t)	8,5	6,7	7,5	14,5	20,0	16,6	21,2	16,9	22,6	26,2	21,7	29,6	28,4	26,2	34,2	35,3	29,2	42,3	36,2	32,7	46,6	37,9	29,4	39,1
Vu (t)	1,91	1,77	2,09	2,76	2,165	4,06	3,57	3,34	5,36	4,89	4,07	6,87	4,90	4,66	7,86	5,60	5,31	9,61	5,96	8,81	10,80	5,84	5,16	8,93
Vu + Mu/0,9d	< 0			< 0			< 0			< 0			< 0			< 0			< 0			< 0		

Donc $Vu + Mu/0,9d < 0 \Rightarrow$ les armatures inférieures ne sont soumises à aucun effort.

Portiques transversaux:

Calcul des armatures superieures (appuis):

Niv	M _u (tm)	M	β	A(au ²)	φ(mm)	A _{adp} ^(au²)	α	Niv	M _u (tm)	M	β	A(au ²)	φ(mm)	A _{adp} ^(au²)	α
8	6,775	0.083	0.259	4.878	6T12	6.78	0.13	4	21.100	0.259	0.845	17.080	10T16	20.10	0.42
	11.327	0.139	0.917	8.454	8T12	9.05	0.21		22.830	0.280	0.832	18.772	10T16	20.10	0.44
	11.645	0.143	0.914	8.714	8T12	9.05	0.21		23.726	0.291	0.832	19.664	10T16	20.10	0.47
	8.131	0.100	0.940	5.917	6T12	6.78	0.15		25.352	0.311	0.826	21.320	12T16	24.12	0.45
7	10.159	0.125	0.925	7.512	8T12	9.05	0.19	3	24.452	0.300	0.814	20.398	12T16	24.12	0.46
	13.107	0.161	0.904	9.924	10T12	11.31	0.26		25.157	0.308	0.820	21.119	12T16	24.12	0.46
	13.912	0.171	0.897	10.654	10T12	11.31	0.24		25.005	0.306	0.815	20.963	12T16	24.12	0.54
	13.011	0.160	0.904	9.894	8T14	11.31	0.27		29.139	0.357	0.816	25.374	14T16	28.14	0.46
6	15.016	0.184	0.890	11.549	8T14	12.31	0.29	2	25.023	0.307	0.786	20.981	12T16	24.12	0.47
	15.881	0.195	0.883	12.302	8T14	12.31	0.32		25.517	0.315	0.816	21.699	12T16	24.12	0.51
	17.141	0.210	0.874	13.419	8T16	16.08	0.33		27.677	0.339	0.811	23.775	12T16	24.12	0.55
	18.056	0.221	0.867	14.247	8T16	16.08	0.34		29.847	0.336	0.780	26.221	14T16	28.14	0.39
5	18.353	0.225	0.865	14.516	8T16	16.08	0.37	1	21.043	0.258	0.845	17.033	10T16	20.10	0.43
	19.857	0.243	0.854	15.909	8T16	16.08	0.44		24.299	0.298	0.821	20.242	12T16	24.12	0.4
	23.725	0.291	0.826	19.663	10T16	20.10	0.47		25.172	0.309	0.815	21.135	12T16	24.12	0.4
	25.353	0.311	0.814	21.522	10T16	24.12	0.39		26.710	0.327	0.804	22.742	12T16	24.12	0.4

Verification des contraintes : on doit verifier $\frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \chi_u/d = \alpha \Rightarrow \sigma_b < 150 \text{ bars}$.

Niv	M _u (tm)	M _{ser} (tm)	χ _u - 0.25	Niv	M _u (tm)	M _{ser} (tm)	χ _u - 0.25
8	6,775	2.538	1.08	4	21,100	2.945	3.33
	11.327	8.298	0.43		22.830	8.400	1.44
	11.645	8.531	0.43		23.726	8.551	1.14
	8.131	3.798	0.82		25.352	4.303	2.70
7	10.159	2.876	1.52	3	24.452	2.945	3.90
	13.107	8.349	0.53		25.157	8.400	1.25
	13.912	8.513	0.57		25.005	8.551	1.21
	13.011	4.202	1.31		29.139	4.303	3.14
6	15.016	2.945	2.30	2	25.023	2.945	4.00
	15.881	8.400	0.70		25.717	8.400	1.28
	17.141	8.551	0.75		27.677	8.551	1.37
	18.058	4.303	1.85		29.848	4.303	3.22
5	18.353	2.945	2.87	1	21.043	2.945	3.32
	19.857	8.400	0.93		24.299	8.400	1.20
	23.725	8.551	1.14		25.172	8.551	1.22
	25.353	4.303	2.70		26.710	4.303	2.85

Alors $\chi_u - 0.25 \geq \chi_u/d = \alpha$ est verifiee $\Rightarrow \sigma_b \leq 150 \text{ bars}$ (verifiee).

Niv	Mu (tm)	M	β	α	A (cm ²)	ϕ (cm)	Niv	Mu (tm)	M	β	α	A (cm ²)	ϕ (cm)
8	2.407	0.030	0.982	0.044	1.677	6T12	4	16.223	0.199	0.881	0.298	12.603	10T16
	0	0.000	1.000	0.000	0.000			15.312	0.188	0.887	0.282	11.802	10T16
	0	0.000	1.000	0.000	0.000			14.268	0.175	0.895	0.262	10.906	10T16
	1.593	0.020	0.988	0.029	1.107			18.227	0.223	0.866	0.335	14.401	12T16
7	5.756	0.071	0.958	0.106	4.112	9T12	3	19.576	0.240	0.856	0.360	15.645	12T16
	4.088	0.050	0.970	0.075	2.884			17.638	0.216	0.870	0.324	13.866	12T16
	3.229	0.040	0.976	0.059	2.263			15.547	0.191	0.886	0.286	12.010	12T16
	6.092	0.075	0.955	0.112	4.364			21.113	0.271	0.837	0.407	18.068	14T16
6	10.139	0.124	0.925	0.186	7.496	9T12	2	20.146	0.247	0.852	0.370	16.181	12T16
	8.223	0.101	0.940	0.151	5.988			18.199	0.233	0.886	0.335	14.375	12T16
	7.283	0.089	0.946	0.134	5.265			18.219	0.233	0.886	0.335	14.394	12T16
	10.932	0.134	0.920	0.201	8.133			22.772	0.279	0.833	0.419	18.714	14T16
5	13.496	0.165	0.901	0.248	10.251	8T16	1	16.166	0.198	0.881	0.297	12.553	10T16
	12.339	0.151	0.909	0.227	9.285			16.781	0.206	0.877	0.289	13.098	10T16
	14.268	0.175	0.895	0.262	10.906			15.741	0.193	0.884	0.289	12.156	12T16
	18.227	0.223	0.865	0.335	14.401			19.984	0.245	0.853	0.367	16.028	12T16

Verification de l'état limite de compression du béton :

on doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 150 \text{ bars}$. Si $\delta/2 - 0.25 \geq \alpha = \text{y/d}$ la relation est vérifiée.

Niv	Mu (tm)	Mser (tm)	$\frac{\delta}{2} - 0.25$	I (cm ⁴)	K	σ_{bc} (b)	Niv	Mu (tm)	Mser (tm)	$\frac{\delta}{2} - 0.25$	I (cm ⁴)	K	σ_{bc} (b)
8	2.407	2.538	0.22	/	/	/	4	16.233	2.945	2.50	/	/	/
	0	8.298	< 0	59799.6	13.87	0		15.312	8.400	0.66	/	/	/
	0	8.531	< 0	59799.6	14.27	0		14.268	8.551	0.58	/	/	/
	1.599	3.798	< 0	56397	6.73	8.20		18.227	4.303	1.87	/	/	/
7	5.766	2.876	0.75	/	/	/	3	19.576	2.945	3.07	/	/	/
	4.088	8.349	/	12593	8.14	25.63		17.638	8.400	0.80	/	/	/
	3.229	8.513	/	212167	4.00	10		15.547	8.551	0.66	/	/	/
	6.092	4.202	0.47	/	/	/		21.113	4.303	1.87	/	/	/
6	10.139	2.945	1.47	/	/	/	2	20.146	2.945	3.17	/	/	/
	8.223	8.400	0.24	/	/	/		18.199	8.400	0.83	/	/	/
	7.283	8.553	0.18	/	/	/		18.219	8.551	0.82	/	/	/
	10.932	4.303	1.02	/	/	/		22.772	4.303	2.40	/	/	/
5	13.496	2.945	2.04	/	/	/	1	16.166	2.945	2.50	/	/	/
	12.339	8.400	0.48	/	/	/		16.781	8.400	0.75	/	/	/
	14.268	8.551	0.58	/	/	/		15.741	8.551	0.67	/	/	/
	18.227	4.303	1.89	/	/	/		19.984	4.303	2.07	/	/	/

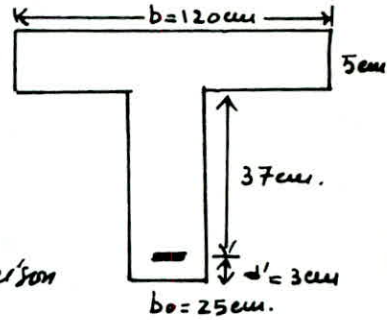
Armatures en travée : portiques transversaux :

Calcul de la largeur de la table de compression :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \text{Min} \left(\frac{L}{10}, \frac{ly}{2} \right) = \text{Min} \left(\frac{500}{10}, \frac{540}{2} \right) = 50 \text{ cm.}$$

$$b-b_0 \leq 100 \text{ cm} \Rightarrow b \leq 125 \text{ cm} \text{ soit } b = 120 \text{ cm}$$

$$d' = 3 \text{ cm} \Rightarrow d = 42 \text{ cm. } h_0 = 5 \text{ cm. } b_0 = 25 \text{ cm.}$$



Le moment résistant équilibré par la table :

$$M_f = f_{bu} b h_0 (d - h_0/2).$$

Le calcul le plus défavorable est donné par la combinaison

$$S_{11} : 1.35G + 1.5 Q_B \text{ d'où } f_{bu} = 14.2 \text{ bars.}$$

$$M_f = 14.2 \cdot 120 (42 - 5/2) = 33.65 \cdot 10^5 \text{ kgcm} = \underline{33.65 \text{ tm.}}$$

Le moment maximum en travée à l'état limite ultime est :

$$M_u = 11.84 \text{ tm} \Rightarrow M_f > M_u \text{ pour toutes les travées : donc l'axe}$$

neutre tombe dans la table, et une seule partie, ou la totalité, de la table est comprimée et, comme le béton tendu est négligé, la section en (T) sera

calculée comme une section rectangulaire : $b \cdot d = 120 \cdot 42$.

Exemple de ferrailage : $M_u = 3.766 \cdot 10^5 \text{ kgcm.}$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2} = \frac{3.766 \cdot 10^5}{14.2 \cdot 120 \cdot 42^2} = 0.013 \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.994$$

$$1000 \epsilon_s = 10 \Rightarrow \sigma_s = 3480 \text{ bars}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{3.766 \cdot 10^5}{0.994 \cdot 42 \cdot 3480} = 2.6 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{ctb}}{f_e} = 0.23 \cdot 120 \cdot 42 \cdot \frac{21}{4000} = 6.086 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

donc tout les résultats se seront donnés dans le tableau Ci après :

Niv	Mu (tm)	M	β	α	A (cm ²)	φ (mm)	Niv	Mu (tm)	M	β	α	A (cm ²)	φ (mm)
8	3.766	0.013	0.994	0.016	2.654	6T12	4	4.166	0.014	0.993	0.017	2.946	6T12
	10.680	0.036	0.982	0.045	7.614	8T12		11.135	0.037	0.981	0.047	7.883	8T12
	5.948	0.020	0.990	0.026	4.207	6T12		6.232	0.021	0.990	0.026	4.382	6T12
7	4.150	0.014	0.993	0.017	2.927	6T12	3	4.166	0.014	0.993	0.017	2.946	6T12
	11.184	0.037	0.981	0.047	7.983	8T12		11.135	0.037	0.981	0.047	7.883	8T12
	7.594	0.025	0.987	0.032	5.387	6T12		6.232	0.021	0.990	0.026	4.382	6T12
6	4.166	0.014	0.993	0.017	2.938	6T12	2	4.166	0.014	0.993	0.017	2.946	6T12
	11.135	0.037	0.981	0.047	7.984	8T12		11.135	0.037	0.981	0.047	7.883	8T12
	6.232	0.021	0.990	0.026	4.410	6T12		6.232	0.021	0.990	0.026	4.382	6T12
5	4.178	0.014	0.993	0.017	2.946	6T12	1	4.166	0.014	0.993	0.017	2.946	6T12
	11.046	0.037	0.981	0.047	7.883	8T12		11.135	0.037	0.981	0.047	7.883	8T12
	6.192	0.021	0.990	0.026	4.382	6T12		6.232	0.021	0.990	0.026	4.382	6T12

Verification de l'etat de compression du beton:

Niv	Mu (tm)	Mser (tm)	δ/2 - 0.25	Niv	Mu (tm)	Mser (tm)	δ/2 - 0.25
8	3.766	2.721	0.442	4	4.166	2.965	0.453
	10.680	7.741	0.440		11.135	7.950	0.450
	5.948	4.306	0.441		6.232	4.446	0.451
7	4.150	2.961	0.451	3	4.166	2.965	0.453
	11.180	7.967	0.452		11.135	7.950	0.450
	7.594	5.454	0.775		6.232	4.446	0.451
6	4.166	2.965	0.453	2	4.166	2.965	0.453
	11.135	7.950	0.450		11.135	7.950	0.450
	6.232	4.446	0.451		6.232	4.446	0.451
5	4.178	2.965	0.455	1	4.166	2.965	0.453
	11.046	7.885	0.450		11.135	7.950	0.450
	6.192	4.416	0.451		6.232	4.446	0.451

$\delta/2 - 0.25 > \gamma_u/d = \alpha \Rightarrow \sigma_b \leq 150 \text{ bars}$ est verifié.

Verifications Diverses:

• Condition de non fragilité:

en travée: $A_{min} \geq 0.23 b d \frac{f_{ctk}}{f_e} = 0.23 \cdot 120 \cdot 42 \cdot \frac{21}{4000} = 6.09 \text{ cm}^2$ (verifié)

sur appui: $A_{min} \geq 0.23 \cdot 42 \cdot 25 \cdot \frac{21}{4000} = 1.7 \text{ cm}^2$ (verifié).

• Verification de l'etat de deformation:

* $h_e/l \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 45/455 = 0.099 > \frac{1}{16} = 0.063$ (verifié).

* $h_e/l \geq \frac{1}{10} M_e/M_o \Rightarrow 0.099 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{7.987}{14.801} = 0.054$ (verifié)

* $A_{max}/b d \leq 42/l_e \Rightarrow 11.31/25 \times 42 = 0.011 < 42/4000 = 0.011$ (verifié).

Donc la flèche est verifiée pour toutes les travées.

Verification à l'effort tranchant:

• Contrainte tangente: $\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{20.552}{25 \cdot 42} = 19.6 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\tau}_u = 32.5 \text{ bars}$ (verifié)

Armatures transversales:

$\phi_t \leq \min(h_e/45, \phi_e, b_0/10) = \phi_e = 12 \text{ mm}$ soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ Fe E 24 ($f_{te} = 23506$)

On adopte un cadre et un étrier $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

• espacement $(7\phi 8 \text{ cm}) \leq s_t \leq \bar{s}_t = \text{Min}(0,9\phi, 40 \text{ cm}) = 37,8 \text{ cm}$.

• $A_t f_{te} / b_0 s_t \geq \text{Max}(\tau_u/2, 4 \text{ bars}) = 9,8 \text{ bars} \Rightarrow s_t \leq 19,3 \text{ cm}$.

• $s_t \leq 0,8 A_t f_{te} / b_0 (\tau_u - 0,5) = 0,8 \cdot 2,01 \cdot 23506 / 25 (19,6 - 0,5) \Rightarrow s_t \leq 10,35 \text{ cm}$

Donc on adopte un espacement $s_t = 10 \text{ cm}$ en dehors de la zone nodale.

Le RPA 81 nous donne $s_t \leq \min(h/4, 12\phi, 30) = 11,25 \text{ cm}$ soit $s_t = 10 \text{ cm}$ de la zone nodale.

$A_t \geq 0,003 S_b = 0,003 \cdot 10 \cdot 25 = 0,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2,01 \text{ cm}^2 > 0,75 \text{ cm}^2$ (vérifié).

• Effort tranchant aux abouts des poutres:

* Appui Simple d'about: $V_u = 20,552 \leq 0,267 \cdot a b_0 \cdot f_{t28} = 63 \cdot 10^3 \text{ kg}$ (vérifié).

* Appui Intermediaire: On doit vérifier: $A_z (V_u + M_u/0,9d) \cdot 1,15 / f_c$

	(1)	(2)	(3)	(4)		(1)	(2)	(3)	(4)
Niv	Appui	$M_u(t)$	$V_u(t)$	$V_u + M_u/0,9d$	Niv	Appui	$M_u(t)$	$V_u(t)$	$(V_u + M_u/0,9d) \div \bar{S}_s$
8	1	2,407	4,588	9,599	4	1	16,223	17,301	17,280
	2	—	6,106	21,248		2	15,312	16,490	16,870
	3	—	3,903	13,675		3	14,268	16,166	18,504
	4	1,599	1,216	0		4	18,227	13,859	0
7	1	5,756	7,598	11,209	3	1	19,575	20,302	18,857
	2	4,088	7,860	16,535		2	17,638	18,395	17,343
	3	3,299	6,333	13,309		3	15,547	17,492	19,734
	4	6,092	4,632	0		4	22,113	16,812	0
6	1	10,139	11,623	13,620	2	1	20,146	20,827	19,171
	2	8,223	11,005	16,538		2	18,199	18,952	17,797
	3	7,283	9,876	15,098		3	18,219	19,750	20,522
	4	10,932	8,312	0		4	22,712	17,269	0
5	1	13,492	14,771	15,691	1	1	16,166	17,252	17,680
	2	12,339	14,134	16,538		2	16,781	17,719	17,261
	3	14,269	15,799	17,227		3	15,714	17,457	19,171
	4	18,227	13,859	0		4	19,584	14,891	0

Donc la relation $A_z (V_u + M_u/0,9d) \div \bar{S}_s$ est vérifiée

Nota: à la place de (3) lire (4) est vice-versa.

ADHERENCE

L'ancrage se fait par crochet normal (BAEL A.6.): pour les barres Fe E 40 la

longueur d'ancrage $l = l_a + l_b = 1,5 \cdot 40\phi + 16\phi = 76\phi$.

on doit vérifier $\tau_s = F/u_i \cdot l \leq \bar{\tau}_s = 0,6 \sqrt{f_{t28}} f_{t28} = 28,35 \text{ cm}^{-2} \text{ kg}$. $F = V_u + M_u/0,9d$

$u_i = \text{perimetre utile}$

Niv	Appui	F	U:ℓ	τ_s	Niv	Appui	F	u:ℓ	τ_s
8	1	15966	945,56	16,73	4	1	60207	2441,5	24,66
	2	21429	954,56	22,45		2	57385	2441,5	23,50
	3	13676	954,56	14,33		3	56258	2441,5	23,04
	4	4232	954,56	4,43		4	48229	2441,5	19,75
7	1	26441	1491,5	17,73	3	1	70651	2916,5	24,22
	2	27353	1491,5	18,34		2	64015	2916,5	21,95
	3	22039	1491,5	14,78		3	60872	2916,5	20,87
	4	16119	1491,5	10,81		4	58513	2916,5	20,06
6	1	40449	1491,5	27,12	2	1	72472	2916,5	24,85
	2	38229	1491,5	25,63		2	65953	2916,5	22,61
	3	34368	1491,5	23,04		3	68730	2916,5	23,57
	4	28926	1491,5	19,40		4	60096	2916,5	20,61
5	1	51403	2441,5	21,05	1	1	60037	2441,5	24,59
	2	49186	2441,5	20,16		2	61667	2441,5	25,26
	3	54981	2441,5	22,52		3	60750	2441,5	24,88
	4	48229	2441,5	19,75		4	51821,0	2441,5	21,23

Donc la relation $\tau_s \leq \bar{\tau}_s = 28,35 \text{ kg/cm}^2$ est vérifiée.

Ferraillage Des Poteaux:

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée sous un effort normal et des moments fléchissants en tête et à la base du poteau dans le sens transversal et longitudinal. L'effort normal est un effort global dû aux sollicitations sous G et P dans les deux sens et aux sollicitations dues au seisme dans le sens où l'on étudie la flexion composée.

Sollicitations de calcul dans le cas de la flexion composée avec compression

Sollicitations

-Compression:

En principe, les sections soumises à un effort de compression doivent être vérifiées vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme (flambement). Les règles BAEL autorisent toutefois la procédure simplifiée (BAEL A.3.5) définie ci-après:

1. On rappelle tout d'abord que l'élanement d'un élément de longueur l est définie par: $\lambda = k \cdot l / i$ avec $i = \sqrt{I/B}$ dans notre cas $i = \sqrt{\frac{45^4}{12 \cdot 45^2}}$
 $i = 12,99 \text{ cm.}$

$k = \frac{1}{2}$ (les poteaux sont encastrés des deux cotés)

$\Rightarrow \lambda = \frac{1}{2} \cdot 306 / 12,99 = 11,78 < 50 \quad \forall c/h.$

2. Lorsque, dans le plan de flexion: $\lambda \leq \max [50 ; \min (67e_0/h ; 100)]$
 avec $e_0 = M/N$ on peut effectuer le calcul par les méthodes exposées

ci-après: $N_u = \delta_f \cdot N$
 $M_{u60} = \delta_f \cdot M + N_u \cdot e_a$ avec $e_a = \max [2 \text{ cm}, l/250] = 2 \text{ cm.}$

$\delta_f = 1 + 0,163 \lambda^2 / 1000$ si $e_0/h \leq 0,75$ si $e_0/h > 0,75$

$\delta_f = \min [1 + 0,122 \lambda^2 (h/1000 e_0) ; 1,4]$ si $e_0/h > 0,75$

Section minimale des armatures tendues:

$A \geq A_{\min} = 0,23 \frac{b_0 h f_{e28}}{f_e} \times \frac{e_0 - 0,145d}{e_0 - 0,185d}$ avec $e_0 = (M_{ser,60} / N_{ser})_{\max}$

e_0 est considéré comme positif pour une flexion avec compression et négatif pour une flexion avec traction: Dans ce dernier cas, il faut:

$A' \geq A'_{\min} = \frac{b_0 h f_{e28}}{f_e} - A_{\min}.$

le moment de calcul est:

$M_{uA} = M_{u60} + N_u (d - h/2)$ N_u avec son signe $\left\{ \begin{array}{l} + \text{ compression} \\ - \text{ traction} \end{array} \right.$

Détermination des armatures:

pour l'état-limite ultime:

1. Section rectangulaire partiellement comprimée: Une section rectangulaire est partiellement comprimée si: * l'effort normal est un effort de traction, le centre de pression "c" se trouve en dehors de la zone comprise entre les armatures. * l'effort normal est un effort de compression, le centre "c" se trouve à l'extérieur de la section. * l'effort normal est un effort de compression, "c" se trouve à l'intérieur de la section et la cdt suivante est vérifiée: $N(d-d') - MA \leq (0,337h - 0,81d') bh \sigma_{bc}$.

Les armatures pourront être calculées comme suivant:

On calcul la section donnée, on suppose qu'elle est soumise à la F.S, sous l'effet d'un moment fictif $MA = M_{e2} + N(d - \frac{h}{2})$. $\Rightarrow \mu = MA / bd^2 \sigma_{bc} \Rightarrow A'_f$ et A_f .

Les armatures A', A de la section réelle seront: /

si N: compression $A' = A'_f$ $A = A_f - \frac{N}{\sigma_s}$

si N: traction: $A' = A'_f$ $A = A_f + \frac{N}{\sigma_s}$

2. Section entièrement comprimée: l'effort normal est un effort de compression le centre de pression "c" se trouve à l'intérieur de la section et la cdt suivante est vérifiée: $N(d-d') - MA > (0,337h - 0,81d') bh \sigma_{bc}$.

Les armatures comprimées pourront être déterminées par:

- si $N(d-d') - MA \geq (0,5h - d') bh \sigma_{bc}$ on aura:

$$A'_1 = \frac{MA - (d - 0,5h) bh \sigma_{bc}}{(d-d') \sigma_2}; \quad A'_2 = \frac{N - bh \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'_1$$

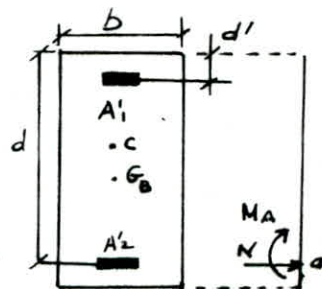
σ_2 contrainte de l'acier pour $\epsilon'_s = 2\text{‰}$.

- si $(0,337h - 0,81d') bh \sigma_{bc} \leq N(d-d') - MA < (0,5h - d') bh \sigma_{bc}$:

$$\psi =$$

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d-d') - MA}{bh^2 \sigma_{bc}}}{0,8571 - d'/h}, \quad 1000\epsilon'_s = 2 + (3,437 - 8,019 \frac{d'}{h}) \sqrt{1 - \psi} \Rightarrow \sigma'_s$$

$$A'_1 = \frac{N - \psi bh \sigma_{bc}}{\sigma'_s} \quad A'_2 = 0$$



N°	M _{max} N _{cor} SP2			N _{max} M _{cor} SP2			N _{max} M _{cor} SP2			S.F. : S.F.			M _N	M _N		
	Mu60	Nu	E ₀	Section	Mu60	Nu ₁	E ₀	Section	Mu60	Nu	E ₀	Section			Mu60	Nu
Portiques longitudinaux																
Poteaux inter.																
8	5.012	0.950	5.255	P.C	0.061	3.029	0.000	P.C	4.165	0.665	6.335	P.C	0.303	2.378	0.127	E.C
7	9.321	8.535	1.142	P.C	9.921	8.539	1.142	P.C	7.521	1.401	5.349	P.C	0.186	6.848	0.027	E.C
6	12.242	15.620	0.764	P.C	12.242	15.620	0.764	P.C	8.930	1.519	5.859	P.C	0.192	11.320	0.017	E.C
5	15.606	23.887	0.663	P.C	15.606	23.887	0.633	P.C	11.059	0.852	12.459	P.C	0.192	15.792	0.012	E.C
4	17.828	33.248	0.516	P.C	17.828	33.248	0.516	P.C	12.150	-0.216	5.625	P.C	0.258	16.040	0.014	E.C
3	21.177	44.142	0.460	P.C	21.177	44.142	0.460	P.C	16.970	-1.160	14.628	P.C	0.248	24.736	0.009	E.C
2	23.236	56.702	0.330	P.C	23.232	56.702	0.390	P.C	18.026	-4.028	4.475	P.C	0.228	29.207	0.007	E.C
1	32.012	64.579	0.476	P.C	32.012	64.579	0.476	P.C	25.985	-5.687	4.569	P.C	0.248	33.682	0.006	E.C
Poteaux de rive																
8	3.397	2.208	1.518	P.C	3.397	2.208	1.518	P.C	3.176	-0.041	7.659	P.C	0.748	1.396	0.536	P.C
7	5.655	1.757	3.199	P.C	5.617	8.093	0.674	P.C	4.698	0.544	8.338	P.C	0.415	5.555	0.075	E.C
6	6.660	1.265	5.246	P.C	7.248	15.093	0.460	P.C	5.413	0.01	5.413	P.C	0.423	9.050	0.047	E.C
5	8.081	-0.196	4.120	P.C	9.483	23.500	0.384	P.C	8.043	-0.196	4.120	P.C	0.423	12.050	0.035	E.C
4	8.312	-2.161	3.846	P.C	8.415	27.289	0.288	P.C	7.871	-2.261	3.846	P.C	0.423	16.040	0.026	E.C
3	8.783	-5.163	1.702	P.C	9.061	35.532	0.255	P.C	7.774	-5.163	1.702	P.C	0.423	19.535	0.022	E.C
2	11.105	-8.529	1.305	P.C	11.611	44.230	0.243	P.C	9.446	-8.509	1.305	P.C	0.423	23.030	0.018	E.C
1	13.245	-11.693	1.135	P.C	13.971	52.762	0.245	P.C	8.736	-11.615	0.947	P.C	0.423	26.525	0.016	E.C
Portiques transversaux																
Poteaux inter.																
8	7.646	21.820	0.330	P.C	3.870	31.335	0.403	P.C	7.046	16.723	0.401	P.C	4.240	30.631	0.138	E.C
7	15.068	51.614	1.485	P.C	3.217	63.506	0.050	P.C	8.978	26.838	0.315	P.C	2.598	62.469	0.042	E.C
6	18.935	77.029	0.226	P.C	3.920	96.012	0.021	P.C	12.109	37.081	0.298	P.C	2.658	93.853	0.028	E.C
5	23.448	105.349	0.203	P.C	4.562	128.118	0.016	P.C	15.436	48.325	0.300	P.C	2.658	118.419	0.022	E.C
4	27.110	129.945	0.189	P.C	5.082	154.087	0.013	P.C	18.153	57.751	0.294	P.C	2.658	140.623	0.018	E.C
3	29.224	160.958	0.162	P.C	5.728	186.379	0.011	P.C	20.051	66.049	0.284	P.C	2.658	172.189	0.015	E.C
2	30.031	193.898	0.135	P.C	6.489	224.439	0.009	E.C	19.792	74.480	0.246	P.C	2.658	219.393	0.012	E.C
1	37.919	221.032	0.155	P.C	7.131	255.545	0.008	E.C	26.597	89.905	0.297	P.C	2.658	270.777	0.011	E.C
Poteaux de rive																
8	6.172	7.148	0.884	P.C	6.420	14.112	0.435	P.C	4.524	3.113	1.433	P.C	5.984	11.959	0.433	P.C
7	12.270	13.371	0.898	P.C	3.513	26.609	0.112	P.C	8.235	5.350	7.519	P.C	2.914	26.011	0.112	E.C
6	15.431	16.872	0.895	P.C	10.657	44.080	0.222	P.C	10.171	4.695	2.149	P.C	2.963	40.145	0.074	E.C
5	18.400	19.383	1.039	P.C	14.034	64.482	0.198	P.C	11.669	2.058	5.657	P.C	2.963	54.299	0.049	E.C
4	19.219	16.328	1.157	P.C	15.405	86.431	0.158	P.C	12.121	-2.161	5.609	P.C	2.963	68.413	0.043	E.C
3	20.654	13.651	1.495	P.C	17.616	109.890	0.140	P.C	16.328	-0.665	24.533	P.C	2.963	82.547	0.036	E.C
2	9.326	9.715	1.998	P.C	17.499	134.568	0.110	P.C	15.268	-2.780	5.532	P.C	2.963	96.682	0.031	E.C
1	26.898	8.163	3.275	P.C	26.446	157.031	0.142	P.C	21.575	-5.552	3.850	P.C	2.963	125.982	0.024	E.C

poteaux intermediaires

portiques transversaux

poteaux de rive

M_{max}, N_{cor}

$M_c = 0,379$

$\sigma_{bc} = 142 \text{ bars}$

M_{cor}, M_{max}

$\sigma_{bc} = 142 \text{ bars}$

$M_c = 0,379$

Niv	$M_{UA}(\text{kg})$	M	β	Af (cm)	A'f (cm ²)	A (cm ²)	A' (cm ²)	Amin	A'min	M_{UA}	M	β	Af	A'f	A	A'	Amin	A'min
8	14.901	0.089	0.951	7.446	0	1.991	4.050	4.050	4.050	7.564	0.052	0.969	4.646	0	4.050			
7	25.133	0.171	0.897	16.671	0	3.880	4.050	4.050	4.050	14.881	0.101	0.939	9.432	0	6.089			
6	33.953	0.231	0.861	23.463	0	4.206	4.050	4.050	4.050	18.721	0.128	0.923	12.067	0	7.849			
5	43.976	0.299	0.861	30.386	0	4.074	4.050	4.050	4.050	21.790	0.148	0.911	14.238	0	9.892	4.050	4.050	4.050
4	52.449	0.357	0.786	39.704	0	7.218	4.050	4.050	4.050	22.403	0.153	0.908	14.678	0	10.597	4.050	4.050	4.050
3	60.631	0.413	0.752	49.383	4.974	9.144	4.050	4.050	4.050	23.312	0.159	0.905	15.338	0	11.930	4.050	4.050	4.050
2	67.841	0.462	0.723	56.953	12.184	8.119	12.184	4.050	4.050	11.232	0.076	0.954	7.008	0	4.564			
1	82.450	0.562	0.663	71.202	26.793	15.444	26.798	4.050	4.050	28.490	0.194	0.884	19.193	0	17.152			

M_{cor}, N_{max}

M_{cor}, N_{max}

8	9.980	0.089	0.947	7.212	0	4.050				9.172	0.081	0.951	6.597	0				
7	15.679	0.139	0.917	11.702	0	4.050				8.702	0.077	0.954	6.243	0				
6	22.642	0.201	0.879	17.615	0	4.050				19.253	0.131	0.921	12.439	0				
5	29.525	0.262	0.843	23.988	0	4.050	4.050	4.050	4.050	26.608	0.181	0.891	17.771	0	4.050		4.050	4.050
4	35.129	0.312	0.813	29.564	0	4.050	4.050	4.050	4.050	32.259	0.220	0.868	22.118	0	4.050		4.050	4.050
3	42.072	0.373	0.776	37.090	0	4.050	4.050	4.050	4.050	39.045	0.226	0.840	27.654	0				
2	50.255	0.446	0.732	-	0	-				43.740	0.298	0.821	31.703	0				
1	57.157	0.507	0.696	-	0	-				56.067	0.382	0.771	44.771	0.302	5.453			

M_c, N_{min}

M_{cor}, N_{min}

8	10.307	0.070	0.958	6.405	0	4.050				5.131	0.035	0.979	3.120	0	4.050			
7	14.211	0.097	0.942	8.981	0	4.050				9.278	0.063	0.962	5.741	0	4.403			
6	19.445	0.132	0.921	12.574	0	4.050				11.087	0.076	0.955	6.912	0	5.739			
5	24.879	0.169	0.898	16.486	0	4.404	4.050	4.050	4.050	12.070	0.082	0.951	7.558	0	7.043			
4	29.414	0.200	0.880	19.901	0	5.463	4.050	4.050	4.050	11.700	0.080	0.952	7.314	0	7.853			
3	32.931	0.224	0.865	22.650	0	6.138	4.050	4.050	4.050	16.198	0.110	0.934	10.326	0	10.492	4.050	4.050	4.050
2	34.377	0.234	0.860	23.753	0	5.137				14.730	0.110	0.940	9.329	0	10.019			
1	42.958	0.293	0.824	31.106	0	10.040				20.292	0.139	0.917	13.171	0	14.553			

portiques longitudinaux:

poteaux intermediaires:

poteaux de rive: M^{max} , N^{cor}

Niv	M^{max} , N^{cor}										M^{cor} , N^{max}							
	$M_{UA}(tm)$	M	β	$A_f(cm^2)$	$A'_f(cm^2)$	$A(cm^2)$	$A'(cm^2)$	A_{min}	A'_{min}	M_{UA}	M	β	A_f	A'_f	A	A'	A_{min}	A'_{min}
8	5.197	0.035	0.979	3.181	0	4.050				3.828	0.026	0.984	2.315	0	4.050			
7	11.586	0.079	0.953	7.239	0	5.105				5.998	0.041	0.975	3.660	0	4.050			
6	15.289	0.104	0.938	9.767	0	5.802				6.709	0.047	0.972	4.231	0	4.050			
5	20.264	0.138	0.917	13.151	0	7.179	4.050	4.050	4.050	8.043	0.055	0.967	4.950	0	4.999	4.050	4.050	4.050
4	24.311	0.166	0.901	16.068	0	7.756	4.050	4.050	4.050	7.891	0.054	0.968	4.853	0	5.394	4.050	4.050	4.050
3	29.785	0.203	0.901	20.186	0	9.151	4.050	4.050	4.050	7.776	0.053	0.968	4.781	0	6.071	4.050	4.050	4.050
2	34.223	0.234	0.878	23.740	0	9.564				9.442	0.064	0.961	5.846	0	7.978			
1	44.609	0.304	0.818	32.473	0	16.323				10.965	0.075	0.955	6.833	0	9.756			
M^{cor} , N^{max}										M^{cor} , N^{max}								
8	4.295	0.006	0.997	0.447	0	4.050				3.828	0.026	0.984	2.315	0	4.050			
7	11.586	0.079	0.953	7.239	0	5.105				7.195	0.049	0.971	4.413	0	4.050			
6	15.288	0.104	0.938	9.767	0	5.802	4.050	4.050	4.050	10.191	0.069	0.958	6.330	0	4.050	4.050	4.050	4.050
5	20.264	0.138	0.917	13.151	0	7.179	4.050	4.050	4.050	14.066	0.096	0.943	8.883	0	4.050	4.050	4.050	4.050
4	24.311	0.166	0.901	16.068	0	7.756	4.050	4.050	4.050	13.736	0.094	0.944	8.663	0	4.050	4.050	4.050	4.050
3	29.785	0.203	0.878	20.186	0	9.151	4.050	4.050	4.050	15.990	0.109	0.935	10.183	0	4.050	4.050	4.050	4.050
2	34.223	0.234	0.860	23.726	0	9.561				20.236	0.138	0.917	13.131	0	4.050			
1	44.609	0.304	0.818	32.473	0	16.323				24.260	0.165	0.901	16.030	0	4.050			
M^{cor} , N^{min}										M^{cor} , N^{min}								
8	4.295	0.029	0.982	2.602	0	4.050				3.176	0.022	0.247	1.915	0	4.050			
7	7.794	0.053	0.968	4.792	0	4.442				4.698	0.032	0.981	2.851	0	4.050			
6	9.226	0.063	0.962	5.767	0	5.327	4.050	4.050	4.050					0	4.050	4.050	4.050	4.050
5	11.225	0.076	0.954	7.003	0	6.790	4.050	4.050	4.050	8.043	0.055	0.967	4.950	0	4.999	4.050	4.050	4.050
4	12.108	0.082	0.951	7.582	0	7.636	4.050	4.050	4.050	7.871	0.054	0.968	4.841	0	5.406	4.050	4.050	4.050
3	16.744	0.114	0.932	10.691	0	10.989	4.050	4.050	4.050	7.776	0.053	0.968	4.781	0	6.071	4.050	4.050	4.050
2	17.241	0.117	0.930	11.040	0	12.047				9.446	0.064	0.961	5.848	0	7.976			
1	24.876	0.169	0.898	16.483	0	17.905				8.736	0.060	0.964	5.394	0	8.298			

Verification à l'état limite de compression du beton :

Portiques longitudinaux : poteaux de rive

Niv	A'(cm²)	N(+)/cm	M ₀ (tm)	B ₀ (cm)	V ₁	V ₂	I _{xx}	σ ₀	K	σ _b
8	36.86	1.028	0.551	/	/	/	83.10 ⁵	/	0.636	19.60
7	36.86	4.098	0.304	2326.5	22.5	22.5	4.6.10 ⁵	1.761	0.067	3.26
6	36.86	6.676	0.310	2326.5	22.5	22.5	4.6.10 ⁵	2.870	0.068	4.398
5	36.86	9.254	0.310	2326.5	22.5	22.5	4.6.10 ⁵	3.978	0.068	5.506
4	38.55	11.832	0.310	2326.5	22.5	22.5	4.6.10 ⁵	5.086	0.068	6.614
3	42.58	14.410	0.310	2326.5	22.5	22.5	4.6.10 ⁵	6.194	0.068	7.722
2	42.58	16.988	0.310	2326.5	22.5	22.5	4.6.10 ⁵	7.300	0.068	8.828
1	56.98	10.566	0.310	2326.5	22.5	22.5	4.6.10 ⁵	8.410	0.068	9.948

Portiques longitudinaux : Poteaux intermediaires

8	36.86	1.751	0.223	/	/	/	1.87.10 ⁵	/	0.153	2.488
7	36.86	5.044	0.136	2326.5	22.5	22.5	4.6.10 ⁵	2.168	0.030	2.839
6	36.86	8.336	0.141	2326.5	22.5	22.5	4.6.10 ⁵	3.583	0.031	4.278
5	36.86	11.632	0.141	2326.5	22.5	22.5	4.6.10 ⁵	5.000	0.031	5.695
4	36.86	14.926	0.158	2326.5	22.5	22.5	4.6.10 ⁵	6.416	0.035	7.195
3	43.55	18.220	0.158	2386.8	22.5	22.5	4.79.10 ⁵	7.634	0.033	8.375
2	50.24	21.514	0.158	2447.1	22.5	22.5	5.62.10 ⁵	8.792	0.031	9.499
1	73.02	24.810	0.158	2567.7	22.5	22.5	5.48.10 ⁵	9.662	0.029	10.311

Portiques transversaux : Poteaux de rive.

8	36.86	7.032	2.538	/	/	/	4.2.10 ⁵	/	0.576	12.16
7	36.86	16.189	1.438	/	/	/	4.2.10 ⁵	/	0.576	12.16.
6	36.86	24.885	1.293	2326.5	22.5	22.5	4.6.10 ⁵	10.693	0.283	17.071
5	38.55	33.581	1.473	2326.5	22.5	22.5	4.8.10 ⁵	14.434	0.323	21.696
4	42.58	42.271	1.473	2386.8	22.5	22.5	4.8.10 ⁵	17.710	0.307	24.625
3	42.58	50.973	1.473	2386.8	22.5	22.5	4.8.10 ⁵	21.356	0.307	28.271
2	42.58	59.669	1.473	2386.8	22.5	22.5	4.8.10 ⁵	25.000	0.307	31.914
1	56.98	68.365	1.473	2567.7	22.5	22.5	5.5.10 ⁵	26.625	0.269	32.672

Portiques transversaux : Poteaux intermediaires

8	36.86	22.440	2.322	2326.5	22.5	22.5	4.6.10 ⁵	9.645	0.509	21.093
7	36.86	45.920	1.376	23.265	22.5	22.5	4.6.10 ⁵	19.597	0.302	26.381
6	36.86	68.409	1.420	2326.5	22.5	22.5	4.6.10 ⁵	29.404	0.311	36.405
5	36.86	91.226	1.420	2326.5	22.5	22.5	4.6.10 ⁵	39.212	0.311	46.213
4	36.86	110.043	1.420	2326.5	22.5	22.5	4.6.10 ⁵	47.300	0.311	54.301
3	43.55	132.931	1.420	2326.5	22.5	22.5	4.6.10 ⁵	57.139	0.311	64.180
2	50.24	159.677	1.420	2447.1	22.5	22.5	5.02.10 ⁵	65.252	0.283	74.613
1	73.02	182.494	1.420	2858.7	22.5	22.5	6.6.10 ⁵	63.838	0.216	68.688

D'où la relation $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} = 150 \text{ bars}$ est vérifiée.

Armatures longitudinales:

La section d'armatures longitudinales est égale au moins:

- $4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de longueur de parement
 - 0.2% de la section du béton totale comprimée sans dépasser 5% en dehors de la zone de recouvrement.
 - La section minimale donnée par le RPA est 1% de la section de béton en zone II.
 - La distance maximale de deux armatures voisines sur une même face est au plus égale :
 - La longueur du petit côté du rectangle ($a < b$) augmentée de 10 cm $a + 10 \text{ cm}$.
 - et 40 cm : soit $\text{Min} [a + 10 \text{ cm}, 40 \text{ cm}]$
- $a = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Min} [55 \text{ cm}, 40 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$.

Armatures transversales: (Art A.8.1.2):

sont constituées de diamètre ϕ_t tel que: $\phi_t \geq \phi_{\text{max}} / 3 = \frac{25}{3} = 8,6 \text{ mm}$.

soit un $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

leur espacement est au maximum égal à:

$$s_t \leq \text{Min} [15 \phi_{\text{min}}, 40 \text{ cm}, a + 10 \text{ cm}] = \text{Min} [15 \cdot 1,4, 40, 55] = 21 \text{ cm}$$

soit $s_t = 20 \text{ cm}$.

Dans les zones où la jonction des armatures longitudinales présentant des jonctions par recouvrement est supérieure à 50%, il faut prévoir au moins trois plans transversales sur la longueur de recouvrement, un plan à chaque extrémité, et un au milieu.

La quantité minimale des armatures transversales minimales est donnée par:

$$A_t = 0,004 s_t \cdot b \text{ en zone II soit } A_t = 0,004 \times 20 \times 45 = \underline{3,6 \text{ cm}^2}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES poteaux

Poteaux de rive:

Niv	Amin trans	Amin long	Amin Tot	A = A' long	A = A' trans	Amin RPA	A adop.	φ longitud.	φ transv.
8	0.4050	4.050	8.100	4.050	4.050	20.25	36.86	2(6T14)	2(6T14)
7				4.050	6.089	20.25	36.86	2(6T14)	2(6T14)
6				4.050	7.849	20.25	36.86	2(6T14)	2(6T14)
5				4.999	9.892	20.25	38.56	2(6T14)	2(5T16)
4				5.406	10.597	20.25	42.58	2(6T14)	2(6T16)
3				6.071	11.930	20.25	42.58	2(6T14)	2(6T16)
2				7.978	10.019	20.25	42.58	2(6T14)	2(6T16)
1				9.756	17.152	20.25	56.98	2(5T16)	2(6T20)

Poteaux Intermediaires:

Niv	Amin trans	Amin long	Amin tot	A = A' long	A = A' trans	Amin RPA	A adop	φ longitud	φ transv.
8	4.050	4.050	8.100	4.050	4.050	20.25	36.86	2(6T14)	2(6T14)
7				5.105	4.050	20.25	36.86	2(6T14)	2(6T14)
6				5.802	4.206	20.25	36.86	2(6T14)	2(6T14)
5				7.179	4.404	20.25	36.86	2(6T14)	2(6T14)
4				7.756	7.218	20.25	36.86	2(4T20)	2(6T14)
3				10.989	9.144	20.25	43.55	2(4T20)	2(6T14)
2				12.047	8.119	20.25	50.24	2(4T20)	2(4T20)
1				17.905	15.444	20.25	73.02	2(4T25)	2(6T25+4T16)

FONDATIONS

Choix du type de fondation :

Le type de fondation choisit est un radier général car d'après le calcul préliminaire des semelles filantes sous poteaux on a trouvé l'occupation de la totalité de l'espace de l'entre-axe des poteaux. De plus on a un sol de faible portance, et le bâtiment est fondé à faible profondeur ($D = 1.50m$).

Ce radier ce calcul comme un plancher renversé car la surcharge qu'il apporte sera acceptable, en plus des avantages apportés par le radier, notamment la réduction sensible des tassements différentiels et la rapidité d'exécution. De plus de la rigidité infinie et de l'indéformabilité dans son ensemble, les charges de la construction seront réparties sur toute la surface du sol d'une façon uniforme.

Calcul du radier :

$G = 2782,47t$ $Q_B = 410,75t.$

• Poids de la construction au niveau de la fondation à l'état - limite ultime.

$N = 1.35G + 1.5Q_B = 1,35 \cdot 2782,47 + 1,5 \cdot 410,75 = 4372,83t.$

• Surface nécessaire du radier sans débord :

$S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{4372,83}{15} = 291,5 m^2.$

surface de la construction : $S_0 = 13,2 \times 23,5 = 310 m^2$, on prend un débord de 30cm. La surface du radier $S_r = S_0 + S_{débord} = 321,3 m^2.$

$\frac{S_{nec}}{S_r} = \frac{291,5}{321,3} = 0,9 > 0,5$ d'où l'utilisation du radier est justifiée.

pression fictive $P_e = \frac{N_e}{S_r} = \frac{4372,83}{321,3} = 13,3t/m^2 = 1,3 kg/cm^2$ qui est proche de $\bar{\sigma}_s = 1,5 kg/cm^2$

• Calcul du centre de gravité du radier : (X_G, Y_G)

$X_G = 11,75m$, $Y_G = 6,6m.$

• Centre de gravité du bâtiment : $X_{GB} = 11,75m$ $Y_G = 6,47m.$

Les deux centre de gravité étant proche l'un de l'autre ; de plus les tassements différentiels ne sont pas à craindre, la réaction du sol est bien uniforme.

Predimensionnement de l'épaisseur du radier :

Le radier est une dalle, et il n'est pas pratique de placer des armatures transversale dans celle-ci. On déterminera son épaisseur en fonction de la contrainte de cisaillement, le calcul se fera pour une bande de 1m.

$\tau_u \leq 0,05 f_{ctB}$ (art A5-2,2 BAEL80). avec $f_{ctB} = 250bars.$

$\tau_u = \frac{Vu}{b_0d} \leq 0,05 \cdot 250 = 12,5 \Rightarrow d \geq \frac{Vu}{12,5 b_0} = \frac{36 \cdot 10^3}{100 \cdot 12,5} = 28,8 cm.$

On prend $d = 35 \text{ cm}$ soit $h = 40 \text{ cm}$.

Vérification de la contrainte du sol:

Poids de la construction $N = 4372,83 \text{ t}$

Poids du radier $0,4 \times 321,3 \times 2,5 = 321 \text{ t}$

Poids total $4372,83 + 321 = 4693,83 \text{ t}$ d'où la contrainte :

$$q' = \frac{4693,83}{321,3} = 14,6 \text{ t/m}^2 \text{ donc } q' = 1,46 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification au poinçonnement:

$$P_u \leq 0,045 U_c \cdot h_0 \cdot f_{c28} \quad \text{--- (BAEL, A.5.2, 42)}$$

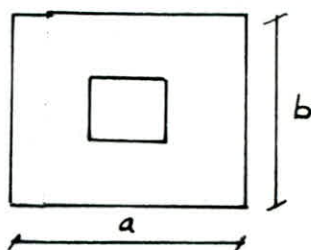
Q_u charge de calcul à l'état limite ultime du poteau le plus sollicité:

$$Q_u = (135,174 + 1,5 \cdot 35,77) / 5,40 = 53,4 \text{ t/ml}$$

U_c = périmètre du rectangle d'impact $U_c = 2(a+b)$

$$a = b = 80 \text{ cm} \Rightarrow U_c = 2 \cdot 2 \cdot 80 = 320 \text{ cm}$$

$$Q_u \leq 0,045 \cdot 320 \cdot 40 \cdot 250 = 144000 \text{ (vérifié)}$$



Vérification à l'effet de sous pression:

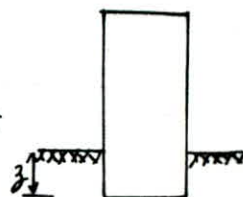
On vérifie que le bâtiment ne soulève pas sous l'effet des sous pressions, pour cela on prend un coefficient de 1,5 vis à vis du risque de soulèvement $P \geq 1,5S$.

S : surface du sol : $S = 321,3 \text{ m}^2$.

z : pression hydrostatique en t/m^2 $z = 0,4 + 1,75 = 2,15 \text{ t/m}^2$

P : poids total du bâtiment sans surcharges $G = 2782,135 = 3756,33 \text{ t}$

$$P = 3756,33 > 1,5 \times 321,3 \times 2,15 = 1036,20 \text{ t (vérifié)}$$



Vérification de la stabilité du radier:

Vérification sous l'état accidentelle: -S_{P2}-

$$N = (G + G_{rad}) + Q_{0,5} Q_u = 1,35 \cdot (2782,47 + 321) + 53,411 = 3515 \text{ t}$$

Les moments par rapport à la base du radier sont:

$$M_x = M_{0x} + H_{0z} \cdot h' = 3814,73 + 204,75 \cdot 2,15 = 4256 \text{ tm} \quad \text{avec } h' = \text{la hauteur du}$$

$$M_y = M_{0y} + H_{0x} \cdot h' = 405132 + 229,5 \cdot 2,15 = 4548 \text{ tm} \quad \text{RDC à la sous face du radier}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\text{Sens longitudinal: } I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{13,2 \cdot (23,5)^3}{12} = 14275,65 \text{ m}^4, \quad v_x = 11,75 \text{ m}$$

$$\text{Sens transversal: } I_x = \frac{23,5 \cdot 13,2^3}{12} = 4704 \text{ m}^4, \quad v_y = 6,6 \text{ m}$$

On doit vérifier que la contrainte moyenne $\bar{\sigma}_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \bar{\sigma}_s$

- La contrainte maximale $\bar{\sigma}_{\max} \leq 1,5 \bar{\sigma}_s = 2,25 \text{ kg/cm}^2$.

- sens longitudinal: $\sigma_{12} = \frac{3515}{321,3} \pm \frac{4548 \cdot 11,75}{14275,65} = \begin{cases} \sigma_1 = 14 \text{ t/m}^2 = 1,4 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 7,25 \text{ t/m}^2 = 0,73 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$
 $\sigma_{\max} = 1,4 < 2,25 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_m = 1,23 < 1,99 \text{ kg/cm}^2$
- sens transversal: $\sigma_{12} = \frac{3515}{321,3} \pm \frac{4256,66}{4704} = \begin{cases} \sigma_1 = 16,77 \text{ t/m}^2 = 1,77 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 5,02 \text{ t/m}^2 = 0,50 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$
 $\sigma_{\max} = 1,77 < 2,25 \text{ kg/cm}^2$ (verif).
 $\sigma_m = 1,45 < 1,99 \text{ kg/cm}^2$ (verifiée).

• Verification sous l'etat-limite ultime: $1.35G + 1.5Q_B$.

$$N = 1.35(G + G_{rad}) + 1.5P = 1.35(2782,47 + 321) + 1.5 \cdot 411 = 4806 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{4806}{321} = 14,97 \text{ t/m}^2 = 1,497 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ bars. (OK)}$$

• Charge a prendre pour le calcul du radier:

La charge a prendre pour le calcul du radier est la reaction du terrain diminuee du poids du radier:

$$\text{Poids du radier par m}^2 : P = 0,4 \cdot 2,5 = 1 \text{ t/m}^2$$

• sollicitation de l'etat-limite ultime : $q_0 = 1,3 \text{ kg/cm}^2$

• sollicitation du 2^eeme genre; sens longitudinal : $q_1 = 1,4 - 0,1 = 1,30 \text{ kg/cm}^2$

$$q_2 = 0,73 - 0,1 = 0,63 \text{ kg/cm}^2$$

sens transversal: $q_1 = 1,77 - 0,1 = 1,67 \text{ kg/cm}^2$

$$q_2 = 0,51 - 0,1 = 0,41 \text{ kg/cm}^2$$

Alors $q = q_{\max} = 1,67 \text{ kg/cm}^2$.

$$\frac{\sigma_s(S_{P_2})}{\sigma_s(ELU)} = \frac{4000}{3480} = 1,45$$

$$\frac{q(S_{P_2})}{q(ELU)} = \frac{1,67}{1,3} = 1,28$$

$$\Rightarrow \frac{q(S_{P_2})}{q(ELU)} = 1,28 < \frac{\sigma_s(S_{P_2})}{\sigma_s(ELU)} = 1,45$$

d'ou le radier sera calcule sous l'etat-limite ultime. $q = 1,3 \text{ kg/cm}^2$.

• Calcul des efforts dans les poutres du radier:

• calcul des charges revenant a chaque poutre:

une charge trapezoidal est equivalente a une charge

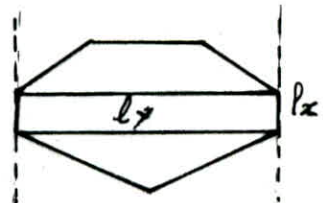
uniformement repartie $q = P(\text{t/m}^2) \cdot l_m$:

$$\text{Moment: } l_m = (0,5 + \frac{s^2}{6}) l_x \quad l_t =$$

$$\text{effort tranchant: } l_t = (0,5 - \frac{s}{4}) l_x$$

une charge de triangulaire est equivalente a une charge uniformement repartie avec:

$$l_m = 0,333 l_x \quad l_t = 0,25 l_x$$

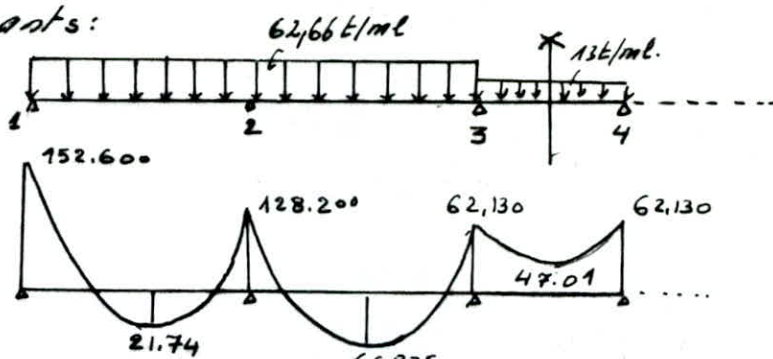


sens	longitudinal			transversal		
	1-2	2-3	3-4	A-B	B-C	C-D
P_m (t/m)	62,66	62,66	31,85	44,49	85,85	36,79
q_T (t/m)	39,31	39,31	25,61	30,05	41,71	30,23

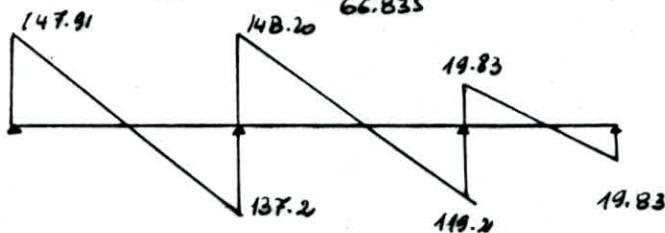
Pour la détermination des efforts, on appliquera la méthode de Caquot. On a retenu les résultats suivants:

sans longitudinal :

Moments :

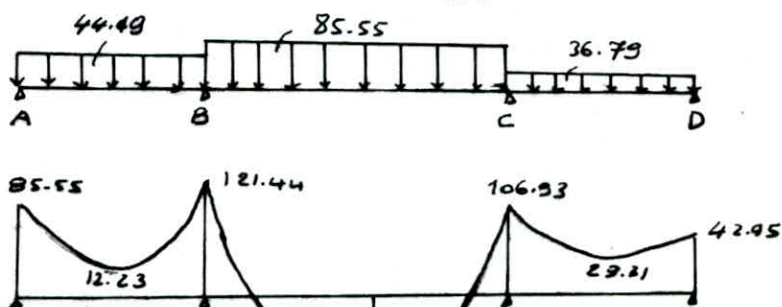


Efforts tranchants

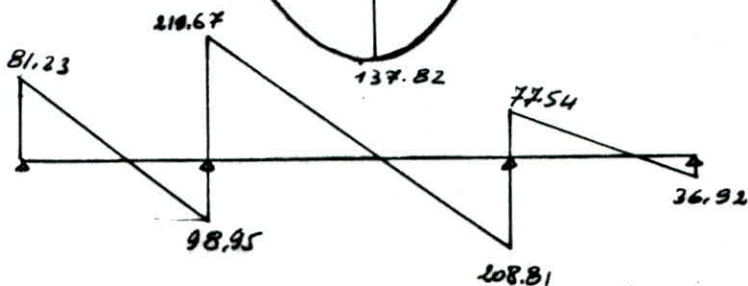


sans transversal :

Moments :



EFFORTS TRANCHANTS :



• Ferraillage des poutres :

La dalle en partie inférieure du radier, elle renforce la poutre, de ce fait, est en forme de (T) renversée.

Calcul de la table de compression :

sans longitudinal : $\frac{b-b_0}{2} \leq \left(\frac{L}{10}, \frac{l_x}{2} \right) = \text{Min} \left(\frac{500}{10}, \frac{540}{2} \right) = 50 \text{ cm.}$

$b_0 = 65 \text{ cm} \Rightarrow b \leq 165 \text{ cm}$ soit $b = 150 \text{ cm.}$

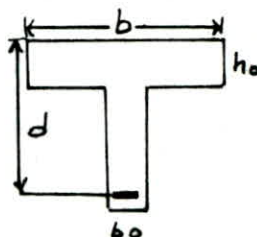
sans transversal : $\frac{b-b_0}{2} \leq \text{Min} \left(\frac{L}{10}, \frac{l_x}{2} \right) = \text{Min} \left(\frac{540}{10}, \frac{500}{2} \right) = 54 \text{ cm.}$

$b_0 = 95 \text{ cm} \Rightarrow b \leq 203 \text{ cm}$ soit $b = 180 \text{ cm.}$

Les moments résistants équilibrés par les tables sont respectivement :

$M_{k_1} = \sigma_{bc} b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 142 \cdot 150 \cdot 40 \left(72 - \frac{40}{2} \right) = 443 \text{ t.m} > M_{\text{max, inst}} = 68.835 \text{ t.m.}$

$M_{k_2} = 142 \cdot 180 \cdot 40 \left(72 - \frac{40}{2} \right) = 531.6 \text{ t.m} > M_{k_2 \text{ trans}} = 137.82 \text{ t.m.}$



Donc les sections en (T) dans les deux sens seront calculées comme une section rectangulaire (entracée) de section $d \times b$

Exemple de calcul: travée 1-2 $M_e = 21,74 \text{ tm}$, $b = 150 \text{ cm}$, $d = 72 \text{ cm}$

$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ bars}$: on appliquera la méthode de P. CHARDN:

$$\mu = \frac{M_e}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{21,74 \cdot 10^5}{150 \cdot 72^2 \cdot 14,2} = 0,020 \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,990$$

$$1000E_s = 10 \Rightarrow \sigma_s = 34806$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M}{\beta \sigma_s} = \frac{21,74 \cdot 10^5}{0,990 \cdot 34806} = 8,761 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A = 5T20 = 15,70 \text{ cm}^2$$

condition de non fragilité: $A \geq A_{min} = 0,23 bh \frac{f_{ct28}}{f_c} =$

• sens longitudinal: $A_{min} = 0,23 \cdot 150 \cdot 72 \cdot \frac{21}{4000} = 13,04 \text{ cm}^2$

• sens transversal: $A_{min} = 0,23 \cdot 180 \cdot 73 \cdot \frac{21}{4000} = 15,87 \text{ cm}^2$

espacement des armatures: $(7 \text{ à } 8) \text{ cm} \leq s_e \leq \bar{s}_e = \text{Min}(0,9 \cdot d, 40) = 40 \text{ cm}$.

Armatures transversales: $f_e \leq \text{min}(h/45, f_e, b_0/10) = \text{min}(\frac{750}{45}, 20, \frac{650}{10}) = 17 \text{ cm}$

On choisit un cadre et 4 étriers $f_e \rightarrow A_e = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

• $A_e f_e / b_0 s_e \geq \text{Max}(\tau_u/2, 4 \text{ bars}) = 15,83 \Rightarrow s_e \leq 5 \text{ cm}$.

• $s_e \leq 0,8 A_e f_e / b_0 (\tau_u - 0,5) = 2,18 \text{ cm}$. soit $s_e = 10 \text{ cm}$.

$A_e \geq 0,003 s_e \cdot b = 0,003 \cdot 65 \cdot 10 = 1,95$ ($2,01 \text{ cm}^2 > 1,95$) Vérifié.

Cisaillement:

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 d} = \frac{148,20 \cdot 10^3}{65 \cdot 72} = 31,66 \text{ kg/cm}^2 \leq \text{Min}(0,15 f_{ct28}, 406) = 32,5 \text{ Vérifié.}$$

Donc pour le reste des résultats on peut dresser un tableau:

1) sens longitudinal:

travée	M(tm)	μ	α	β	A_{cal}	A_{adp}	Appui	M(tm)	μ	α	β	A_{cal}	A_{adp}
1-2	21,74	0,020	0,025	0,990	8,761	5T20	1	152,60	0,319	0,499	0,801	76,053	16T25
2-3	66,835	0,061	0,078	0,968	27,53	6T25	2	128,20	0,268	0,399	0,840	60,870	14T25
3-4	47,010	0,043	0,054	0,978	19,175	4T25	3	62,13	0,130	0,175	0,930	26,652	6T25

2) sens transversal:

travée	M(tm)	μ	α	β	A_{cal}	A_{adp}	Appui	M(tm)	μ	α	β	A_{cal}	A_{adp}
A-B	12,23	0,009	0,012	0,995	4,903	5T20	A	85,55	0,122	0,164	0,934	36,530	8T25
B-C	137,82	0,104	0,138	0,945	58,197	12T25	B	121,44	0,174	0,240	0,904	53,611	10T25
C-D	29,31	0,022	0,028	0,989	11,827	5T20	C	106,93	0,153	0,209	0,916	46,553	10T25
							D	42,95	0,061	0,079	0,968	17,699	4T25

calcul des efforts dans les dalles:

- Pour une dalle reposant librement sur son pourtour et supportant une charge uniformément répartie (p) couvrant tout le panneau, les moments aux centres de la dalle pour une bande de largeur unité, sont donnés par:

sens de la plus petite portée : $M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$

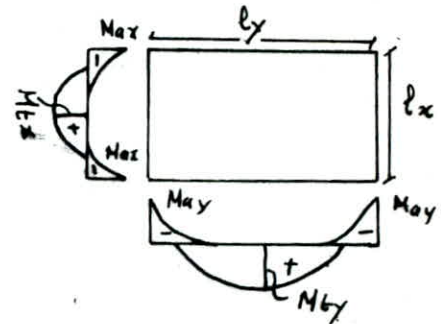
sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

les valeurs de μ_x, μ_y sont données en fonction de $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et du coefficient de poisson ν .

Repartition des moments :

sur appui : $M_{ax} = 0.5 M_x$; $M_{ay} = 0.5 M_y$

en travée : $M_{tx} = 0.85 M_x$; $M_{ty} = 0.85 M_y$



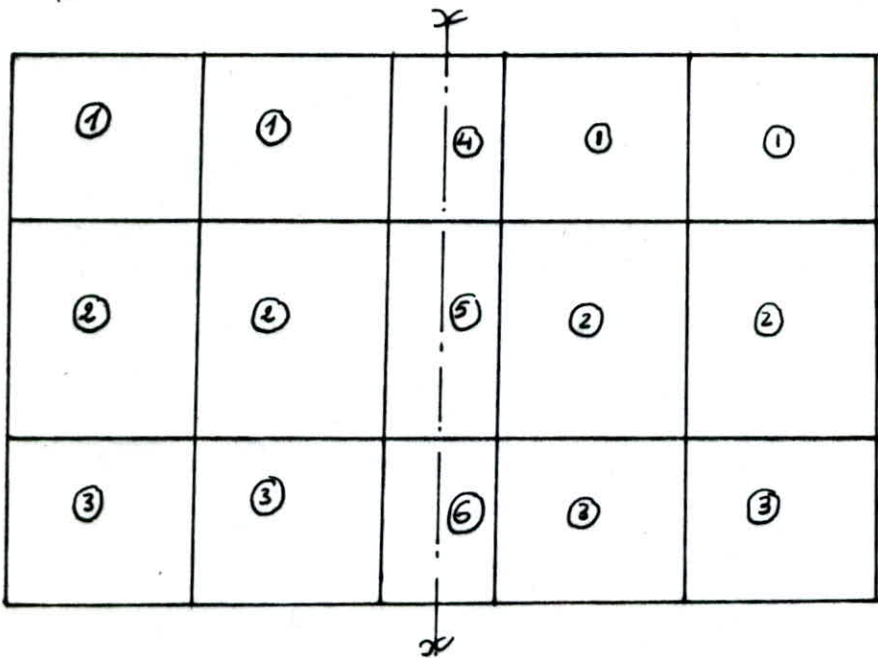
Exemple de calcul:

panneau ①

$q = 13 \text{ t/ml}$ $l_x = 4.05 \text{ m}$ $l_y = 4.55 \text{ m}$ $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.59$ $\mu_x = 0.0511$ $\mu_y = 0.831$

$M_x = 2.63 \text{ t/ml} \Rightarrow M_{ax} = 0.5 \cdot 2.63 = 1.35 \text{ t/ml}$ $M_{tx} = 2.29 \text{ t/ml}$

$M_y = 2.36 \text{ t/ml} \Rightarrow M_{ay} = 0.5 \cdot 2.36 = 1.18 \text{ t/ml}$ $M_{ty} = 2.01 \text{ t/ml}$



Dispositions constructives: enrobage $e = 5 \text{ cm}$.

$d_x = h - e - \frac{\phi_x}{2}$ on choisit de le sens longitudinal des barres $\phi_x = 12 \text{ mm}$
 $= 40 - 5 - \frac{12}{2} = 34.4 \text{ cm}$ $\phi_y = 10 \text{ mm}$

$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 34.4 - \frac{22}{2} = 33.3 \text{ cm}$

Panneaux	A_{bx} (cm ² /ml) cal	A_{tx} (cm ² /ml) Adoptée	t (cm)	A_{ox} (cm ² /ml) cal	A_{ox} (cm ² /ml) Adop.	t (cm)
①	1,926	3HA12	33	1,132	3HA12	33
②	1,943	3HA12	33	1,141	3HA12	33
③	2,130	3HA12	33	1,250	3HA12	33
④	1,901	3HA12	33	1,115	3HA12	33
⑤	2,410	4HA12	25	1,419	3HA12	33
⑥	1,242	3HA12	33	0,729	3HA12	33

Panneaux	A_{by} (cm ² /ml) calculée	A_{bx} (cm ² /ml) adoptée	t (cm)	A_{oy} (cm ² /ml) calculée	A_{oy} (cm ² /ml) adoptée	t (cm)
①	1,746	3HA10	33	1,022	3HA10	33
②	1,833	3HA10	33	1,074	3HA10	33
③	1,205	3HA10	33	0,709	3HA10	33
④	1,205	3HA10	33	0,709	3HA10	33
⑤	1,083	3HA10	33	0,640	3HA10	33
⑥	1,109	3HA10	33	0,657	3HA10	33

Voile périphérique

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées des poteaux courts (les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base en zone II, III.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- épaisseur $e \geq 15 \text{ cm}$
- Armatures longitudinales de peau de section doit être supérieure ou égale à 2 cm^2 par face et par mètre linéaire.
- Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de $A_e \geq 0,20\%$ de la section transversale totale du béton, avec longueur de recouvrement $l_r \geq 50\%$.

On prend $e = 20 \text{ cm}$

$$h = 1,75 \text{ m}$$

d'ou $A_e \geq \frac{0,2}{100} \times 20 \times 1,75 = 7 \text{ cm}^2$. soit $A_e = 3T20 = 9,42 \text{ cm}^2$

Armature de peau $A_e \geq 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

