

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et
d'Hydraulique
Référence :/2019



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2019

Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Dimensionnement et modélisation d'un bâtiment
à usage d'habitation (R+14) implanté à SKIKDA**

Etudiant :

.Bentorki othmane

Encadreur :

.Mme Femmam Abla

Promotion Juillet 2019

Remerciement

Nous remercions avant tout le Dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Au terme de notre travail, nous tenons à remercier très sincèrement notre encadreur **Madame Femmam Abla** pour tous les conseils, supports et l'aide qui nous ont apporté, afin de mener à bien ce travail dans les délais répartis.

Je tenais à exprimer particulièrement mon vif remerciements à tous ceux qui apporté leur aide et soutient notamment **Mr yaakoub , Dali abdrahman ,Basset toumi ,, et tous les étudiants de cette promo**

Nous remercions aussi tous les enseignants du département (génie civil) et particulièrement **Mr Machkouri Mouhamed** pour tous ses aides et soutien qui ont servi à la réalisation de ce modeste travail.

Nous remercions également le Président et les membres du Jury qui nous ont fait l'honneur d'accepter de juger notre mémoire.

Enfin, nos remerciements à tous nos amis, nos collègues qui nous ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire.

Resume :

Ce projet présent une étude détaillée d'un bâtiment à usaged'Habitation (R+14), implanté à la wilaya de Skikda. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié 99).

- Dans ce travail on a étudié la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges. et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher) et enfin une étude dynamique de la structure en utilisant un logiciel en élément finis. En plus étude du vent en bâtiment

On terminera le travailler avec une conclusion générale.

الملخص:

بصدد اعداد مذكرة التخرج ،قمنا بدراسة مفصلة لبناية موجهة الى الاستعمال السكني ،متكونة من اثنا عشر طابق + طابق أرضي و التيتم انشاها في مدينة سكيكدة المصنفة ضمن المناطق متوسطة الزلازل حسب النظام الجزائرى RPA99 في هذه المذكرة استعملنا القوانين الجديدة مثل BAEL83, CBA99, BAEL91, RPA99 V 2003 في هذا العمل قمنا براسة وصفا عاما للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة ،بعدها قمنا بحساب أولي لأبعاد عناصر البناية ثم تأتي عملية تحديد الحمولات المطبقة على البناية ،بالإضافة الى حساب العناصر الأساسية و الثانوية للبناية. كما تطرقنا الى دراسة زلزالية لاستعمال برنامج يستعمل العناصر المنتهية،بالإضافة دراسة الريح. في الاخير ننهي المذكرة بخاتمة عامة.

SOMMAIRE

Résumé	I
Remerciement	II
Dédicace	III
Sommaire	IV
Liste des figures	V
Liste des tableaux	VI
Introduction générale	VII

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 : introduction.....	01
I.2 : Présentation de l'ouvrage.....	01
I.3 : Conception de la structure:	02
I.4 : Caractéristique mécaniques des matériaux	03
I.5 : Actions et sollicitations.....	10
I.6 : Conclusion.....	12

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

II.1.Pré-dimensionnement des éléments	13
II.1.1.Introduction	13
II.1.2 : Pré dimensionnement des éléments porteurs.....	13
II.1.2.1 : Les poutres.....	14
II.1.2.2 : Poteaux.....	16
II.1.2.3 : les voiles	16
II.1.2.4 : les escaliers.....	17
II.1.2.5 : palier de repos	18
II.2 : Evaluation et des charges	19
II.2.1 : Introduction.....	19
II.2.2 : Le Rôle de descente des charges.....	19
II.2.3 : Détermination des charges appliquées.....	19
II.2.3.1 : Plancher terrasse: (terrasse inaccessible).....	20
II.2.3.2: Plancher étage courant.....	20
II.2.3.3 : Murs extérieurs en maçonnerie.....	21

II.2.3.4 : Balcons	22
II.2.3.5 : Acrotère.....	23
II.2.3 : La descente de charge des éléments.....	24
II.2.3 .1 : Loi de dégression.....	24
II.2.3 .2 : Pour poteau central (intermédiaire) (B-5)	25
II.2.4 : Vérification des conditions du RPA 99/version 2003.....	30
II.2.3 .3 : Pour poteau de rive (B-6).....	31
II.2.4.1 : Vérification des dimensions.....	38

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction	40
III.2. L'acrotère	40
III.3: Balcon	45
III.4 : Les escaliers	49
III.4 : Poutre palière	57

Chapitre IV : Etude des planchers

IV 1. Introduction	63
IV.2 . Methode de calcul	63
IV.3. Les types de calcul	64
IV.4.Calcul les planchers	65
IV.5.Calcul le type 1	66
IV.6.Calcul le type 2	69
IV.5.Ferraillage des poutrelles.....	73
IV.5.Ferraillage des planchers	76

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

V.1. Introduction	77
V.2 : Choix de la méthode de calcul :	77
V. 2.1 : Méthode statique équivalente :	78
V.2.2 : La méthode d'analyse modale spectrale :	78
V.2.3 : Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003	79

V.3: Analyse de la structure	80
V.4.1 : Vérification de la période.....	84
V.4.2 : Vérification de l'effort tranchant.....	87
V.4.3 :Intreccion -portique-voile.....	92
V.4.4.Distribtion l'effort tranchant et la force sismique.....	92
V.4.5. Verification les déplacements.....	93
V.4.6.Justification de l'effort P- Δ	95
V.4.7. Justification vis-a-vis de l'équilibre d'ensemble.....	97
V.4.8 .Renversement.....	100
V.4.9 .Centre de masse et gravité.....	101

Chapitre IV: Etude de neige et vent

V.1.Introduction.....	103
V.2 : Application de RNV 99 :	103
V.2.1 : Choix du sens du vent :	104
V.2.2 : Coefficient dynamique Cd.....	105
V.2.3 : Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe sens 1.....	107
V.2.4 : Evaluation de la pression intérieure (Cpi).....	108
V.2.5 : Evaluation de la pression due vent (q).....	109
V.2.6 : Calcul Force de frottement.....	120
V.2.7 : détermination des coefficients de pression extérieure Cpe sens 2	123
V.2.8 : Evaluation de la pression intérieure (Cpi).....	124
V.2.9 : Evaluation de la pression due vent (q)	125
V.2.10 : Calcul Force de frottement.....	123
V.3 : Vérification de la stabilité :	125
V.4 : Conclusion.....	126

Chapitre VII: Etude des éléments structuraux

VI.1 : Introduction.....	127
VI.2 : Ferrailage des poteaux	127
VI.2.1 : Combinaisons des charges.....	128
VI.2.2 : Recommandations du RPA99/version 2003	129
VI.2.3 : Calcule de ferrailage des poteaux	135

VI.2.4 : Ferrailage du poteau	137
VI .3 : Ferrailage des poutres.....	138
VI.3.1.Introduction	138
VI.3.2.Recommandation des RPA 99/version 2003 : ART 7.5.2.1.....	139
VI.3.3.Les poutre principales.....	141
VI.3.4 : Les poutres secondaires.....	142
VI.3.5 : Ferrailage des poutres	144
VI.4 : Ferrailage des voiles	147
VI.4.1 : Introduction	147
VI.4.2:Types d'armatures.....	148
VI.4.3 : Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales	148
VI.4.4 : Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales)	148
VI.4.5 : Calcul de la section des armatures	151
VI.4.6 : Armatures horizontales	151
VI.4.7 : Ferrailage des voiles	153

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VII .1 : Introduction	155
VII .2 : Définition	155
VII .3 : Le choix de type de fondation.....	155
VII.4 : Calcul des fondations	156
VII.5 : Radier général	157
VII.6 : Ferrailage du radier	163
VII.7 : Etude du débord du radier	169
VII.8 : Les sollicitations sur les nervures	169
VII.9 : Calcul du ferrailage	173
VII.10 : Schéma ferrailage	177
Conclusion Générale	180

Bibliographie

Chapitre V : Etude de vent

VI.1 : Introduction :

Le vent est un phénomène de mouvement de l'aire qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression dans le domaine de génie civil les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.

VI.2 : Application de RNV 99 :

La vérification de la stabilité d'ensemble de notre construction doit suivre les étapes suivantes :

- Le projet implante dans la willaya de SKIKDA → Zone II (annexe -1 : RNV99).
- $q_{ref} = 470 \text{ N/m}^2$ (tableau 2.3 : RNV99).

Zone	q_{ref} (N/m ²)	q_{temp} (N/m ²)
I	375	270
II	470	340
III	575	415

Tableau V.1 : valeur de la pression dynamique de référence

- Catégorie terrain (IV) (tableau 2.4 : RNV99).

K_t	Z_0	Z_{min}	ϵ
0.24	1	16	0.46

- Site plat → $C_t = 1$ (tableau 2.5 : RNV99)

Site	$C_t(z)$
site plat ($\Phi < 0,05$, voir § 4.3.4)	1
site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
site aux alentours des plateaux	1,15
site aux alentours des collines	1,15
site montagneux	1,5

Tableau V.2 : coefficients de topographie

- Le site est plat (Tableau 2.5. RNV99) → $CT = 1$

- Le calcul suit la réglementation de calcul d'une structure rectangulaire :

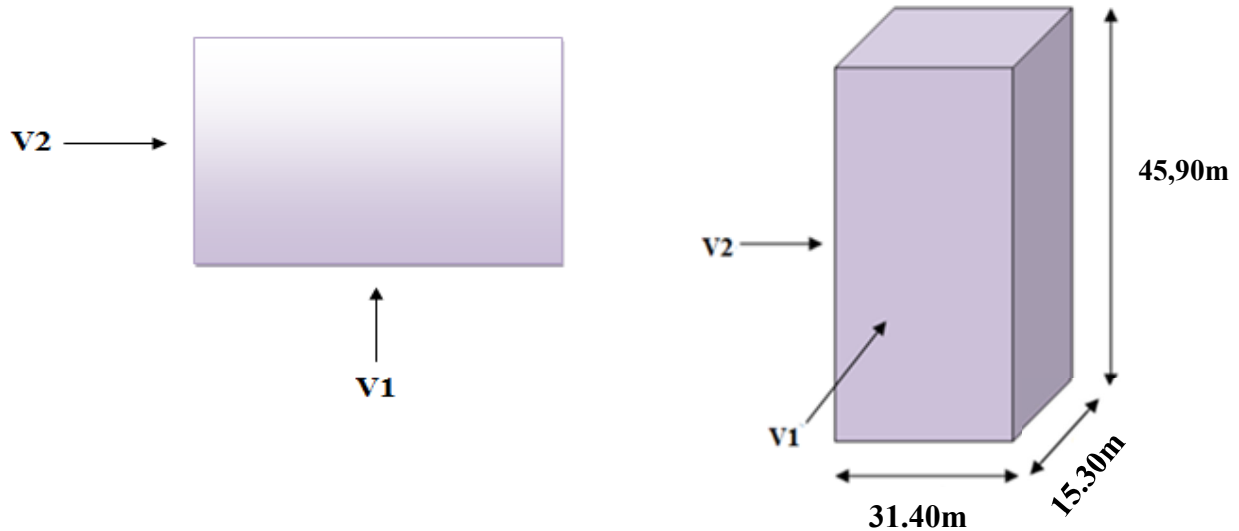


Figure V.1 : Action du vent

VI.2.1 : Choix du sens du vent : (chap 02 - § 1.1.1 : RNV99).

VI.2.2 : Coefficient dynamique C_d : D'après la figure 3.1 page 51. RNV99 (par interpolation)

Sens x.x (V1) :

La structure du bâtiment étant en béton armé.

D'après la figure 3.1 page 51. RNV99 (par interpolation)

$V_1 \longrightarrow$ (h = 45.90m; b = 31.40 m) $\longrightarrow C_d = 0.95$

$V_2 \longrightarrow$ (h = 45.90 m; b 15.30 m) $\longrightarrow C_d = 0.95$

$C_d < 1.2$ donc : la structure est peut sensible aux excitations dynamiques (**chap 02 - § 3.2.RNV99**)

> 1^{ER} SENS

Evaluation de la pression due au vent (q) : (chap 02 - § 1.2.2 : RNV99).

$$q_j = C_d \times W_j(Z)$$

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

Evaluation de la pression dynamique (q_{dyn}) : (chap 02 - § 3.2 : RNV99).

$$q_{dyn}(Z) = q_{ref} \times C_e(Z, j)$$

Evaluation de $C_e(Z)$: (chap 02 - § 3.3 : RNV99).

$$C_e(Z) = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \times \left[1 + \frac{(7 \times K_f)}{(C_r(Z) \times C_i(Z))} \right]$$

Evaluation de $C_r(Z, j)$: (chap 02 - § 4.2 : RNV99).

$$C_r(Z) = K_t \times L_n \left(\frac{Z}{Z_o} \right) \quad \text{pour : } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(Z) = K_t \times L_n \left(\frac{Z_{min}}{Z_o} \right) \quad \text{pour : } Z \leq Z_{min}$$

Niveau	Z_j (m)	C_r	C_e	Q_{dyn} (N/m ²)
RDC	1,53	0,665	1,559	732,73
1 ^{ère} étage	4,59	0,665	1,559	732,73
2 ^{ème} étage	7,65	0,665	1,559	732,73
3 ^{ème} étage	10,71	0,665	1,559	732,73
4 ^{ème} étage	13,77	0,665	1,559	732,73
5 ^{ème} étage	16,83	0,677	1,595	749,65
6 ^{ème} étage	19,89	0,771	1,889	887,83
7 ^{ème} étage	22,95	0,751	1,825	857,75
8 ^{ème} étage	26,01	0,782	1,925	904,74
9 ^{ème} étage	29,07	0,808	2,010	944,7
10 ^{ème} étage	32,13	0,832	2,089	981,83
11 ^{ème} étage	35,19	0,854	2,164	1017,08
12 ^{ème} étage	38,25	0,874	2,232	1049,04
13 ^{ème} étage	41,31	0,893	2,297	1079,59
14 ^{ème} étage	44,37	0,910	2,356	1107,32

Tableau VI.1 : pression dynamique qdyn sens 1

- Evaluation de la pression extérieure C_{pe} : (chap. 05 - § 1 : RNV99).
- Parois verticales

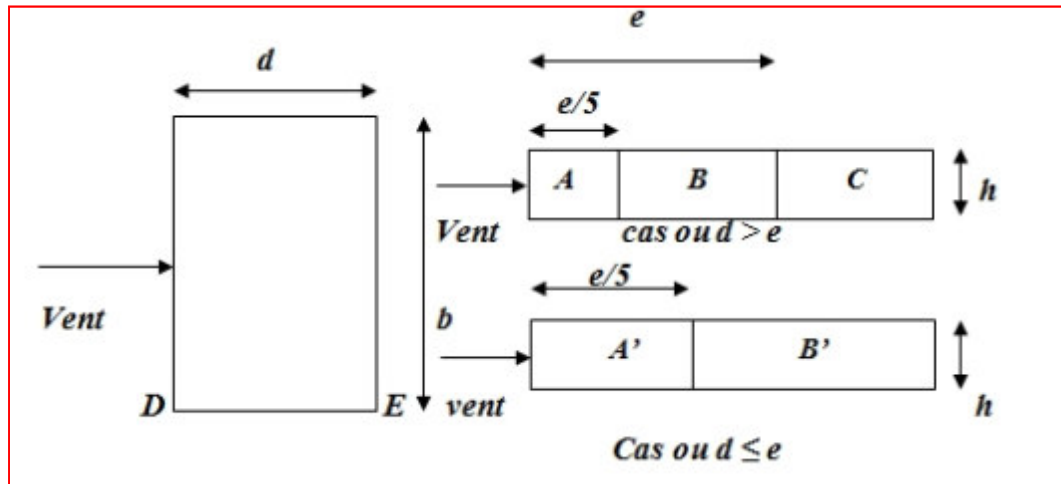


Figure VI.3: Répartition des Zones de Pression extérieur sur les parois

$e = \min [b, 2h] = \min [31,40 ; 2 \times 45.90] \longrightarrow e = 31,40m$

$d = 15,30m < e = 31,40m \longrightarrow A', B'$

A'	B'	D	E
$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$
-1	-0,8	0,8	-0,3

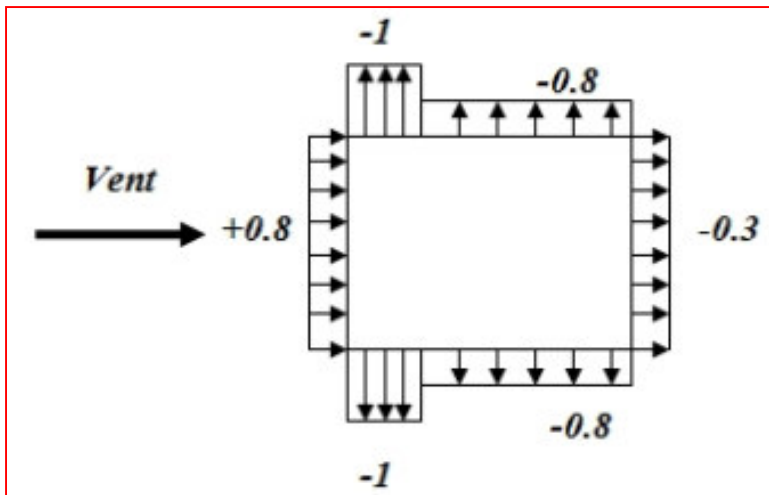


Figure VI.4/ Cpe pour les parois verticales de bâtiment à bas rectangulaire

- Toiture :

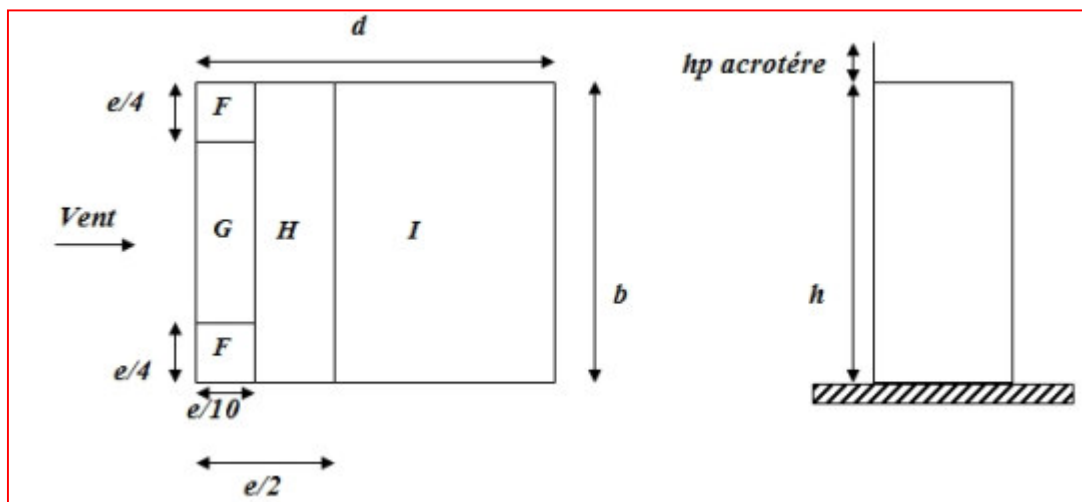


Figure VI.4: Répartition des zones de pression extérieure sur la toiture.

$h_p/h=0.60/45.90=0.013$

	F	G	H	I
Cpe	-1,6	-1,1	-0,7	± 0.2

Tableau VI.3: Cpe pour la toiture de bâtiment.

- Evaluation de la pression intérieure (C_{pi}) : (chap. 05 - §2.2.2 : RNV99)

Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieure ; les valeurs suivantes doivent être utilisées : $C_{pi1} = 0.8$ et $C_{pi2} = -0.5$

- **Détermination du coefficient de pression de vent C_p :**

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Les différents résultats sont donnés dans le tableau ci-après

Zone	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	C_{p1}	C_{p2}
A'	-1	-0,5	0,8	-0.5	-1.8
B'	-0,8	-0.5	0.8	-0.3	-1.6
D	0,8	-0.5	0.8	1.3	0
E	-0,3	-0.5	0.8	0.2	0.2
F	-1,6	-0.5	0.8	-1.1	-2.4
G	-1,1	-0.5	0.8	-0.6	-1.9
H	-0,7	-0.5	0.8	-0.2	-1.5
I	0,2	-0,5	0,8	0.7	0.6
	-0,2	-0,5	0,8	0.3	-1

- **Evaluation de la pression du vent (q) :**

Parois verticales : $C_{pi} = -0.5 / 0.8$

RDC : +3,06 m :

zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_i(zj1)$ (daN/m ²)	$q_i(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	732.73	-1	-0.5	0.8	-366,365	-1318,914	-348,04675	-1252,9683
B'	0.95	732.73	-0.8	-0.5	0.8	-219,819	-1172,368	-208,82805	-1113,7496
D	0.95	732.73	+0.8	-0.5	0.8	952,549	0	904,92155	0
E	0.95	732.73	-0.3	-0.5	0.8	146,546	-806,003	139,2187	-765,70285

Etage 1 : 3.06m :

zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_i(zj1)$ (daN/m ²)	$q_i(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	732.73	-1	-0.5	0.8	-366,365	-1318,914	-348,04675	-
B'	0.95	732.73	-0.8	-0.5	0.8	-219,819	-1172,368	-208,82805	-
D	0.95	732.73	+0.8	-0.5	0.8	952,549	0	904,92155	0
E	0.95	732.73	-0.3	-0.5	0.8	146,546	-806,003	139,2187	-
									765,70285

Etage 2 :3.06 m :

zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_i(zj1)$ (daN/m ²)	$q_i(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	732.73	-1	-0.5	0.8	-366,365	-1318,914	-348,04675	-1252,9683
B'	0.95	732.73	-0.8	-0.5	0.8	-219,819	-1172,368	-208,82805	-1113,7496
D	0.95	732.73	+0.8	-0.5	0.8	952,549	0	904,92155	0
E	0.95	732.73	-0.3	-0.5	0.8	146,546	-806,003	139,2187	-765,70285

Etage 3 :3.06m :

zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_i(zj1)$ (daN/m ²)	$q_i(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	732.73	-1	-0.5	0.8	-366,365	-1318,914	-348,04675	-1252,9683
B'	0.95	732.73	-0.8	-0.5	0.8	-219,819	-1172,368	-208,82805	-1113,7496
D	0.95	732.73	+0.8	-0.5	0.8	952,549	0	904,92155	0
E	0.95	732.73	-0.3	-0.5	0.8	146,546	-806,003	139,2187	-765,70285

Etage 4 :3.06 m :

zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_i(zj1)$ (daN/m ²)	$q_i(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	732.73	-1	-0.5	0.8	-366,365	-1318,914	-348,04675	-1252,9683
B'	0.95	732.73	-0.8	-0.5	0.8	-219,819	-1172,368	-208,82805	-1113,7496
D	0.95	732.73	+0.8	-0.5	0.8	952,549	0	904,92155	0
E	0.95	732.73	-0.3	-0.5	0.8	146,546	-806,003	139,2187	-765,70285

Etage5 : +3.06 m :

zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_i(zj1)$ (daN/m ²)	$q_i(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	749,65	-1	-0,5	0,8	-374,825	-1349,37	-356,08375	-1281,9015
B'	0.95	749,65	-0,8	-0.5	0.8	-224,895	-1199,44	-213,65025	-1139,468
D	0.95	749,65	0,8	-0.5	0.8	974,545	0	925,81775	0
E	0.95	749,65	-0,3	-0.5	0.8	149,93	-824,615	142,4335	-783,38425

Etage 6 :3.4 m :

zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_i(zj1)$ (daN/m ²)	$q_i(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	887,83	-1	-0,5	0,8	-443,915	-1598,094	-421,71925	-1518,1893
B'	0.95	887,83	-0,8	-0.5	0.8	-266,349	-1420,528	-253,03155	-1349,5016
D	0.95	887,83	0,8	-0.5	0.8	1154,179	0	1096,47005	0
E	0.95	887,83	-0,3	-0.5	0.8	177,566	-976,613	168,6877	-927,78235

Etage 7 :3.06 m :

zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_i(zj1)$ (daN/m ²)	$q_i(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	857,75	-1	-0,5	0,8	-428,875	-1543,95	-407,43125	-1466,7525
B'	0.95	857,75	-0,8	-0.5	0.8	-257,325	-1372,4	-244,45875	-1303,78
D	0.95	857,75	0,8	-0.5	0.8	1115,075	0	1059,32125	0
E	0.95	857,75	-0,3	-0.5	0.8	171,55	-943,525	162,9725	-896,34875

Etage 8 :3.06 m :

zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_i(zj1)$ (daN/m ²)	$q_i(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	904,74	-1	-0,5	0,8	-452,37	1628,532	-429,7515	-1547,1054
B'	0.95	904,74	-0,8	-0.5	0.8	-271,422	1447,584	-257,8509	-1375,2048
D	0.95	904,74	0,8	-0.5	0.8	1176,162	0	1117,3539	0
E	0.95	904,74	-0,3	-0.5	0.8	180,948	-995,214	171,9006	-945,4533

Etage 9 :3.06m :

zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_i(zj1)$ (daN/m ²)	$q_i(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	944,7	-1	-0,5	0,8	-472,37	-1700,532	-448,7515	1615,5054
B'	0.95	944,7	-0,8	-0.5	0.8	-283,422	-1511,584	-269,2509	1436,0048
D	0.95	944,7	0,8	-0.5	0.8	1228,162	0	1166,7539	0
E	0.95	944,7	-0,3	-0.5	0.8	188,948	-1039,214	179,5006	-987,2533

Etage 10 :3.06 m :

zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_i(zj1)$ (daN/m ²)	$q_i(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	981,83	-1	-0,5	0,8	-490,915	-1767,294	-466,36925	-1678,9293

B'	0,95	981,83	-0,8	-0,5	0,8	-294,549	-1570,928	-279,82155	-1492,3816
D	0,95	981,83	0,8	-0,5	0,8	1276,379	0	1212,56005	0
E	0,95	981,83	-0,3	-0,5	0,8	196,366	-1080,013	186,5477	- 1026,01235

Etage 11: +3.06m :

zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_i(zj1)$ (daN/m ²)	$q_i(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	1017,08	-1	-0,5	0,8	-508,54	-1830,744	-483,113	- 1739,2068
B'	0,95	1017,08	-0,8	-0,5	0,8	-305,124	-1627,328	-289,8678	- 1545,9616
D	0,95	1017,08	0,8	-0,5	0,8	1322,204	0	1256,0938	0
E	0,95	1017,08	-0,3	-0,5	0,8	203,416	-1118,788	193,2452	- 1062,8486

Etage 12 :3.06m :

zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_i(zj1)$ (daN/m ²)	$q_i(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	1049,04	-1	-0,5	0,8	-524,52	-1888,272	-498,294	- 1793,8584
B'	0,95	1049,04	-0,8	-0,5	0,8	-314,712	-1678,464	-298,9764	- 1594,5408
D	0,95	1049,04	0,8	-0,5	0,8	1363,752	0	1295,5644	0
E	0,95	1049,04	-0,3	-0,5	0,8	209,808	-1153,944	199,3176	- 1096,2468

Etage 13 :3.06 m :

zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_i(zj1)$ (daN/m ²)	$q_i(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	1079,59	-1	-0,5	0,8	-539,795	-1943,262	-512,80525	-1846,0989
B'	0,95	1079,59	-0,8	-0,5	0,8	-323,877	-1727,344	-307,68315	-1640,9768
D	0,95	1079,59	0,8	-0,5	0,8	1403,467	0	1333,29365	0
E	0,95	1079,59	-0,3	-0,5	0,8	215,918	-1187,549	205,1221	- 1128,17155

Etage 14 :3.06 m :

zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_i(zj1)$ (daN/m ²)	$q_i(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	1107,32	-1	-0,5	0,8	-553,66	-1993,176	-525,977	-1893,5172
B'	0,95	1107,32	-0,8	-0,5	0,8	-332,196	-1771,712	-315,5862	-1683,1264
D	0,95	1107,32	0,8	-0,5	0,8	1439,516	0	1367,5402	0
E	0,95	1107,32	-0,3	-0,5	0,8	221,464	-1218,052	210,3908	-1157,1494

Toiture :

zone	c_d	q_b (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_i(zj1)$ (daN/m ²)	$q_i(zj2)$ (daN/m ²)
F	0,95	1107,32	-1,6	-0,5	0,8	-1218,052	-2657,568	-	-
G	0,95	1107,32	-1,1	-0,5	0,8	-664,392	-2103,908	-631,1724	-
H	0,95	1107,32	-0,7	-0,5	0,8	-221,464	-1660,98	-210,3908	-210,3908
I	0,95	1107,32	+0.2	-0,5	0,8	775,124	-664,392	736,3678	-631,1724
			-0.2			332,196	-1107,32	315,5862	-1051,954

➤ 2^{ème} SENS

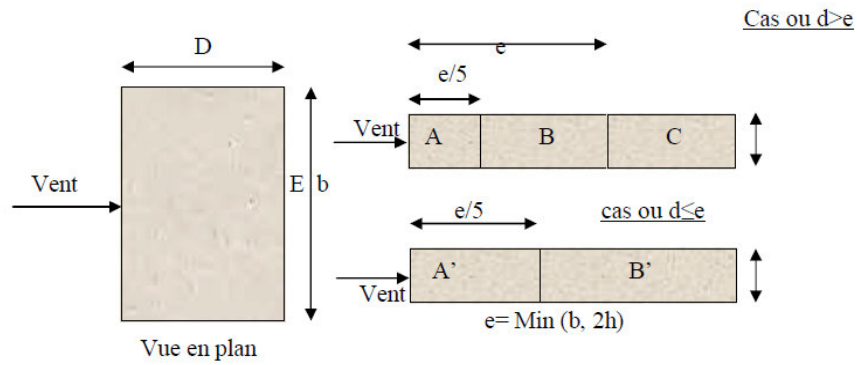
➤ Niveau	Z_j (m)	C_r	C_e	Q_{dyn} (N/m ²)
RDC	1,53	0,665	1,559	732,73
1 ^{ère} étage	4,59	0,665	1,559	732,73
2 ^{ème} étage	7,65	0,665	1,559	732,73
3 ^{ème} étage	10,71	0,665	1,559	732,73
4 ^{ème} étage	13,77	0,665	1,559	732,73
5 ^{ème} étage	16,83	0,677	1,595	749,65
6 ^{ème} étage	19,89	0,771	1,889	887,83
7 ^{ème} étage	22,95	0,751	1,825	857,75
8 ^{ème} étage	26,01	0,782	1,925	904,74
9 ^{ème} étage	29,07	0,808	2,010	944,7
10 ^{ème} étage	32,13	0,832	2,089	981,83
11 ^{ème} étage	35,19	0,854	2,164	1017,08
12 ^{ème} étage	38,25	0,874	2,232	1049,04
13 ^{ème} étage	41,31	0,893	2,297	1079,59
14 ^{ème} étage	44,37	0,910	2,356	1107,32

Tableau VI.2 : pression dynamique qdyn sens 2

Figure VI.2: Répartition des Zones de Pression extérieur sur les parois

$$e = \min [b, 2h] = \min [15,30 ; 2 \times 45,90] \longrightarrow e = 15,30\text{m}$$

$d=31,40m < e=31,40m \longrightarrow A, B, C.$



AA'		BB'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5	-0.5	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

Tableau V.4 : Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate

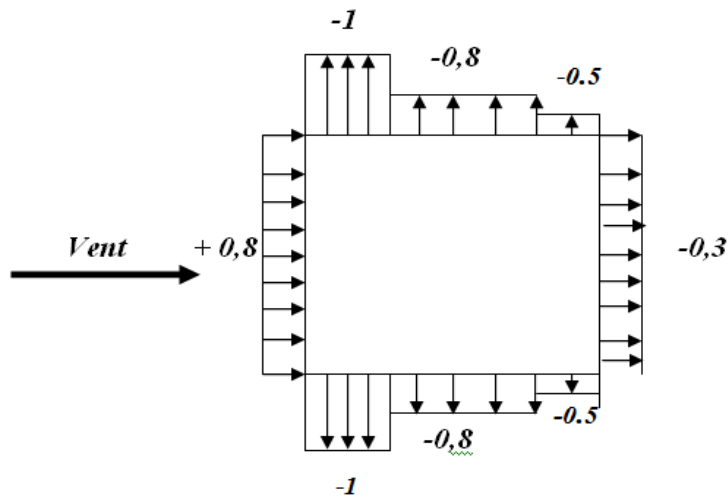


Figure V.7: Valeur C_p sur les parois verticales

- Toiture :

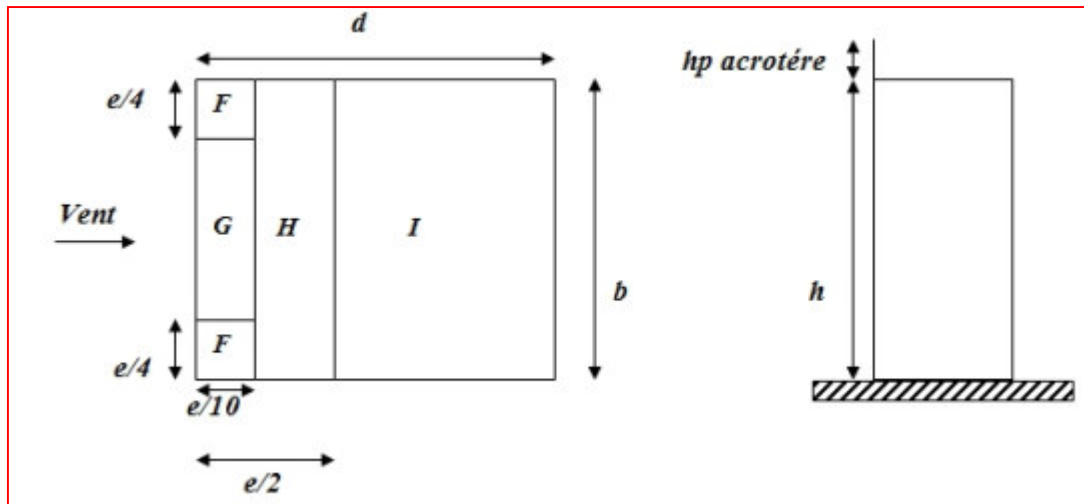


Figure VI.5: Répartition des zones de pression extérieure sur la toiture.

$hp/h=0.60/45.90=0.013$

	F	G	H	I
Cpe	-1,6	-1,1	-0,7	± 0.2

Tableau VI.3: Cpe pour la toiture de bâtiment.

- **Evaluation de la pression intérieure (C_{pi}) :** (chap. 05 - §2.2.2 : RNV99)

Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieure ; les valeurs suivantes doivent être utilisées : C_{pi1} = 0.8 et C_{pi2} = -0.5

- **Détermination du coefficient de pression de vent Cp :**

Le coefficient de pression Cp est calculé à l'aide de la formule suivante :

Cp = Cpe – Cpi

Les différents résultats sont donnés dans le tableau ci-après

Zone	Cpe	Cpi1	Cpi2	Cp1	Cp2
A'	-1	-0,5	0,8	-0.5	-1.8
B'	-0,8	-0.5	0.8	-0.3	-1.6

C	-0.5	-0.5	0.8	0	-1.3
D	0,8	-0.5	0.8	1.3	0
E	-0,3	-0.5	0.8	0.2	0.2
F	-1,6	-0.5	0.8	-1.1	-2.4
G	-1,1	-0.5	0.8	-0.6	-1.9
H	-0,7	-0.5	0.8	-0.2	-1.5
I	0,2	-0,5	0,8	0,7	0,6
	-0,2	-0,5	0,8	0,3	-1

Evaluation de la pression du vent (q)

Parois verticales : $C_{pi} = -0.5 / 0.8$

RDC : +3,06 m :

zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_i(zj1)$ (daN/m ²)	$q_i(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	732.73	-1	-0.5	0.8	-366,365	-1318,914	-348,04675	-1252,9683
B'	0.95	732.73	-0.8	-0.5	0.8	-219,819	-1172,368	-208,82805	-1113,7496
C	0.95	732.73	-0.5	-0.5	0.8	0	-952,549	0	-904,9216
D	0.95	732.73	+0.8	-0.5	0.8	952,549	0	904,92155	0
E	0.95	732.73	-0.3	-0.5	0.8	146,546	-806,003	139,2187	-765,7029

Etage 1 :3.06m

zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_i(zj1)$ (daN/m ²)	$q_i(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	732.73	-1	-0.5	0.8	-366,365	-1318,914	-348,04675	-1252,9683
B'	0.95	732.73	-0.8	-0.5	0.8	-219,819	-1172,368	-208,82805	-1113,7496
C	0.95	732.73	-0.5	-0.5	0.8	0	-952,549	0	-904,9216
D	0.95	732.73	+0.8	-0.5	0.8	952,549	0	904,92155	0
E	0.95	732.73	-0.3	-0.5	0.8	146,546	-806,003	139,2187	-765,7029

Etage 2 :3.06 m :

zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_i(zj1)$ (daN/m ²)	$q_i(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	732.73	-1	-0.5	0.8	-366,365	-1318,914	-348,04675	-1252,9683
B'	0.95	732.73	-0.8	-0.5	0.8	-219,819	-1172,368	-208,82805	-1113,7496
C	0.95	732.73	-0.5	-0.5	0.8	0	-952,549	0	-904,9216
D	0.95	732.73	+0.8	-0.5	0.8	952,549	0	904,92155	0

E	0.95	732.73	-0.3	-0.5	0.8	146,546	-806,003	139,2187	-765,7029
---	------	--------	------	------	-----	---------	----------	----------	-----------

Etage 3 :3.06m :

zone	c_d	q_p (daN/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m^2)	$W(zj2)$ (daN/m^2)	$q_i(zj1)$ (daN/m^2)	$q_i(zj2)$ (daN/m^2)
A'	0.95	732.73	-1	-0.5	0.8	-366,365	-1318,914	-348,04675	-1252,9683
B'	0.95	732.73	-0.8	-0.5	0.8	-219,819	-1172,368	-208,82805	-1113,7496
C	0.95	732.73	-0.5	-0.5	0.8	0	-952,549	0	-904,9216
D	0.95	732.73	+0.8	-0.5	0.8	952,549	0	904,92155	0
E	0.95	732.73	-0.3	-0.5	0.8	146,546	-806,003	139,2187	-765,7029

Etage 4 :3.06 m :

zone	c_d	q_p (daN/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m^2)	$W(zj2)$ (daN/m^2)	$q_i(zj1)$ (daN/m^2)	$q_i(zj2)$ (daN/m^2)
A'	0.95	732.73	-1	-0.5	0.8	-366,365	-1318,914	-348,04675	-1252,9683
B'	0.95	732.73	-0.8	-0.5	0.8	-219,819	-1172,368	-208,82805	-1113,7496
C	0.95	732.73	-0.5	-0.5	0.8	0	-952,549	0	-904,9216
D	0.95	732.73	+0.8	-0.5	0.8	952,549	0	904,92155	0
E	0.95	732.73	-0.3	-0.5	0.8	146,546	-806,003	139,2187	-765,7029

Etage5 : +3.06 m :

zone	c_d	q_p (daN/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m^2)	$W(zj2)$ (daN/m^2)	$q_i(zj1)$ (daN/m^2)	$q_i(zj2)$ (daN/m^2)
A'	0.95	749,65	-1	-0,5	0,8	-374,825	-1349,37	-356,08375	-1281,9015
B'	0.95	749,65	-0,8	-0.5	0.8	-224,895	-1199,44	-213,65025	-1139,468
C	0.95	749,65	-0.5	-0.5	0.8	0	-974,545	0	-925,8178
D	0.95	749,65	0,8	-0.5	0.8	974,545	0	925,81775	0
E	0.95	749,65	-0,3	-0.5	0,8	149,93	-824,615	142,4335	-783,3843

Etage 6 :3.4 m :

zone	c_d	q_p (daN/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m^2)	$W(zj2)$ (daN/m^2)	$q_i(zj1)$ (daN/m^2)	$q_i(zj2)$ (daN/m^2)
A'	0,95	887,83	-1	-0,5	0,8	-443,865	-1597,914	421,67175	1518,0183
B'	0.95	887,83	-0,8	-0.5	0.8	-266,319	-1420,368	253,00305	1349,3496
C	0.95	887,83	-0.5	-0.5	0.8	0	-1154,049	0	-1096,347
D	0.95	887,83	0,8	-0.5	0.8	1154,049	0	1096,3466	0
E	0.95	887,83	-0,3	-0.5	0.8	177,546	-976,503	168,6687	-927,6779

Etage 7 :3.06 m :

zone	c_d	q_p (daN/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m^2)	$W(zj2)$ (daN/m^2)	$q_i(zj1)$ (daN/m^2)	$q_i(zj2)$ (daN/m^2)
A'	0,95	857,75	-1	-0,5	0,8	-428,875	-1543,95	407,43125	1466,7525
B'	0,95	857,75	-0,8	-0,5	0,8	-257,325	-1372,4	244,45875	-1303,78
C	0,95	857,75	-0,5	-0,5	0,8	0	-1115,075	0	-1059,321
D	0,95	857,75	0,8	-0,5	0,8	1115,075	0	1059,3213	0
E	0,95	857,75	-0,3	-0,5	0,8	171,55	-943,525	162,9725	-896,3488

Etage 8 :3.06 m :

zone	c_d	q_p (daN/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m^2)	$W(zj2)$ (daN/m^2)	$q_i(zj1)$ (daN/m^2)	$q_i(zj2)$ (daN/m^2)
A'	0,95	904,74	-1	-0,5	0,8	-452,37	1628,532	-429,7515	-1547,1054
B'	0,95	904,74	-0,8	-0,5	0,8	-271,422	1447,584	-257,8509	-1375,2048
C	0,95	904,74	-0,5	-0,5	0,8	0	1176,162	0	-1117,354
D	0,95	904,74	0,8	-0,5	0,8	1176,162	0	1117,3539	0
E	0,95	904,74	-0,3	-0,5	0,8	180,948	-995,214	171,9006	-945,4533

Etage 9 :3.06m :

zone	c_d	q_p (daN/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m^2)	$W(zj2)$ (daN/m^2)	$q_i(zj1)$ (daN/m^2)	$q_i(zj2)$ (daN/m^2)
A'	0,95	944,7	-1	-0,5	0,8	-472,35	-1700,46	-448,7325	-1615,437
B'	0,95	944,7	-0,8	-0,5	0,8	-283,41	-1511,52	-269,2395	-1435,944
C	0,95	944,7	-0,5	-0,5	0,8	0	-1228,11	0	-1166,705
D	0,95	944,7	0,8	-0,5	0,8	1228,11	0	1166,7045	0
E	0,95	944,7	-0,3	-0,5	0,8	188,94	-1039,17	179,493	-987,2115

Etage 10 :3.06 m :

zone	c_d	q_p (daN/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m^2)	$W(zj2)$ (daN/m^2)	$q_i(zj1)$ (daN/m^2)	$q_i(zj2)$ (daN/m^2)
------	-------	------------------------	----------	-----------	-----------	---------------------------	---------------------------	-----------------------------	-----------------------------

A'	0,95	981,83	-1	-0,5	0,8	-490,915	-1767,294	466,36925	1678,9293
B'	0,95	981,83	-0,8	-0,5	0,8	-294,549	-1570,928	279,82155	1492,3816
C	0,95	981,83	-0,5	-0,5	0,8	0	-1276,379	0	-1212,56
D	0,95	981,83	0,8	-0,5	0,8	1276,379	0	1212,5601	0
E	0,95	981,83	-0,3	-0,5	0,8	196,366	-1080,013	186,5477	-1026,012

Etage 11: +3.06m :

zone	c_d	q_p (daN/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m^2)	$W(zj2)$ (daN/m^2)	$q_i(zj1)$ (daN/m^2)	$q_i(zj2)$ (daN/m^2)
A'	0,95	1017,08	-1	-0,5	0,8	-508,54	-1830,744	-483,113	1739,2068
B'	0,95	1017,08	-0,8	-0,5	0,8	-305,124	-1627,328	-289,8678	1545,9616
C	0,95	1017,08	-0,5	-0,5	0,8	0	-1322,204	0	-1256,094
D	0,95	1017,08	0,8	-0,5	0,8	1322,204	0	1256,0938	0
E	0,95	1017,08	-0,3	-0,5	0,8	203,416	-1118,788	193,2452	-1062,849

Etage 12 :3.06m :

zone	c_d	q_p (daN/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m^2)	$W(zj2)$ (daN/m^2)	$q_i(zj1)$ (daN/m^2)	$q_i(zj2)$ (daN/m^2)
A'	0,95	1049,04	-1	-0,5	0,8	-524,52	-1888,272	-498,294	1793,8584
B'	0,95	1049,04	-0,8	-0,5	0,8	-314,712	-1678,464	-298,9764	1594,5408
C	0,95	1049,04	-0,5	-0,5	0,8	0	-1363,752	0	1295,5644
D	0,95	1049,04	0,8	-0,5	0,8	1363,752	0	1295,5644	1295,5644
E	0,95	1049,04	-0,3	-0,5	0,8	209,808	-1153,944	199,3176	1096,2468

Etage 13 :3.06 m :

zone	c_d	q_p (daN/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m^2)	$W(zj2)$ (daN/m^2)	$q_i(zj1)$ (daN/m^2)	$q_i(zj2)$ (daN/m^2)
A'	0,9	1079,59	-1	-0,5	0,8	-539,795	-	-	-

	5						1943,262	512,80525	1846,0989
B'	0.9 5	1079,59	-0,8	-0.5	0.8	-323,877	- 1727,344	- 307,68315	- 1640,9768
C	0.9 5	1079,59	-0.5	-0.5	0.8	0	- 1403,467	0	- 1333,2936 5
D	0.9 5	1079,59	0,8	-0.5	0.8	1403,467	0	1333,2936 5	1333,2936 5
E	0.9 5	1079,59	-0,3	-0.5	0.8	215,918	- 1187,549	205,1221	- 1128,1715 5

Etage 14 :3.06 m :

zone	c_d	q_p (daN/ m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_i(zj1)$ (daN/m ²)	$q_i(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	1107,3 2	-1	-0,5	0,8	-553,66	-1993,176	-525,977	-1893,5172
B'	0.95	1107,3 2	-0,8	-0.5	0.8	-332,196	-1771,712	-315,5862	-1683,1264
C	0.95	1107,3 2	-0.5	-0.5	0.8	0	-1439,516	0	-1367,54
D	0.95	1107,3 2	0,8	-0.5	0.8	1439,516	0	1367,5402	0
E	0.95	1107,3 2	-0,3	-0.5	0.8	221,464	-1218,052	210,3908	-1157,149

Toiture :

zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_i(zj1)$ (daN/m ²)	$q_i(zj2)$ (daN/m ²)
F	0,95	1107,32	-1,6	-0,5	0,8	-1218,052	-2657,568	- 1157,149 4	- 2524,689 6
G	0.95	1107,32	-1,1	-0.5	0.8	-664,392	-2103,908	-631,1724	- 1998,712 6
H	0.95	1107,32	-0,7	-0.5	0.8	-221,464	-1660,98	-210,3908	-210,3908
I	0.95	1107,32	+0. 2	-0.5	0.8	775,124	-664,392	736,3678	-631,1724
			-0.2			332,196	-1107,32	315,5862	-1051,954

•

- **Force de frottement** : (chap. 02 - § .1.4. RNV99)

Les forces de frottement concernant les parois parallèles à la direction du Vent.

· Les constructions pour les quelles s**Erreur ! Objet incorporé incorrect.**oit le rapport $d/b \geq 3$, soit le rapport $d/h \geq 3$.

$$F_{fr} = \sum (q_{dun}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

- $d/b = 31,40/15,30 = 2,05 < 3$condition non vérifié
- $d/h = 31,40/45,90 = 0,68 < 3$condition non vérifié
- $F_{fr} = 0$

Donc les forces de frottements ne seront pas prises en compte.

La force résultante R, se décompose en deux forces :

1. une force globale horizontale F_w , qui correspond à la résultante des forces

Horizontales, agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère.

2. Une force de soulèvement F_u .

Pour $C_{pi} = 0,8$ Alors on a les tableaux suivant :

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

Zone	Z (m)	q (z) (N/m ²)	surface	R(zx) (N/m ²)	R(zy) (N/m ²)
D	1,53	0	46.81	0	0
	4,59	0	46.81	0	0
	7,65	0	46.81	0	0
	10,71	0	46.81	0	0
	13,77	0	46.81	0	0
	16,83	0	46.81	0	0
	19,89	0	46.81	0	0
	22,95	0	46.81	0	0
	26,01	0	46.81	0	0
	29,07	0	46.81	0	0
	32,13	0	46.81	0	0
	35,19	0	46.81	0	0
	38,25	0	46.81	0	0
	41,31	0	46.81	0	0
44,37	0	46.81	0	0	

E	1,53	-765,70285	46.81	-35842,5504	0
	4,59	-765,70285	46.81	-35842,5504	0
	7,65	-765,70285	46.81	-35842,5504	0
	10,71	-765,70285	46.81	-35842,5504	0
	13,77	-765,70285	46.81	-35842,5504	0
	16,83	-783.38425	46.81	-36670,2167	0
	19,89	-927.78235	46.81	-43429,4918	0
	22,95	-896.34875	46.81	-41958,085	0
	26,01	-945.4533	46.81	-44256,669	0
	29,07	-987.2533	46.81	-46213,327	0
	32,13	-1026.01235	46.81	-48027,6381	0
	35,19	-1062.8486	46.81	-49751,943	0
	38,25	-1062.8468	46.81	-49751,8587	0
	41,31	-1096.2468	46.81	-51315,3127	0
44,37	-1128.17155	46.81	-52809,7103	0	
F	44,37	-2524,6896	24,65	0	-62233,5986
G	44,37	-1998,7126	49,29	0	-98516,5441
H	44,37	-210,3908	192,17	0	-40430,8
I	44,37	-631,1724	240,21	0	-151613,922
Totale :				-643397,004	-352794,865

Tableau V.20 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = 0.8$

Donc :

$$R_{xx} = \sum x_i R = -643397,004N = -643,397KN$$

$$R_{yy} = \sum y_i R = -352794,865N = -352,794 KN$$

Pour $C_{pi} = -0.5$ Alors on a les tableaux suivant :

Zone	Z (m)	q (z) (N/m ²)	surface	R(zx) (N/m ²)	R(zy) (N/m ²)
	1,53	904,92155	46.81	42359,37776	0
	4,59	904,92155	46.81	42359,37776	0
	7,65	904,92155	46.81	42359,37776	0
	10,71	904,92155	46.81	42359,37776	0

D	13,77	904,92155	46.81	42359,37776	0
	16,83	925,81775	46.81	43337,52888	0
	19,89	1096,47005	46.81	51325,76304	0
	22,95	1059,32125	46.81	49586,82771	0
	26,01	1117,3539	46.81	52303,33606	0
	29,07	1166,7559	46.81	54615,84368	0
	32,13	1212,56005	46.81	56759,93594	0
	35,19	1256,0939	46.81	58797,75546	0
	38,25	1295,5644	46.81	60645,36956	0
	41,31	1333,29365	46.81	62411,47576	0
	44,37	1367,5402	46.81	64014,55676	0
E	1,53	139,2187	46.81	6516,827347	0
	4,59	139,2187	46.81	6516,827347	0
	7,65	139,2187	46.81	6516,827347	0
	10,71	139,2187	46.81	6516,827347	0
	13,77	139,2187	46.81	6516,827347	0
	16,83	142,4335	46.81	6667,312135	0
	19,89	168,6877	46.81	7896,271237	0
	22,95	162,9725	46.81	7628,742725	0
	26,01	171,9006	46.81	8046,667086	0
	29,07	179,5006	46.81	8402,423086	0
	32,13	186,5477	46.81	8732,297837	0
	35,19	193,2452	46.81	9045,807812	0
	38,25	199,3176	46.81	9330,056856	0
	41,31	205,1221	46.81	9601,765501	0
44,37	210,3908	46.81	9848,393348	0	
F	44,37	-1157,1494	24,65	0	-28523,7327
G	44,37	-631,1724	49,29	0	-31110,4876
H	44,37	-210,3908	192,17	0	-40430,8
I	44,37	736,3678	240,21	0	176882,9092
Totale :				883379,156	76817,8889

Tableau V.20 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0,5$

$$R_{xx} = \sum x_i R = 883379,156N = 883,379KN$$

$$R_{yy} = \sum y_i R = 76817,8889N = 768,178KN$$

➤ **2^{Eme} SENS**

➤ Zone	Z (m)	q (z) (N/m ²)	surface	R(zx) (N/m ²)	R(zy) (N/m ²)
C	1,53	-904,9216	49,26	-44576,438	0
	4,59	-904,9216	49,26	-44576,438	0
	7,65	-904,9216	49,26	-44576,438	0
	10,71	-904,9216	49,26	-44576,438	0
	13,77	-904,9216	49,26	-44576,438	0
	16,83	-925,81755	49,26	-45605,7725	0
	19,89	-1096,347	49,26	-54006,0532	0
	22,95	-1059,321	49,26	-52182,1525	0
	26,01	-1117,354	49,26	-55040,858	0
	29,07	-1166,705	49,26	-57471,8883	0
	32,13	-1212,56	49,26	-59730,7056	0
	35,19	-1256,094	49,26	-61875,1904	0
	38,25	-1295,5644	49,26	-63819,5023	0
	41,31	-1333,2936	49,26	-65678,0427	0
44,37	-1367,54	49,26	-67365,0204	0	
D	1,53	0	46.81	0	0
	4,59	0	46.81	0	0
	7,65	0	46.81	0	0
	10,71	0	46.81	0	0
	13,77	0	46.81	0	0
	16,83	0	46.81	0	0
	19,89	0	46.81	0	0
	22,95	0	46.81	0	0
	26,01	0	46.81	0	0
	29,07	0	46.81	0	0
32,13	0	46.81	0	0	

	35,19	0	46.81	0	0
	38,25	0	46.81	0	0
	41,31	0	46.81	0	0
	44,37	0	46.81	0	0
E	1,53	-765,7029	49,26	-37718,5249	0
	4,59	-765,7029	49,26	-37718,5249	0
	7,65	-765,7029	49,26	-37718,5249	0
	10,71	-765,7029	49,26	-37718,5249	0
	13,77	-765,7029	49,26	-37718,5249	0
	16,83	-783.3843	49,26	-38589,5106	0
	19,89	-927,6779	49,26	-45697,4134	0
	22,95	-896,3488	49,26	-44154,1419	0
	26,01	-945,4533	49,26	-46573,0296	0
	29,07	-987,2115	49,26	-48630,0385	0
	32,13	-1026,012	49,26	-50541,3511	0
	35,19	-11062,849	49,26	-544955,942	0
	38,25	-1096,246	49,26	-54001,078	0
	41,31	-1128,1715	49,26	-55573,7281	0
44,37	-1157,149	49,26	-57001,1597	0	
F	44,37	-2524,6896	24,65	0	-62233,5986
G	44,37	-1998,7126	49,29	0	-98516,5441
H	44,37	-210,3908	192,17	0	-40430,8
I	44,37	-631,1724	240,21	0	-151613,922
Totale :				-922967,396	-352794,865

Tableau V.20 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = 0.8$

➤ Zone	Z (m)	q (z) (N/m ²)	surface	R(zx) (N/m ²)	R(zy) (N/m ²)
C	1,53	0	49,26	0	0
	4,59	0	49,26	0	0
	7,65	0	49,26	0	0
	10,71	0	49,26	0	0
	13,77	0	49,26	0	0
	16,83	0	49,26	0	0
	19,89	0	49,26	0	0
	22,95	0	49,26	0	0
	26,01	0	49,26	0	0
	29,07	0	49,26	0	0
	32,13	0	49,26	0	0
	35,19	0	49,26	0	0
	38,25	0	49,26	0	0
	41,31	0	49,26	0	0
	44,37	-1367,54	49,26	0	0
D	1,53	904,92155	46.81	44576,43555	0
	4,59	904,92155	46.81	44576,43555	0
	7,65	904,92155	46.81	44576,43555	0
	10,71	904,92155	46.81	44576,43555	0
	13,77	904,92155	46.81	45605,78237	0
	16,83	925,81775	46.81	54012,11466	0
	19,89	1096,47005	46.81	52182,16478	0
	22,95	1059,32125	46.81	55040,85311	0
	26,01	1117,3539	46.81	57474,39563	0
	29,07	1166,7559	46.81	59730,70806	0
	32,13	1212,56005	46.81	61875,18551	0
	35,19	1256,0939	46.81	63819,50234	0
	38,25	1295,5644	46.81	65678,0452	0
	41,31	1333,29365	46.81	67365,03025	0
	44,37	1367,5402	46.81	44576,43555	0

E	1,53	139,2187	46.81	6857,913162	0
	4,59	139,2187	46.81	6857,913162	0
	7,65	139,2187	46.81	6857,913162	0
	10,71	139,2187	46.81	6857,913162	0
	13,77	139,2187	46.81	7016,27421	0
	16,83	142,4335	46.81	8309,556102	0
	19,89	168,6877	46.81	8028,02535	0
	22,95	162,9725	46.81	8467,823556	0
	26,01	171,9006	46.81	8842,199556	0
	29,07	179,5006	46.81	9189,339702	0
	32,13	186,5477	46.81	9519,258552	0
	35,19	193,2452	46.81	9818,384976	0
	38,25	199,3176	46.81	10104,31465	0
	41,31	205,1221	46.81	10363,85081	0
44,37	210,3908	46.81	67365,03025	0	
F	44,37	-1157,1494	24,65	0	-62233,5986
G	44,37	-631,1724	49,29	0	-98516,5441
H	44,37	-210,3908	192,17	0	-40430,8
I	44,37	736,3678	240,21	0	-151613,922
Totale :				990121,67	-352794,865

Tableau V.20 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0.5$

Donc :

$$R_{xx} = \sum x_i R = 990121,67N = \mathbf{990,121KN}$$

$$R_{yy} = \sum y_i R = 76817,88N = \mathbf{76,817KN}$$

Conclusion:

En comparant les actions du vent à celles du séisme, on remarque que ces dernières sont plus

importantes, la suite de l'étude se fera en tenant compte uniquement des actions sismique.

VII.1.1 INTRODUCTION :

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumises les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il est maintenant possible de procéder au ferrailage de ces éléments.

Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement BAEL.91 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ Version 2003).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, La ductilité. Et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

FERRAILAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort (N) et à deux moments fléchissant (M_{x-x} et M_{y-y}).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Tableau VII.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

VII.1.2.COMBINAISONS DES CHARGES:

Les combinaisons d'action:

✱ **Règlement BAEL 91 :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

$$\pm 1,35 G + 1,5 Q \quad \text{à l'E.L.U}$$

$$\pm G + Q \quad \text{à l'E.L.S}$$

✱ **Règlement RPA 99 :**

Ce sont des combinaisons qui tiennent en compte les charges sismiques **E**.

$$\pm G + Q \pm E \quad (1)$$

$$\pm 0,8 G \pm E \quad (2)$$

* **les poteaux :**

$$\pm \text{ à l'ELU : } 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$\pm \text{ à l'ELS : } G + Q$$

$$\pm \text{ accidentelle } G + Q \pm 1,2E \dots\dots\dots (\text{RPA99})$$

$$0,8 G \pm E$$

* **les poutres :**

$$\pm \text{ à l'ELU : } 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$\pm \text{ à l'ELS : } G + Q$$

$$\pm \text{ accidentelle } G + Q \pm E \dots\dots\dots (\text{RPA99})$$

$$0,8 G \pm E$$

* **Pour les voiles :**

$$\pm G + Q \pm E \dots\dots\dots (\text{RPA99})$$

$$\pm 0,8 G \pm E$$

VII.1.3. Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (**article 7.4.2 page 48**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal en zone sismique **IIa** sera de :

- $A_s \geq 0.8\% b.h$ en zone IIa.

- Leur pourcentage maximal :

- 4% en zone courante.

- 6 % en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12mm

- La longueur minimale des recouvrements est de:

- 40ϕ en zone IIa.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone II.

❖ **résultats obtenus :**

Tab. VII.1.2. Tableau d pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	As _{min} RPA (cm ²)	As _{max} RPA (cm ²) Zon courante	As _{max} RPA (cm ²) Zon de recouvrement
Poteau rectangulaire	65×85	24	120	180

VII.1.4. Calcul de ferrailage des poteaux :

♦ Poteaux de section : (65×85) cm²

C=5cm ; d= h-c = 80-5 =80cm ; Acier Fe E = 400MPa ; fc₂₈=25MPa

$$\underbrace{N(d-c') - M_1}_{(I)} < \underbrace{\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \bar{\sigma}_b}_{(II)}$$

Tab. VII.1.3. tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

ELU		G+Q+E		0,8G+E		ELS	
N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.M)	M _{MAX} (KN.M)	N _{COR} (KN)	N _{MIN} (KN)	M _{COR} (KN.M)	N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.M)
4823,03	0,80	308,00	4100,78	24,35	0,52	3533,50	0,77

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul.

1^{ère} Cas: G+Q+E

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_1}{N} + e_a = e_0 + e_a$$

- Le Moment fictif

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \quad A = A^f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

- Combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

❖ Selon le BAEL 91

- ELU : 1,35 G + 1,5 Q

- EL.S : G + Q

❖ Selon le RPA 99

- G + Q + E (M_{max} → N_{corr})

- 0,8 G ± E (N_{min} → M_{corr})

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

- Recommandation de (RPA 2003)

1/ Pourcentage minimal (zone IIa) : 0,8 %

2/ Pourcentage maximal : 3 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

3/ Diamètre minimum : 12 mm.

4/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).

- Armatures transversales

➤ BAEL91 :(art A.8.1, 3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

3/ La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$

Si $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

➤ **RPA 99 (VER 2003)**

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235\text{MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

S_t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

VII.1.5. Exemple de calcul :

Soit le poteau du bâtiment (dimension 65×85) :

$c = c' = 5 \text{ cm}$; $s = 65 \times 85 \text{ cm}^2$; $H = 3.06 \text{ m}$: hauteur totale du poteau.

ELU		G+Q ± E		0,8G+E		ELS	
N_{MAX} (KN)	M_{COR} (KN.M)	M_{MAX} (KN.M)	N_{COR} (KN)	N_{MIN} (KN)	M_{COR} (KN.M)	N_{MAX} (KN)	M_{COR} (KN.M)
4823.03	0.8	308.00	4100.78	24.35	0.52	3533.5	0.77

Ferrailage longitudinal

- (ELU)

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du BAEL99 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_a + e_0$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution) $\rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}) \rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{306}{250}) = 1,224$

$$\max(2 \text{ cm}; 1,224) \rightarrow e_a = 2$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{800}{4823030} = 0,00016 \text{ m} = 0,016 \text{ cm}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0,016 = 2,016 \text{ cm}$$

on peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f / h < \max(15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m.}$$

$$2,142 < \max(15 ; 0,474)$$

Donc les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi) \cdot \Phi$$

α : Le rapport du moment du premier ordre.

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considéré, ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$\lambda = 3,46 \frac{l_f}{h} = 8,71$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,839$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.85} (2 + 2 \times 0.829) = 0.0059 \text{ m} .$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.016 + 0.59 = 10.09 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} . e = 4823.03 \times 0.0261 = 125.88 \text{ KN.m}$$

- **Les efforts corrigés seront**

$$N_{\text{MAX}} = 4823.03 \text{ KN} ; \quad M_{\text{corrigé}} = 125.88 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 \text{ h} - 0.81 \text{ c}') \text{ b.h. } \sigma_b = (0.337 \times 0,85 - 0.81 \times 0,05) 0,65 \times 0,85 \times 14.2 \times 10^3 = 1929,6 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d-c) - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = N_u \times (d - h/2) + M_{\text{corrigé}} = 4823,03 \times (0.80 - \frac{0.85}{2}) = 1808,64 \text{ KN.m}$$

$$B = 4823,03 (0,80 - 0,425) - 1808,64 = -0.003 \text{ KN.m}$$

$A > B$; donc la section est entièrement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b d^2} = \frac{1808640}{14.2 \times 65 \times 80^2} = 0,31$$

$$\overline{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa} \rightarrow \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0,479; \beta = 0,808)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b . \beta . d} = \frac{1808640}{348 \times 0.808 \times 80} = 80,40 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 80,40 - \frac{4823030}{100 \times 348} = -58,19 \text{ cm}^2$$

- **(G+Q+E)**

N_{cor} (N)	M_{max} (N.m)	$e_0 = M/N$	e (m)	M_{cor} (N.m)	(II) (N.m)	M_{ua}	(I) (N.m)
4100780	30800	0.075	0,10	410078	0,0025	1537790	251391
	0						0

$II > I$, donc la section est partiellement comprimée.

$$\overline{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.} \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

M_1 (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_f (cm ²)	A (cm ²)
1537790	0,199	0.392	0,281	0,887	54,17	-48,34

--	--	--	--	--	--	--

- (0,8G+E)

N_{min} (N)	M_{cor} (N.m)	$e_0 = M/N$	e (m)	$M_{corrigé}$ (N.m)	(II) (N.m)	M_{ua} (N.m)	(I) (N.m)
24350	520	0.021	0.4069	210,44	0	195	2513,91

$II > I$, donc la section est partiellement comprimée.

$\bar{\sigma}_b = 18.5Mpa, \bar{\sigma}_s = 400Mpa. \Leftrightarrow situation - accidentelle.$

M_1 (N.m)	μ	μ_t	A	β	A_f (cm ²)	A (cm ²)
195	0,025	0.392	0,032	0,987	6,17	5,56

VII.1.6. Vérification des sections :RPA (99ver2003) :

- D’après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$A_{min}=0.8\%(h.b)=0.008(65 \times 85)=44.2 \text{ cm}^2$ **Zone IIa**

- **Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{min} = 0.23d.b.\frac{f_{t28}}{f_e} = 6.43cm^2$$

$$A = \max(2 \times A_{cal}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA}) = (11,12; 6.43; 44.2) = 44.2cm^2$$

On adopte : 16 HA 20 = 50,27 cm²

VII.1.6.1.Vérification à L’ ELS :

Après le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l’ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l’état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l’E LS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser})

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l’acier.

la contrainte du béton est limitée par : $\bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

la contrainte d’acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400Mpa$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$N_{ser}=3533500 \text{ N}; M_{ser}=770N.m.$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{770}{3533500} = 0.00021 \text{ m} \quad e_0 = 0.00021 < \frac{h}{6} = \frac{0.85}{6} = 0.14$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = h \times b + 15 (A) = 85 \times 65 + 15(50,27) = 6279.05 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = 42,5 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 85 - 42,5 = 42,5 \text{ cm}$$

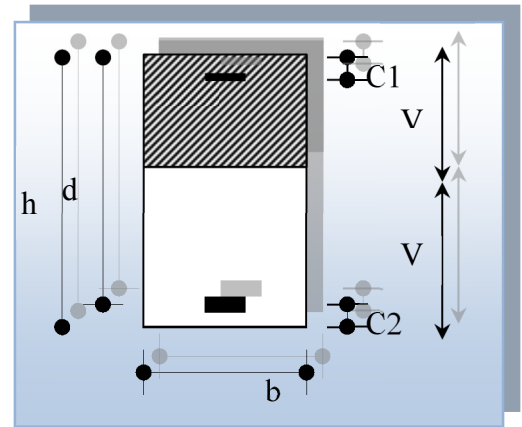


Figure VII.1 section de poteau.

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{65}{3} (42,5^3 + 42,5^3) + 15[25.14(42,5 - 5)^2 + 25.14(42,5 - 5)^2] = 4387104 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène →

$$M_G = 770 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{3533500}{100 \times 6204.5} = 5.69 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{770}{4387104} = 0.000073$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 5.69 + 0.000073 \times 42,5 = 5.69 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 5.69 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[5.69 + 0.000073(42.5 - 5)] = 85.39 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[5.69 - 0.000073(80 - 42.5)] = 85.31 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 85.39 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 85.31 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s \dots (C.V)$$

VII.1.6.2. Armatures transversales :

- Vérification du poteau à l'effort tranchant

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 222.06 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{222.06 \times 10^3}{650 \times 800} = 0.43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,43 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ conditions vérifiées.

VII.1.6.3. Calcul d'armature transversale :

- **RPA99(VER2003) : Art 7.4.2.2**

- 1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :
- V_u : est l'effort tranchant de calcul.
- h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t$$

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.65} \text{ ou } \frac{2.142}{0.85} \right) \rightarrow \lambda_g = (3.29) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

S_t : C'est l'espacement des armatures transversales.

- La zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$
- La zone courante : $S_t = 15$

$$A_t = \frac{3.75 \times 222.06 \times 0.15}{85 \times 400} = 3.67 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.67 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\text{HA}10 \quad A_t = 4.71 \text{ cm}^2$$

VII.1.6.4. Vérification des armatures minimales : d'après

- **RPA 99 version 2003 (7.4.2.2)**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $St=10$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 10 \times 65 = 1,95 \text{ cm}^2, \text{ la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courante : $St=15$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 65 = 2,92 \text{ cm}^2, \text{ la condition est vérifiée.}$$

➤ **BAEL91** : (art A.8.1,3)

$$1/ \text{ Le diamètre des armatures transversales : } \phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \rightarrow CV$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (24 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 10 \text{ cm})$ Condition Vérifier

VII.1.7. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

-Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence :

POTEAUX	$A_{CAL}(\text{Cm}^2)$	N ^{mbr} des barres	$A_{adapt}(\text{cm}^2)$
65x85	44.2	12 HA 25	58.91

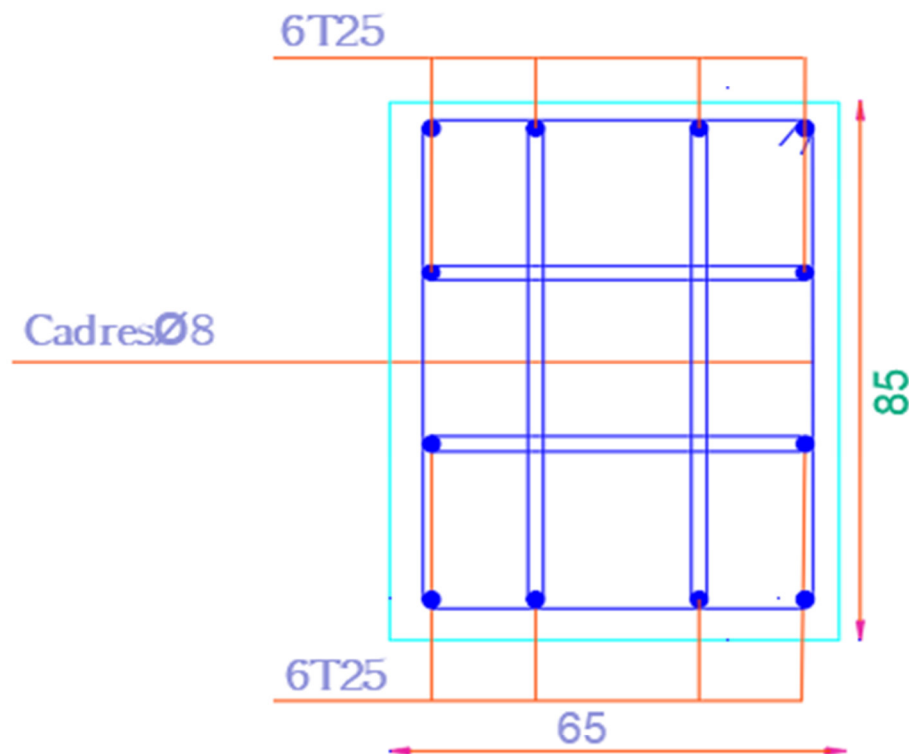


Figure VII.2. Schéma de ferrailage des poteaux.

VII.2. Ferrailage des poutres :

VII.2.1 INTRODUCTION :

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'actions, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes.

VII.2.2.Recommandation des RPA 99/version 2003 : ART 7.5.2.1 :

➤ BAEL91

❖ Condition de non fragilité : $A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ (A.4.2)

$$\diamond \text{ Le pourcentage minimal d'armature : } A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \quad (\text{B.6.4})$$

- vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d}$$

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

$$\diamond \bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\diamond \bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

VII.2.3. Étapes de calcul des armatures:

VII.2.3.1. Détermination de l'armature transversale :

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement $S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm})$.

Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_t}{b_0 S_t} \geq 0.4 MPa \text{ Soit pratiquement } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0.4 \cdot b_0}$$

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min(h/35, b_0/10)$ d'après Le (BAEL A7.2.2.)

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans reprise de bétonnage et avec des armatures

droites : $K=1, \alpha = \frac{\pi}{2}$ alors :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj})}{0.9 f_e}$$

- Condition de non fragilité

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e}$$

- Vérification de la flèche : (BAEL 91 art B.6.5)

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

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

Avec

- ❖ M_t : moment MAX en travée.
- ❖ M_0 : moment isostatique minimal.
- ❖ B_0 : largeur de la poutre.
- ❖ d : hauteur utile.
- ❖ A : Section d'armature

VII.2.3.2. Les armatures longitudinales : (RPA99/2003 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone nodale.

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle. La présence de ces cadres permettent un bon comportement du nœud lors du séisme (évitent l'éclatement du nœud)

-Armatures transversales : (RPA99/2003 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale si les armatures comprimées sont nécessaires
minimum de $(h/4, 12\phi)$

- En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$

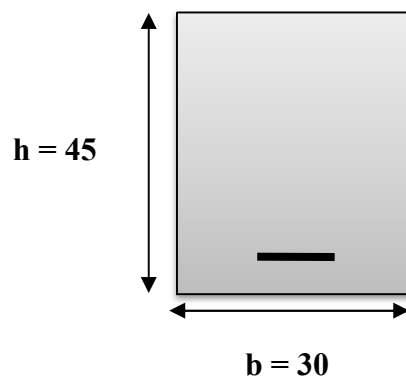
VII.2.3.2. Exemple de calcul :

a. Poutre principale 30x45

-calcul d'enrobage

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{45}{10} = 4.5 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{4.5}{2} = 3 \Rightarrow C = 4 \text{ cm}$$

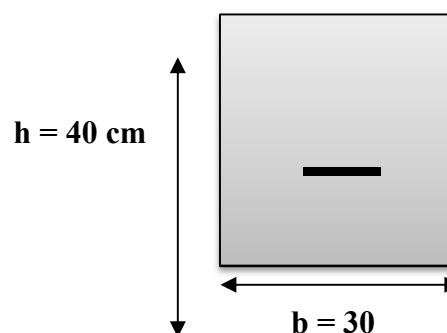


b. La Poutre secondaire (30x40)

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$



-E .L.S

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est Vérifiée

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- Vérification nécessaire pour les poutres

- La condition de non fragilité

$$A_{min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} > 0,23 \times 30 \times 41 \times \frac{2,1}{400} = 1,48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{min} > 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre secondaire}$$

- Pourcentage minimal d'armature :

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 45 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 30 = 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre secondaire}$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{min} \geq 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{min}^{RPA} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 45 \times 30 = 6,75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre secondaire}$$

$$A_{max}^{RPA} = \begin{cases} 4\%b \cdot h & \text{en zone courante} \\ 6\%b \cdot h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{BAEL}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$$

VII.2.4.1-Calcul des armatures

-En Travée

1- Combinaison (1.35G + 1.5Q) :

E.L.U :

	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$
Poutre principale	73110	0,102	0.392	0,13	0,946	5.41
Poutre secondaire	48580	0,087	0.392	0,11	0,956	4.05

-Combinaison (G + Q) :

E.L.S :

	M_t	μ	α	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Poutre principale	53440	0,071	0,092	0.963	0.43	vérifiée
Poutre secondaire	34980	0,059	0,077	0.969	0.44	vérifiée

Tableau Récapitulatif

	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min}^{BAEL} (cm^2)$	$A_{min}^{RPa} (cm^2)$	$A_{min}^{BAEL} cm^2$	A_{max}	$A_{adopt}(cm^2)$
Poutre	5.41	1.35	6.75	1.34	6.75	3T12+3T
Poutre	4.05	1.2	6	1.1592	6	3t12+3T1

Sur Appuis

2-E.L.ACC :

1. La combinaison : G+Q+EX :

	M (N.m)	μ	μ_t	α	B	A_{cal}
Poutre	202990	0,270	0.392	0,402	0,883	12.84
Poutre	136390	0,16342	0.392	0,2244	0,910	8.97

Tableau Récapitulatif

	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min}^{BAEL} (cm^2)$	$A_{min}^{RPA/2} (cm^2)$	$A_{min}^{BAEL} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adopt}(cm^2)$
Poutre principale	12.84	1.35	6.75	1.34	12.84	3T20+3T16=15,42
Poutre secondaire	8.97	1.2	6	1.1592	8.97	6T14= 9.24

VII.2.4.2.Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

-Les Poutres Principales

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.091 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots cv$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00721 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots cv$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.091 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \dots cv$$

-Les Poutres Secondaires

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.094 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots \text{cv}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.01}{30 \times 32} = 0.00834 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.094 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \quad \dots \text{cv}$$

VII.2.5.Ferrailage des armatures :

-Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)

-Les poutres Principales

$$T_u^{\max} = 210.09 \text{ KN}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{210090}{300 \times 410} = 1.70 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)}.$$

$$\tau_{u\max} = 1.70 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \dots \text{(C, V)}$$

-Les Poutres Secondaires

$$T_u^{\max} = 80.28 \text{ KN}.$$

$$\tau_{u\max} = \frac{80280}{300 \times 360} = 0,74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)}.$$

$$\tau_{u\max} = 0.74 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \dots \text{(C, V)}$$

VII.2.5.1.Les Armatures Transversales :

➤ Les Poutres Principales

- En zone nodale :RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \min (h/4; 12\phi_t; 30\text{cm}) = 10 \text{ cm}.$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 20\text{cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm})$$

$S_t \leq \min(33.3 \text{ cm}; 40\text{cm}) \rightarrow$ la condition est vérifiée

- Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

-Condition exigée par le RPA2003

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b.$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 0.9 \text{ cm}^2 = 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ Les Poutres Secondaires

- En zone nodale :RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi_t; 30\text{cm}) = 7.5 \text{ cm.}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min(0,9 \cdot d; 40\text{cm})$$

$S_t \leq \min(28.8 \text{ cm}; 40\text{cm}) \rightarrow$ la condition est vérifiée

- Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

-Condition exigée par le RPA2003

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b.$$

$$A_t = 0,003 \times 7.5 \times 30 = 0.675 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 0.675 \text{ cm}^2 = 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Sur travée

Figure VII.3. Ferrailage de la poutre principale.

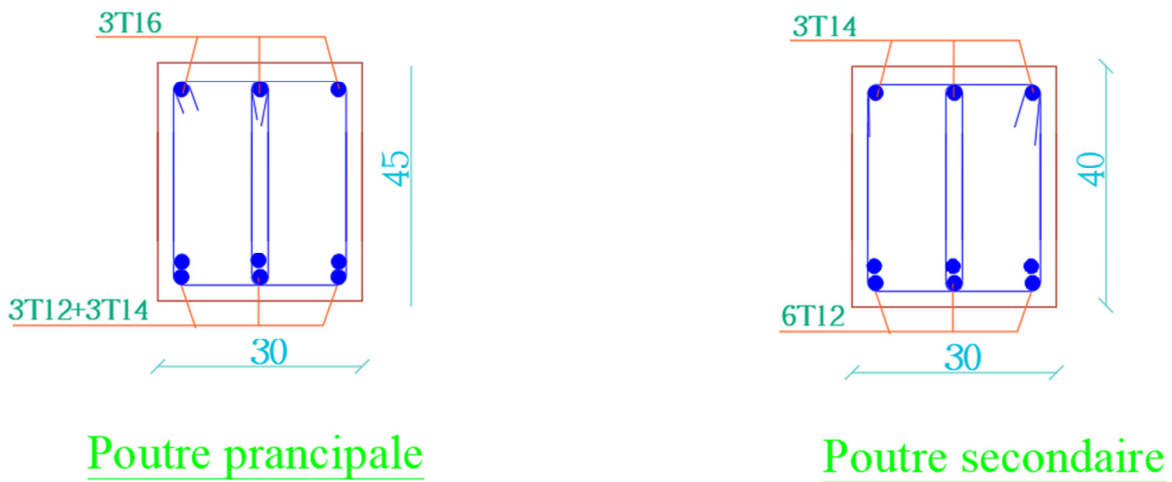


Figure VII.3. Ferrailage de la poutre en travée

En appui

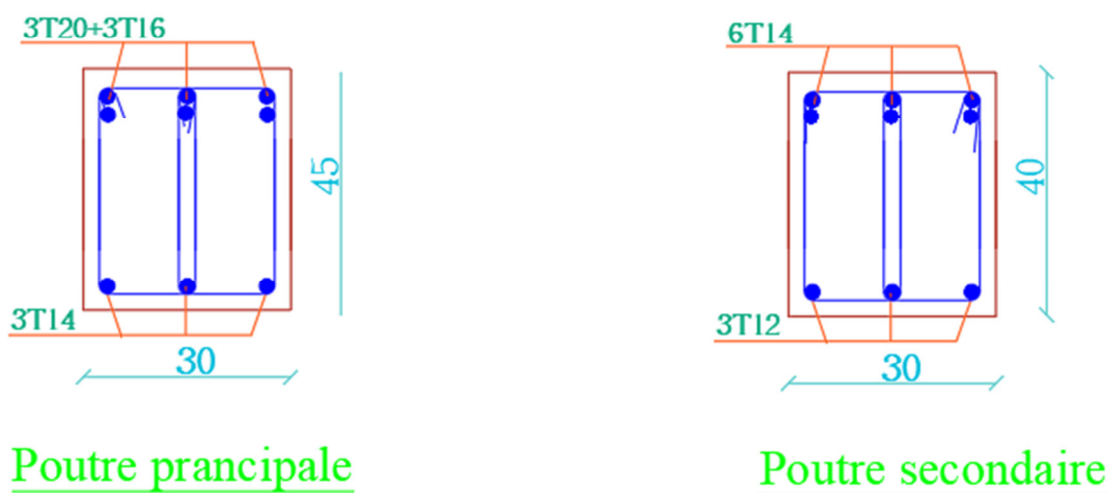


Figure VII.4. Ferrailage de la poutre en appui

Ferraillage des voiles :

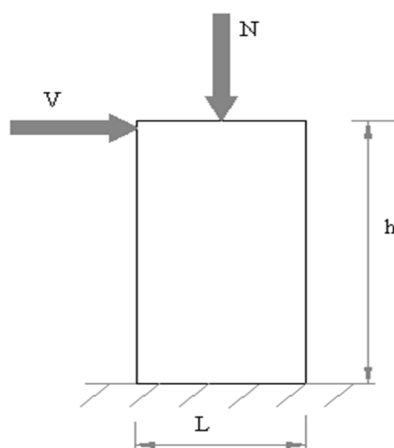
VII.3.1 Introduction :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges Verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la Charge sismique.



FigureVII.5. Les sollicitations engendrées dans les voiles

VII.3.2. Les combinaisons d'action (RPA 99) :

- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $0.8G \pm E$

Voiles pleins :

Le ferraillage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux

1) Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les Armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres Horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales Doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie Supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

Ferrailage verticale :

- a) Type de section à aborder :
 - ✓ *Section Entièrement Tendue (S.E.T)*
 - ✓ *Section Entièrement Comprimée (S.E.C)*
 - ✓ *Section Partiellement Comprimée (S.P.C)*
- b) Type de section à aborder :

Détermination de la nature de la section :

- calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaire c'est $h/6$).
 - calcul l'excentricité « e » qui égale au rapport de moment a l'effort normal ($e = M/N$) ;
- partir de la section du béton peut être soit :

- ✓ *(S.E.T)*
- ✓ *(S.E.C)*
- ✓ *(S.P.C)*

2) Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c) Règles communes :

L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s \leq 1.5e \quad e : \text{Epaisseur du voile.}$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40∅ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les

Combinaisons possibles des charges.

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \geq \min \left(\frac{he}{2} ; \frac{2L'}{3} \right)$$

Où L' : la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le ferrailage on a partagé l'ouvrage en deux zones.

a) Ferrailage vertical :

Nous proposons le calcul détaillé du voile V1 (L = 4.00 m) du RDC :

VII.3.3 Détermination des sollicitations : (0.8 G + E)

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]
MAX	172,17	1810,40	792,43
Panneau	1443	1443	1443

$$M_{max} = 1810,40 \text{ KN.m}$$

$$N_{cor} = 172,17 \text{ KN}$$

$$I = (0.16 \times 4^3) / 12 = 0.85 \text{ m}^4$$

$$V = h/2 = 2.00 \text{ m. } v = 0.64 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{v} + \frac{M.V}{I} = \frac{0.17217}{0.64} + \frac{1.81040 \times 2}{0.85}$$

$$\sigma_1 = 4.52 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{v} - \frac{M.V}{I} = \frac{0.17217}{0.64} - \frac{1.81040 \times 2}{0.85}$$

$$\sigma_2 = -3.99 \text{ Mpa.}$$

$$L_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.87 \text{ m}$$

En à une Section Partiellement Comprimée (S.P.C)

Calcul de L_c :

$$L_c = L - L_t = 4.00 - 1.87 = 2.13 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1810.40}{172.17} = 10.33 \text{ m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \overline{\sigma_b}$$

$$A = (0.337 \times 400 - 0.81 \times 5) 16 \times 400 \times 18.5$$

$$A = 15480.80 \text{ KN.m}$$

$$B = N (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 1810.40 + 172.17 (3.95 - 2.00) = 2146.13 \text{ KN.m}$$

$$B = 172.17 (3.95 - 0.05) - 2146.13 = -1474.66 \text{ m}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

-Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 10.33}{4.00} = 51.65$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{4.00} = 0.38 \rightarrow \frac{l_f}{h} = 0.38 < 51.65 \dots \dots \dots (c.v)$$

- VII.3.4. Calcul de ferrailage

- **Calcul des armatures à la flexion simple**

$$M_A = M + N(d - \frac{h}{2}) = 2146.13 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2146.13 \times 10^3}{18.5 \times 16 \times 395^2} = 0.046 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.059$$

$$\beta = 0.976$$

$$\text{Donc } A'_f = 0$$

$$A_f = \frac{M_A}{\sigma \cdot \beta \cdot d} = \frac{2146.13 \times 10^3}{400 \times 0.976 \times 395} = 13.92 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures à la flexion composée**

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 13.92 - \frac{172.17 \times 10^3}{100 \times 400} = 9.61 \text{ cm}^2$$

L'armature verticale minimale

-d'après (RPA99.version 2003)

$$A_{min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 187 \times 16 = 5.98 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit

- globalement dans la section du voile : 0,15 %

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 16 \times 400 = 9.60 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$* \text{ Dans la zone tendue : } A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA})$$

$$\text{Alors on prend } A = 9.61 \text{ cm}^2$$

En zone courante

$$h' = h - 2lt > 0 = 4.00 - (2 \times 1.87) = 0.26 \text{ m.}$$

$$A_{min2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 16 \times (26) = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c > A_{min}^g$$

$$A_{tot} = (2 \times 9.61) + 0.41 = 19.63 \text{ cm}^2 > A_{min}^g = 9.60 \text{ cm}^2$$

On choisit dans toute la section du voile 30HA10 pour $A = 23.56 \text{ cm}^2$.

➤ L'espacement

d'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1.5a ; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 16 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1.5a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D=10$ cm

Les espacements suivant le(BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par leRPA99

➤ **Choix d'armature**

$$A_{nap1} = A_{nap2} = \frac{A_{adop}}{2} = \frac{23.56}{2} = 11.78 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{nap1} = A_{nap2} = 15HA10 = 11.78 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1.4 \times 792.43 \times 10^3}{160 \times 3950} = 1.75 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

a : épaisseur du voile (a = 16 cm)

h : longueur totale de la section tout (h = 400 cm)

VII.3.5 Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 16 \times 100 = 2.4 \text{ cm}^2$$

En zone courante

$$A_{min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 16 \times 100 = 1.6 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 8T8 = 4.02 \text{ cm}^2 / ml$

- **Les Armatures Transversales :**(armatures perpendiculaires aux faces du mur)

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

VII.3.6.Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend»

-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$

-La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

- Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important.

- Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

- VII.3.7. Navier Bernoulli

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2}$$

- La vérification se fait pour la combinaison suivant : (G+Q+EY)

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]
MAX	120,24	1625,20	446,70
Panneau	1559	1559	1559

N = 120.24 KN

M = 1625.20 KN.m

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{120.24 \times 10^3}{160 \times 4000} + \frac{6 \times 1625.20 \times 10^6}{160 \times (4000)^2} = 5.69 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18.5 \text{ MPa} \dots \text{vérifié}$$

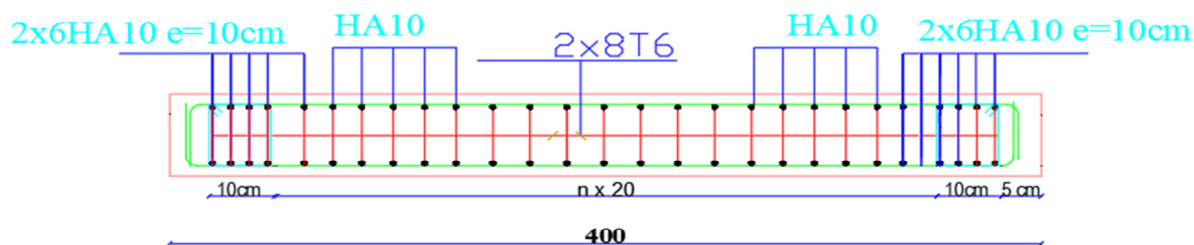
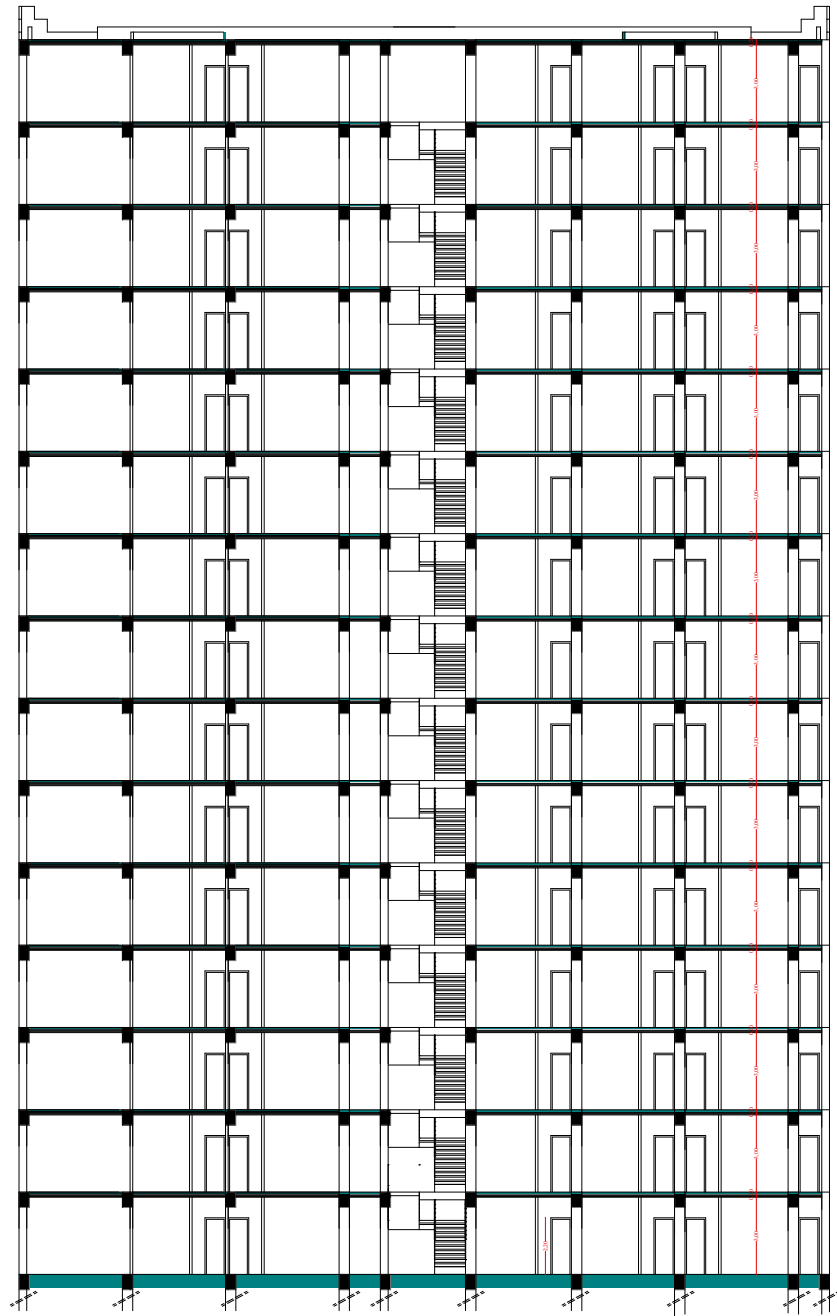
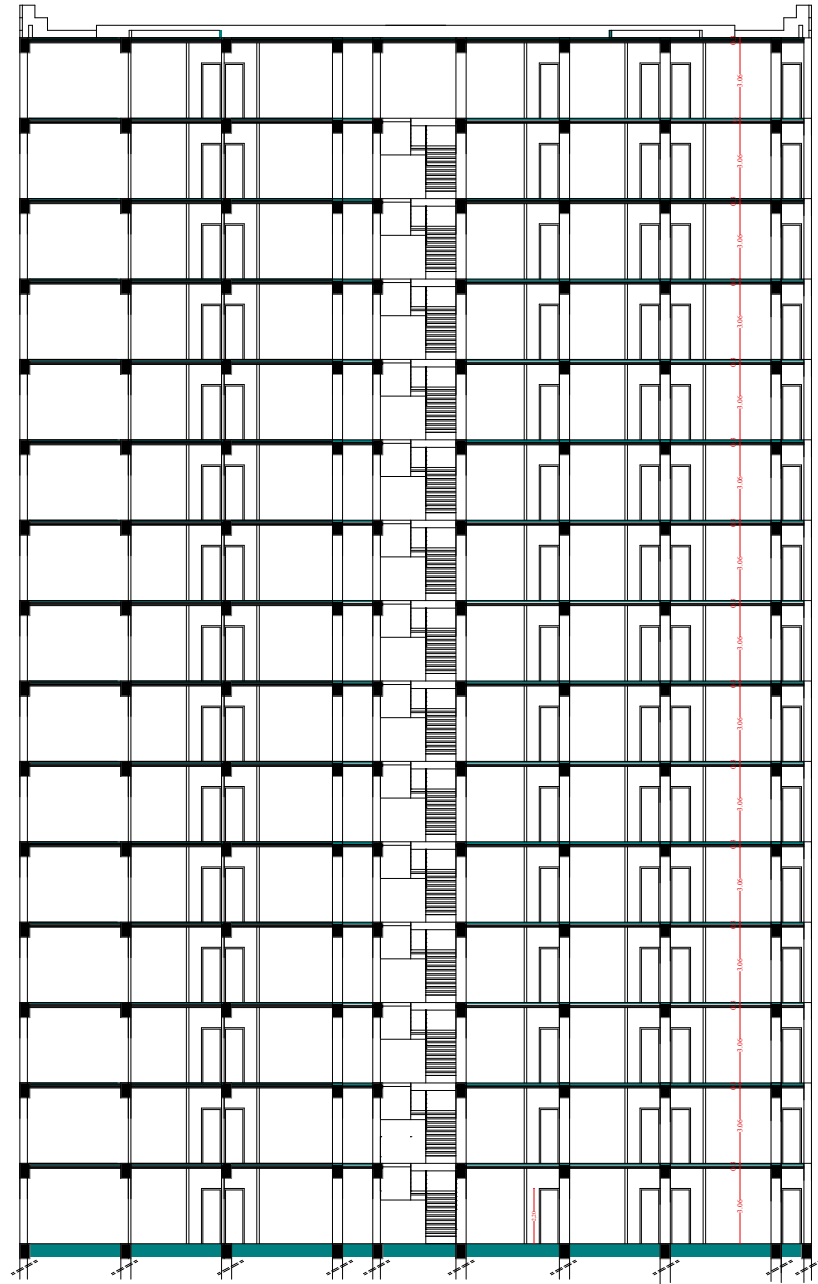


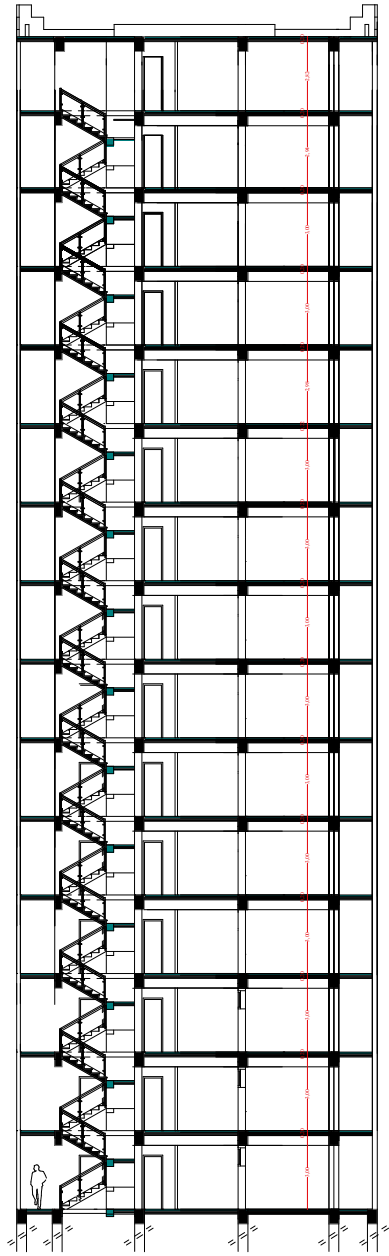
Figure VII.5. Ferrailage de voile.



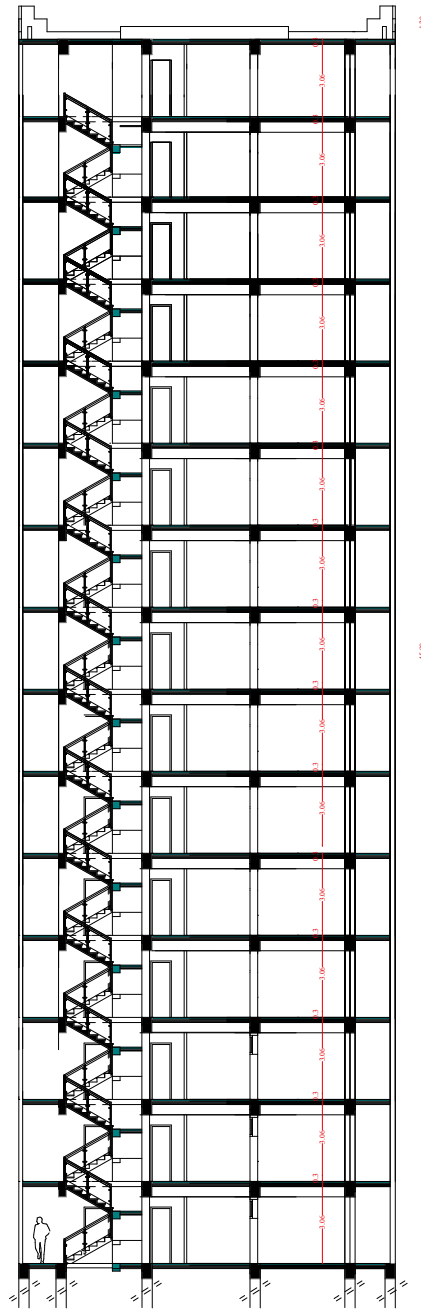
Coupe A-A Ech: 1/100



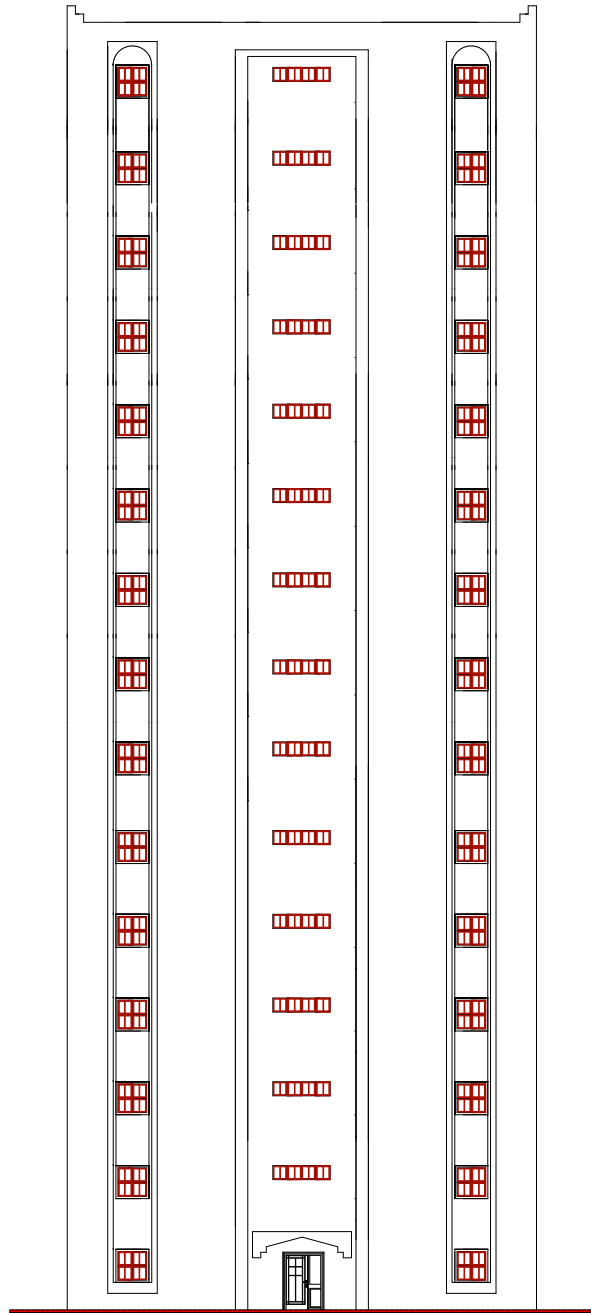
Coupe A-A Ech: 1/100



Coupe B-B Ech: 1/100



Coupe B-B Ech: 1/100



FACADE PRINCIPALE

ETUDE DES FONDATIONS

VIII.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ❖ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ❖ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ❖ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

- Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VIII.2.Présentation de rapport de sol :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de skikda

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

-contrainte admissible : $Q=2$ bars pour l'ensemble du site.

-types de sol : classé dans la catégorie S2 (site meuble)

VIII.3. Calcul des fondations :

Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Remarque :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment :

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

VIII.4. Définition de type de semelle :

calcul la section des semelles :

La surface des semelles donne par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

S : La surface total de la semelle

$$\sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars} = 20 \text{ T/ m}^2$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

➤ A L'ELS

$$N_{ser} = N_g + N_q$$

N_{ser}	σ_{sol}	S
8437.86	2	421.893

Vérification du chevauchement :

On a la surface totale du bâtiment S_b

Faisant le rapport $\frac{S_s}{S_b}$

S_s	S_b	S_s/S_b	%
421.893	422.58	0.998374272	99.84%

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité d'exécution

VIII.4. Radier général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations Du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

➤ **Pré dimensionnement du radier :****- Selon la condition d'épaisseur minimale :**

-La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

- Selon la condition forfaitaire :• ***Sous poteaux :*****-La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

• ***La nervure :***

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max}	h la dalle	h la nervure
5.7	28.5	57

➤ **Condition de la rigidité :**

$$L_e \geq \frac{2 L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux poteaux :

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à (K=40MN/m³).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 KL_{\max}^4}{E \pi^4}}$$

Lmax (m)	E (t)	K (t)	h (m)
5.7	3.2E+06	4000	0.866916682

• **Conclusion :**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

h la dalle (cm)	h la nervure (cm)
45	100

Calcul de surface minimale du radier :

La surface du radier est déterminé en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

$$P_{Longrine} (t) = L \times b \times h \times 2,5$$

$$P_{Dalle F} (t) = S \times e \times 2,5$$

$$h_t (m) = h_{infr} - h_r$$

$$V_T (m^3) = h_t \times S$$

$$V_{Pot} (m^3) = \text{nmbr de poteau} \times (b \times h \times h_t)$$

$$V_{voile} (m^3) = \text{nmbr de voile} \times (b \times h \times h_t)$$

$$V_{Remblais} (m^3) = V_T - (V_{Pot} + V_{voile})$$

$$P_{Béton} (t) = (V_{voile} + V_{Pot}) \times 2,5$$

$$P_{Remblais} (t) = V_{Remblais} \times \gamma_S$$

P(long)	P(DF)	Ht	VT	Vpot	Vvoile	Vremblie	PBéton	Premblie	N _{infr} (t)
42.35625	105.645	0.5	211.29	8.2875	4.224	198.7785	31.27875	357.8013	537.0813

$$N_{ser} = G + Q$$

$$N_{Tot} = N_{ser} + N_{infr}$$

$$\sigma_s = 2bars = 20 \text{ T/m}^2$$

$$\Rightarrow S_{rad} = \frac{N_{tot}}{\sigma_s}$$

Nser	N _{Tot}	S _{rad}	S _{bat}
8437.86	8974.9413	448.747065	422.58

- **Calcul de débordement D:**

$$D \geq \text{Max} (h_r/2 ; 30 \text{ cm}). \text{ O\ddot{u}}: h_r = 80\text{cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (40; 30 \text{ cm}).$$

On prend :

D = 0,5 m alors l'emprise totale avec D est:

S	D	Lx	Ly	S'
422.58	0.5	31.3	15.1	468.98

❖ **Vérification au poinçonnement :**

a-vérification pour les poteaux :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante : **(Article A.5.2.42) BAEL 91**

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec ;

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$$

h : Epaisseur du radier.

μ_c	H (cm)	f_{c28}	γ_b	N (t)	N_u (t)	
7	100	25	1.5	525	491.81	CV

b-vérification pour les voiles :

il faut vérifier que :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec ;

N_u : Charge revenant au voile plus chargé.

μ_c	H (cm)	f_{c28}	γ_b	N (t)	$N_u(t)$	
12.32	100	25	1.5	924	318.81	CV

❖ **Vérification de la stabilité du radier:**

a. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Donc il faut vérifier : $\sigma = \frac{N_T}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$N_T = N + N_{radier}$$

N : effort normal du aux charges verticales

N_{radier} : effort normal dû au poids propre du radier

Donc :

$$N_{radier} = S \times h \times 25$$

$$N_T = N + N_{radier}$$

N	N_{radier}	N_T	σ	$\bar{\sigma}_{sol}$	
8437.86	838.215	9276.075	19.779	20	CV

b .Vérification a l'effort de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

avec:

W: poids total du bâtiment à la base du radier.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$).

h : profondeur de l'infrastructure.

S: surface de radier.

α	γ	h	S	$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$	W (t)	
1.5	10	1.5	468.98	1055.205	9276.075	CV

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

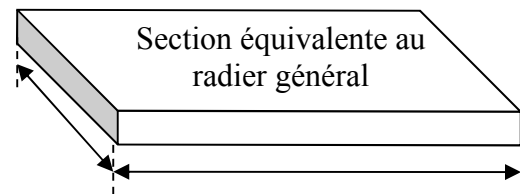
VIII.5. Caractéristiques géométriques du radier:

- Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$$

-Moment d'inertie d'un radier :



X (m)	Y(m)	$I_{x-x}(t.m^2)$	$I_{y-y}(t.m^2)$
15.27	7.67	19007.73	68195.97

VIII.6.Vérification de stabilité :

➤ **Vérification de la stabilité de radier :**

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les Combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

➤ **Vérification de la stabilité du radier :**

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \longrightarrow e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

$$L = L_x ; L_y$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N_{tot} (T)	9276.075	9276.075
M (T.m)	9030.929	8543.707
e (m)	0.973572227	0.921047641
L / 4 (m)	8.075	4.025
Condition	CV	CV

➤ **Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)**

Sens longitudinal :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol} \times 1,5$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} X_G ; \sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} Y_G$$

N	M _{x-x}	M _{y-y}	S _{radier}	I _{x-x}	I _{y-y}	X _G	Y _G
9276.075	361.21	601.75	468.98	19007.73	68195.97	15.27	7.67

	G+Q+E			$\bar{\sigma}_{sol}$ (T/m ²)	
	σ_{max} (T/m ²)	σ_{min} (T/m ²)	σ_{moy} (T/m ²)		
Sens (X-X)	20.07	19.49	19.92	20	CV
Sens (Y-Y)	19.85	19.71	19.81	20	CV

VIII.7.Ferrailage du radier :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.
- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires

μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

➤ **Méthodes de calcul :**

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

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

Tel que :

μ_x ; μ_y : sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
Sur travail	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

ELU (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)
$q_u = (1.35G + 1.5Q) + (1,35 \frac{N_{Ramb} + P_{rad}}{S_{rad}})$	$q_{ser} = (G + Q) + (\frac{N_{Ramb} + P_{rad}}{S_{rad}})$
284.92	209.24

l'ELU : $\nu = 0$

- donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2.$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x$$

α	μ_x	μ_y	M_x	M_y	M_{tx}	M_{ty}	$M_{ax} = M_{ay}$
0.982142857	0.0368	1	328.8082026	328.8082026	279.4869722	279.4869722	98.64246077

ELU	Sens X-X		Sens-Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (KN.m)	98.64246077	279.4869722	98.64246077	279.4869722
μ	0.045671612	0.1294029	0.050742529	0.143770498

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s\min} = \frac{0.23 \ b \ d \ f_{t28}}{f_e}$$

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

$$dx = h - c - \frac{\varphi_x}{2}$$

$$dy = dx - \frac{(\varphi_x + \varphi_y)}{2}$$

μ_x	μ_y	h	dx	dy
0.0368	1	45	39	37

α	0.058456374	0.173842049	0.065124649	0.194908916
β	0.97661745	0.930463181	0.973950141	0.922036433
As cal (cm ²)	7.4421	23.3282	7.8659	23.5414
Amin	4.70925	4.70925	4.46775	4.46775
Choix	6HA14	5HA25	6HA14	5HA25
As choix (cm ²)	9.24	24.54	9.24	24.54
St (cm)	17	20	17	20

L'ELS : $\nu = 0.2$

- A partir du tableau :

$$\mu_x = 0,0483 \quad ; \quad \sigma_b = 15 \text{ MPA}$$

$$\mu_y = 0,923 \quad ; \quad \sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

- donc les moments sont:

α	μ_x	μ_y	M_x	M_y	M_{tx}	M_{ty}	$M_{ax} = M_{ay}$
0.982142857	0.0441	1	289.3803498	289.3803498	245.9732974	245.9732974	86.81410495

ELS	Sens X-X		Sens-Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (KN.m)	86.81410495	245.9732974	86.81410495	245.9732974
μ	0.040195065	0.113886017	0.044657921	0.126530776
α	0.051296358	0.151543721	0.057127837	0.169679989
β	0.979481457	0.939382512	0.977148865	0.932128004
As cal (cm ²)	11.2713	33.2986	11.9089	35.3717
Amin	4.70925	4.70925	4.46775	4.46775
Choix	6HA20	8HA25	6HA20	8HA25
As choix (cm ²)	18.85	39.27	18.85	39.27
St (cm)	17	12	17	12.5

Vérification A ELS :

$$D = 15 \frac{A}{b}$$

$$E = 2Dd$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3}$$

$$K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d}$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

Sens X-X:

Travée					
D(cm)	E(cm)	y1(cm)	α_1	β_1	K1
5.8905	459.459	16.33914215	0.418952363	0.860349212	20.80359327

σ_s	186.6756574	<	201.63	CV
σ_b	8.973241062	<	15	CV

Appui					
D(cm)	E(cm)	y1(cm)	α_1	β_1	K1
2.8275	220.545	12.29003142	0.315129011	0.894956996	32.59955284

σ_s	131.9508411	<	201.63	CV
σ_b	4.047627333	<	15	CV

Sens Y-Y :

Travée					
D(cm)	E(cm)	y1(cm)	α_1	β_1	K1
5.8905	435.897	15.80270148	0.42710004	0.85763332	20.12057738

σ_s	197.3893388	<	201.63	CV
σ_b	9.810321793	<	15	CV

Appui					
D(cm)	E(cm)	y1(cm)	α_1	β_1	K1
2.8275	209.235	11.91121623	0.321924763	0.892691746	31.59473802

σ_s	139.43625	<	201.63	CV
σ_b	4.413274448	<	15	CV

❖ **Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x}$$

$$\tau = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(2,5; 4MPa)$$

$$\tau_u = 0,959 MPa < \tau = 2,5MPa$$

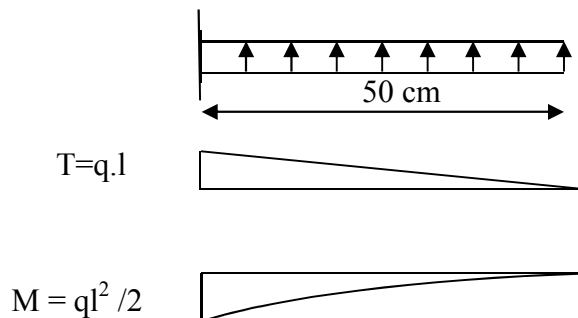
$q_u(KN)$	$l_x(m)$	$l_y(m)$	$b(cm)$	$d(cm)$	$V_u(KN)$	τ_u	τ	
284.917	5.6	5.5	100	37	528.642	1.429	2.5	CV

La condition est vérifié n'est pas nécessaire des armatures transversales.

VIII.9. Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre .

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m	qs KN/m
100	45	39	50	284.9172674	209.244665



$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s\min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} = 0,0025 \times b \times h$$

L'ELU :

$$M_u = q_u \times l^2 / 2$$

qu(KN)	M	μ	α	β (m)	AS(cm ²)	Asmin	ABAEL	Aadopt	choix
284.92	35.61	0.016489642	0.020785	0.991686	2.30213071	4.70925	11.25	12.57	4HA20

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit A=3,14=4HA8 avec un espacement 12 cm.

L'ELS :

D(cm)	E(cm)	y1(cm)	α_1	β_1	K1
1.206	94.068	8.567558001	0.219680974	0.926773009	53.28083334

σ_s	90.00577468	>	201.63	CV
σ_b	1.689271151	>	15	CV

VIII.10. Les sollicitations sur les nervures :

❖ Diagrammes des sollicitations :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel **ROBOT 2018**.

A L'ELU:

Sens (x-x) :

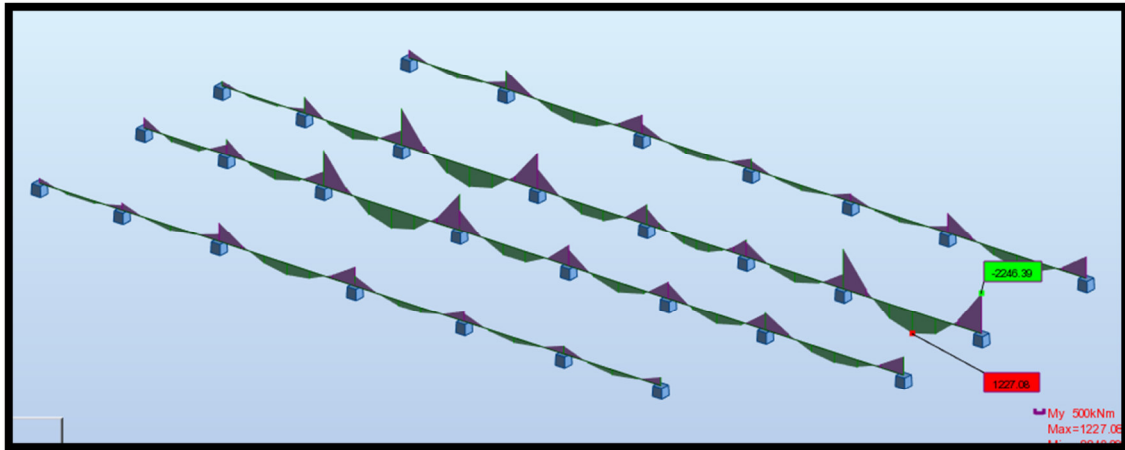


Fig.VIII.1.Diagramme des moments fléchissant

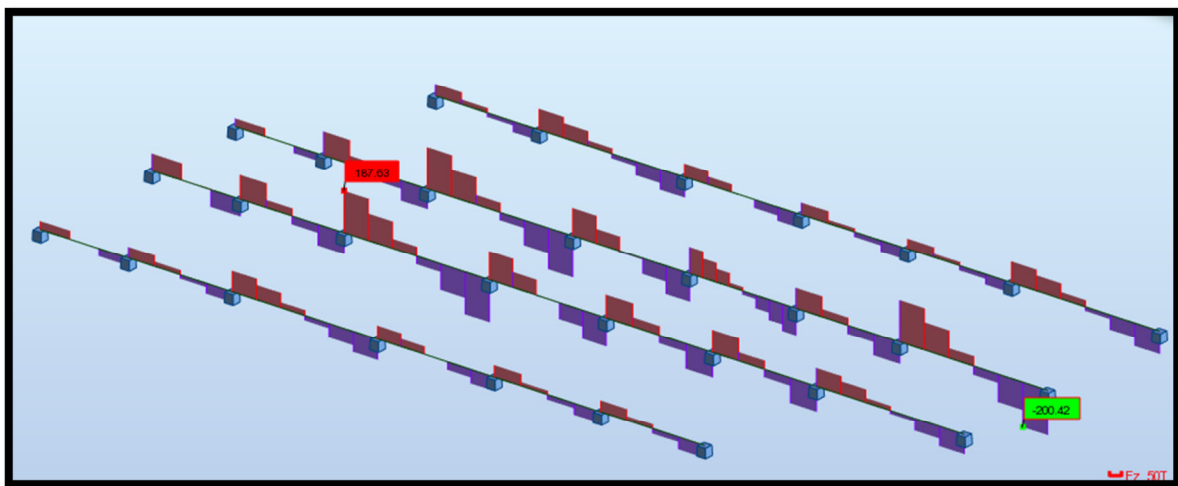


Fig.VIII.2.Diagramme des efforts tranchant

Sens (y-y) :

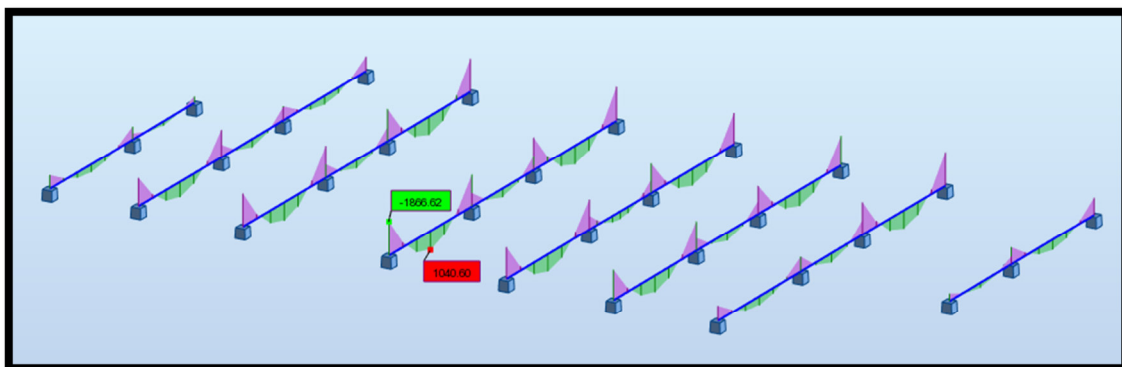


Fig.VIII.3.Diagramme des moments fléchissant

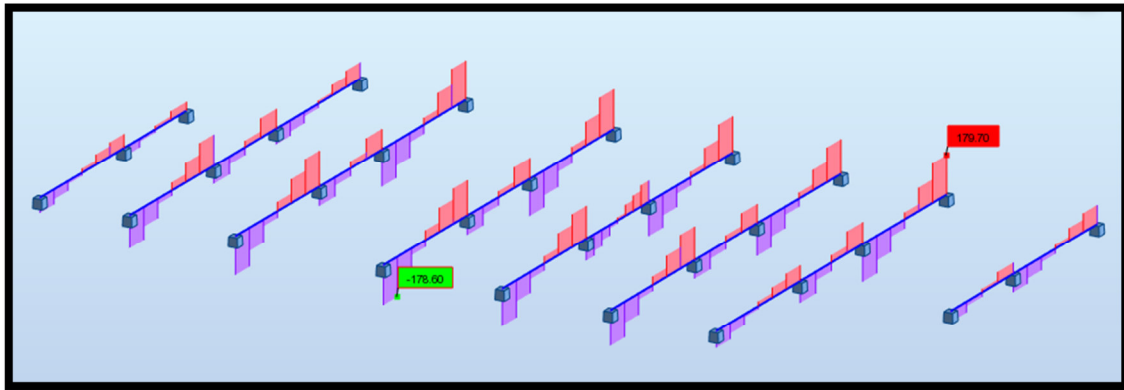


Fig.VIII.4.Diagramme des efforts tranchant

A L'ELS

Sens (x-x) :

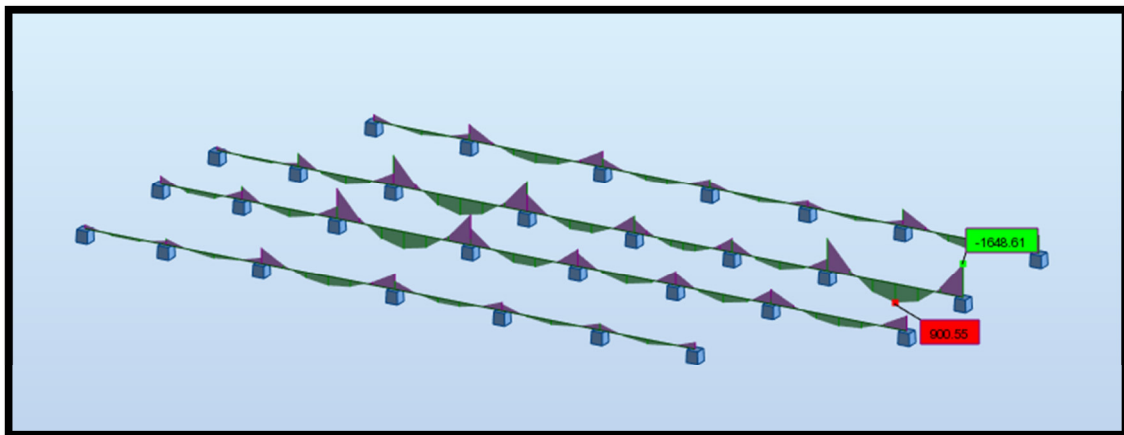


Fig.VIII.5.Diagramme des moments fléchissant

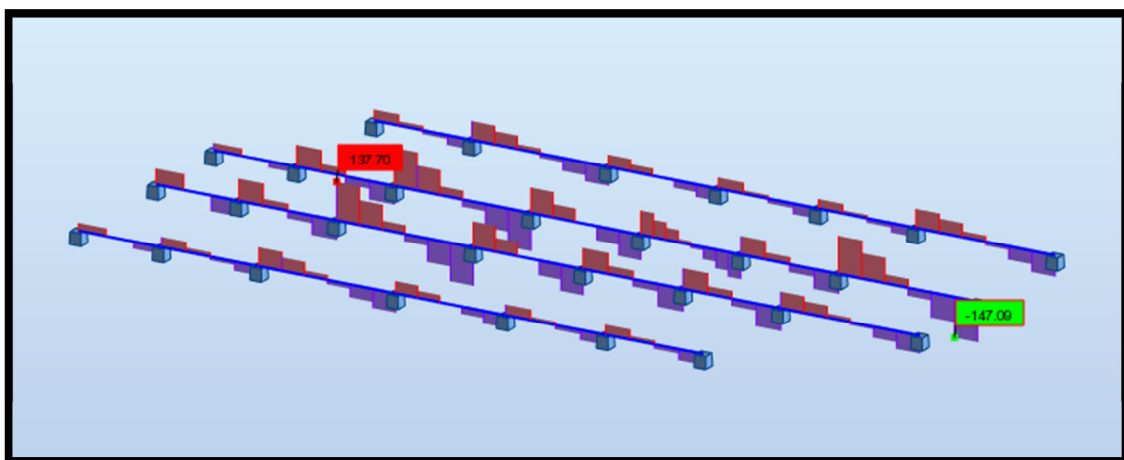


Fig.VIII.6.Diagramme des efforts tranchant

Sens (y-y) :

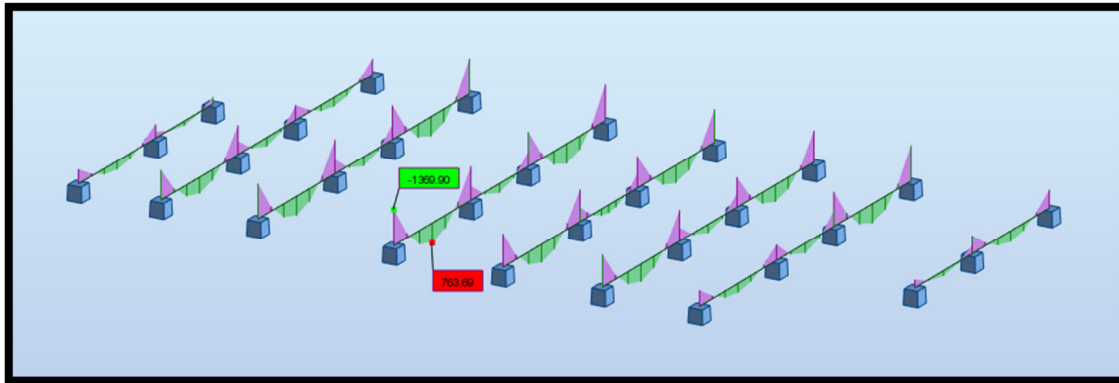


Fig.VIII.7.Diagramme des moments

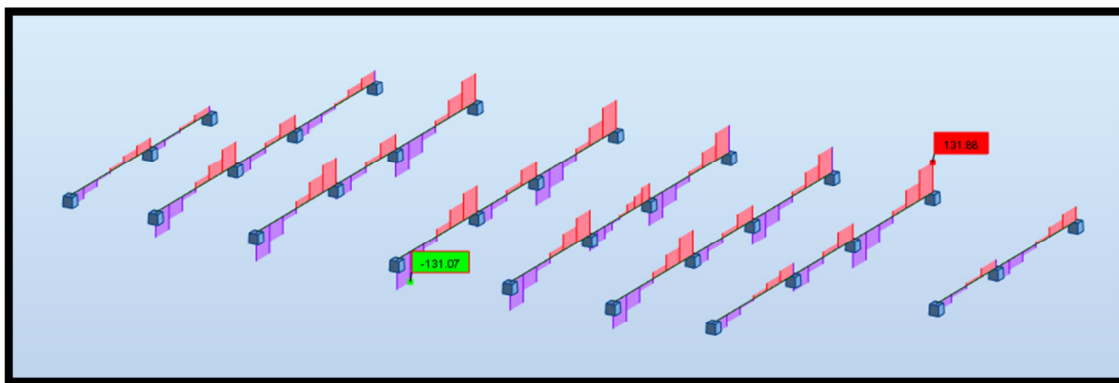


Fig.VIII.8.Diagramme des efforts tranchant

VIII.11. Calcul du ferrailage :

- L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\varnothing}{2} ; \varnothing \geq \frac{h}{10}$$

$$c_0 \geq 1\text{cm}$$

\varnothing	h	c
10	100	5

➤ Calcul des armatures longitudinales :

ELU :

- Sens (x-x)

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

- Tableau récapitulatif des résultats :

Element	M (KN.m)	μ	α	β	$A_{cal} (cm^2)$
Travée	1227.08	0.11264668	0.149782	0.940087	34.34956057
Appuis	2246.39	0.20621995	0.291844	0.883262	66.92861599

- Sens (y-y)

Tableau récapitulatif des résultats :

Element	M (KN.m)	μ	α	β	$A_{cal} (cm^2)$
Travée	1040.6	0.124920844	0.167354	0.933058	29.34887090
Appuis	1862.66	0.22360663	0.320630	0.871748	56.22881859

ELS

- Sens (x-x)

- Tableau récapitulatif des résultats :

Element	M (KN.m)	μ	α	β	$A_{cal} (cm^2)$
Travée	900.55	0.08267103	0.108005	0.956798	49.13701617
Appius	1648.61	0.151343387	0.206184	0.917526	93.80383599

- Sens (y-y)

Tableau récapitulatif des résultats :

Element	M (KN.m)	μ	α	β	$A_{cal} (cm^2)$
Travée	763.69	0.091678646	0.120396	0.951841	41.88646840
Appius	1369.9	0.164452301	0.225995	0.909602	78.62464071

- Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_l}$$

- Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h \quad ; \quad A'_m \geq 0.001 \times 50 \times 80 = 4 \text{ cm}^2$$

- section minimale de RPA :

$$ARPA = 0.5\% b.h$$

A_{min}	A_{min}^{BAEL}	A_{RPA}
9.28625	8.5	42.5

- Tableau récapitulatif des résultats :

- Sens (x-x) :

Elément	A_u (cm ²)	A_{ser} (cm ²)	A_{min}	A_{min}^{BAEL}	A^{RPA}	A_{max}	choix	A_{adop}
Appuis	66.93	93.80	9.29	8.50	42.50	93.80	8HA40	100.5
Travée	34.35	49.14	9.29	8.50	42.50	49.14	4HA32+4HA25	51.81

- Sens (y-y) :

Elément	A_u (cm ²)	A_{ser} (cm ²)	A_{min}	A_{min}^{BAEL}	A^{RPA}	A_{max}	Choix	A_{adop}
Appuis	56.23	78.62	9.29	8.50	42.50	78.62	4HA40+4HA32	100.5
Travée	29.35	41.89	9.29	8.50	42.50	42.50	4HA40	50.27

➤ Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

- La fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4MPa) = 2.5 MPa$$

$$\tau_u > \bar{\tau}_u \rightarrow \text{(condition non vérifié)}$$

	T_u	b	d	τ	$\bar{\tau}$	
Sens X-X	2004.2	85	95	2.48198	2.5	CV
Sens Y-Y	1797	85	95	2.22539	2.5	CV

⇒ Selon BAEL les armatures transversales ne sont pas nécessaire, et ils font disposer des cadres des armatures minimale :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \phi_t, \frac{b}{10}\right\}.$$

$$\phi_t = 8mm$$

- Espacement des armatures transversales : RPA 99.

- dans la zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30cm\right)$

$$S_t = 10cm$$

- dans la zone courante :

$$S' \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

- la longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 120 \text{ cm}$$

- la quantité des armatures transversales : BAEL 91 (art.A.5.1).

$$A_t = 0.4 \times b \times \frac{S'}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$$

RPA 99 :

$$A_{RPA} = 0.003 \times S \times b = 3.83 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A^{BAEL}; A^{RPA})$$

$$A_t = 6\emptyset 10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

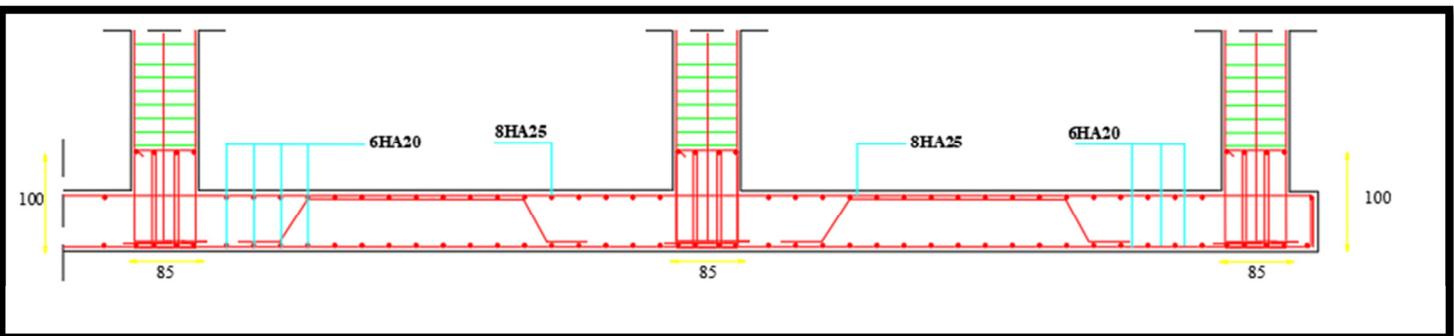
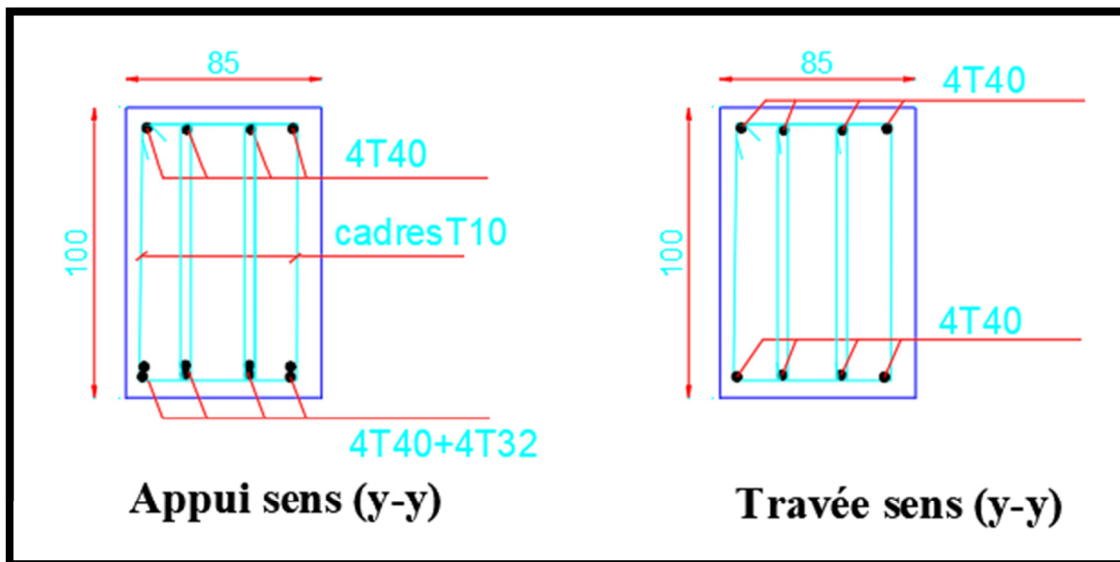
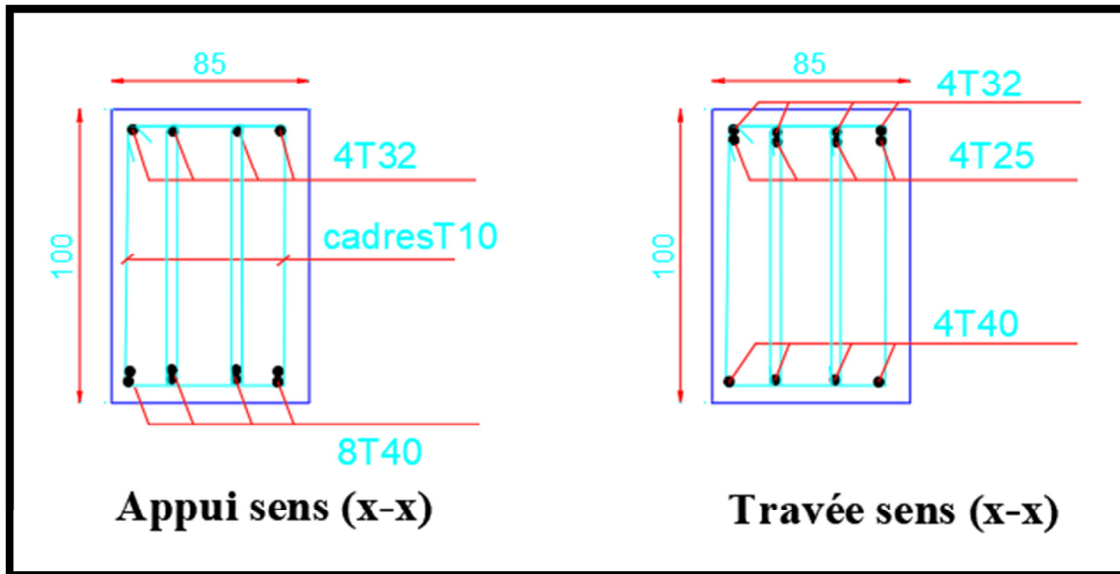


FIG.VIII.Schéma ferrailage de radier

CHAPITRE 01 : PRESENTATION DU L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.1 : Introduction :

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

On propose dans ce projet de fin d'étude, la conception et le calcul des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment à usage d'habitation (**R+14**). *Les calculs se feront conformément aux règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003 .*

I.2 : Présentation du l'ouvrage :

Mon projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (R+14) a usage d'habitation contreventement mixte sera implanté à la wilaya de SKIKDA. Cette région est classée en (**zone IIa**), **groupe d'usage 2** parce que le bâtiment est considéré comme bâtiment d'usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m Selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (RPA 99/version 2003).

Cet ouvrage est un bâtiment composé d'un bloc à usage d'habitation, cette structure est composée de :

- Rez de chaussée.
- 14 étages.

I.2.1: Dimensions de l'ouvrage :

A- En plan :

- ✓ Largeur en plan Ly ----- 31.40 m
- ✓ Longueur en plan Lx ----- 15.30 m

B- En élévation :

- ✓ Hauteur du RDC ----- 3.06 m
- ✓ Hauteur étage courant ----- 3.06 m

✓ Hauteur totale ----- 45.90 m

I.2.2: Données du site:

- ❖ Implantation à SKIKDA.
- ❖ La zone **IIa**.
- ❖ Le groupe d'usage 2.
- ❖ Le site est ferme s2.
- ❖ La contrainte admissible du sol $Q_{adm}=2.00\text{bar}$
- ❖ Profondeur de l'ancrage : 1.50m à partir de terrain naturel (T.N).

I.2.3 : Donnée de base :

I.2.3.1 : Règlements et normes utilisées :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- . RPA 99/version 2003 (**Règles Parasismiques Algériennes**).
- . CBA 93 (**Règles de conception et de calcul des structures en béton armé**).
- . DTR BC 2.2 (**Charges permanentes et surcharges d'exploitation**).
- . DTR BC 2.331 (**Règles de calcul des fondations superficielles**).

I.2.3.2 : Hypothèses de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1\text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818\text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164\text{ Mpa}$.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400\text{ MPa}$.

I.3 : Conception de la structure:

a) Ossature de l'ouvrage:

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

b) Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.

Le plancher terrasse est inaccessible.

c) Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et un palier inter étage.

d) Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

- Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10cm et 15cm) d'épaisseur séparées par une âme d'air de 5cm d'épaisseur.

- Murs intérieurs :

Cloison de séparation (seule paroi de brique) de 10cm d'épaisseur.

e) Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

f) Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

g) Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.4 : Caractéristique mécaniques des matériaux :

I.4.1 : BETON : est un mélange de ciment, de sable, de granulats et d'eau et éventuellement des adjuvants.

soit pas Le béton qu'on va utiliser comprend pour 1 m³ :

-Ciment 350 kg/m³ (CPJ42.5) : (HTS42.5 pour l'infrastructure).

-Gravier 800 kg/m³ ($\Phi \leq 25$ mm).

-Sable 400 kg/m³ ($\Phi \leq 5$ mm).

-Eau 175 L/m³.

I.4.1.1 :

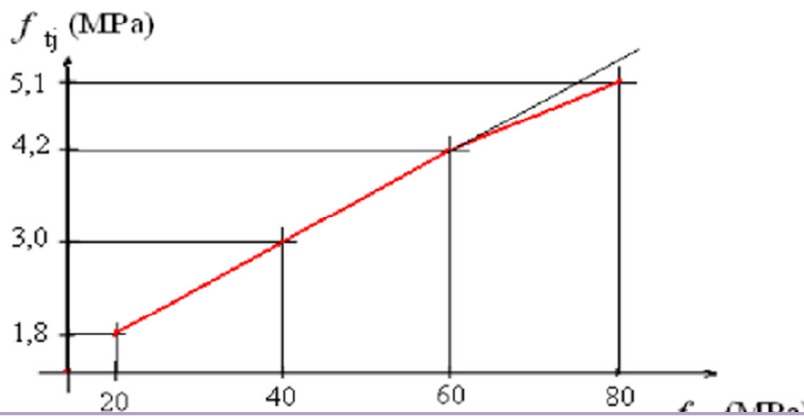


Figure I.1: Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

Caractéristiques mécanique du béton :

a) résistance à la compression f_{cj} : CBA 93 (article A 2.1.1.1)

Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16*32) cm² dans le laboratoire.

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours. f_{c28} .

- $f_{cj} = \frac{J}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40$ Mpa
- $f_{cj} = \frac{J}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40$ Mpa
- Pour 28 jours < j < 60 jours $f_{cj} = f_{c28}$
- Pour j ≥ 60 jours $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ (à condition que le béton ne traité thermiquement). A 2.1.1.1 (CBA 93).

Pour 1m³ de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPJ 42.5), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

b) Résistance à la traction f_{tj} : La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante

$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj}$ CBA 93 (article A.2.1.1.2)

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

Pour j=28 jours et $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ \implies

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : CBA 93 (article A.5.1.2.1.1)

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration peu préjudiciable.} \\ \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} 3.33\text{Mpa} & \text{pour la fissuration peu préjudiciable} \\ 2.5\text{Mpa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

d) Module déformation longitudinale du béton : on distingue les

modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24heures, le module instantané est pris égal.

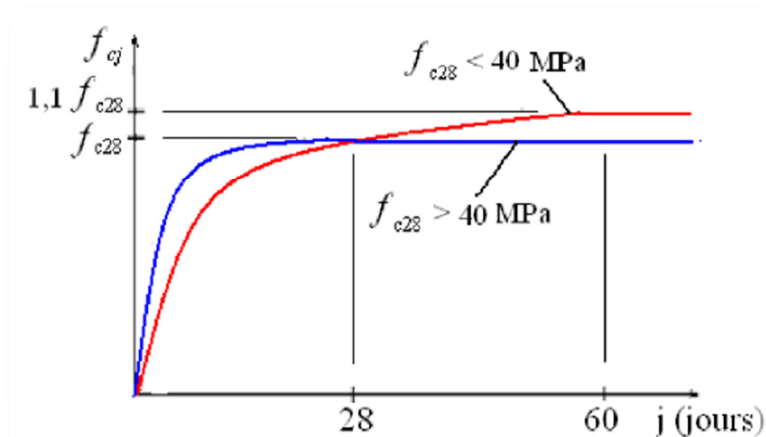


Figure I.2: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

- ✓ **Module de déformation instantanée :** Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3}$$

CBA93 (article A.2.1.2.1)

- ✓ **Module de déformation différée** : les déformations du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

$$E_{vj} = 3\,700 (f_{cj} / 1/3)$$

CBA93 (article A.2.1.2.2)

Pour : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ on a :

- $E_{i28} = 32164.20\text{ MPa}$
- $E_{v28} = 10818.90\text{ MPa}$

e) Module déformation transversale du béton :

$$G = \frac{E}{2 * (\nu + 1)}$$

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

CBA93 (article A.2.1.3)

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU).

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS).

- ✓ ELU : $\nu = 0$ et $G = 0,5 * E$
- ✓ ELS : $\nu = 0,2$ et $G = 0,42 * E$

f) Diagramme contraintes déformations :

Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ε_{bc}):

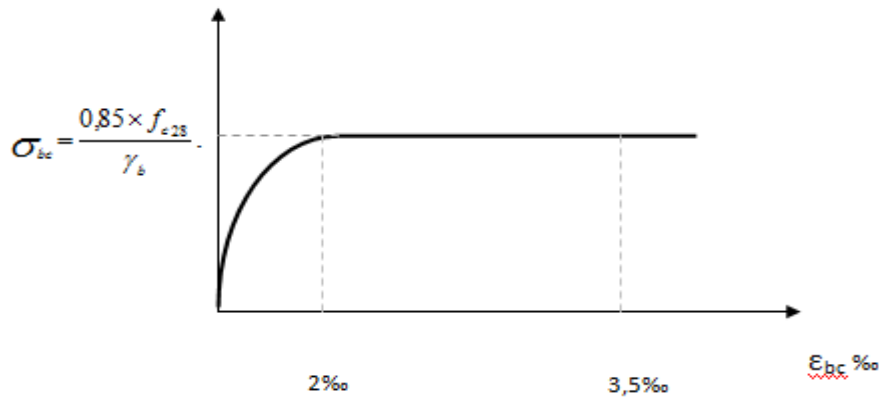


Figure I. 3 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU

Avec :

- ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression
- f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$
- f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours
- γ_b : Coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 : \text{cas générale} \\ \gamma_b = 1,15 : \text{cas de combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$

I.4.2 : L'acier:

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPA et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

I.4.2.1 : Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

- **Contraintes limites σ_s :**

✓ ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

✓ **ELS** : **BAEL91** (article A.4.5.32)

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

Cas 2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min (2/3 \times f_e, \max (240, 110(\eta \times f_{tj})^{1/2})) \text{ [MPa]}$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas 3 : fissuration très préjudiciable (FP-milieux agressifs):

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta \times f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]}.$$

η : Coefficient de fissuration avec:

- $\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 : \text{pour les ronds lisses, treillis soudés.} \\ \eta=1.6 : \text{pour les hautes adhérences.} \end{array} \right.$

I.4.2.2 : Principales armatures utilisées :

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier.

❖ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 2.1 \times 10^5$ MPa.

I.4.2.3 : Contrainte limite des Aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ϵ .

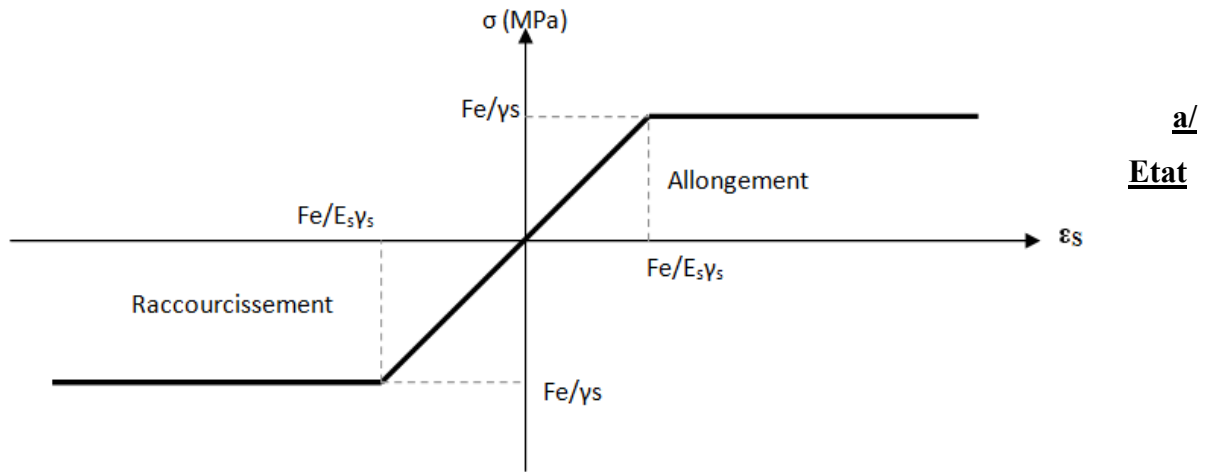


Figure I.4 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de ²² type élasto plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

Avec :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\epsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad . \quad E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité (=1 cas situation accidentelles; 1.15 cas générale)

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

b/ Etat limite service :

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

Peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation **CBA93 (article A 4.5.3.2)**

Préjudiciable... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_c; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ Mpa **CBA93 (article A 4.5.3.3)**

Très préjudiciable... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_c; 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ Mpa. **CBA93 (article A 4.5.3.4)**

η : coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{Pour rond lisse} \\ \eta = 1,6 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset \geq 6\text{m} \\ \eta = 1,3 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset < 6\text{mm} \end{array} \right.$$

I.5 : Actions et sollicitations :

I.5.1: Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes,
- Des charges d'exploitations,
- Des charges climatiques.

- ❖ Actions permanentes (G) : Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.
- ❖ Actions variables (Q) : Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.
- ❖ Actions accidentelles (E) : Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,.....etc.

I.5.2 : Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

- ✓ Sollicitations de calcul :

On note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q1 : action variable dite de base.

Qi : autres actions variables dites d'accompagnement.

✓ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU :

Dans le cas d'une vérification à l'ÉLU on devra justifier :

- . La résistance de tous les éléments de construction,
- . La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- . L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

✓ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- . La contrainte maximale de compression du béton.
- . La fissuration du béton.
- . La déformation des éléments.

I.5.3 : Les combinaisons d'action : RPA99 (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situation durable :} \\ \text{ELU :} \\ \text{ELS :} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Situation accidentelles :} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \\ 0.8 \times G \pm E \end{array} \right.$$

Conclusion :

Dans ce chapitre on a présenté le bâtiment à étudier, la classification et les caractéristiques

géométriques en élévation et en plan ensuite on a défini les éléments structuraux d'un

bâtiment en général et on a déterminé les caractéristiques mécaniques des matériaux .

Constituants le béton armé. à la fin on a expliqué les hypothèses qu'on a pris en considération

Pour la suite de notre étude.

II.1. Pré dimensionnement

II.1.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements **RPA99/version 2003** et **BAEL91**

II.1.2. Planchers à Corps Creux :

Plancher à corps creux : cette solution très communément employée dans les bâtiments d'habitation, elle consiste à utiliser des hourdis creux aux corps creux. Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423).

➤ **Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).**

-le rapport h/L est au moins égale $1/22,5$.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ($L= 550$ cm).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 24.44 \text{ cm.}$$

On choisit un plancher à corps creux de type (20+5)

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{corps creux} \\ h_0 = 5 \text{ cm} \longrightarrow \text{dalle de compression} \\ h_t = 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{la hauteur totale du plancher} \end{array} \right.$$

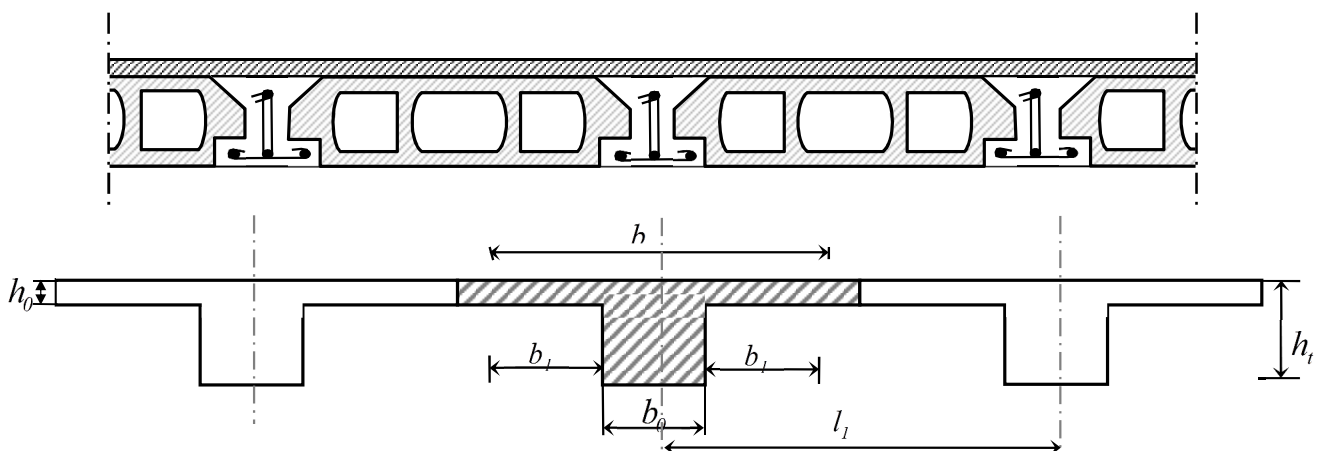


Fig.II.1 . Schéma de la dalle corps creux.

➤ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

-Soit $b_0 = 12 \text{ cm}$.

-le corps creux choisis est normalisé de hauteur 20cm et de Longueur 55 cm .

-La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} ; \frac{L}{10} \right\}$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} ; \frac{550}{10} = 55 \text{ cm} \right\}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5 \text{ cm}$.

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}.$$

Soit $b = 65 \text{ cm}$.

• **Tableau récapitulatifs :**

$h_t(\text{cm})$	$h_0(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$b_1(\text{cm})$	$b_0(\text{cm})$
25	5	65	27.5	12

II.1.3.Les poutres principales :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction, conçue pour résister à la flexion.

➤ **Condition de la portée :**

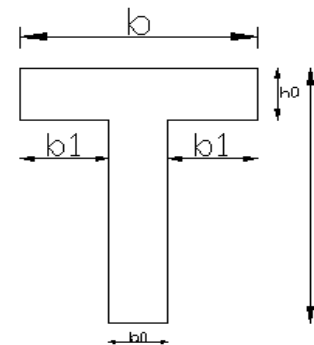


Fig .II. 2 .Schéma de poutrelle.

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L_{\max} : la plus grande portée = 570 cm

$$h = (38 \div 57) \text{ cm}$$

On prend: $h = 45 \text{ cm}$.

$$b = (0,3; 0,4) h = (13,5; 18).$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

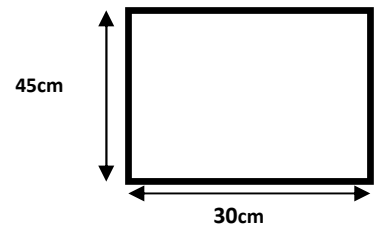
➤ **Condition de RPA 99(article 7.5.1) :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{45}{30} = 1,5 < 4,0 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les conditions du BAEL et du RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre principale égale à $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.



II.1.4.Les poutres secondaires :

➤ **Condition de portée :**

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L_{\max} : la plus grande portée = 550 cm

$$h = (1/15; 1/10) 550$$

$$h = (36,66; 55) \text{ cm.} \quad \text{On prend : } h = 40 \text{ cm}$$

$$b = (0,3 ; 0,4) h$$

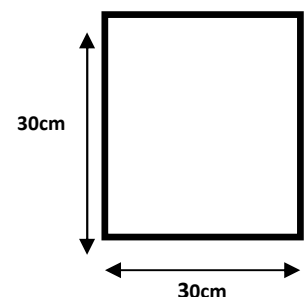
$$b = (0,3 ; 0,4) \times 40$$

$$b = (12; 16) \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

➤ **Condition de RPA : (article 7.5.1)**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$



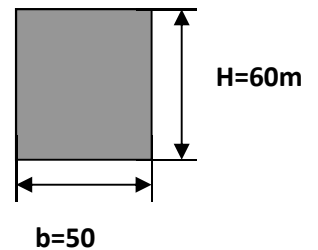
$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 40/30 = 1,33 < 4,0 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre transversale de section $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.1.5. Les poteaux

Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone II

- ❖ $\text{Min}(b_i; h_i) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$.
- ❖ $\text{Min}(b_i; h_i) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{306}{20} = 15,3 \leq 40$.
- ❖ $\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow 0,25 < 0,8 < 4$.



On adopte une section de **(50x60)**.

Remarque: La section sera adoptée après avoir la descente de charge sur les poteaux par niveau.

II.1.6. Les voiles : RPA99/version2003 (article 7.7.1)

Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$:

L : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

L'épaisseur minimale est de 15 Cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de

La hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

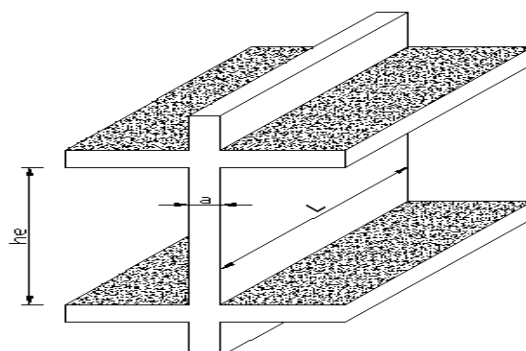


Fig.II.3 . Coupe de voile en élévation.

Pour le dimensionnement des voiles on applique la règle préconisée par les RPA99 version 2003 (article 7.7.1)

- **étage courant +RDC** ($h_e=3.06$ m)

$$e \geq \left(\frac{h_e}{20} \right) = \frac{3.06}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

On prend **e=16 cm**

II.1.7. L'escalier :

- **La marche et la contre marche :**

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contre marche

g: largeur de marche.

➤ **On prend:**

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

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

$$\text{Formule de BLONDEL : } 59 \leq g+2h \leq 66$$

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \quad (\text{c.v})$$

- **Nombre de contre marche: 8**

- **Nombre de la marche: 9**

- **Nombre de contre marche:**

$$n = \frac{H}{h}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$$n = \frac{306}{17} = 18$$

Pour deux volées n = 18

Pour une volée n = 9

- **Longueur de la volée:**

$$L = (n-1)g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 270 \text{ cm}$$

- **Inclinaison de la paille:**

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{270} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.5$$

H: hauteur d'étage = 3.06 m

L: Longueur de la volée = 2.70 m

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.70}{\cos 32.5} = 2.85 \text{ m}$$

- **Épaisseur de la paille :**

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

On a $l = 400 \text{ cm}$

$$\frac{l}{40} \leq e \leq \frac{l}{30}$$

$$\frac{400}{40} \leq e \leq \frac{400}{30} \rightarrow 10 \leq e \leq 13,33 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

- **Longueur du palier de repos:** $4,20 - 2,7 = 1,5 \text{ m}$

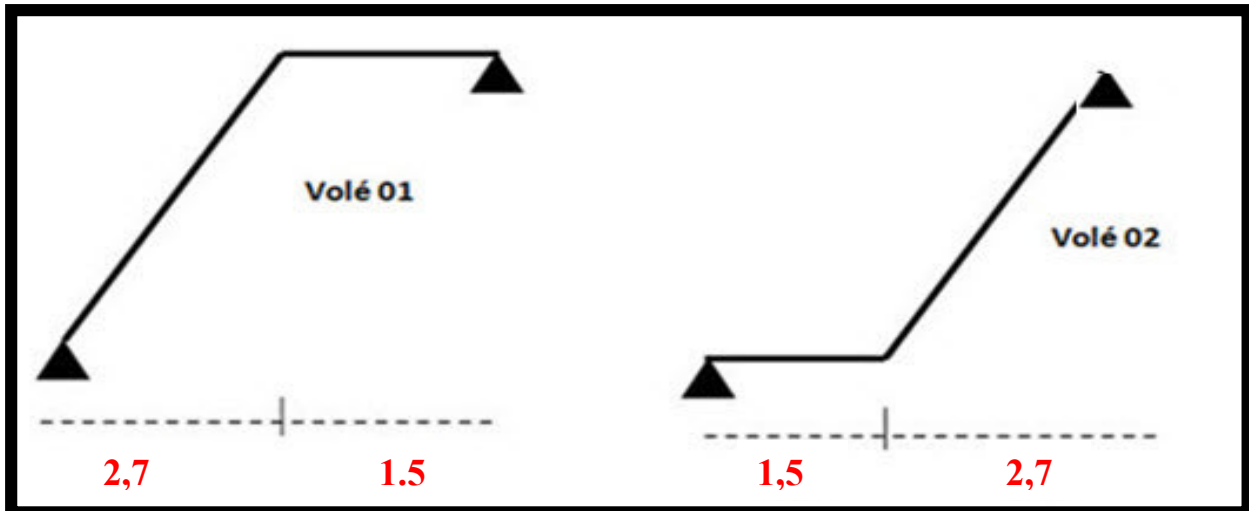


Fig.II.4 . Schéma statique de l'escalier.

II.2.LA DESCENTE DES CHARGES

II.2.1. Principe :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades Etc) et les charges d'exploitations.

Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

II.2.2.Détermination des charges appliquées :

II.2.2.1.Plancher terrasse non accessible :

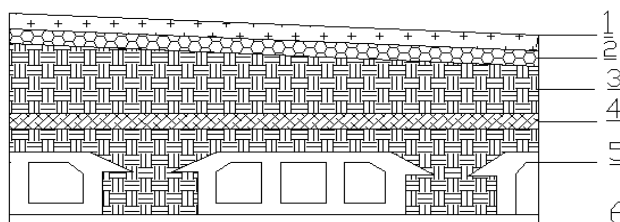


Fig .II.5 . Planché terrasse.

01	gravier	0.05	2000	100
02	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
03	Forme de pente	0.1	2000	200
04	Isolation thermique	0.04	400	16
05	Dalle en corps creux	20+5	-	345
06	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Total :				693kg /m²

Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)

$$Q_t = 100 \text{Kg} / \text{m}^2 = 100 \times 1 \text{m} = 100 \text{Kg} / \text{ml}$$

II.2.2.2. Plancher étage courant :

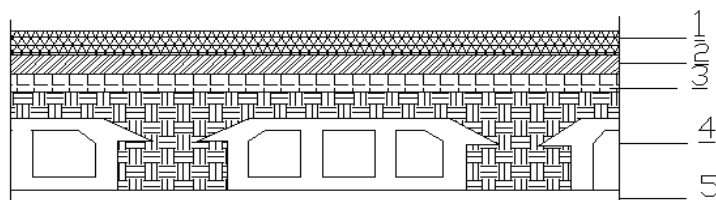


Fig.II.6 . Planche étage courant.

N°	Désignations	e (m)	γ (Kg/m ³)	Charges (Kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36

4	Dalle en corps creux	0.20+0.05	-	345
5	enduit de plâtre	0.02	1000	20
6	Cloisons	-	-	100
Total :				585Kg/m²

$$G=585 \text{ Kg/m}^2$$

Surcharge d'exploitation : DTR .BC2-2

$$Q = 150 \text{ Kg/m}^2$$

II.2.3.Mur extérieurs en maçonnerie :

N°	Désignations	e (cm)	Charges (Kg/m ²)
1	Enduit	2	40
2	Briques creuses	10	90
3	Briques creuses	15	130
Total			260(kg/m²)

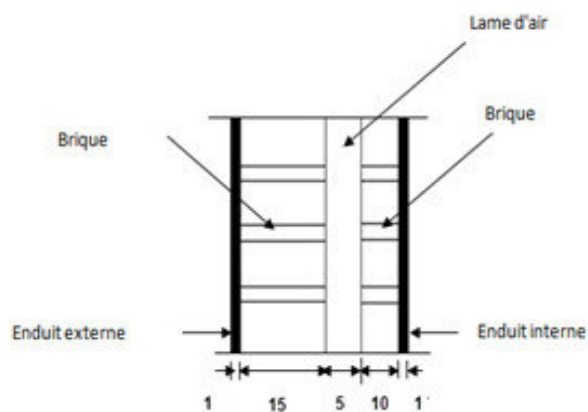


Fig.II.7. Schéma de mur.

Charge permanente :

30% D'ouvertures $\Rightarrow G = 182 \text{ kg/m}^2$ UJ.

II.2.4. Les balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastrée dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$8 \leq e \leq 13$$

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a : } L = 1,2\text{m} \Rightarrow$$

Avec des considérations pratiques (expérience); on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas suffisante, alors on doit majorer à $e = 12 \text{ cm}$.

Balcon accessible:

N°	Designations	e (m)	γ (kg/m ³)	Charges (kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Dalle pleine	0.12	2500	300
4	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
			TOTAL	404 (kg/m²)

Charge permanente $G = 404 \text{ Kg/m}^2$.

Charge d'exploitation $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

Balcon inaccessible:

N°	Designations	e (m)	γ (kg/m ³)	Charges (kg/m ²)
1	gravier	0.05	2000	100
2	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
3	Forme de pente	0.1	2000	200
4	Isolation thermique	0.04	400	16
5	Dalle pleine	0.12	2500	300
6	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
			TOTAL	648 (kg/m²)

Charge permanente $G = 648 \text{ Kg/m}^2$.

Charge d'exploitation $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$

II.2.5. L'acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors des opérations d'entretien

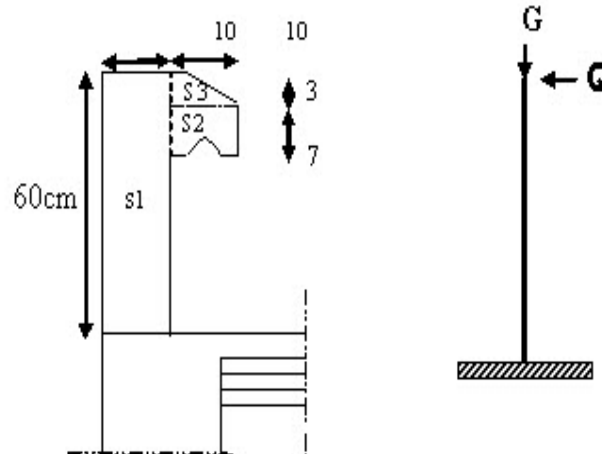


Fig.II.8. Schéma statique de l'acrotère.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur

Surface:

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5)$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

Charge:

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN}$$

Surcharge:

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N}$$

Charges et surcharges

	Charge permanentes	Surcharges
Plancher – terrasse	693 kg/m ²	100 kg/m ²
Plancher d'Etage courant	585 kg/m ²	150 kg/m ²
Murs extérieurs	182 kg/m ²	-
Acrotère	171.25 kg/ml	100 kg/m ²
Balcon	429 kg/m ²	350 kg/m ²

II.2.6.Loi de dégression :

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- ✓ Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- ✓ Pour le dernier étage : Q
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants :

II.2.7. Descente des charges sur le poteau intermédiaire (C2)

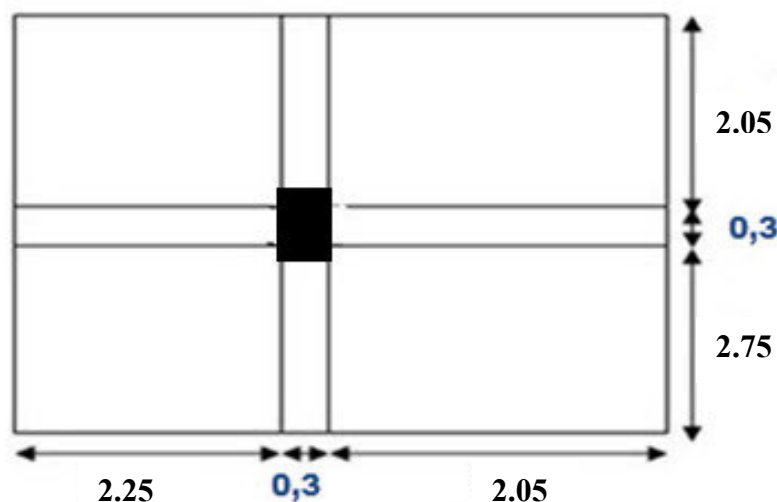


Fig.II.9. La surface afférente par poteau intermédiaire.

Surface afférentes :

Niveaux	Eléments		G(KN)	Q(KN)
1_1	Surface			
	plancher terrasse :	13,71	6.93	95,01
	poutre p :	(0,3*0,45*3,005)	2500	10,35
	poutre s :	(0,3*0,40*4,40)	2500	13,50
	poteaux :	(0,50*0,60*3,06)	2500	22.95
	surcharge : (*1)	15,88	100	
	N1			141.81
2_2	Plancher étage :	13,22	5,85	77,35
	poutre p:	(0,3*0,45*3,005)	2500	10,49
	poutre s :	(0,3*0,40*4,40)	2500	13,50
	poteaux :	(0,50*0,60*3,06)	2500	22.95
	surcharge : (*1)	23,82	150	
	N2			266.61
3_3	Plancher étage :	13,22	585	77,35
	poutre p:	(0,3*0,45*3,005)	2500	10,49
	poutre s :	(0,3*0,40*4,40)	2500	13,50
	poteaux :	(0,50*0,60*3,06)	2500	22.95
	surcharge : (*0,9)	23,82	150	
	Total			390,39
4_4	Plancher étage :	13,22	585	77,35
				23,82

	poutre p:	(0,3*0,45*3,005)	2500	10,49
	poutre s :	(0,3*0,40*4,40)	2500	13,50
	poteaux :	(0,50*0,60*3,06)	2500	22.95
	surcharge : (*0,9)	23,82	150	
	Total			514,68
				87.34
5_5	Plancher étage :	13,22	585	77,35
	poutre p:	(0,3*0,45*3,005)	2500	10,49
	poutre s :	(0,3*0,40*4,40)	2500	13,50
	poteaux :	(0,50*0,60*3,06)	2500	22.95
	surcharge : (*0,9)	23,82	150	
	Total			638,97
				111.16
6_6	Plancher étage :	13,22	585	77,35
	poutre p:	(0,3*0,45*3,005)	2500	10,49
	poutre s :	(0,3*0,40*4,40)	2500	13,50
	poteaux :	(0,50*0,60*3,06)	2500	22.95
	surcharge : (*0,9)	23,82	150	
	Total			763,26
				134.98
7_7	Plancher étage :	13,22	585	77,35
	poutre p:	(0,3*0,45*3,005)	2500	10,49
	poutre s :	(0,3*0,40*4,40)	2500	13,50
	poteaux :	(0,50*0,60*3,06)	2500	22.95

	surcharge : (*0,9)	23,82	150		
	Total			887,55	158.8
8_8	Plancher étage :	13,22	585	77,35	15,66
	poutre p:	(0,3*0,45*3,005)	2500	10,49	
	poutre s :	(0,3*0,40*4,40)	2500	13,50	
	poteaux :	(0,50*0,60*3,06)	2500	22.95	
	surcharge : (*0,9)	23,82	150		
	Total			1011,84	182.62
9_9	Plancher étage :	13,22	585	77,35	23,82
	poutre p:	(0,3*0,45*3,005)	2500	10,49	
	poutre s :	(0,3*0,40*4,40)	2500	13,50	
	poteaux :	(0,50*0,60*3,06)	2500	22.95	
	surcharge : (*0,9)	23,82	150		
	Total			1136,13	15,66
10_10	Plancher étage :	13,22	585	77,35	23,82
	poutre p:	(0,3*0,45*3,005)	2500	10,49	
	poutre s :	(0,3*0,40*4,40)	2500	13,50	
	poteaux :	(0,50*0,60*3,06)	2500	22.95	
	surcharge : (*0,9)	23,82	150		
	Total			1260,42	206.44
11_11	Plancher étage :	13,22	585	77,35	23,82
	poutre p:	(0,3*0,45*3,005)	2500	10,49	

	poutre s :	(0,3*0,40*4,40)	2500	13,50	
	poteaux :	(0,50*0,60*3,06)	2500	22,95	
	surcharge : (*0,9)	23,82	150		
	Total			1384,71	230.26
12_12	Plancher étage :	13,22	585	77,35	23,82
	poutre p:	(0,3*0,45*3,005)	2500	10,49	
	poutre s :	(0,3*0,40*4,40)	2500	13,50	
	poteaux :	(0,50*0,60*3,06)	2500	22,95	
	surcharge : (*0,9)	23,82	150		
	Total			1509	254.08
13_13	Plancher étage :	13,22	585	77,35	23,82
	poutre p:	(0,3*0,45*3,005)	2500	10,49	
	poutre s :	(0,3*0,40*4,40)	2500	13,50	
	poteaux :	(0,50*0,60*3,06)	2500	22,95	
	surcharge : (*0,9)	23,82	150		
	Total			1633,29	182.62
14_14	Plancher étage :	13,22	585	77,35	23,82
	poutre p:	(0,3*0,45*3,005)	2500	10,49	
	poutre s :	(0,3*0,40*4,40)	2500	13,50	
	poteaux :	(0,50*0,60 *3,06)	2500	22,95	
	surcharge : (*0,9)	23,82	150		

	Total		1757.58	206.44
15_15	Plancher étage :	13,22	585	77,35
	poutre p:	(0,3*0,45*3,005)	2500	10,49
	poutre s :	(0,3*0,40*4,40)	2500	13,50
	poteaux :	(0,50*0,60*3,06)	2500	22,95
	surcharge : (*0,9)	23,82	150	
	Total			2112,74

II.2.8.Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4.1)

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

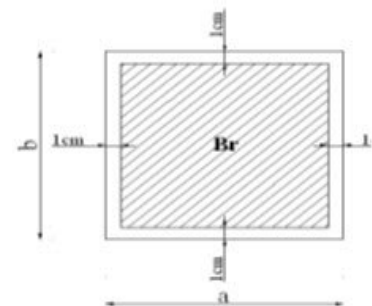
$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$- N_u = 1,35G + 1,5Q$$

- α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ , qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50;$$

$$\alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$



$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0$$

$$b=h \longrightarrow \lambda_x = \lambda_y$$

❖ **Poteau (50×60) :**

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{0,7 \times 2,66}{0,5} = 16,12 \quad \lambda_y = \sqrt{12} \frac{0,7 \times 2,66}{0,6} = 12,9$$

$$\lambda = 12,9 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0,827 < 50$$

Pas de risque de flambement.

- B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = (50-2).(60-2) = 1824 \text{ cm}^2.$$

$$-\gamma_b = 1,50 \quad ; \quad \gamma_s = 1,15 \quad .$$

$$-F_{c28} = 28 \text{ MPa}$$

-A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2bh}{100} = \frac{0,2 \times 500 \times 600}{100} = 400 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(500+600)}{100} = 72 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,8 \% B \quad (\text{zone IIa})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0,8}{100} B = \frac{0,8}{100} (500 \times 600) = 1600 \text{ mm}^2$$

❖ **Tableau Récapitulatif :**

Niveau	N_u (N)	A_{min}^{BAEL} (mm ²)	A_{min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (N)	condition
RDC+14	2112,74	400	1600	1600	182400	3153482,203	vérifiée

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages (50*60)

❖ **Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 p 76) :**

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où:

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{N_d}{0,5 \times 0,6 \times f_{c28}} \Rightarrow v = \frac{2,11274}{0,5 \times 0,6 \times 25} \equiv 0,28$$

$v = 0,28 < 0,30 \dots \dots \dots \text{conditn.verifiee}$

II.2.9. Descente des charges sur le poteau de rive (D2)

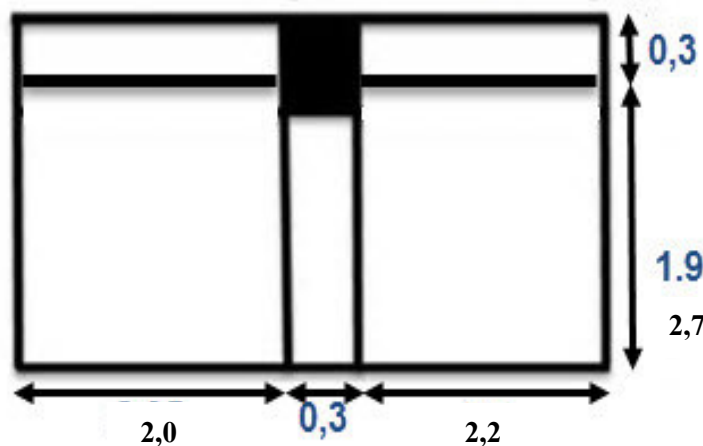


Fig.II.10.La surface afférente par poteau de rive.

Surface afférentes :

Niveaux	Eléments		G(KN)	Q(KN)
1_1	Surface			
	Acrotère	0,0685*(3,9)	2500	8,342
	plancher terrasse :	(2,7*1,12*5.82)	6.93	92,43
	poutre p :	(0,3*0,45*3,95)	2500	14.55
	poutre s :	(0,3*0,40*4,85)	2500	13,33
	poteaux :	(0,50*0,60*3,06)	2500	22.95
	Balcon :			24,44
	surcharge : (*1)	8.64	100	
				172,58
	N1			8.64
2_2	Plancher étage :	8.64	585	78.02
	poutre p:	(0,3*0,45*3,95)	2500	14.55
	poutre s :	(0,3*0,40*4.85)	2500	13.33
	poteaux :	(0,50*0,60*3,06)	2500	22.95
	Murs extérieurs	10.71	1.82	19.49
	Balcon :			20.95
	surcharge : (*1)	8.64	150	
				169,2922
	Total			11,66

3_3	Plancher étage :	8.64	585	78.02	10,36
	poutre p:	(0,3*0,45*3,95)	2500	14.55	
	poutre s :	(0,3*0,40*4,85)	2500	13.33	
	poteaux :	(0,40*0,55*3,06)	2500	22.95	
	Murs extérieurs	10.71	1.82	19.49	
	surcharge : (*1)	12.97	150		
	Total			169,2922	
4_4	Plancher étage :	8.64	585	78.02	9.072
	poutre p:	(0,3*0,45*3,95)	2500	14.55	
	poutre s :	(0,3*0,40*4,85)	2500	13.33	
	poteaux :	(0,40*0,55*3,06)	2500	22.95	
	Murs extérieurs	10.71	1.82	19.49	
	surcharge : (*1)	12.97	150		
	Total			195.05	
5_5	Plancher étage :	8.64	585	78.02	7.776
	poutre p:	(0,3*0,45*3,95)	2500	14.55	
	poutre s :	(0,3*0,40*4,85)	2500	13.33	
	poteaux :	(0,40*0,55*3,06)	2500	22.95	
	Murs extérieurs	10.71	1.82	19.49	
	surcharge : (*1)		150		

	Total			195.05	7.776
6_6	Plancher étage :	8.64	585	78.02	6.48
	poutre p:	(0,3*0,45*3,95)	2500	14.55	
	poutre s :	(0,3*0,40*4,85)	2500	13.33	
	poteaux :	(0,40*0,55*3,06)	2500	22.95	
	Murs extérieurs	10.71	1.82	19.49	
		12.97			
	surcharge : (*1)	150			
	Total			195.05	6.48
7_7	Plancher étage :	8.64	585	78.02	6.48
	poutre p:	(0,3*0,45*3,95)	2500	14.55	
	poutre s :	(0,3*0,40*4,85)	2500	13.33	
	poteaux :	(0,40*0,55*3,06)	2500	22.95	
	Murs extérieurs	10.71	1.82	19.49	
		12.97			
	surcharge : (*1)	150			
	Total			195.05	6.48
8_8	Plancher étage :	8.64	585	78.02	6.48
	poutre p:	(0,3*0,45*3,95)	2500	14.55	
	poutre s :	(0,3*0,40*4,85)	2500	13.33	
	poteaux :	(0,40*0,55*3,06)	2500	22.95	

	Murs extérieurs	10.71	1.82	19.49	
		12.97			
	surcharge : (*1)	150			
	Total			195.05	6.48
9_9	Plancher étage :	8.64	585	78.02	
	poutre p:	(0,3*0,45*3,95)	2500	14.55	
	poutre s :	(0,3*0,40*4,85)	2500	13.33	
	poteaux :	(0,40*0,55*3,06)	2500	22.95	
	Murs extérieurs	10.71	1.82	19.49	6.48
		12.97			
	surcharge : (*1)	150			
	Total			195.05	6.48
10_10	Plancher étage :	8.64	585	78.02	
	poutre p:	(0,3*0,45*3,95)	2500	14.55	6.48
	poutre s :	(0,3*0,40*4,85)	2500	13.33	
	poteaux :	(0,40*0,55*3,06)	2500	22.95	
	Murs extérieurs	10.71	1.82	19.49	
	surcharge : (*1)	12.97			
	150				
	Totale :				6.48
11_11	Plancher étage :	8.64	585	78.02	

	poutre p:	(0,3*0,45*3,95)	2500	14.55	6.48
	poutre s :	(0,3*0,40*4,85)	2500	13.33	
	poteaux :	(0,40*0,55*3,06)	2500	22.95	
	Murs extérieurs	10.71	1.82	19.49	
				12.97	
	surcharge : (*1)	150			
	Total			195.05	
12_12	Plancher étage :	8.64	585	78.02	6.48
	poutre p:	(0,3*0,45*3,95)	2500	14.55	
	poutre s :	(0,3*0,40*4,85)	2500	13.33	
	poteaux :	(0,40*0,55*3,06)	2500	22.95	
	Murs extérieurs	10.71	1.82	19.49	
				12.97	
	surcharge : (*1)	150			
Total			195.05	6.48	
13_13	Plancher étage :	8.64	585	78.02	6.48
	poutre p:	(0,3*0,45*3,95)	2500	14.55	
	poutre s :	(0,3*0,40*4,85)	2500	13.33	
	poteaux :	(0,40*0,55*3,06)	2500	22.95	
	Murs extérieurs	10.71	1.82	19.49	
				12.97	
	surcharge : (*1)	150			

	Total			195.05	6.48
14_14	Plancher étage :	8.64	585	78.02	
	poutre p:	(0,3*0,45*3,95)	2500	14.55	
	poutre s :	(0,3*0,40*4,85)	2500	13.33	
	poteaux :	(0,40*0,55*3,06)	2500	22.95	
	Murs extérieurs	10.71	1.82	19.49	
				12.97	
	surcharge : (*1)	150			
	Total			195.05	6.48
15_15	Plancher étage :	8.64	585	78.02	
	poutre p:	(0,3*0,45*3,95)	2500	14.55	
	poutre s :	(0,3*0,40*4,85)	2500	13.33	
	poteaux :	(0,40*0,55*3,06)	2500	22.95	
	Murs extérieurs	10.71	1.82	19.49	
				12.97	
	surcharge : (*1)	150			6.48
	Total			2309,9286	105,84

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{N_d}{0,5 \times 0,6 \times f_{c28}} \Rightarrow v = \frac{2,3099268}{0,5 \times 0,6 \times 25} = 0,30$$

$$v = 0,30 \leq 0,30 \dots \dots \dots \text{conditn.verifiee}$$

Remarque:

Après l'étude dynamique on a adopté ,pour les poteaux, une section rectangulaire de dimension (50×60) cm²

III.1.INTRODUCTION:

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des éléments secondaires de notre ouvrage (acrotère, balcon, escalier, plancher) vis-à-vis aux effets des actions vertical (permanente et exploitation) par une bonne modélisation suivit d'un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le BAEL 91 et RPA99/V2003.

C'est à partir de la contribution de chaque élément dans la résistance aux actions sismiques ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage qu'on puisse classer les différents éléments structuraux (principaux ou secondaires).

III.1. L'ACROTÈRE

III.2.1.Mode de réalisation :

L'acrotère se comporte comme une console encastree à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surcharge horizontale due à la main courante Q

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

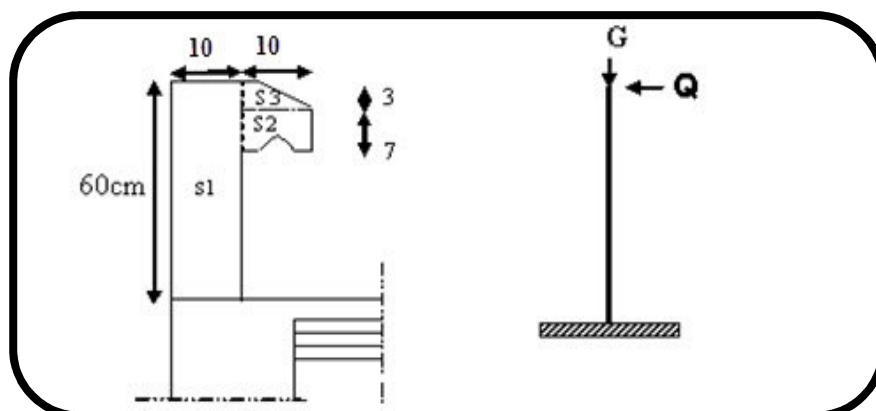


Fig.III.1: Schéma statique de l'acrotère.

Surface: $S_1 + S_2 + S_3 = (0,1.0,6+0,07.0,1+0,1.0,03.0,5)$

$$S_T = 0.0670 \text{ m}^2$$

Les charges G et Q de l'acrotère sont :

$$G=1712.5 \text{ N}$$

$$Q=1000 \text{ N}$$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3).

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et des équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (II) donc :

A = 0.15 selon le tableau 4.1(RPA 99/2003)

$C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1(RPA 99/2003) donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1712.5 \Rightarrow F_p = 822 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1000 \text{ N/ml.}$$

$$G = 171.25 \text{ da N/ml} \quad Q = 100 \text{ da N/ml.}$$

$$M_Q = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

D'une force tranchante $T = Q = 1000 \text{ N.}$

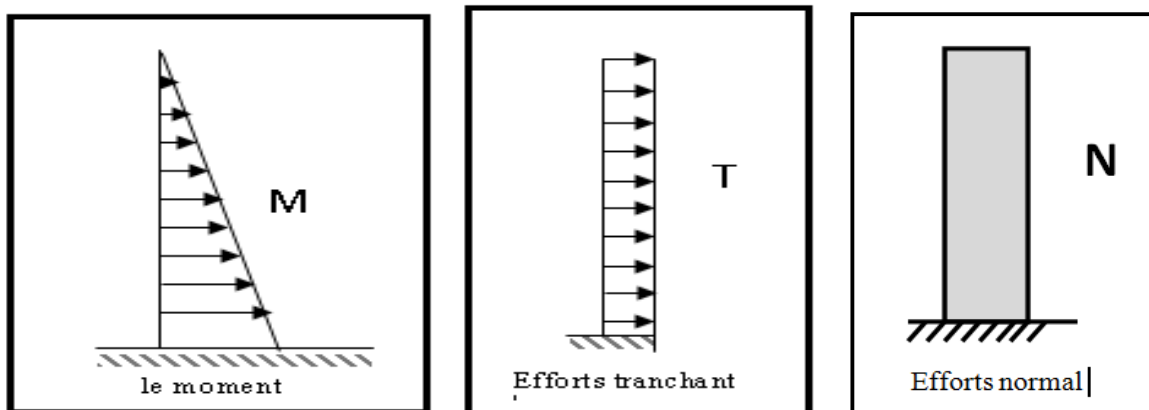


fig.III.2 : schéma statique de M ,N,T

III.2.2. Sollicitation:

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M_Q = q \times h = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

$$N_G = G = 1712.5 \text{ N.}$$

$$T = q = 1000 \text{ N.}$$

Combinaison d'action :

- **E.L.U :**

$$N_u = 1 \times N_G = 1712.5 \text{ N/ml} ;$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

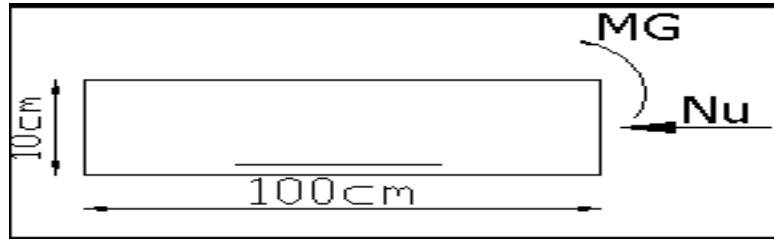
$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

- **E.L.S :**

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1712.5 \text{ N/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = M = 600 \text{ N.m}$$

III.2.3. Calcul de ferrailage :



La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries .

- **Armatures longitudinales :**

- **E.L.U :**

Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1712.5} = 0.52 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.52 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 934.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{934.25}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.01342 < \mu \ell = 0.392 \quad \Rightarrow \sigma_b = \frac{0.85}{\gamma_b} \times f_{c28}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1^u = \frac{934.25}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.386 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N est un effort de compression $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}$, $A' = A'_1 = 0$

$$A = 0.386 - \frac{1712.5}{100 \times 348} = 0.336 \text{ cm}^2$$

$M_1(\text{N.m})$	μ	α	β	$A_1^u (\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$
936.65	0.01342	0.017	0.993	0.386	0.336

III.2.4.Vérification :

- E.L.U :

- Condition De Non Fragilité :

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{52 - 0.455 \times 7}{52 - 0.185 \times 7} \right] = 0.813 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.813 \text{ cm}^2$$

- E.L.S :

La contrainte de traction d'armature : BAEL91 A.4.5,33)

Fissurations Préjudiciables : $\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

η : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266.66; 201.63)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

Détermination du centre de pression :

$$G_b c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1712.5} = 0.350 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Calcul de la section a la flexion simple:

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 634.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{634.25}{15 \times 100 \times (7)^2} = 0.00862 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0,0108$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,995$$

$$A_1^u = \frac{634,25}{201,63 \times 0,995 \times 7} = 0,451 \text{ cm}^2$$

Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)

$$A^{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal d'armature longitudinale : BAEL(B.5.3.1)

$$A_L \geq 0,0025 \cdot b \cdot h = 0,0025 \cdot 100 \cdot 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^{\text{cal}} ; A^{\min} ; A_L) \Rightarrow A = A_L = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_L = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2,51 \text{ cm}^2.$$

III.2.5.Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \dots \dots \dots \text{Ou : } b_0 = b$$

$$v_u = F \times 1,5 = 1000 \times 1,5 = 1500 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0,0214 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 0,21 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,0214 \leq \bar{\tau}_u = 0,21 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{condition.verifier})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

a. Armatures de répartition : BAEL(A.8.2.41)

$$A_r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) \cdot A^1 = (0,625 \div 1,25)$$

$$\text{On adopte ; } A_r = 3 \emptyset 6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

b. Espacement des armatures : BAEL(B.5.3.3)

$$S_L \leq \min (3 \cdot h ; 33 \text{ cm}) = \min (30 ; 33) \text{ cm}.$$

$$A_l = 5\phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3\phi 6 \rightarrow S_t = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm}$$

III.2.7.présentation du ferrailage :

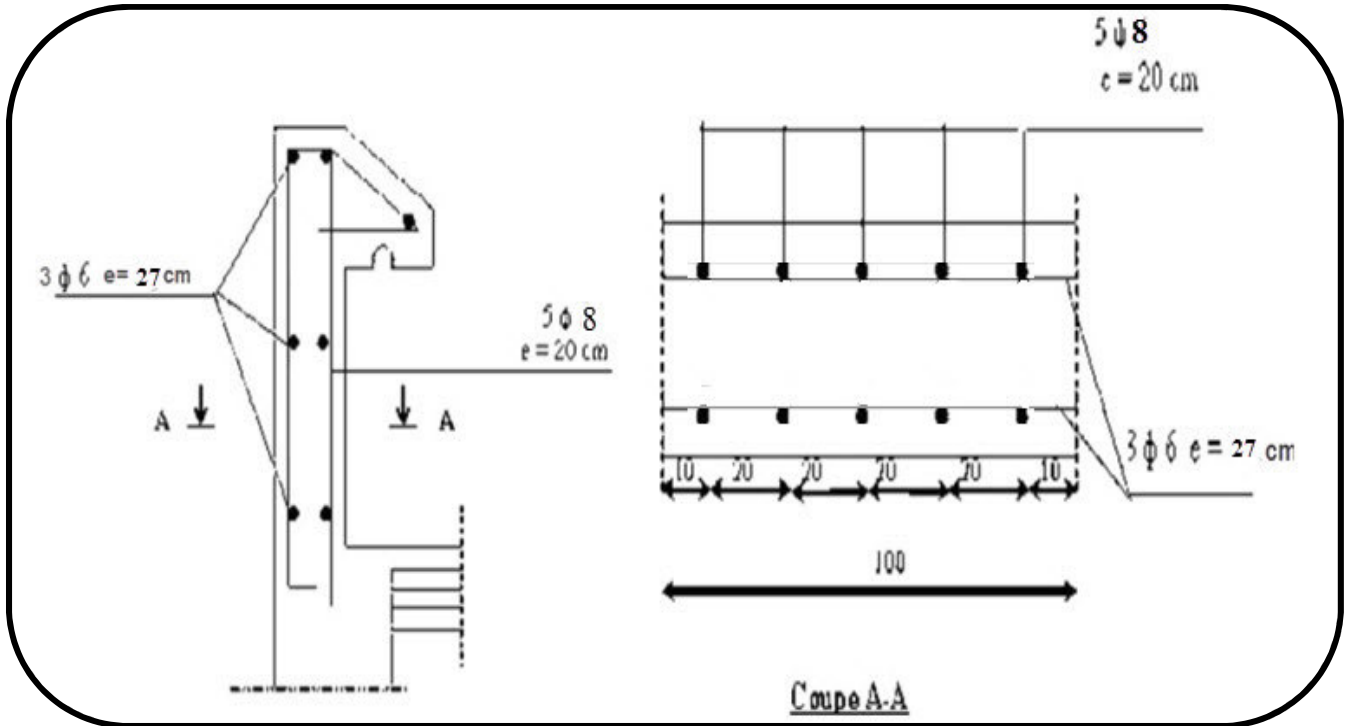
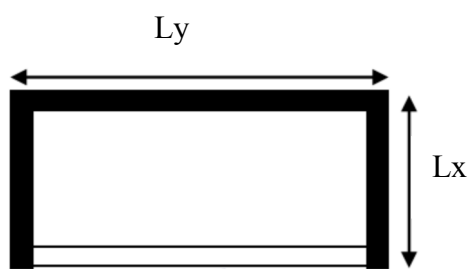
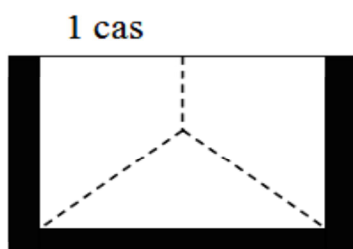


Fig.III.3: schéma de ferrailage de l'acrotère

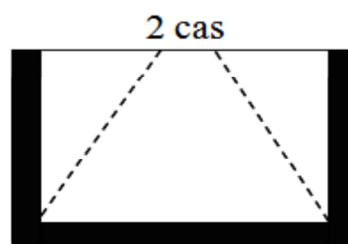
II.2.LES BALCONS



On utilise pour ce cas le théorème des lignes de rupture



$$L_x \geq L_y/2$$



$$L_x < L_y/2$$

Fig.III.4: schéma les cas de balcon de ligne de

Cas : $L_x < L_y / 2$

$$L_x \leq \frac{L_y}{2} = 1.2 \leq \frac{5.7}{2} = 2.85$$

On choisi le 2^{eme} cas :

II.2.1 calcul des sollicitations :

Charge permanente: On a : $G=4040 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation: $Q = 3500 \text{ N/m}^2$.

On prend une bande de 1 m.

La hauteur du mur : $h = 3.06 - 0.12 = 2.94 \text{ m}$.

$$P = 1820 \times 2.94 = 7540 \text{ N/m}$$

$$Q = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) + 1.35 \cdot p$$

$$Q = (1.35 \times 4040 + 1.5 \times 3500) + 7540 \times 1.10$$

$$Q = 18998 \text{ N/m}$$

$$M_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{L^2}{2} + 1.35 \cdot p \cdot L$$

$$= (1.35 \times 4040 + 1.5 \times 3500) \times \frac{1.10^2}{2} + 1.35 \times 7540 \times 1.10$$

$$\rightarrow M_u = 17672.82 \text{ N.m}$$

$$T_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L + 1.35 \times p$$

$$= (1.35 \times 4040 + 1.5 \times 3500) \times 1.10 + 1.35 \times 7540$$

$$\rightarrow T_u = 21953.4 \text{ N.m}$$

$$M_{ser} = (G + Q) \times \frac{L^2}{2} + p \times L$$

$$= (4040 + 3500) \times \frac{1.10^2}{2} + 7540 \times 1.10$$

$$\rightarrow M_{ser} = 12855.7 \text{ N.m}$$

On est dans le deuxième cas donc :

$$\begin{cases} M_y^0 = q \cdot \frac{L_x^3}{6} \\ M_x^0 = \frac{q \cdot L_x^2 \cdot L_y}{2} - \frac{2 \cdot q \cdot L_x^3}{3} \end{cases}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$\begin{cases} M_y = 18998 \times \frac{1.10^3}{6} = 4214.39 \text{ N/m}^2 \\ M_x = \frac{18998 \times 1.10^2 \times 5.7}{2} - \frac{2 \times 18998 \times 1.10^3}{3} = 48657.04 \text{ N/m}^2 \end{cases}$$

$$V_u = \frac{18998 \times 1.10}{2} \times \frac{5.7^4}{5.7^4 \times 1.10^4} = 7136,73$$

II.2.2 Vérification du diamètre des barres :

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.20$$

II.2.3 Vérification à l'ELS :

- La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \times lx^2 \times ly}{2} - \frac{2 \times q_s \times lx^3}{3}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$Y = 4.18$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = 8531,51 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12588,7}{5531,51} \times 4.18 = 9.71$$

La contrainte dans l'acier:

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \dots$$

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{ty}}) \right]$$

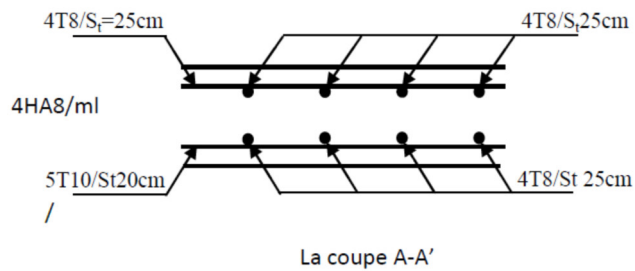
$$\overline{\sigma}_s = \min(266.66 ; 201.3) = 201.3$$

Tapez une équation ici.

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y):$$

$$\sigma_s = 198,67$$

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \sigma_{st}}$$



$$A_{st} = \frac{12588.7}{10 \left(1 - \frac{0.16}{3} \right) \times 201.3} = 6,60$$

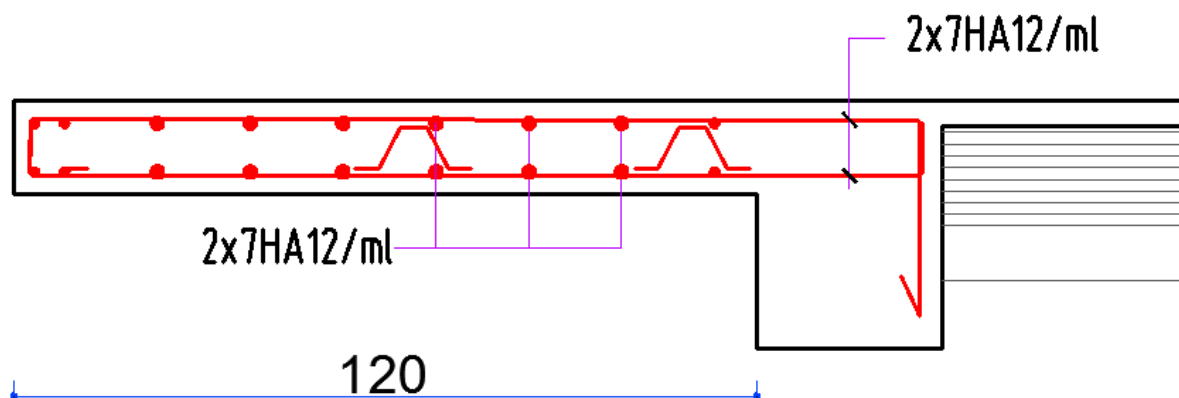


Fig.III.5: schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3. L'ESCALIER

III.3.1.Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.3.2.Définition les éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.3.3.Evaluation des charges :

- ◆ Charges permanentes : DTR(B.C2.2)

- **Charges et surcharges des escaliers :**

A. Palier:

	γ (kg/m^3)	e (m)	Charges (kg/m^2)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,05	100
Poids propre de palier	2500	0,15	375
Enduit ciment	2000	0,02	40

G =	559	(kg/m^2)
Q =	250	(kg/m^2)

B. Paillasse:

	γ (kg/m^3)	e (m)	Charges(kg/m^2)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Poids des marches	1100	0,17	187
Paillasse	2500	$2500 \times 0,15 / \cos \alpha$	431

Enduit ciment	2000	0,02	40
----------------------	-------------	-------------	-----------

G =	742	(kg/m²)
Q =	250	(kg/m²)

◆ Surcharge d'exploitation : $q = Q \times 1\text{m} = 250 \times 1 = 2500 \text{ N/ml}$

➤ **Combinaisons d'action :**

- **E.L.U** : $P_u = 1,35G + 1,5Q$

- **ELS** : $P_{ser} = G + Q$

	Palier (N/ml)	Paillasse (N/ml)
ELU	11296,5	13767
ELS	8090	10020

➤ **La charge équivalente :**

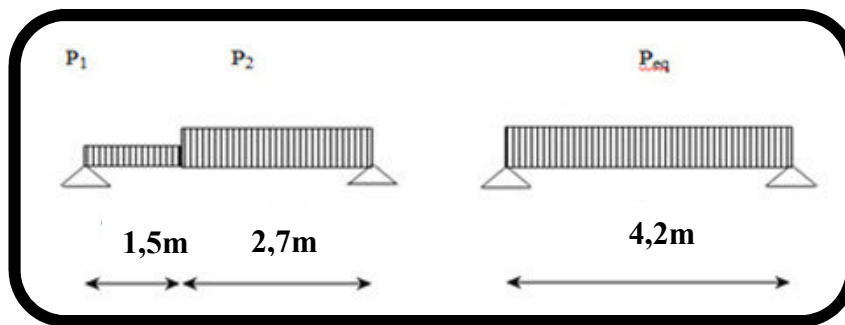


Fig.III.6 : schéma des charges équivalent

- La charge équivalente : $P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$

- Le moment isostatique $M_o = P_{eq} \frac{L^2}{8}$

- Moment en appuis : $M_a = 0,3 \cdot M_o$

- Moment en travée : $M_t = 0,85 \cdot M_o$

- L'effort tranchant : $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

➤ **tableau recapitulatif :**

	P_{eq} (N/ml)	M_o (N.m)	$M_a = 0,3 M_o$	$M_t = 0,85 M_o$	T_u (N)
--	-----------------------------------	-------------------------------	-----------------------------------	------------------------------------	-----------------------------

ELU	12884,67	28410,71	8523,21	24149,10	27057,80
ELS	9330,71	20574,22	6172,26	17488,09	19594,94

III.3.4.Calcul de ferrailage :

III.4.3.1.Armatures longitudinales:

- **E.L.U :**

$f_e = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$

$\mu_l = 0.392$, $\mu < \mu_l \Rightarrow \dot{\lambda} = 0$; avec : $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$

L'enrobage : $c = 2 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$ $d = 13 \text{ cm}$ $b = 1.0 \text{ m}$

$\beta = (1 - 0,4 \alpha)$, $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$, $A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

	M_u (N.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm²)
Travée	24149,10	0,100	0,131	0,947	5,63
Appuis	17488,09	0,072	0,093	0,962	4,01

- **E.L.S :**

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	α	f_{c28} (MPa)	ᾱ	condition
En travée	24149,10	5246,42	0,131	25	0,211	vérifier
Sur appuis	17488,09	6172,26	0,044	25	0,211	vérifier

condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1)

➤ Section minimal d'armatures :

- $A^1_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$- A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$- A^2_{\min} \geq 0,001.b.h$$

$$- A^2_{\min} \geq 0,001.100.15 = 1.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } A = \max (A_u ; A_{\min})$$

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^1_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^2_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Appuis	4,01	1,569	1,5	4,01	4,52=4T12
Travée	5,63	1,569	1,5	5,63	5,65=5T12

III.3.4.2.les armatures de répartitions :

$$A_t = A_l / 4$$

Elément	$A_l \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	5,63	1,40	1,51 cm ² =3T8
Appuis	4,01	1,00	1,01 cm ² =2T8

III.3.5.Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)

a- Armatures longitudinale :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min (45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$- \text{Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$- \text{Travée: } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

b-Armatures répartition :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min (60 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$- \text{Appuis: } S_t = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

$$- \text{Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

III.3.6.vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{27057,80}{1000 \times 130} = 0,208$$

$$= 0,208 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \longrightarrow (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,198 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée})$$

III.3.7.Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0} \Rightarrow \frac{15}{420} = 0,0357 > 0,0498 \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée})$$

$$2/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,00}{Fe} \Rightarrow \frac{5,63}{100 \times 13} = 0,00433 < \frac{4,00}{400} = 0,01 \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{420} = 0,0357 < 0,0625 \dots\dots\dots (\text{condition non vérifiée})$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m (BAEL 91(art B.6.5, 3).

III.3.8.Evaluation des charges : BAEL 91 (art B.6.5,2)

- **Position du l'axe neutre :**

$$\frac{(b \times y^2)}{2} - 15A(d - y) \longrightarrow \frac{(100 \times y^2)}{2} - 15 \times 5,63(13 - y)$$

$$50y^2 + 84,45 y - 1097,85 = 0$$

La racine positive donne $y = 3,91 \text{ cm}$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{(b \cdot y^3)}{12} + 15A(d - y^2)$$

$$I = (100 \times 3,91^3) / 12 + 15 \times 5,63(13 - 3,91)$$

$$I = 1265,78 \text{ cm}^4$$

- **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5,63}{100 \cdot 13} = 0,00433$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,00433} = 4,85$$

- **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} \Rightarrow \lambda_v = 2/5 \lambda_i \longrightarrow \lambda_v = 1,94$$

III.3.9. Calcul des moment fléchissant à E.L.S :

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

j : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g_{eq} = \frac{(5590 \times 1,5) + (7420 \times 2,7)}{1,5 + 2,7} = 6766,42 \text{ N/ml}$$

$$j_{eq} = \frac{(G_{dalle.pleine} \times L_{palier}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche) \times L_{paillasse}]}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$j_{eq} = \frac{(4450 + 1870 \times 2,7) + (3750 \times 1,5)}{2,7 + 1,5} = 3600,95 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{eq} + j_{eq} = 6766,42 + 2500 = 9266,42 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{6766,42 \times (4,2)^2}{8} = 14919,95 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{3600,95 \times (4,2)^2}{8} = 7940,09 \text{ N.m}$$

$$M_P = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = \frac{9266,42 \times (4,2)^2}{8} = 20432,45 \text{ N.m}$$

- *Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :*

$$\sigma_g^s = \frac{(d-y)}{I} \times 15Mg = \frac{(13-3,91)}{1265,78} \times 15 \times 14919,95 = 1607,17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{(d-y)}{I} \times 15Mj = \frac{(13-3,91)}{1265,78} \times 15 \times 7940,09 = 855,30 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{(d-y)}{I} \times 15Mp = \frac{(13-3,91)}{1265,78} \times 15 \times 20432,45 = 2200,98 \text{ Mpa}$$

▪ **Calcul du coefficient μ :**

$$\rho = A/(b_0 \times d) = 0.00390$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_g + ft28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00433 \times 1607,17 + 2,1} = 0,87772$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_j + ft28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00433 \times 855,30 + 2,1} = 0,78272$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_p + ft28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00433 \times 2200,98 + 2,1} = 0,90862$$

Donc :

- $I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 1265,78) / (1 + 1,94 \times 0,87772) = 515,158 \text{ cm}^2$
- $I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 1265,78) / (1 + 4,85 \times 0,87772) = 264,860 \text{ cm}^2$
- $I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 1265,78) / (1 + 4,85 \times 0,78272) = 290,304 \text{ cm}^2$
- $I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 1265,78) / (1 + 4,85 \times 0,90862) = 257,519 \text{ cm}^2$

▪ **Calcul de la flèche:**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

$$f_v^g = M_g \cdot \ell^2 / 10E_v \cdot I_{fv}^g = 14919,95 \times (420)^2 / 10 \times 10818,87 \times 515,158 = 9,4091 \text{ mm}$$

$$f_i^g = M_g \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fi}^g = 14919,95 \times (420)^2 / 10 \times 32164,2 \times 264,860 = 5,1658 \text{ mm}$$

$$f_v^j = M_j \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fv}^j = 7940,09 \times (420)^2 / 10 \times 32164,2 \times 290,304 = 3,8404 \text{ mm}$$

$$f_i^p = M_p \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fv}^p = 20432,45 \times (420)^2 / 10 \times 32164,2 \times 257,519 = 6,0256 \text{ mm}$$

▪ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = f_v^g - f_i^g - f_v^j + f_i^p = 9,4091 - 5,1658 - 3,8404 + 6,0256 = 6,4285 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 6,4285 \text{ mm} < \bar{f} = L / 500 = 4000 / 500 = 8,00 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

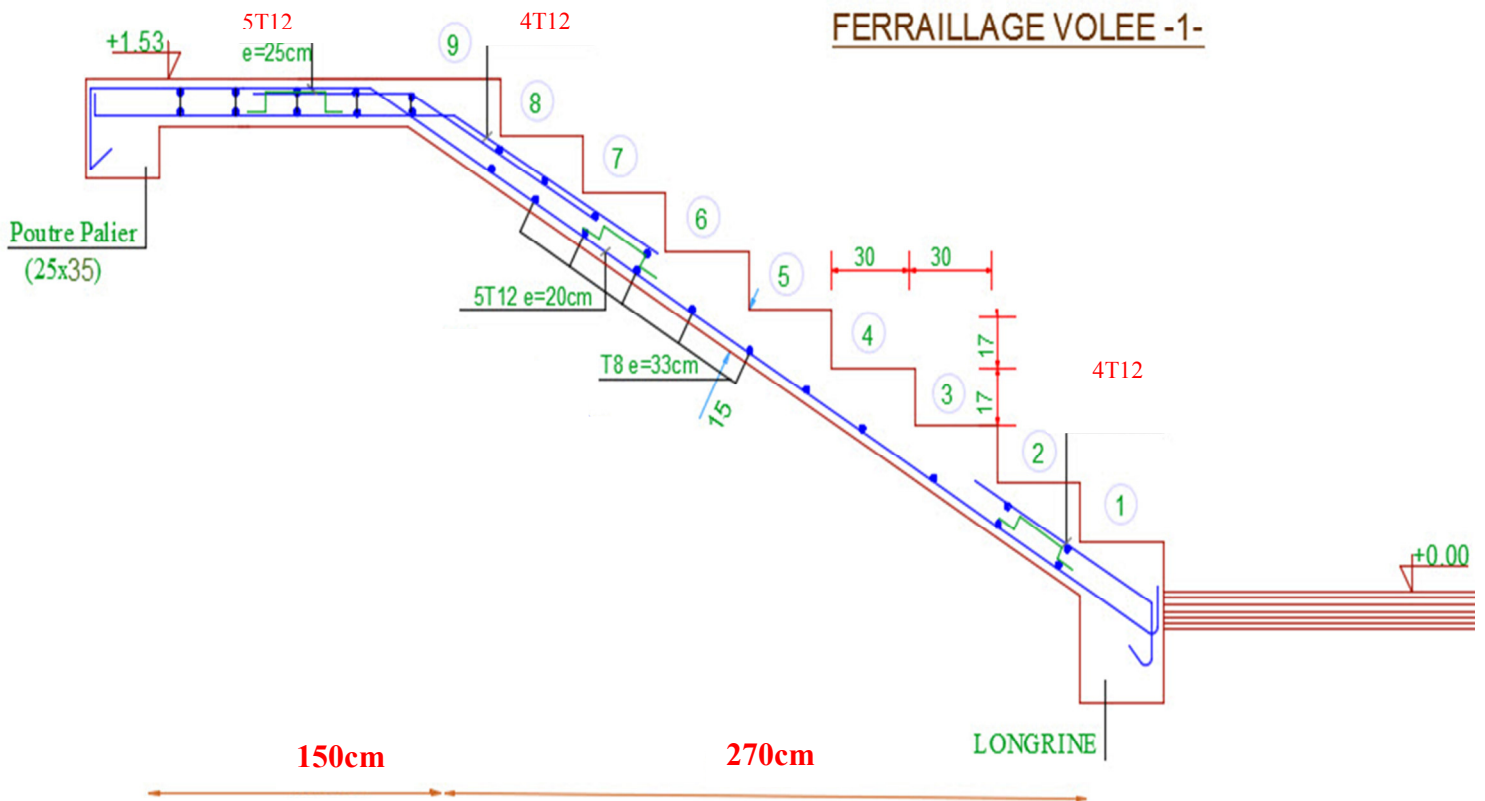


Fig. III.7: Schéma de ferrailage de l'escalier

III.4.POUTRE PALIERE**III.4.1.Définition :**

La poutre palier est un élément qui est soumis à la torsion droite peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction d'appuis sont situées à gauche d'une section.

III.4.2.Pré-dimensionnement:

D'après le RPA $h \geq 30cm$; Donc on prend $h = 35cm$

$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 14 \leq h \leq 28$; On prend $b = 30cm$

D'après le RPA : - $b \geq 20cm$ (vérifie)

$$- \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,2 < 4 \text{ vérifie}$$

- Donc la section de la poutre palier est $(30 \times 35)cm^2$

III.4.3.Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,18KN / ml$

- poids du mur : $2,66 \times 1,82 = 4,84 KN/ml$

- Poids de plier:

$$G = 5,59KN/m^2$$

- Poids de la paillasse

$$G_p = 7,56KN/m^2$$

On prend une largeur d'escalier qui est: $b = 1m$ donc les charges sont

$$q_{du} = 5,59 \times 1 = 5,59KN / ml$$

$$q_{pu} = 7,56 \times 1 = 7,56KN / ml$$

$$\text{Donc } q_u = \frac{5,59 \times 1,5 + 7,56 \times 2,7}{2} + 2,18 + 4,84 = 20,65KN / ml$$

➤ Combinaison d'action :

$$Q = 2,5KN/m^2$$

- À l'ELU : $P_U = 1,35 \times 20,65 + 1,5 \times 2,5 = 31,63KN / ml$

- À l'ELS : $P_{ser} = 20,65 + 2,5 = 23,15KN / ml$

III.4.4.Ferraillage (ELU) :

$$\text{- En travée : } M_t = \frac{P \times L^2}{24} = \frac{31,63 \times 4,00^2}{24} \Rightarrow 21,09 \text{ KN.m}$$

$$\text{- En appui : } M_a = \frac{P \times L^2}{12} = \frac{31,63 \times 4,00^2}{12} \Rightarrow 42,17 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{P \times L}{2} = \frac{31,63 \times 4,00}{2} \Rightarrow 63,26 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$\mu = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{21090}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,054 < \mu_{lu} = 0,392 ;$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,054}) = 0,069$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,972$$

$$A = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{21090}{348 \times 0,972 \times 33} = 1,89 \text{ cm}^2.$$

$$4T12 \text{ avec } A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

- En appui :

$$\mu = \frac{M_{Ut}}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{42170}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,109$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,109}) = 0,144$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,942$$

$$A = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{42170}{348 \times 0,942 \times 33} = 3,89 \text{ cm}^2.$$

-Vérification à ELS :

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} L^2}{8} = 23,15 \text{ KN.m}$$

-En travée :

Aucune vérification à l'ELS si : $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{50}{36,448} = 1,37$$

$$\alpha = 0,069 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 0,435$$

-Section rectangulaire

- Fissuration peut préjudiciable

Donc aucune vérification à l'ELS.

-En appui :

$$\alpha = 0,144 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 0,435$$

-Section rectangulaire -Fissuration peut préjudiciable

Donc pas de vérification à l'ELS.

-Vérification :

$$A \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,996 \text{ cm}^2 \leq 3,89 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL 91 (art A.4.2))}$$

$$A_s \geq 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2 \text{ (RPA (art 7.5.1.2))}$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{ (RPA)} = 4,375 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (4,375 ; 3,89) \Rightarrow A_s = 4,375 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on adopte ; } 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

III.4.5.Vérification :

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{63,26}{0,25 \times 0,33} \Rightarrow \tau_U = 766,78 \text{ KN} / \text{m}^2 = 0,767 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_U = 0,767 \text{ Mpa}$$

Exigence du RPA :

armatures transversales :

D'après le RPA (art.7.5.2.2) : $A_t = 0,003 S b$

$$. S = \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_L \right) = \min \left(\frac{35}{4}, 12\phi_L \right) \Rightarrow S = 8,75 \text{ cm}$$

$A_t = 0,003 \times 8,75 \times 35 = 0,9187 \text{ cm}^2$, dans la zone nodale on adopte 2T8 (1,01 cm²)

$$. S \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} , \text{ Dans la zone courante}$$

$A_t = 0,003 \times 17,5 \times 35 = 1,83 \text{ cm}^2$, donc on adopte 4T8 (2,01 cm²).

- **vérification de la flèche :**

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{400} = 0,0875 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition. vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,0875 > 0,033 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$4,0 \frac{b \times d}{f_e} > A_s \Rightarrow 4,0 \frac{30 \times 33}{400} = 8,25 > A_s = 4,37 \text{-----condition vérifiée.}$$

Donc la flèche est vérifiée.

III.4.6.Calcul de la poutre palière a la torsion :

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH (BAEL91 (art A.5.4)) :

$$\tau_U = \frac{M_{TOR}}{2\Omega e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 4,16 \text{cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 4,16)(35 - 4,16) = 642,70 \text{cm}^2$$

Le moment de torsion est : $M_{TOR} = M_{APPUIS} = 7735,32 \text{N.m}$

$$\text{Donc } \tau_U = \frac{7735,32}{2 \times 642,26 \times 4,16} \Rightarrow \tau_t = 1,447 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa}$$

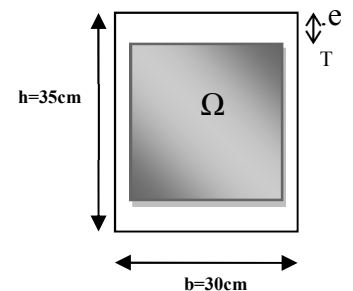


Fig.: Coupe Poutre palière

-Armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \quad \text{Avec } U : \text{périmètre } \Omega$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 4,16) + (35 - 4,16)] = 103,36 \text{cm}$$

SECTION	FLEXIO	TORSION	$A_T (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$	BARRES
	N					

Appuis	3,89	$\frac{1,78}{2} = 0,89$	4,78	4,375	5,75	3T12+3T10
Travée	1,89	$\frac{1,78}{2} = 0,89$	2,78	4,375	5,75	3T12+3T10

$$A_t = \frac{103,36 \times 7735,32}{2 \times 642,26 \times 348} = 1,78 \text{ cm}^2$$

Tenant compte des aciers de flexion : $A_T = A_t + A_s$

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{7912,77}{2 \times 642,26 \times 347,8} = 0,018 \text{ cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.

On prend un espacement de 15cm Soit : $3\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

III.4.7.dessin de ferrailage de la poutre palière :

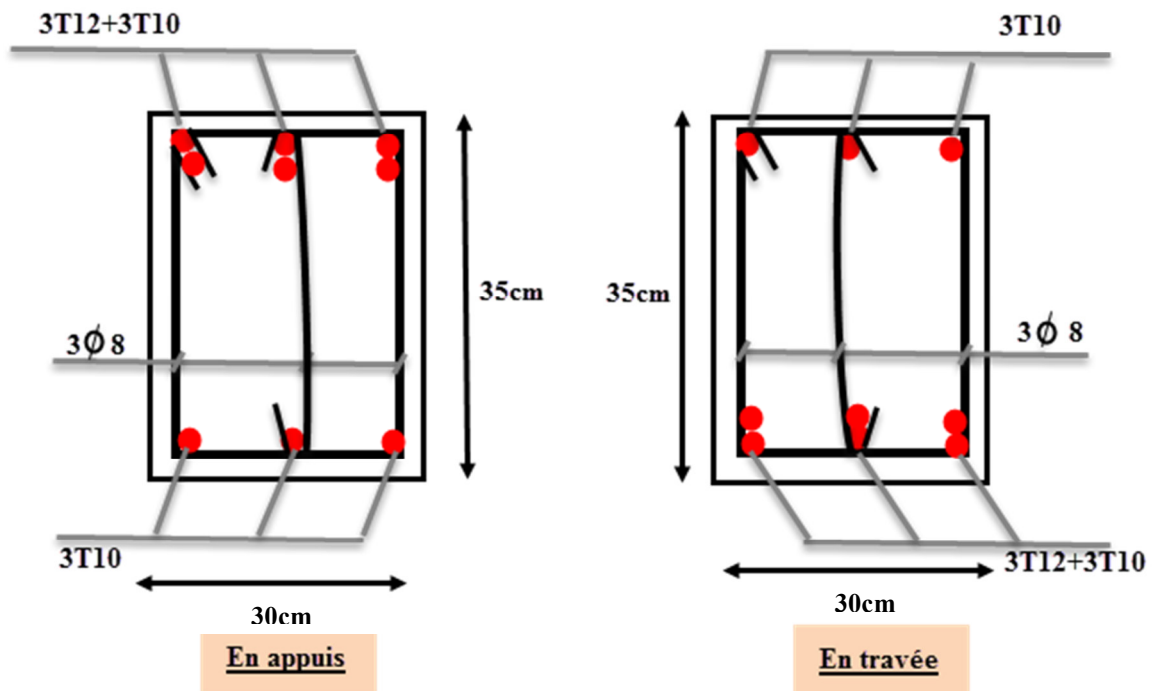


Fig. III 8: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

ETUDES DES PLANCHERS

IV.1.Introduction :

Les plancher sont des éléments plans horizontaux supposés infiniment rigides dans leur plan.

Ils ont pour rôle :

- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assure l'isolation des différents étages du point de la vue thermique et acoustique.

IV.2.Méthode de calcul:

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de caquot.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire

Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.
- Poutre principale recevant les poutrelles et reposant.

IV.3.Calcul des poutrelles :

a-méthode forfaitaire

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

b- Méthode de Caquot :

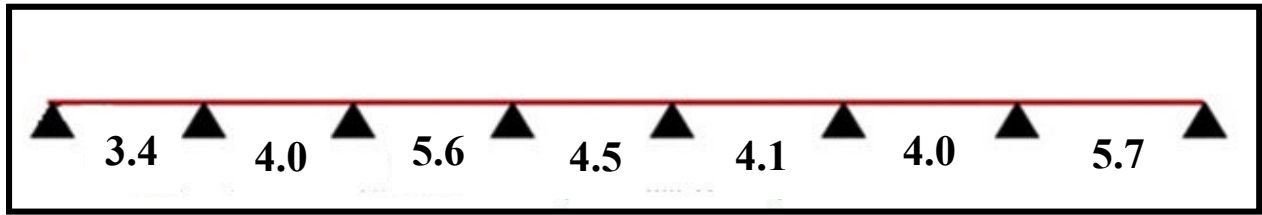
Condition d'application :

- $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
- Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants .

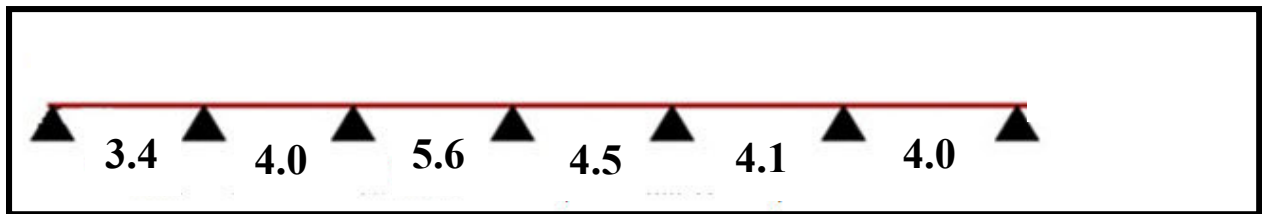
Dans le cas de notre projet on a deux types de poutrelles:

Type 1 :

- poutre repose sur 8 appuis :

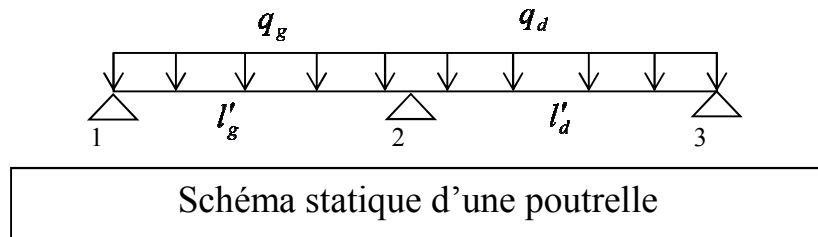


Type 2:



IV.4. Méthode de calcul des poutrelles :

❖ La méthode de Caquot :



$$M_0 = \frac{ql^2}{8} : \text{Moment isostatique}$$

$$M_{app} = \frac{p_u \times l'^3_g + p_u \times l'^3_d}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

M_2 : Moment à l'appui 2.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q_g et q_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

Avec : $l' = 0.8 \times l$ Pour une travée intermédiaire.

$l' = l$ Pour une travée de rive.

Moment en travée :

$$M_t = \frac{q \cdot x_{im}^2}{2} + M_w$$

$$x_m = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL}$$

$$V = \pm \frac{qL}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{L}$$

Vérification vis-à-vis les Conditions d'applications de la méthode forfaitaire

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 2G = 13.86 \text{ KN/m}^2$ *Vérifiée*

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 5\text{KN}$ *Vérifiée*

Inertie constante (I) : *Vérifiée*

Fissuration peu nuisible *Vérifiée*

$0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25 ; 5.60/4.00 = 0.71$ *Non Vérifiée*

Alors la méthode forfaitaire n'est pas applicable. On applique la méthode de Caquot parce que toutes les conditions sont vérifiées.

IV.5.Calcul des planchers :

Les résultats obtenue par méthode de Caquot (M, T).

Calcul des moments et efforts tranchant des poutrelles :

Calcul des sollicitations

à l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

à l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/m)
Terrasse inaccessible	6.93	1.0	10.85	7.06	7.93	5.15
Etages courants	5.85	1.5	10.15	6.59	7.35	4.78

-Charges et surcharges d'exploitation

Poutrelles du Plancher terrasse inaccessible 1^{er} type 1:

ELU :

Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN /m)	M ₀ (KN. m)	M _{app} (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.4	3.4	7.06	10.20	A= 0	6.07	-9.65	14.66
					B= -9.07			
B-C	4.0	3.2	7.06	14.12	B= -9.07	2.90	-13.07	15.16
					C= - 13.26			
C-D	5.6	4.48	7.06	27.67	C= - 13.26	2.79	-19.63	19.90
					D= - 14.03			
D-E	4.5	3.6	7.06	17.87	D= - 14.03	1.68	-16.80	14.96
					E= -9.89			
E-F	4.1	3.28	7.06	14.83	E= -9.89	2.04	-14.51	14.43
					F= -9.72			
F-G	4.0	3.2	7.06	14.12	F= -9.72	2.00	-14.07	14.17
					G= -9.92			
G-H	5.7	5.7	7.06	28.67	G= -9.92	2.60	-21.86	18.38
					H= 0			

Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

ELS :

Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN /m)	M ₀ (KN. m)	M _{app} (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.4	3.4	5.15	7.44	A= 0	4.61	-6.81	10.69
					B= -6.61			
B-C	4.0	3.2	5.15	10.3	B= -6.61	2.21	-9.53	11.06
					C= -9.67			
C-D	5.6	4.48	5.15	20.18	C= -9.67	9.57	-14.21	14.71
					D=-11. 34			
D-E	4.5	3.6	5.15	13.03	D=-11. 34	3.82	-12.50	10.66
					E= -7.21			
E-F	4.1	3.28	5.15	10.82	E= -7.21	3.36	-7.24	13.86
					F= -6.36			
F-G	4.0	3.2	5.15	10.3	F= -6.36	0.21	-8.18	12.41
					G= - 14.83			
G-H	5.7	5.7	5.15	20.91	G= - 14.83	14.09	-17.27	12.07
					H= 0			

* *Poutrelles du plancher etages courants :*

ELU :

Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN /m)	M ₀ (KN. m)	M _{app} (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.4	3.4	6.59	9.52	A= 0	5.69	-8.72	13.67
					B= -8.42			
B-C	4.0	3.2	6.59	13.18	B= -8.42	2.76	-12.20	14.15
					C= - 12.32			
C-D	5.6	4.48	6.59	25.83	C= - 12.32	13.29	-18.41	18.49
					D= - 12.54			
D-E	4.5	3.6	6.59	16.68	D= - 12.54	5.75	-15.57	14.08
					E= -9.19			
E-F	4.1	3.28	6.59	13.84	E= -9.19	5.21	-13.80	13.21
					F= -7.97			
F-G	4.0	3.2	6.59	14.18	F= -7.97	0.23	-10.44	15.91
					G= - 18.90			
G-H	5.7	5.7	6.59	26.76	G= - 18.90	18.04	-22.09	15.46
					H= 0			

ELS :

Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN /m)	M ₀ (KN. m)	M _{app} (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.4	3.4	4.78	6.90	A= 0	4.56	-6.45	8.77
					B= -3.95			
B-C	4.0	3.2	4.78	9.56	B= -3.95	5.16	-9.04	8.87
					C= -3.62			
C-D	5.6	4.48	4.78	18.73	C= -3.62	12.38	-11.99	13.09
					D= -6.71			
D-E	4.5	3.6	4.78	12.09	D= -6.71	5.77	-10.59	9.54
					E= -4.39			
E-F	4.1	3.28	4.78	10.04	E= -4.39	5.34	-9.35	9.01
					F= -3.70			
F-G	4.0	3.2	4.78	9.56	F= -3.70	5.1	-8.92	9.0
					G= -3.86			
G-H	5.7	5.7	4.78	19.41	G= -3.86	10.74	-13.44	12.09
					H= 0			

Poutrelles du Plancher terrasse inaccessible type 2 :

ELU :

Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN /m)	M ₀ (KN. m)	M _{app} (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
--------	----------	-----------	------------------------------	------------------------------	----------------------------	--------------------------	------------------------	------------------------

A-B	3.4	3.4	7.06	10.20	A= 0	6.07	-9.65	14.66
					B= -9.07			
B-C	4.0	3.2	7.06	14.12	B= -9.07	2.90	-13.07	15.16
					C= - 13.26			
C-D	5.6	4.48	7.06	27.67	C= - 13.26	2.79	-19.63	19.90
					D= - 14.03			
D-E	4.5	3.6	7.06	17.87	D= - 14.03	1.68	-16.80	14.96
					E= -9.89			
E-F	4.1	3.28	7.06	14.83	E= -9.89	4.24	-14. 12	14.82
					F= - 11.32			
F-G	4.0	4.0	7.06	14.12	F= - 11.32	8.26	-15.95	11.29
					G= 0			

Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

ELS :

Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN /m)	M ₀ (KN. m)	M _{app} (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.4	3.4	5.15	7.44	A= 0	4.61	-6.81	10.69
					B= -6.61			

B-C	4.0	3.2	5.15	10.3	B= -6.61	2.21	-9.53	11.06
					C= -9.67			
C-D	5.6	4.48	5.15	20.18	C= -9.67	9.57	-14.21	14.71
					D=-11.34			
D-E	4.5	3.6	5.15	13.03	D=-11.34	3.82	-12.50	10.66
					E= -7.21			
E-F	4.1	3.28	5.15	10.82	E= -7.21	3.00	-10.27	10.83
					F= -8.35			
F-G	4.0	4.0	5.15	10.3	F= -8.35	6.02	-12.38	8.21
					G= 0			

* Poutrelles du plancher etages courants :

ELU :

Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN /m)	M ₀ (KN. m)	M _{app} (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.4	3.4	6.59	9.52	A= 0	5.69	-8.72	13.67
					B= -8.42			
B-C	4.0	3.2	6.59	13.18	B= -8.42	2.76	-12.20	14.15
					C= -12.32			
C-D	5.6	4.48	6.59	25.83	C= -12.32	13.29	-18.41	18.49
					D= -			

					12.54			
D-E	4.5	3.6	6.59	16.68	D= - 12.54	5.75	-15.57	14.08
					E= -9.19			
E-F	4.1	3.28	6.59	13.84	E= -9.19	2.93	-13.17	13.84
					F= - 10.57			
F-G	4.0	4.0	6.59	14.18	F= - 10.57	13.18	-15.82	10.53
					G= 0			

ELS :

Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN /m)	M ₀ (KN. m)	M _{app} (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.4	3.4	4.78	6.90	A= 0	4.56	-6.45	8.77
					B= -3.95			
B-C	4.0	3.2	4.78	9.56	B= -3.95	5.16	-9.04	8.87
					C= -3.62			
C-D	5.6	4.48	4.78	18.73	C= -3.62	12.38	-11.99	13.09
					D= -6.71			
D-E	4.5	3.6	4.78	12.09	D= -6.71	5.77	-10.59	9.54
					E= -4.39			
E-F	4.1	3.28	4.78	10.04	E= -4.39	4.61	-9.25	9.10

					F= -4.08			
F-G	4.0	4.0	4.78	9.56	F= -4.08	2.15	-9.98	7.94
					G= 0			

IV.6.Ferrailage des poutrelles :

a)- En travées :

On ferraille toutes les poutrelles avec les sollicitations maximales à l'ELU.

$$M_t = 18.90 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 18.04 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 22.09 \text{ KN}$$

Mais le CBA93 exige une quantité d'acier équilibrant un moment égal à $0,15 \cdot M_0$.

$$M_0 = 28,67 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\text{rve}} = 0.15 M_0 = 4,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = b \cdot x \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot (d - (h_0/2)) = 65 \times 5 \times 14.2 \cdot (23 - (5/2)) = 94,607 \text{ KN.m} = 94607,5 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\text{max}} = 18900 \text{ N.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\text{max}} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

➤ Calcul des armatures :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{18900}{14.2 \times 65 \times 23^2} = 0.0387 < 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0.980$$

$$A_t = \frac{18900}{348 \times 0.98 \times 23} = 2.40 \text{ cm}^2$$

b)-En appuis :

• appuis intermédiaires :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$M_{tu} = 94,607 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 18.04 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tu} > M_a$$

$$u_{bu} = 4690 / 14.2 \times 10 \times 18^2 \frac{18040}{14.2 \times 10 \times 23^2} = 0.240 < 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A = 0.383$$

$$\beta = 0.846$$

$$A_t = \frac{18040}{348 \times 0.846 \times 23} = 2.66 \text{ cm}^2$$

ELS : D'après le BAEL91

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\gamma = M_u / M_{ser} \frac{18.04}{14.09} = 1.30$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.30 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.39$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = 0.39$$

Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2, 1)

$$A_{t \min} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$\text{En Travée : } A_{t \min} > 0.23 \times 65 \times 23 \times 2.1 / 400 = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur Appuis : } A_{t \min} > 0.23 \times 10 \times 23 \times 2.1 / 400 = 0.27 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m \geq 0.001 \times b \times h$$

$$\text{En Travée : } A_m > 0.001 \times 65 \times 25 = 1.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur Appuis : } A_m > 0.001 \times 10 \times 25 = 0.25 \text{ cm}^2$$

Tableau Récapitulatif : $A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_m)$

Eléments	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_m (\text{cm}^2)$	$A_{max} (\text{cm}^2)$	$A_{adopte} (\text{cm}^2)$
Travée	2.40	1.80	1.62	2.40	3HA12=3.39
Appuis	2.66	0.27	0.25	2.66	3HA12=3.39

Calcul des armatures transversales:: BAEL91 (A.7.2, 2)

ϕ_t : Diamètre minimale des armatures longitudinales.

$$\phi_t : \min(h_t/35 ; \phi_l ; b_0/10) = (250/35 ; \phi_l ; 100/10) =$$

$$\Rightarrow \phi_t = \min(7.14 ; 10)$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A = 3.14/4 = 0.78 \text{ cm}^2$$

Donc en adopte des cadres $\phi 6$ d'où : $A_t = 2 \phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$ de nuance FeE235.

Espacement des cadres S_t : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_{t1} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(20,7; 40) \text{ cm}$$

$$S_{t1} = 20,7\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t \times f_e / 0,4 \times b_0 = 0,57 \times 235 / 0,4 \times 10 = 33,49 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq [0,9 \times f_e (\cos\alpha + \sin\alpha) A_t] / [10 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k)]$$

$k = 1 \rightarrow$ flexion simples

$$S_{t3} \leq (0,9 \times 235 \times 1 \times 0,57) / [10 \times 1,15 (3,14 - 0,3 \times 2,1 \times 1)] = 21,84 \text{ cm}$$

Suit: $S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$

$$S_t \leq \min(20,7; 33,49; 21,84) \rightarrow S_t = 15$$

Alors en prend : $S_t = 15$ cm On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

La contrainte tangente : $\tau_u = T_U / (b_0 \times d)$ BAEL91 (A.5.1, 1)

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$T_U = 22090 \text{ N}$$

$$\tau_u = 22090 / 100 \times 230 = 0,960 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\tau_u' = \min(0,2 \times f_{cj} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1, 211)).}$$

$$= \min(3,333; 5 \text{ Mpa}) = 3,333 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,960 \leq \tau_u' = 3,333 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1,31)

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que L'on a :

$$T_u \leq 267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Au maximum } a = 0,9.d = 20,7 \text{ cm}$$

$$T_u = 22090 \text{ N}$$

$$T_u = 22090 \leq 0,267 \times 20,7 \times 10 \times 100 \times 25 = 55260,9 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$A \geq \gamma_s T_u / f_e$$

$$A = 2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2 = 308 \text{ mm}^2$$

$$A \geq 1,15 \times 22090 / 400 = 63,508$$

$$A=308 \text{ mm}^2 > 63.508 \dots\dots (\text{C.V})$$

Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$1/ h/l \geq 1/22.5 \quad \Rightarrow \quad 25/550=0.045 > 0.044 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$2/ h/l \geq M_v/15 \times M_0 \quad \Rightarrow \quad 25/550=0.045 > 0.018 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$3/ A/b_0 \times d \leq 3.6/f_e \quad \Rightarrow \quad 3.08/(65 \times 23)=0.002 < 0.009 \dots\dots (\text{C.V})$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

Présentation de ferrailage:

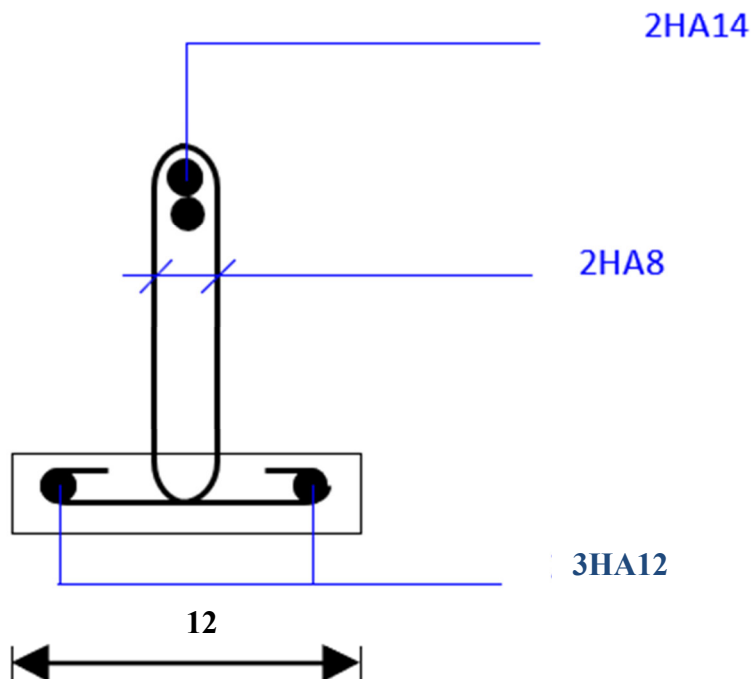


fig IV.1 schéma Ferrailage des planchers

Etude de sismique :

V.1.Introduction :

Le risque des tremblements de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvements du sol. Aussi les mesures de protection contre ce phénomène se sont-elles d'abord concentrées sur la gestion des catastrophes. Certes, des propositions relatives au mode de construction avaient déjà été émises au début du 20^e siècle, mais c'est au cours des dernières décennies que des recherches toujours plus nombreuses et pointues ont révélé comment réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

Les tremblements de terre sont généralement provoqués par des ondes sismiques naissant lors de déplacements brusques de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active). Des ondes de diverses natures et vitesses parcourent différents chemins avant d'atteindre un site et de soumettre le sol à divers mouvements.

VI.1.1.Modélisation de la structure :

La modélisation consiste à rechercher un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité du système d'origine, en se basant sur les hypothèses suivantes :

- la structure est considérée comme une console encastrée à la base et les masses sont considérées concentrées à chaque niveau de la structure.
- Chaque masse sera considérée avec un seul degré de liberté correspondant au déplacement horizontal (x_k).

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans

V.2.Choix de la méthode de calcul : RPA 99 (Art.1.1)

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2.1.Méthode statique équivalente :

- **Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

- **Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans L'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans l'ADDENDA 2003.

V.2.2.méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

-méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

V.2.3.Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003:

Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation, implanté dans la wilaya De SETIF (**Zone IIa**), et ayant une hauteur totale de **45.90 m**, il sera classé au groupe d'usage **2**.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme de catégorie S2.

➤ **Principe de la méthode :**

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des efforts engendrés dans la structure par des forces sismiques représenté par un spectre de réponse de calcul, ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

➤ **Buts de l'analyse dynamique:**

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.

-La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges d'exploitation Q ; $\beta = 0,2$ est le coefficient réducteur des charges Q (soit 20%).

➤ **Données de l'ouvrage :**

✓ Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation, implanté dans la wilaya de SKIKDA (**Zone IIa**), et ayant une hauteur totale de **45.90 m**,il sera classé au groupe d'usage **2**.

✓ La catégorie du site est **S2** (site ferme).

➤ **Spectre de calcul :**

Spectre de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul comme il est indiqué dans **L'article 4.3.3 du RPA 99 / version 2003**

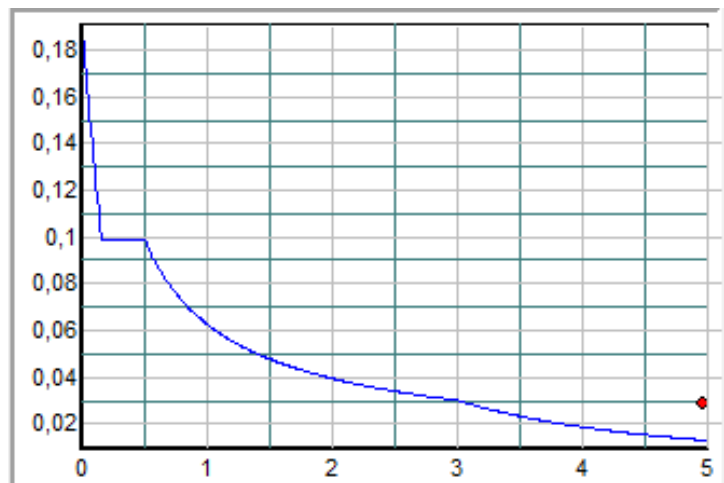


Fig.V.14.Spectre de calcul

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

V.2.4. Analyse de la structure Initiale:

Description du logiciel (ROBOT):

Le système « **Robot Structural Analyses 2018** » est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot Structural analysis permet de modéliser les structure, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les caractéristiques principales du logiciel Robot Structural analyse sont les suivantes :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet,
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- Possibilité de composer librement les impressions (note de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).

V.2.4.1. Modélisation de la structure initiale :

Les caractéristiques dynamiques de la structure (modes propres et formes propres) sont déterminées en utilisant le logiciel de calcul (Robot 2018) qui fera l'objet d'une présentation détaillé ci-après.

La figure montre la structure initiale.

Le système de contreventement de la structure est considéré comme mixte (portiques et voiles) avec interaction. Les périodes propres et les formes propres de la structure seront analysés et commentées dans ce chapitre

V.2.4.2 Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

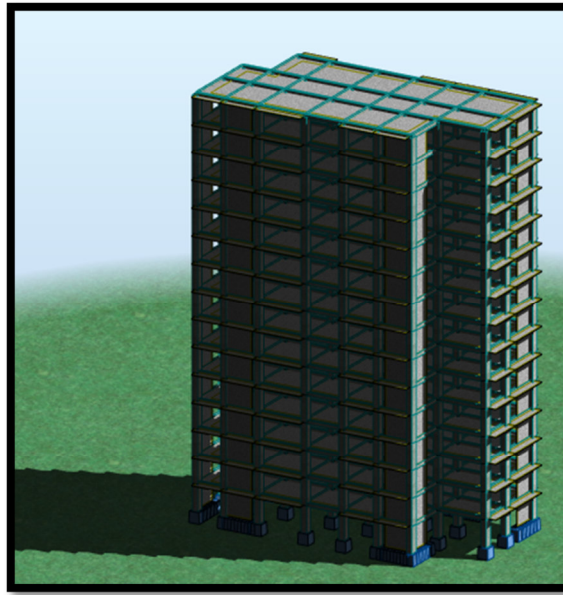


Fig.V.15. Vue en plan en 3D dans notre bâtiment

V.2.4.3 Modélisation de masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ exigée par le RPA99 version 2003. Dans notre cas $\beta = 0,2$ correspondant à la surcharge d'exploitation modérée.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

Spectre de réponse :

Les sollicitations peuvent être obtenues en introduisant la notion du spectre de réponse. En général, deux directions d'excitation sismique perpendiculaires sont considérées, par la suite, les résultats sont combinés selon la méthode SRSS pour obtenir l'enveloppe des efforts internes (M, N, T) et faire les vérifications nécessaires. Toutes ces phases sont générées automatiquement par le logiciel. Pour tenir compte de l'effet de torsion due aux excentricités involontaires des masses, les chargements en torsion de la méthode des forces de remplacement sont automatiquement utilisés.

V.3. Analyse de la structure :

(Variante initiale) :

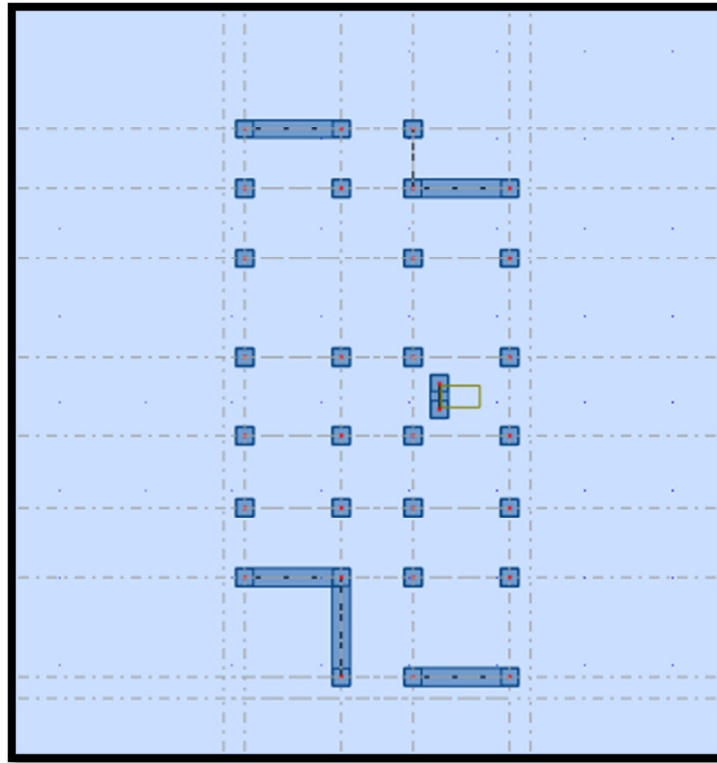


Fig.V.16.La vue en plan de la structure de la première

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 1	0.94	1.07	12.79	56.74	0.0	12.79	56.74
5/ 2	1.22	0.82	63.63	67.46	0.0	50.84	10.72
5/ 3	1.52	0.66	67.50	70.63	0.0	3.87	3.16
5/ 4	3.53	0.28	69.30	83.67	0.0	1.80	13.04
5/ 5	5.05	0.20	84.23	85.45	0.0	14.94	1.78
5/ 6	6.32	0.16	84.88	86.06	0.0	0.64	0.61
5/ 7	7.52	0.13	85.50	91.23	0.0	0.63	5.17
5/ 8	10.68	0.09	90.94	91.83	0.0	5.44	0.60
5/ 9	11.97	0.08	91.28	94.46	0.0	0.34	2.63
5/ 10	14.12	0.07	91.45	94.48	0.0	0.18	0.02

Fig.V.17.Périodes et coefficients de participation

Interprétation:

- La période fondamentale $T_y = 1,07\text{sec}$.
- Le 1^{er} et le 2^{ème} mode sont des modes de translation couplée avec la torsion.
- Il faut 7 mode pour attendre les 90% de participation de masse modale pour le RPA 2003 art,,
- Le 3^{ème} mode est mode de Torsion (translation + torsion)

- Il faut 8 modes pour atteindre les 90% de participation de masse modale pour le RPA 2003.

Conclusion :

La structure présente une instabilité vis-à-vis de la torsion et pour cette torsion ou change disposition et le nombre des viols pour parer à cette modifier

Variante 1 :



Fig.V.18.La vue en plan de la structure de la première

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 1	0.67	1.49	68.22	0.76	0.0	68.22	0.76
5/ 2	0.75	1.34	69.00	69.26	0.0	0.79	68.49
5/ 3	0.94	1.06	71.58	69.26	0.0	2.57	0.00
5/ 4	2.41	0.41	85.24	69.28	0.0	13.67	0.02
5/ 5	2.91	0.34	85.25	85.50	0.0	0.01	16.22
5/ 6	3.58	0.28	85.67	85.50	0.0	0.42	0.00
5/ 7	4.89	0.20	90.94	85.50	0.0	5.27	0.00
5/ 8	6.19	0.16	90.94	91.41	0.0	0.00	5.91
5/ 9	7.48	0.13	93.63	91.41	0.0	2.68	0.00
5/ 10	7.51	0.13	93.67	91.42	0.0	0.05	0.00

Fig.V.19.Périodes et coefficients de participation modaux.

Interprétation:

- La période fondamentale $T_y = 1,49$ sec.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe inbilistion 68,22 % de masse modale.

- Le 2^{ème} mode est un mode de translation $U_x=69,00\%$ coupée avec la torsion .
- Le 3^{ème} mode est mode de Torsion (translation + torsion)
- Il faut 8 modes pour atteindre les 90% de participation de masse modale pour le RPA 2003.

Conclusion :

La présence de la torsion présente dans la structure et pour cette raison on propose une nouvelle variante avec une nouvelle disposition de voiles

Variante 2 :

Conception et analyse de la nouvelle variante:

Introduction :

Suite à l'analyse de la structure initiale, plusieurs variantes ont été analysées pour pouvoir obtenir une structure ayant un système de contreventement optimal.

Nous présenterons dans ce qui suivra une (01) proposition.

proposition :

Pour cette raison, on propose de minimisé certains voiles et augmenté la section de Poteau et changer la disposition de certain voiles afin d'améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de la torsion, Système de contreventement se présente comme suit :

- ✓ 04 voiles transversaux (sens-y) de 16 cm.
- ✓ 04 voiles longitudinaux (sens-x) de 16cm.
- ✓ Section des poteaux (65x85) cm^2 .

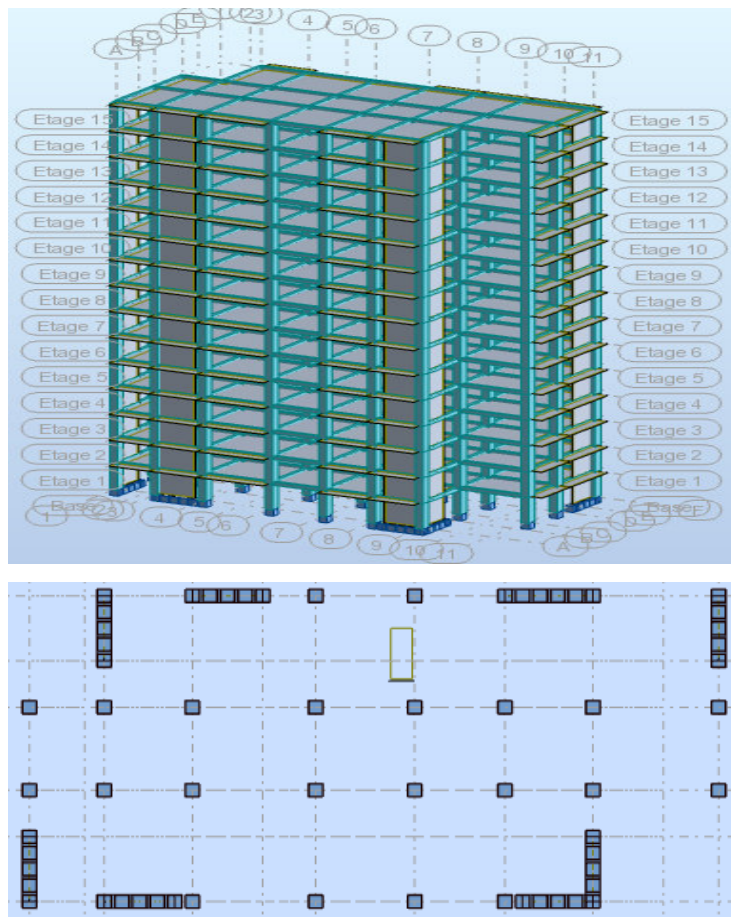


Fig.V.20 Vue en plan et en élévation de la proposition.

V.4.1. Périodes et coefficients de participation modaux :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	0,75	1,34	3,38	69,25	3,38	69,25	7775499,11	7775499,11
4/ 2	0,83	1,20	71,20	72,70	67,82	3,45	7775499,11	7775499,11
4/ 3	1,02	0,98	71,28	72,70	0,08	0,00	7775499,11	7775499,11
4/ 4	2,61	0,38	71,67	85,41	0,39	12,71	7775499,11	7775499,11
4/ 5	3,04	0,33	86,07	85,77	14,39	0,36	7775499,11	7775499,11
4/ 6	3,70	0,27	86,16	85,78	0,09	0,01	7775499,11	7775499,11
4/ 7	5,28	0,19	86,29	90,82	0,13	5,04	7775499,11	7775499,11
4/ 8	6,28	0,16	91,71	90,95	5,42	0,13	7775499,11	7775499,11
4/ 9	7,74	0,13	91,71	90,95	0,00	0,00	7775499,11	7775499,11
4/ 10	8,35	0,12	91,80	93,63	0,08	2,68	7775499,11	7775499,11

Fig.V.21 Périodes et facteurs de participation modaux (1er proposition).

Interprétations des résultats :

on constate qu’il faut 8 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée

par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a.

- ✓ le 1^{er} mode est un mode translation pure selon l’axe Y avec 69.25 %.
- ✓ le 2^{ème} mode est un mode translation pure selon l’axe X avec 67.82 %.

- ✓ le 3^{ème} mode est mode torsion pure.
- ✓ le 3^{ème} période fondamentale $T_y = 1.34$ sec .

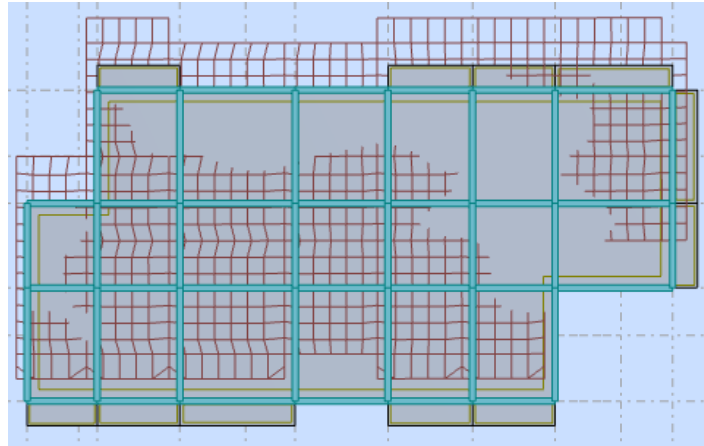


Fig.V.22 Premier mode de vibration. Vue en plan.

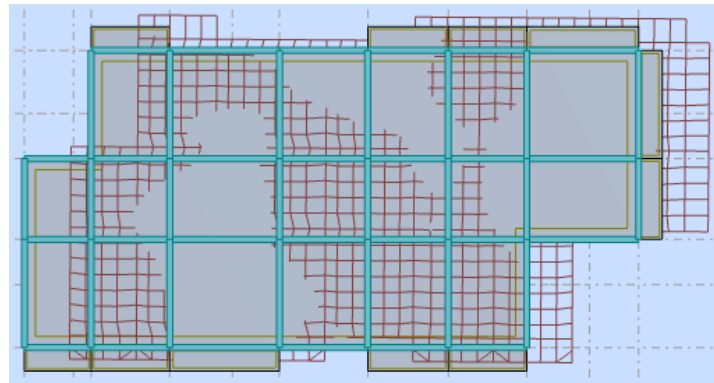


Fig.V.23 Deuxième mode de vibration. Vue en plan.

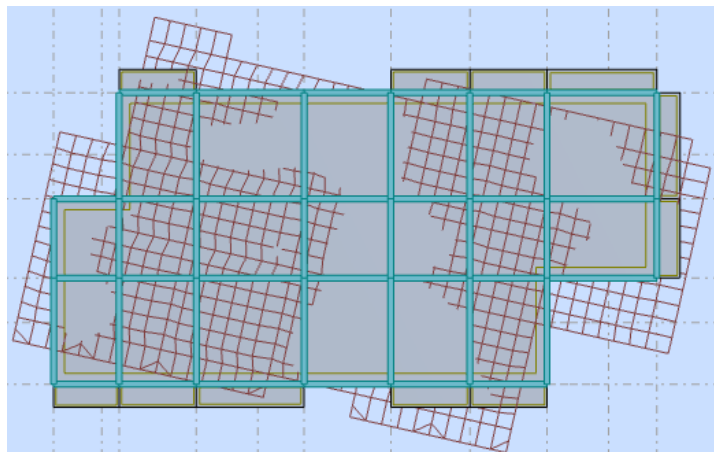


Fig.V.24 Troisième mode de vibration. Vue en plan.

Conclusion :

Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

V.4.2.Vérification de l'effort tranchant :

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version2003**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31** → $C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée Donc $T = 0,05 \times 45.90^{3/4} = 0.88 \text{ sec}$

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 45.90}{\sqrt{31.30}} = 0.74 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 45.90}{\sqrt{15.10}} = 1.06 \text{ sec}$$

➤ **L'effort tranchant de niveau pour l'étage :**

Les résultats sont donnés dans les tableaux V-3 et V-4 pour les deux directions principales

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Niveau	FX [kN]	FY [kN]
RDC	2814,99	2665,07
1	2792,03	2641,92
2	2728,23	2577,47

3	2627,77	2481,50
4	2504,39	2369,22
5	2371,39	2246,24
6	2234,85	2113,72
7	2093,88	1976,98
8	1945,73	1840,18
9	1788,90	1696,83
10	1619,74	1534,00
11	1427,18	1343,89
12	1190,30	1119,36
13	884,28	840,35
14	489,28	474,88

Tableau.1. Efforts tranchants à chaque niveau.

V.4.5. Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente

❖ Résultante des effort tranchant à la base :

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être Inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V ,

soit : $V_{dyn} > 0.8 V_{sta}$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont

Comme suit :

- Effort tranchants dans le sens X, $V_{dyn}^x = 2814,99$ KN
- Effort tranchants dans le sens Y, $V_{dyn}^y = 2665,07$ KN
- Calcul de effort tranchant par la méthode statique

$$V = [(A \cdot D \cdot Q) / R] \cdot W$$

A : Coefficient d'accélération de zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que le groupe d'usage.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen de site, un facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement.

W : La charge (le poids) prise en compte dans le calcul sismique. Il joue un rôle important dans le calcul de la force sismique, logiquement ce poids doit être le poids du bâtiment durant le séisme.

$$W = 78283.20 \text{ KN}$$

Détermination des coefficients :

a- Le coefficient "A" :

Du fait que l'ouvrage est courant d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation et bureau)

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,12	0.25	0.30	0.40
1 B	0.10	0.20	0.25	0.30
2	0.08	0.15	0.20	0.25
3	0.05	0.10	0.14	0.18

Tableau 2. de coefficient d'accélération

Donc il a un groupe d'usage (2) et la zone IIa, donc :

$$A = 0.15 \quad (\text{d'après le R.P.A.99})$$

b- Le facteur "D" : il est

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

$$2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} \quad T > 3,0 \text{ s}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.1).

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad \text{Où } \xi(\%) \text{ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure}$$

❖ **T.A.B.4.2. R.P.A 99 :**

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau3. valeur de ξ .

$\rightarrow \xi = 7 \%$

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.88 \geq 0.7$

❖ **T.A.B.4.7 RPA99 p34 (valeurs de T_1 et T_2) :**

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂	0,30	0.40	0.50	0.70

Tableau4.valeur de T1 et T2.

site ferme (S₂) → T₂ = 0,40 sec

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux

Valeurs, d'où :

T_x=0.74 sec.

T_y=1.06 sec.

T_x = min (0.74 ; 0.88) = 0.74 sec

T_y = min (1.06 ; 0.88) = 0.88 sec

✓ la période fondamentale

$$T_{x_{dynamique}} = 1.20 \text{ sec}$$

$$T_{y_{dynamique}} = 1.34 \text{ sec}$$

$$✓ \frac{T_{dx}}{T_{st}} = \frac{1.20}{0.74} = 1.62 \text{ sec} > 1.3$$

$$✓ \frac{T_{dy}}{T_{st}} = \frac{1.34}{0.88} = 1.52 \text{ sec} > 1.3$$

Alors en va calculé le facteur D $1.3T_{emp}$ dans chaque direction

$$\text{On a : } T_2 \leq T_x \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3}$$

$$D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3}$$

Donc :

$$D_x = 2.5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 1.23$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 1.10$$

c-Coefficient " R ":

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3)

→ Contreventement mixte ⇒ **R = 5**

d-Coefficient "Q ":

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère « q » d'après le T.A.B 4.4

Critère q	Pq (x)		Pq (y)	
	Observé	N/observé	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	X		X	
2. Redondance en plan	X		X	
3. Régularité en plan		X		X
4. Régularité en élévation	X		X	
5. Contrôle de la qualité des matériaux		X		X

6. Contrôle de la qualité de l'exécution		X		X
--	--	---	--	---

Tableau5. Valeur de Pq

$Q_x = 1.20$

$Q_y = 1.20$

e-Calcul du poids (W):

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes.

Pour les habitations, il faut prendre en considération 20% des surcharges d'exploitations.

$\beta = 0.20$

$W = W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : la charge d'exploitation.

Sens	A	D	Q	R	W	V _{st}
Longitudinal	0.15	1.23	1.20	5	78283.20	3466.38
Transversal	0.15	1.10	1.20	5	78283.20	3100.01

Tableau6 . Résultat de coefficient.

❖ **Vérifications :**

$V_{dyn}/V_{stat} \geq 0.8$

➤ **Sens longitudinal :** $V_{dyn}^x = 2814.99$ KN

$2814.99 / 3466.38 = 0.81 > 0.8 \dots \dots \dots$ Vérifié

$V_{stat} = 3466,38$ KN

➤ **Sens transversal :** $V_{dyn}^y = 2665.07$ KN

$2665.07 / 3100.01 = 0.86 > 0.8 \dots \dots \dots$ Vérifié

$V_{stat} = 3100,01$ KN

Vérifications de l'interaction Portiques-Voiles: selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19

Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (de logiciel ROBOT).

⇒ Charges verticales: voiles ≤ 20%

✓ Les sollicitations verticales totales de la structure: 82747.12 KN

✓ Les sollicitations verticales reprises par les voiles: 13081.37 KN

$$\frac{F_z \text{ voiles}}{F_{total}} = \frac{13081.37}{82747.12} = 15.80 \% < 20 \% \quad \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Charges horizontales : portiques ≥ 25%

Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{1369.65}{2814.99} = 48.66 \% > 25 \% \quad \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{1537.25}{2665.07} = 57.68 \% > 25 \% \quad \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

V.4.5. Calcul des déplacements relatifs horizontaux :

L'article 4.4.3 du RPA99/version2003 :

Le déplacement absolu horizontal a chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effort de torsion).

R : coefficient de comportement.

· **le déplacement relatif** au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :

$$\Delta_k \leq 1\% h_i.$$

Avec :

H_i : étant la hauteur de l'étage considéré.

Les différents résultats sont résumés dans les tableaux V-8 et V-9

Sens longitudinale

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
7/ 1	0,3	0,3
7/ 2	0,8	0,5
7/ 3	1,5	0,7
7/ 4	2,3	0,8
7/ 5	3,2	0,9
7/ 6	4,2	0,9
7/ 7	5,1	1,0
7/ 8	6,1	1,0
7/ 9	7,1	1,0
7/ 10	8,0	0,9
7/ 11	8,9	0,9
7/ 12	9,7	0,8
7/ 13	10,5	0,8
7/ 14	11,2	0,7
7/ 15	11,9	0,7

Tableau7. Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x)

Sens transversale

Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
8/ 1	0,3	0,3
8/ 2	1,0	0,7
8/ 3	1,9	0,9
8/ 4	2,9	1,0
8/ 5	4,0	1,1
8/ 6	5,1	1,1
8/ 7	6,3	1,1
8/ 8	7,4	1,1
8/ 9	8,4	1,1
8/ 10	9,5	1,0
8/ 11	10,4	0,9
8/ 12	11,3	0,9
8/ 13	12,1	0,8
8/ 14	12,8	0,7
8/ 15	13,4	0,6

Tableau.8. Déplacements relatifs inter étage pour la directions (y-y)

niveau	Δkx (cm)	Δky (cm)	Hi (m)	1% Hi (cm)	observation
RDC	0,3	0,3	3.06	3.06	Vérifier
1	0,5	0,7	3,06	3.06	Vérifier

2	0,7	0,9	3,06	3.06	Vérifier
3	0,8	1,0	3,06	3.06	Vérifier
4	0,9	1,1	3,06	3.06	Vérifier
5	0,9	1,1	3,06	3.06	Vérifier
6	1,0	1,1	3,06	3.06	Vérifier
7	1,0	1,1	3,06	3.06	Vérifier
8	1,0	1,1	3,06	3.06	Vérifier
9	0,9	1,0	3,06	3.06	Vérifier
10	0,9	0,9	3,06	3.06	Vérifier
11	0,8	0,9	3,06	3.06	Vérifier
12	0,8	0,8	3,06	3.06	Vérifier
13	0,7	0,7	3,06	3.06	Vérifier
14	0,7	0,6	3,06	3.06	Vérifier

Tableau.9. Déplacements relatifs inter étage pour les deux directions principales

V.4.6. Justification de l'effet P-Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

Le tableau V-11 résume l'ensemble des résultats dans le sens longitudinal (sens x-x)

Niveau	W (KN)	Pk (KN)	Δ_{kx}	Vx	h (m)	θ	Observation
14	5835,19	5835,19	0,007	489,28	3.06	0,027	Vérifié
13	5236,34	11071,53	0,007	884,28	3.06	0,029	Vérifié

12	5220,69	16292,22	0,008	1190,30	3.06	0,036	Vérifié
11	5205,04	21497,26	0,008	1427,18	3.06	0,039	Vérifié
10	5189,39	26686,65	0,009	1619,74	3.06	0,048	Vérifié
9	5173,74	31860,39	0,009	1788,90	3.06	0,052	Vérifié
8	5158,09	37018,48	0,010	1945,73	3.06	0,062	Vérifié
7	5158,09	42176,57	0,010	2093,88	3.06	0,066	Vérifié
6	5158,09	47334,66	0,010	2234,85	3.06	0,069	Vérifié
5	5158,09	52492,75	0,009	2371,39	3.06	0,065	Vérifié
4	5158,09	57650,84	0,009	2504,39	3.06	0,068	Vérifié
3	5158,09	62808,93	0,008	2627,77	3.06	0,062	Vérifié
2	5158,09	67967,02	0,007	2728,23	3.06	0,057	Vérifié
1	5158,09	73125,11	0,005	2792,03	3.06	0,043	Vérifié
RDC	5158,09	78283,20	0,003	2814,99	3.06	0,027	Vérifié

Tableau.10. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal.

Le tableau V-10 résume l'ensemble des résultats dans le sens transversal (ses y - y)

Niveau	W (KN)	Pk (KN)	Δ_{ky}	Vy	h (m)	θ	Observation
14	5835,19	5835,19	0,006	474,88	3.06	0,024	Vérifié
13	5236,34	11071,53	0,007	840,35	3.06	0,030	Vérifié
12	5220,69	16292,22	0,008	1119,36	3.06	0,038	Vérifié
11	5205,04	21497,26	0,009	1343,89	3.06	0,047	Vérifié
10	5189,39	26686,65	0,009	1534,00	3.06	0,051	Vérifié
9	5173,74	31860,39	0,010	1696,83	3.06	0,061	Vérifié
8	5158,09	37018,48	0,011	1840,18	3.06	0,072	Vérifié
7	5158,09	42176,57	0,011	1976,98	3.06	0,077	Vérifié
6	5158,09	47334,66	0,011	2113,72	3.06	0,081	Vérifié
5	5158,09	52492,75	0,011	2246,24	3.06	0,084	Vérifié
4	5158,09	57650,84	0,011	2369,22	3.06	0,087	Vérifié
3	5158,09	62808,93	0,010	2481,50	3.06	0,083	Vérifié
2	5158,09	67967,02	0,009	2577,47	3.06	0,078	Vérifié
1	5158,09	73125,11	0,007	2641,92	3.06	0,063	Vérifié

RDC	5158,09	78283,20	0,003	2665,07	3.06	0,029	Vérfié
------------	---------	----------	-------	---------	------	-------	--------

Tableau.11. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal.

Remarque :

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P- Δ peut être négligé pour les deux sens.

V.4.7. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure

Sens X

Forces sismique par niveau (KN)

Efforts tranchants par niveaux (KN)

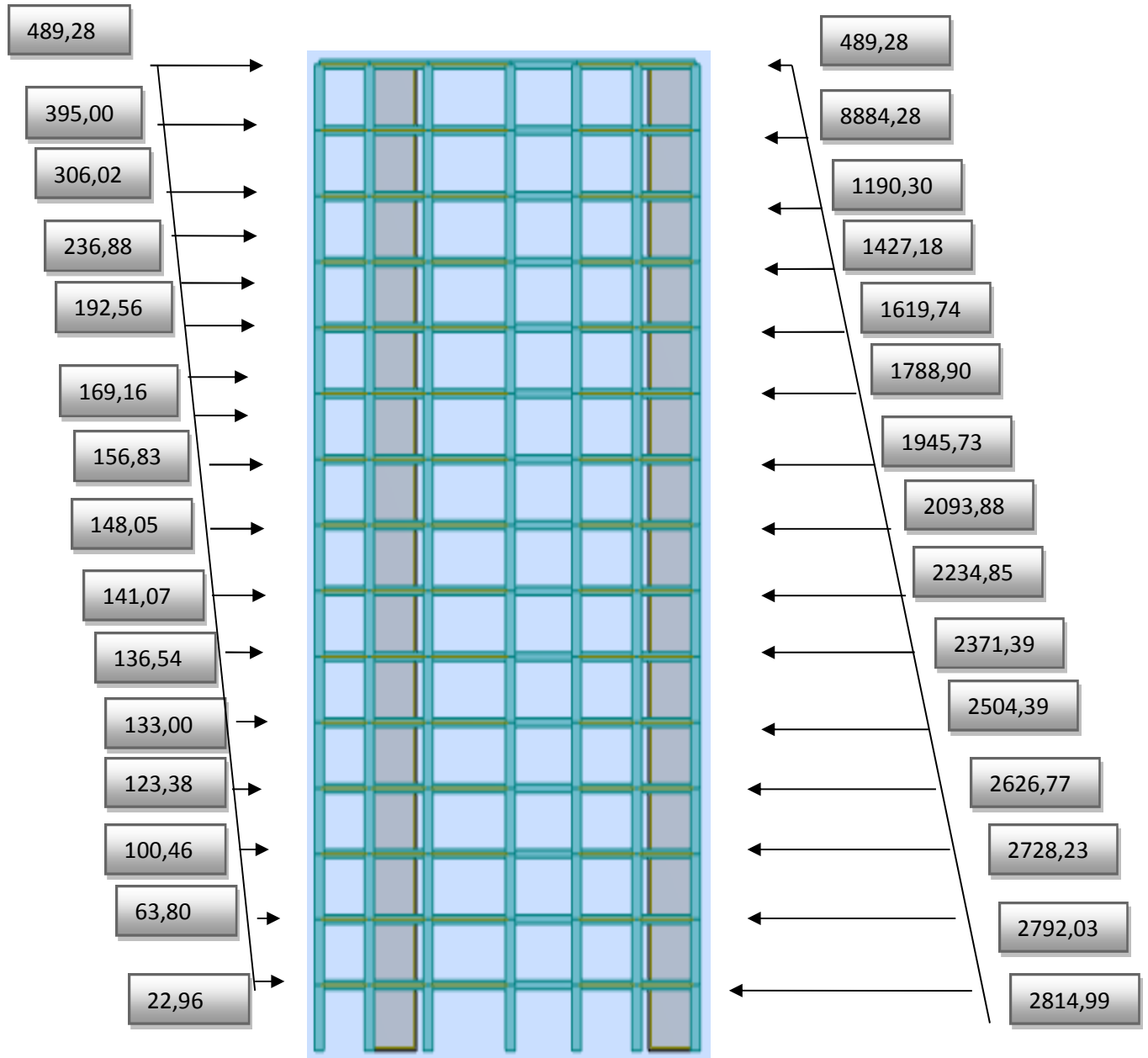


Fig.V.25 Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation

Sens Y

Forces sismique par niveau (KN)

Efforts tranchants par niveaux (KN)

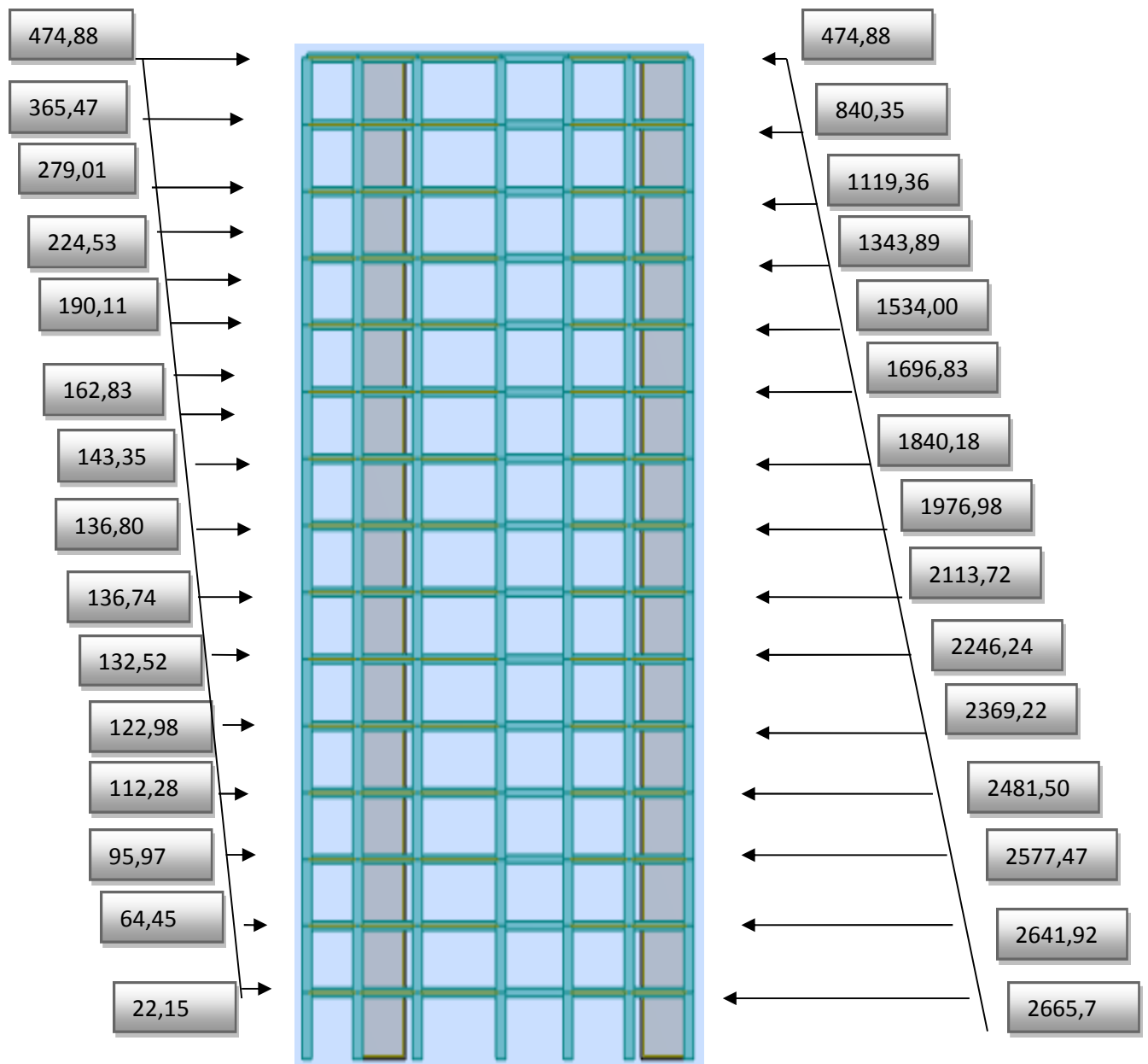


Fig.V.26 Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation

V.4.8.Renversement :❖ **Sens longitudinal :**

$$M_{sx} = 78283.20 \times (31.30/2) = 1225132.08 \text{ KN.m}$$

Niveau	Fx(kn)	hi	Mr (x)
RDC	22,96	3,06	70,26
1	63,80	6,12	390,46
2	100,46	9,18	922,22
3	123,38	12,24	1510,17
4	133,00	15,30	2034,90
5	136,54	18,36	2506,87
6	141,07	21,42	3021,72
7	148,05	24,48	3624,26
8	156,83	27,54	4319,10
9	169,16	30,60	5176,30
10	192,56	33,66	6481,57
11	236,88	36,72	8698,23
12	306,02	39,78	12173,48
13	395,00	42,84	16921,80
14	489,28	45,90	22457,95
			$\Sigma = 90309,29$

Tableau.12. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (x).

$$M_{Rx} = 90309.29 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérifications:**

$$M_s/M_{Rx} = 13.57 > 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

❖ **Sens transversal :**

$$M_s = 78283.20 \times (15.10/2) = 591038.16 \text{ KN.m}$$

Niveau	Fy(kn)	hi	Mr (y)
--------	--------	----	--------

RDC	22,15	3,06	67,78
1	64,45	6,12	394,43
2	95,97	9,18	881,00
3	112,28	12,24	1374,31
4	122,98	15,30	1881,59
5	132,52	18,36	2433,07
6	136,74	21,42	2928,97
7	136,80	24,48	3348,86
8	143,35	27,54	3947,86
9	162,83	30,60	4982,60
10	190,11	33,66	6399,10
11	224,53	36,72	8244,74
12	279,01	39,78	11099,02
13	365,47	42,84	15656,73
14	474,88	45,90	21796,99
			$\Sigma = 85437,07$

Tableau.13. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (y).

$$M_{Ry} = 85437.07 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérifications:**

$$M_s/M_{Ry} = 6.92 > 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

V.4.9. **Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :**

1) Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités :

✚ **Centre de gravité des masses : « G »**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.), Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i .

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

Centre des rigidités : « C »

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$X_{cj} = \sum I_{jy} X_j / \sum I_{jy}$$

$$Y_{cj} = \sum I_{jx} Y_j / \sum I_{jx}$$

I_{yi} : Rigidité de l'élément i dans le sens y .

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi} .

I_{xi} : Rigidité de l'élément i dans le sens x .

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi} .

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de rigidité. « C »

Cas/Etage	Nom	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
8/ 1	Etage 1	15,40 7,73 1,53	15,04 8,86 2,32	0,36	1,13
8/ 2	Etage 2	15,40 7,73 4,59	15,04 8,86 5,38	0,36	1,13
8/ 3	Etage 3	15,40 7,73 7,65	15,04 8,86 8,44	0,36	1,13
8/ 4	Etage 4	15,40 7,73 10,7	15,04 8,86 11,5	0,36	1,13
8/ 5	Etage 5	15,40 7,73 13,7	15,04 8,86 14,5	0,36	1,13
8/ 6	Etage 6	15,40 7,73 16,8	15,04 8,86 17,6	0,36	1,13
8/ 7	Etage 7	15,40 7,73 19,8	15,04 8,86 20,6	0,36	1,13
8/ 8	Etage 8	15,40 7,73 22,9	15,04 8,86 23,7	0,36	1,13
8/ 9	Etage 9	15,40 7,73 26,0	15,04 8,86 26,8	0,36	1,13
8/ 10	Etage 10	15,40 7,73 29,0	15,04 8,86 29,8	0,36	1,13
8/ 11	Etage 11	15,41 7,73 32,1	15,04 8,86 32,9	0,36	1,13
8/ 12	Etage 12	15,41 7,73 35,1	15,04 8,86 35,9	0,37	1,13
8/ 13	Etage 13	15,41 7,73 38,2	15,04 8,86 39,0	0,37	1,13
8/ 14	Etage 14	15,41 7,73 41,3	15,04 8,86 42,1	0,37	1,13
8/ 15	Etage 15	15,47 7,64 44,3	15,04 8,83 45,1	0,43	1,18

Tableau14. Centre de gravité des masses et centres de rigidité.

ex : excentricité théorique suivant x .

ey : excentricité théorique suivant y .

2) Excentricité accidentelle :

L'article 4.3.7 du RPA99/version2003 impose dans le cas où il est procédé a une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculé, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale a $\pm 0.05L$ (L étant la dimension de plancher perpendiculaire à la direction

de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Nous aurons alors :

$$e_x \text{ totale} = e_x \text{ théorique} \pm 5\% L_x = X_g - X_c \pm 5\% L_x$$

$$e_y \text{ totale} = e_y \text{ théorique} \pm 5\% L_y = Y_g - Y_c \pm 5\% L_y$$

L'excentricité accidentelle est fixée par RPA99/version2003 à 5% de la longueur L en plan, d'où :

$$e_x (\text{acc}) = 0,05L_x \text{ avec } L_x = 31,30 \text{ m} \rightarrow e_x (\text{acc}) = 1,57 \text{ m}$$

$$e_y (\text{acc}) = 0,05L_y \text{ avec } L_y = 15,10 \text{ m} \rightarrow e_y (\text{acc}) = 0,76 \text{ m}$$

Conclusion :

Par suite des résultats calculés obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre structure est bien dimensionnée et peut résister aux différents chocs extérieurs.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application. Cette expérience nous a aidés à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur.

Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur. En particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Même si le travail effectué lors de ce Projet de Fin d'Etude n'a pas répondu à toutes les questions que nous sommes posées, il nous a néanmoins permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et d'engager des échanges avec des ingénieurs de bureaux d'études ou des bureaux de contrôle car par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on arrivera à avancer.

On souhaite que ce modeste travail soit à la hauteur et qu'il serve pour les promotions futures.