

République algérienne démocratique et populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur  
Et de la recherche scientifique.

**Université Mohammed Seddik ben yahia de Jijel**



Faculté des sciences et de la technologie  
Département de génie civil et Hydraulique

# PROJET DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme de  
**MASTER ACADEMIQUE**  
Spécialité : **Structure.**

## THEME

**Etude d'un Tour à Usage d'Habitation R+16 avec S-sol  
Contreventement Mixte**

*Encadré par Enseignant*

• *Dr : Bouzerira Cherif*

*Présenté par :*

*Bounequet Soumia*

*Bourouina Sara*

*Promotion : Juin 2017*



## **Remerciement**

*Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail. C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur **Dr :Bouzerira chérif** pour son soutien, leur conseils judicieux et son grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*

*Je saisis également cette opportunité pour remercier tous les enseignants de GC et ingénieurs de l'entreprise de CTC et particulièrement **M<sup>elle</sup> Lakrioui.S** qui ont beaucoup m'aider pour élaborer ce travail.*

*Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres du jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage. Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

**Soumia Et Sara**

## ملخص

والغرض من هذه الدراسة هو تصميم هيكل للاستخدام السكني والتجاري تتألف من طابق أرضي +16 طابق + طابق تحت أرضي يتم إنجازها بولاية قسنطينة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم II<sub>a</sub> حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمون بواسطة العارضات والأعمدة والجدران الخرسانية المسلحة وقد وضعت الدراسة و التحليل لهذا المشروع من قبل البرنامج SOCOTEC.

حساب أبعاد وتعزيز كل عناصر المقاومة تتفق مع القواعد المعمول بها في القوة وهي 91 BAEL معدلة RPA,

99 نسخة 2003.

أجريت تعزيزات من المشاركات بواسطة برنامج تعزيز SOCOTEC، في حين تم الأشعة و الحزم يدويا. نظام البنية التحتية لهذا المبني هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس).

## Résumé

Le but de cette étude est de la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R+16+Sous-sol qui sera implantée dans la wilaya de Constantine, classé en zone II<sub>a</sub>, selon le règlement parasismique Algérien (RPA99version2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel SOCOTEC.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL 91modifié 99, RPA version 2003).

Le ferrailage des poteaux a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, alors que celui des voiles et des poutres a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

## Adstrat

The aim of this study is to design a structure for résidentiel and commercial use of R+16floors +1underground which will be located in the wilaya of Constantine, classified in zone II<sub>a</sub>, according to the Algerian payment parasismic (RPA99version2003).

The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls .the study and the analysis of this project had been established by the software (SOCOTEC).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strength to knowing (BAEL91 modified 99, RPA version 2003).

Reinforcement of columns was done by the software SOCOTEC, white the shell element and beams was done manually.

The building's foundation is composed of a ribbed slab.

# SOMMAIRE

## **Chapitre I : Généralité et Présentation de l'ouvrage.**

I.1.Introduction générale .....	1
I.2.Présentation du projet.....	2
I. 3. Caractéristiques géométriques de la structure.....	3
I.4.Conception de la structure.....	3
I.5.Conception de la structure du bâtiment.....	4
I.6.Caractéristiques des matériaux.....	5
I.7.Définition des états-limites.....	11
I.8.Combinaison fondamentales.....	13

## **Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges.**

II.1.Introduction.....	14
II.2.1. Pré dimensionnement des plancher.....	14
II.2.2. Pré dimensionnement des poutres.....	16
II.2.3. Pré dimensionnement Du balcon.....	18
II.2.4. Pré dimensionnement des escalier.....	18
II.2.5. Pré dimensionnement de l'acrotère.....	20
II.2.6. Pré dimensionnement des poteaux.....	20
II.3. Evaluation des charges .....	22
II.4. Descente de charges.....	26

## **Chapitre III : Etudes des éléments secondaires.**

III.1. Introduction.....	52
III.2.Etude de l'acrotère .....	52
III.3. Etude de l'escaliers .....	60
III.4. Etude des balcons .....	72
III.5. Calcul des planchers .....	82

## **Chapitre IV : Etude de vent.**

IV.1 introduction.....	120
IV.2 l'application de RNV 99 .....	121

## **Chapitre V : Etude dynamique.**

V.1. Introduction.....	133
V.2 .Objectifs de l'étude dynamique.....	133
V.3. Choix de la méthode de calcul.....	133

V.4. Classification de l'ouvrage selon RPA99 version 2003 .....	134
V.5. L'analyse dynamique de la structure par ETABS.....	138
V.6. La propension de disposition des voiles.....	141
V.7. Vérification réglementaire.....	146
V.8. Modélisation par brochette.....	150
V.9. Conclusion.....	158
<b>Chapitre VI: Ferrailage des éléments de contreventement.</b>	
VI.1. Introduction.....	159
VI.2. Ferrailage des portiques .....	159
VI.2.1 Ferrailage des poutres .....	159
VI.2.2 Ferrailage des poteaux.....	169
VI.3. Les voiles.....	176
VI.4. Calcul d'un voile avec ouverture.....	189
<b>Chapitre VII: Etude de l'infrastructure.</b>	
VII.1 Introduction.....	195
VII.2 Choix du type de fondations.....	195
VII.3. Pré dimensionnement du nervure.....	199
VII.4 Calcule de la surface du radier.....	199
VII.5 Caractéristiques géométriques du radier.....	200
VII.6 Vérification de la stabilité du radier.....	201
VII.7 Ferrailage du radier.....	202
VII.8. Etude du voile périphérique. ....	208
VII.9. Etude du voile périphérique.....	154
<b>Chapitre VIII: Recherche de la disposition optimale des voiles.</b>	
VIII.1. Introduction.....	211
VIII.2. Etude de la structure (R+14+S.SOL).....	211
VIII.3. Etude des variantes.....	213
VIII.4. Conclusion.....	215
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>216</b>

## Liste des figures

### Chapitre I

Fig. I.1. Construction en 3d .....	2
Fig. I.2 : Diagramme Déformation-Contrainte du béton.....	8
Fig. I.3. : Diagramme linéaire.....	8
Fig.1.4 : Diagramme Contraintes Déformations de l'acier.....	10
Fig. I.5 :règles des trois pivots.....	12
FigI.6: règle des deux pivots.....	13

### Chapitre II

Fig. II.1. Le corps creux.....	14
Fig.II.2.Dimensionnement d'un panneau de dalle.....	15
Figure.II.3. Dimensionnement d'une poutre.....	17
Fig. II.4 : Dimensions du balcon.....	18
Fig.II.5. Composition d'un escalier .....	19
Fig II.6. Pré dimensionnement de l'acrotère :.....	20
Fig.II.7.Coupe plancher terrasse et étage.....	22
Fig.II.8. Dimension du revenant au poteau central.....	26
Fig.II.9. Dimension du revenant au poteau d'Angel.....	31
Fig.II.10. Dimension du revenant au poteau de rive.....	37
Fig.II.11. Dimension du revenant au poteau de rive extérieur.....	43

### Chapitre III

Fig. III.1. Schéma descriptif.....	52
Fig. III.2 : coupe transversale.....	52
FigIII.3. Schéma statique de l'acrotère.....	53
Fig.III.4 Coupes transversales de l'acrotère.....	56
Fig.III.5 : Ferrailage de l'acrotère.....	60
Fig.III.6 : la charge équivalente.....	60
Fig. III. 7:Schéma statique de l'escalier.....	61
Fig.III.8: schéma statique de la poutre palière.....	66
Fig.III. 9. Section creuse.....	69
Figure.III.10 : Ferrailage de la poutre palière.....	71

Figure.III.11 : Ferrailage de l'escalier .....	71
Figure.III.12 : Ferrailage de l'escalier (RDC, 1 <sup>er</sup> niveau, 2 <sup>ème</sup> niveau).....	71
Figure.III.13. Schéma du balcon encastrés sur trois côté.....	72
Figure.III.14.Ferrailage du balcon encastrés sur trois côté.....	78
Figure.III.15. Ferrailage d'une bonde de 1 m du balcon (1 <sup>ère</sup> type).....	78
Figure III.16. Ferrailage du balcon encastré sur un coté.....	81
Figure.III.17.Disposition constructive des armatures.....	81
Figure.III.18.Coupe transversale du plancher à corps creux.....	82
Figure.III.19. La Section de la poutrelle.....	85
Figure.III.20.schéma statique de poutrelle a niveau de terrasse (1 <sup>ème</sup> type).....	87
Figure.III.21.schéma statique de poutrelle a niveau de terrasse (2 <sup>ème</sup> type).....	88
Figure.III.22.schéma statique de poutrellea niveau de terrasse (3 <sup>ème</sup> type).....	88
Figure.III.23.schéma statique de poutrelle a niveau d'étage (1 <sup>ème</sup> type).....	89
Figure.III.24.schéma statique de poutrelle a niveau d'étage(2 <sup>ème</sup> type).....	90
Figure.III.25.schéma statique de poutrelle a niveau d'étage(3 <sup>ème</sup> type).....	91
Figure.III.26. Coupe de section rectangulaire et section en T.....	97
Fig.III.27. Schéma de ferrailages des poutrelles (plancher terrasse et étage courante)....	114
Fig.III.28. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	115
Fig.III.29. Dalle pleine.....	115
Fig. III. 30 : Ferrailage de la dalle.....	119

## Chapitre VI

Fig.VI. Action de vent.....	120
Figure.IV.2. Répartition de la pression dynamique.....	122
Figure.IV.3. Légende pour les parois verticales.....	124
Figure.IV.4 .La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens(xx).....	125
Figure IV.5 : La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens (Y-Y).....	126
Figure. IV.6 : Les toitures plates.....	126
Figure .IV.7 : La distribution de $C_{pe}$ sur la toiture sens x .....	127
Figure. IV.8 : La distribution de $C_{pe}$ sur la toiture sens y.....	128
Figure IV.9: Force résultante R.....	131

## Chapitre V

Figure.V.1.Daigramme de spectre en fonction de site .....	138
---	-----

Figure.V.2. Le spectre de réponse .....	138
Figure.3. Modélisation de la structure de tour par ETABS.....	140
Figure.V.4. La disposition des voiles proposés.....	144
Figure .V.5. mode1 (Translation suivant XX).....	147
Figure .V.6. mode1 (Translation suivant YY).....	148
Figure.V.7. mode3 (Torsion).....	148
Figure.IV.8. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.....	152
Fig.V.9. : Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.....	153
Figure.V.10. Déplacements horizontal dans les deux sens.....	155

## **Chapitre VI :**

Fig.VI.1 Ferrailage des poutres principales.....	168
Fig.VI.2 Ferrailage des poutres secondaires.....	169
FigVI.3. ferrailages des poteaux.....	176
Fig VI.4 : Section partiellement comprimée.....	179
Fig VI.5 : vue en plan des voiles existants.....	180
Fig.VI.6. Ferrailage du voile V1, V2, V3, V4 sens x.....	185
Fig.VI.7. Ferrailage du voile V5, V6sens x.....	186
Fig.VI.8. Ferrailage du voile V7, V8sens x.....	186
Fig.VI.9. Ferrailage du voile V9sens x.....	186
Fig.VI.10. Ferrailage du voile V10sens x.....	187
Fig.VI.11. Ferrailage du voile V1, V2, V3, V4 sens y.....	187
Fig.VI.12. Ferrailage du voile V5,V6 sens y.....	188
Fig.VI.13. Ferrailage du voile V7,V8 sens y.....	188
Fig.VI.14. Ferrailage du voile V9,V10sens y.....	189
Fig.VI.15. Ferrailage du voile V(cage) sens y.....	189
Fig VI.16 : ferrailage de linteau1 L=1.3m (coupe A-A).....	192
Fig VI.17 : ferrailage de linteau2 L=1.3m (coupe A-A).....	192

## **Chapitre VII:**

Fig.VII.1 modélisation de radie par etabs. ....	198
Fig.VII.2 Schéma du radier par SOCETEC .....	200
Fig.VII.3. Présentation schématique du débord.....	204
Fig VII.4Schéma de ferrailages.....	205

Fig.VII.5.Diagrammes des sollicitations à ELU sens yy .....	207
Fig. VII.6. Ferrailage de la nervure.....	207
Fig.VII.7. Poussée de terre sur voile périphérique.....	208
Fig.VII.8. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	210

## **Chapitre VIII:**

Fig VIII .1. Disposition des voiles étudiant.....	213
FigVIII.2. la période maximale de variantes étudiées.....	213
Fig VIII.3. L'excentricité maximale des variantes étudiées.....	214
Fig VIII.4. Déplacements maximale des variantes étudiées.....	215

## Liste des tableaux

### Chapitre I

Tableau I.1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie $f_e$ .....	9
--	---

### Chapitre II

Tab II.1. charge permanente due au plancher terrasse (corps creux).....	22
Tab II.2 Charge permanente due aux plancher étage (corps creux).....	22
Tab II.3 Charge permanente due aux plancher terrasse (dalle plein).....	23
Tab II.4 Charge permanente due aux plancher étage (dalle pleine).....	23
Tab II.5 Charge permanente due au balcon terrasse.....	23
Tab II.6 Charge permanente due aux balcons étage.....	24
Tab II.7 Charge permanente due au paillasse.....	24
Tab II.8 Charge permanente du au plier.....	24
Tab II.9 Charge permanente due aux murs extérieurs.....	25
Tab II.10 Charge permanente due aux murs intérieurs.....	25
Tab II.11 Charge permanente due à la cloison double parois.....	25
Tab II.12 Descente des charges pour le poteau centrale.....	31
Tab II.13 Descente des charges pour le poteau l'angle.....	37
Tab II.14 Descente des charges pour le poteau de rive.....	43
Tab II.15 Descente des charges pour le poteau de rive(extérieur).....	44
Tab II.16 Résultats de pré dimensionnement de poteau central.....	51

### Chapitre III

Tab III.1. Evaluation des sollicitations.....	54
Tab. III .2.Résultats d calcul du ferrailage de l'escalier.....	62
Tab. III .3.Résultats de calcul des armaturées de réparation d'escalier.....	62
Tab. III .4. Différents coefficients pour le calcul de flache .....	64
Tab.III.5 : Ferrailage de la poutre palière.....	67
Tab.III.6.La position des liaisons et différent charges.....	72
Tab.III.7. Les résultats des efforts à l'E.L.U.....	73
Tab.III.8. Les résultats des efforts à l'E.L.S.....	73
Tab.III.9.Résultats de ferrailage de balcon type 1.....	74
Tab.III.10.Ferrailage de balcon type 2 à l'ELU.....	80

Tableau.III.11. charges supportées par les poutrelles.....	87
Tab.III.12. Résultats des sollicitations en travées (type 1) .....	87
Tab.III.13. Résultats des sollicitations en appuis (type 1) .....	87
Tab.III.14. Résultats des sollicitations en travées (type 2) .....	88
Tab.III.15. Résultats des sollicitations en appuis (type 2) .....	88
Tab.III.16. Résultats des sollicitations en travées (type 3) .....	89
Tab III.17 Résultats de sollicitation sur appuis type3.....	89
Tab III.18 Résultats de sollicitation en travée type1.....	89
Tab III.19 Résultats de sollicitation sur appuis type1.....	90
Tab III.20 Résultats de sollicitation en travée type2 .....	90
Tab III.21 Résultats de sollicitation sur appuis type2.....	90
Tab III.22 Résultats de sollicitation en travée type3.....	91
Tab III.23 Résultats de sollicitation sur appuis type3.....	91
Tab.III.24. Résultats de calcul de T (type 1) .....	94
Tab.III.25. Résultats de calcul de T (type 2) .....	94
Tab.III.26. Résultats de calcul de T (type 3) .....	94
Tab.III.27. Résultats de calcul de T (type 1) .....	95
Tab.III.28. Résultats de calcul de T (type 2).....	95
Tab III.29 Résultats de calcul de T (type3).....	95
Tab.III.30. Résultats de calcul du ferrailage (type 1).....	98
Tab.III.31. Résultats de calcul du ferrailage (type2).....	99
Tab.III.32. Résultats de calcul du ferrailage (type3).....	99
Tab.III.33. Résultats de calcul du ferrailage (type1).....	100
Tab.III.34. Résultats de calcul du ferrailage (type2).....	101
Tab.III.35. Vérification à l'ELS plancher terrasse (type3).....	102
Tab.III.36. Vérification à l'ELS plancher étage (type1).....	104
Tab.III.37. Vérification à l'ELS plancher terrasse (type2).....	105
Tab.III.38. Vérification à l'ELS plancher étage (type2).....	107
Tab.III.39. Vérification à l'ELS plancher terrasse (type2).....	109
Tab.III.40. Vérification à l'ELS plancher étage (type3).....	111
Tab.III.41Vérification à l'ELS plancher étage terrasse (type3).....	112
Tab.III.42. Résultats des sollicitations à l' ELU .....	116
Tab.III.43. Résultats des sollicitations à l' ELS.....	116
Tab.III.44. Répartition des moment fléchissant à l' ELU .....	117

Tab.III.45. Répartition des moment fléchissant à l' ELS .....	117
Tab.III.46. Résultatsde ferrailage.....	117
Tab.III.47. Vérification des contraintes à l' ELS.....	118

## Chapitre IV:

Tableau.IV.1. définition des catégories de terrain.....	123
Tab.IV.2.Répartition de la pression dynamique.....	123
Tab.IV.3. Coefficients de pression extérieure des parois.....	125
Tab.IV.4.Coefficients de pression extérieure des parois verticales sens (Y-Y) .....	125
Tab.I V.5 : Les coefficients de pression externe de la toiture.....	127
TableauIV.6: Coefficient de pression de vent sens X pour $C_{pi} = 0.8$ .....	128
Tableau.IV.7. Coefficient de pression de vent sens X pour $C_{pi}=-0.5$ .....	128
Tableau.IV.8. Coefficient de pression de vent sens Ypour $C_{pi}=-0.5$ .....	129
TableauIV.9: Coefficient de pression de vent sensYpour $C_{pi} =0.8$ .....	129
Tableau IV.10: Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.8$ suivent sens(X-X).....	129
Tableau IV.11: Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.8$ suivent sens (Y-Y).....	130
Tableau IV.12: Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=-0.5$ suivant sens (X-X).....	130
Tableau IV.13: Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=-0.5$ suivent sens (Y-Y).....	130
Tab.IV.14.Force résultante.....	132

## Chapitre V

Tableau .V.1. : Coefficient d'accélération de zone A.....	135
Tableau.V.2. Classification de la structure selon le système de contreventement.....	135
TableauV.3. Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.....	136
Tableau. V.4. Pénalité $P_q$ en fonction des critères de qualités.....	137
Tableau.V.5 : $V_a$ .....	137
Tableau. V.6. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante1 ....	141
Tableau. V.7. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante2....	142
Tableau. V.8. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante2.....	142
Tableau .V.9.Vérification des conditions de RPA.....	143
Tableau.IV.10. Période fondamental de la structure.....	145
Tableau.IV.11. Poids de chaque niveau.....	145
Tableau. V.12 : valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité.....	147
Tableau. V.13 : Les paramètres des centres des masses et de torsion.....	149

Tableau. V.14 Le pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles.....	149
Tableau.V.15. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.....	151
Tableau.V.16. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.....	152
Tab.V.17 : Distribution de l'effort tranchant selon a hauteur.....	153
Tab.V.18 : Vérification des déplacements inter-étages sens X-X et Y-Y.....	155
Tab.V.19 : justification vis-à-vis de l'effort P- $\Delta$ Sens longitudinale.....	156
Tab.V.20 : justification vis-à-vis de l'effort P- $\Delta$ Sens transversal.....	157
Tab .V.21.Justification de la stabilité au renversement.....	157

## **Chapitre VI:**

Tab. VI.1. Calcul du ferrailage des poutres principales .....	163
Tab. VI.2. Calcul du ferrailage des poutres secondaires.....	165
Tab VI.3. Calcul du ferrailage des poteaux.....	171
Tab VI .4. Vérification selon BAEL.....	172
Tab VI.5. Vérification selon RPA.....	173
Tab VI.6. Vérification des contraintes à l'ELS.....	174
Tab. VI.7.Longueur de recouvrement.....	175
Tab.VI.8. Résultats de ferrailage.....	181
Tab .VI.9. Résultats de ferrailage vertical.....	182
Tab.VI.10. Vérification de la contrainte de cisaillement (xx).....	182
Tab.VI.11. Vérification de la contrainte de cisaillement (yy).....	183
Tab.VI.12. ferrailage horizontal des voiles sens xx.....	184
Tab.VI.13. ferrailage horizontal des voiles sens yy.....	185

## **Chapitre VII:**

Tab VII.1. Les surfaces des semelles isolées.....	196
Tab.VII.2 Les surfaces des semelles filante.....	197
Tab.VII.3 Stabilité du radier.....	201
Tab.VII.4 Calcul des contraintes.....	201
Tab.VII.5 Vérification sous G+Q+E.....	201
Tab.VII.6 Moments à l'ELU.....	202
Tab.VII.7 Moments à l'ELS.....	202
Tab.VII.8 Ferrailage à l'ELU.....	203
TAB VII.9. Vérification des contraintes à l'ELS.....	204

Tab.VII.10 Ferrailage de nervure à l'ELU.....	206
Tab.VII.11. Ferrailage de nervure à l'ELS.....	206
Tab VII.12 les sections des armatures verticales à l'ELU.....	209
Tab.VII.13 Vérification des contraintes à l'ELS.....	210

### **Chapitre VIII:**

Tab VIII. Le période maximale des variantes .....	213
TabVIII.2. Les déplacements maximale des variante.....	214

## Notation finale

$A, A_s$  : aire d'une section d'acier.

$A, A_s$  : aire d'une section d'acier.

$A_t$  : somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.

$B$  : aire d'une section de béton

$D$  : diamètre, rigidité

$E$  : module d'élasticité longitudinal, séisme.

$E_b$  : module de déformation longitudinal béton.

$E_i$  : module de déformation instantanée

( $E_{vj}$  : pour a l'âge de j jours).

$E_s$  : module d'élasticité de l'acier.

$E_v$  : module de déformation différé  $E_{vj}$  : pour chargement applique a lage de j jours).

$F$  : force ou action générale.

$G$  : charge permanente.

$Q$  : surcharge d'exploitation.

$I$  : moment d'inertie.

$L$  : longueur ou portée.

$M$  : moment de flexion le plus souvent.

$M_u$  : moment a l'état limite ultime.

$M_{ser}$  : moment de calcul a l'état limite de service.

$N$  : effort normal.

$Q$  : action ou charge variable.

$S$  : section

$T, V$  : effort tranchant.

$f_{cj}$  : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours

$f_{tj}$  : résistance caractéristique à la traction du âgé de j jours

$f_{c28}$  et  $f_{t28}$  : grandeurs précédemment calculé à 28 jours.

$d$  : hauteur utile.

$h_p$  : épaisseur du plancher.

$h_t$  : la hauteur des poutrelles.

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression.

$L_x$  : longueur maximale entre axes

$A'$  : section d'armature comprimées

$A$  : section d'armature tendues

$e$  : excentricité d'une résultante ou d'un effort par rapport au centre de gravité de la section.

$S$  : espacement des armatures en général .

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier .

**NOMENCLATURES GRECQUES :**

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$ : Angle en général, coefficient

$\zeta_{bc}$ : Raccourcissement relatif du béton.

$\zeta_s$ : Déformation de l'acier.

$\eta$ : Coefficient de fissuration relative a une armature.

$\Theta$ : Coefficient sans dimension.

$\lambda$ : Élanement.

$\mu$ : Coefficient de frottement.

$\nu$ : Coefficient de poisson.

$\rho$ : rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.

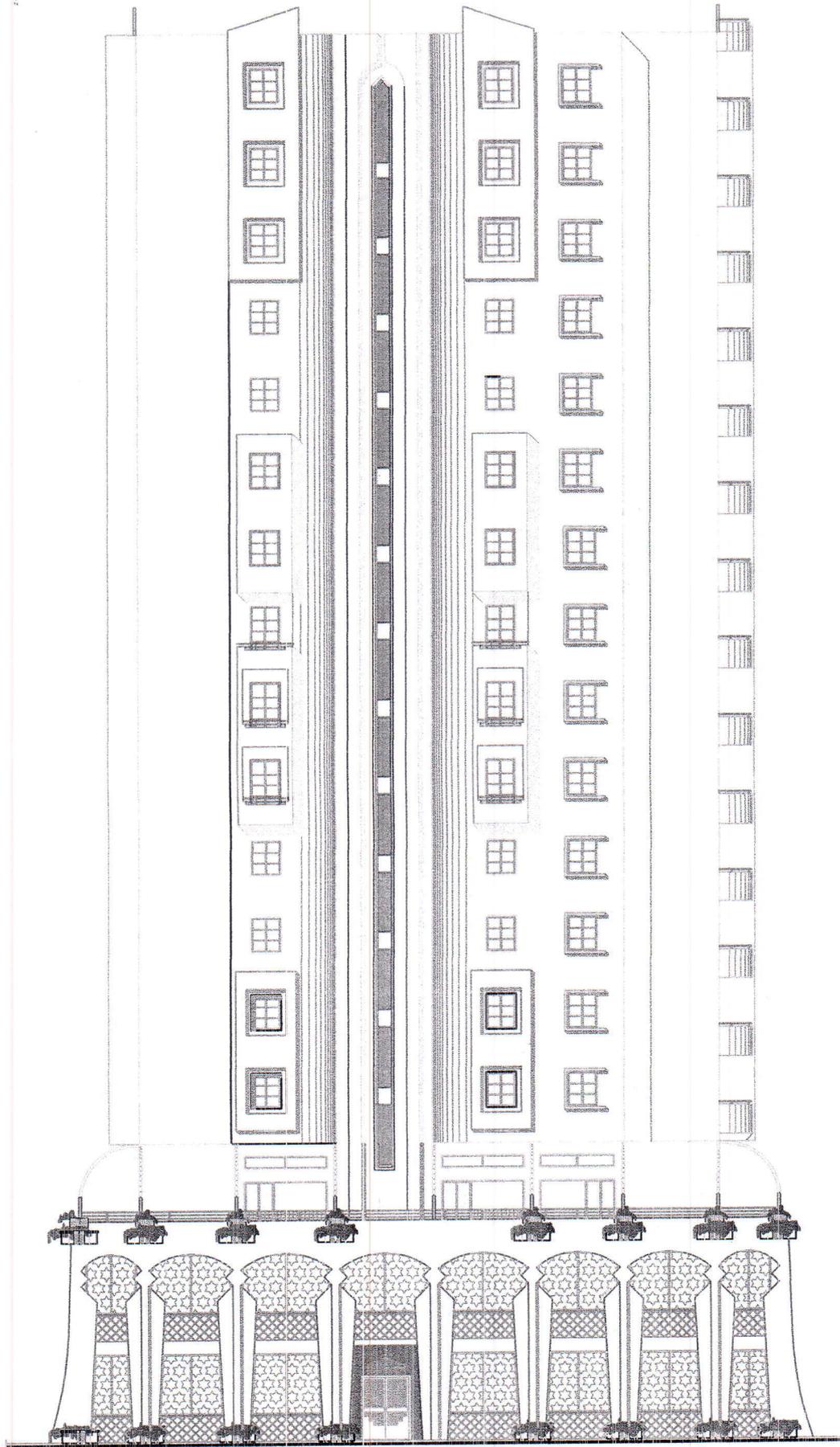
$\sigma$ : Contrainte normale général.

$\sigma_{bc}$ : Contrainte de compression du béton.

$\sigma_s$ : Contrainte de traction dans l'acier.

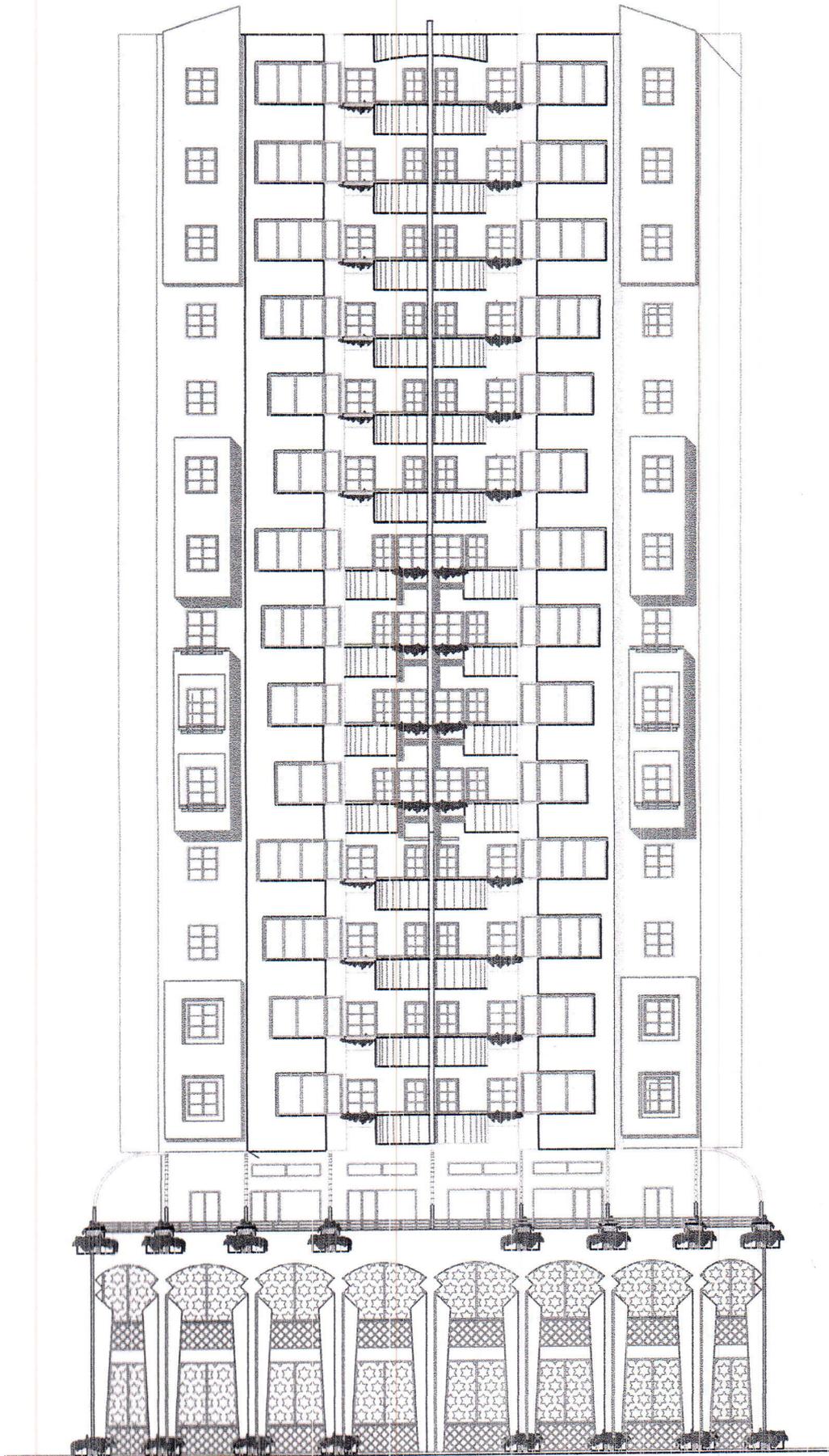
$\bar{\tau}_u$ : Contrainte tangentielle admissible.

TOUR 1

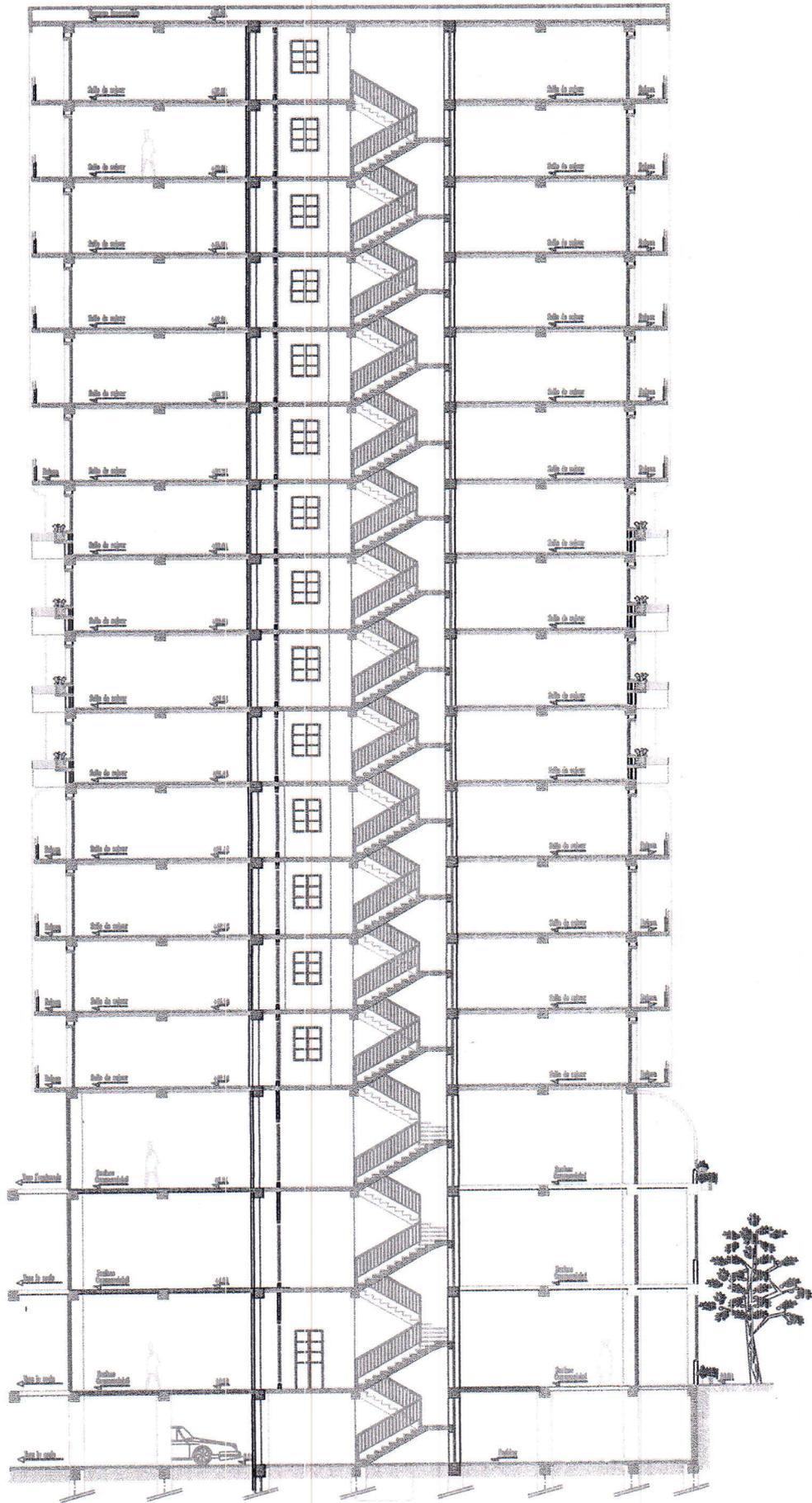


FACADE PRINCIPALE

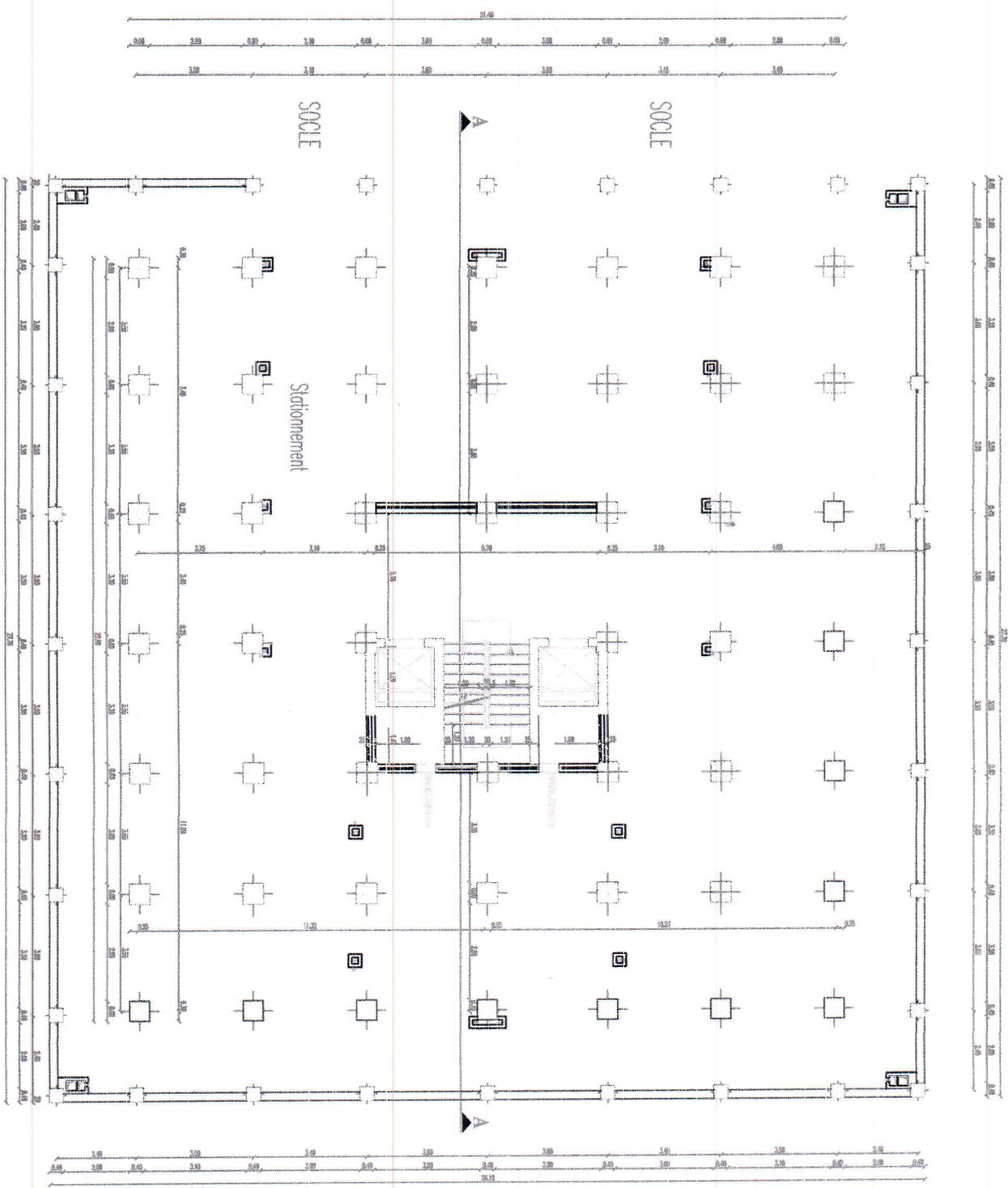
TOUR 1



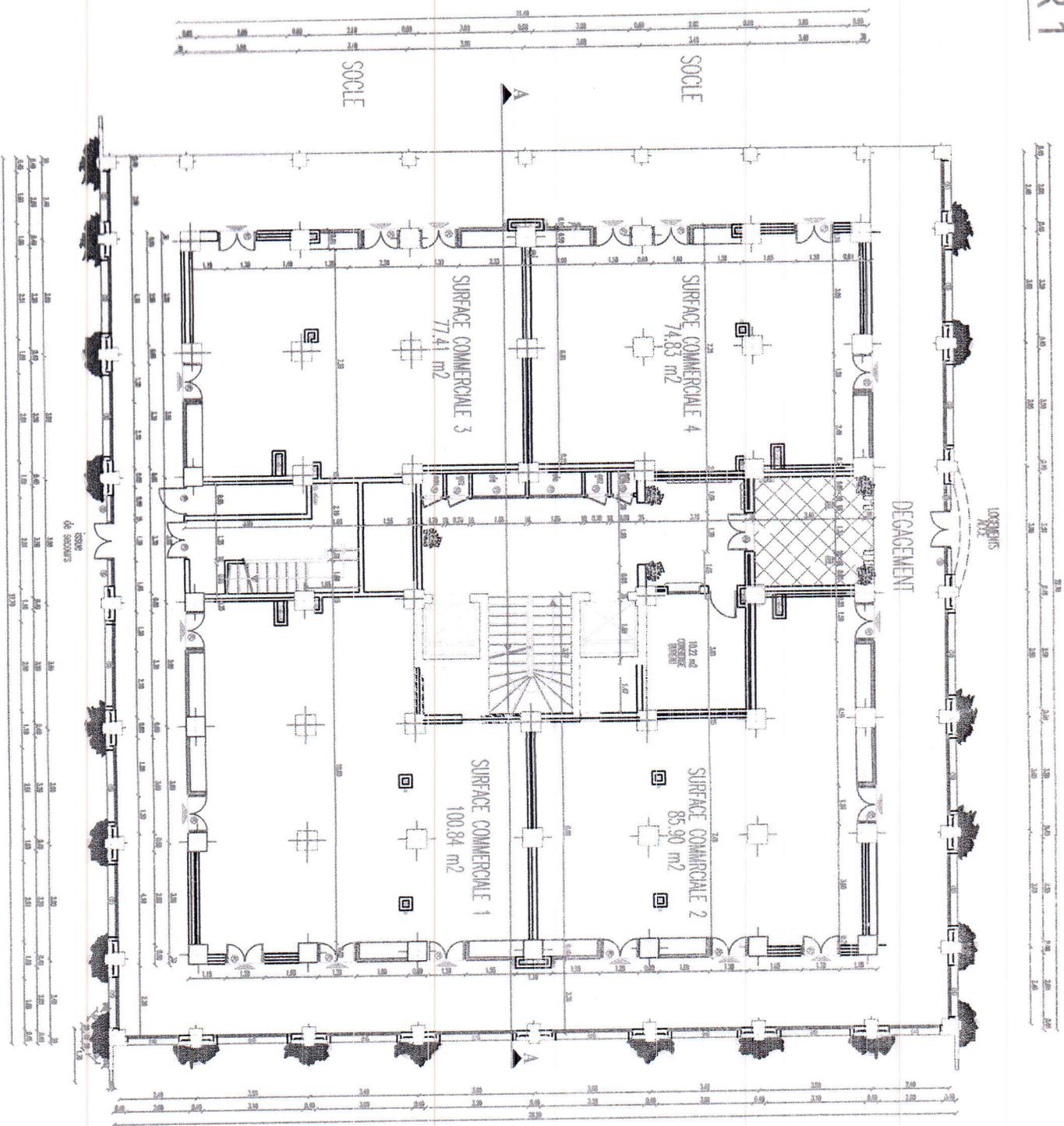
FACADE LATÉRALE



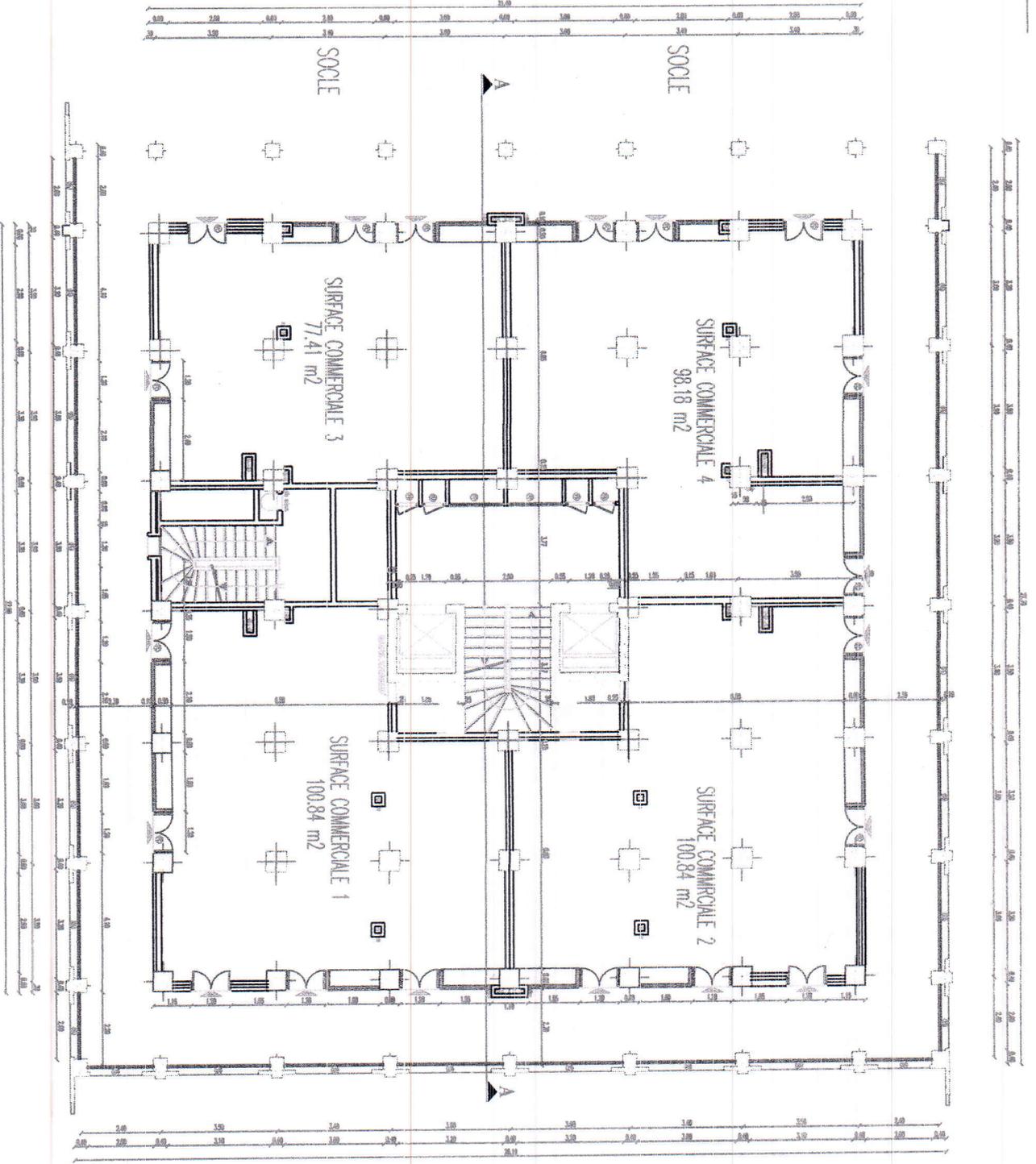
COUPE AA



PLAN SOUS SOL (N :-3.06)

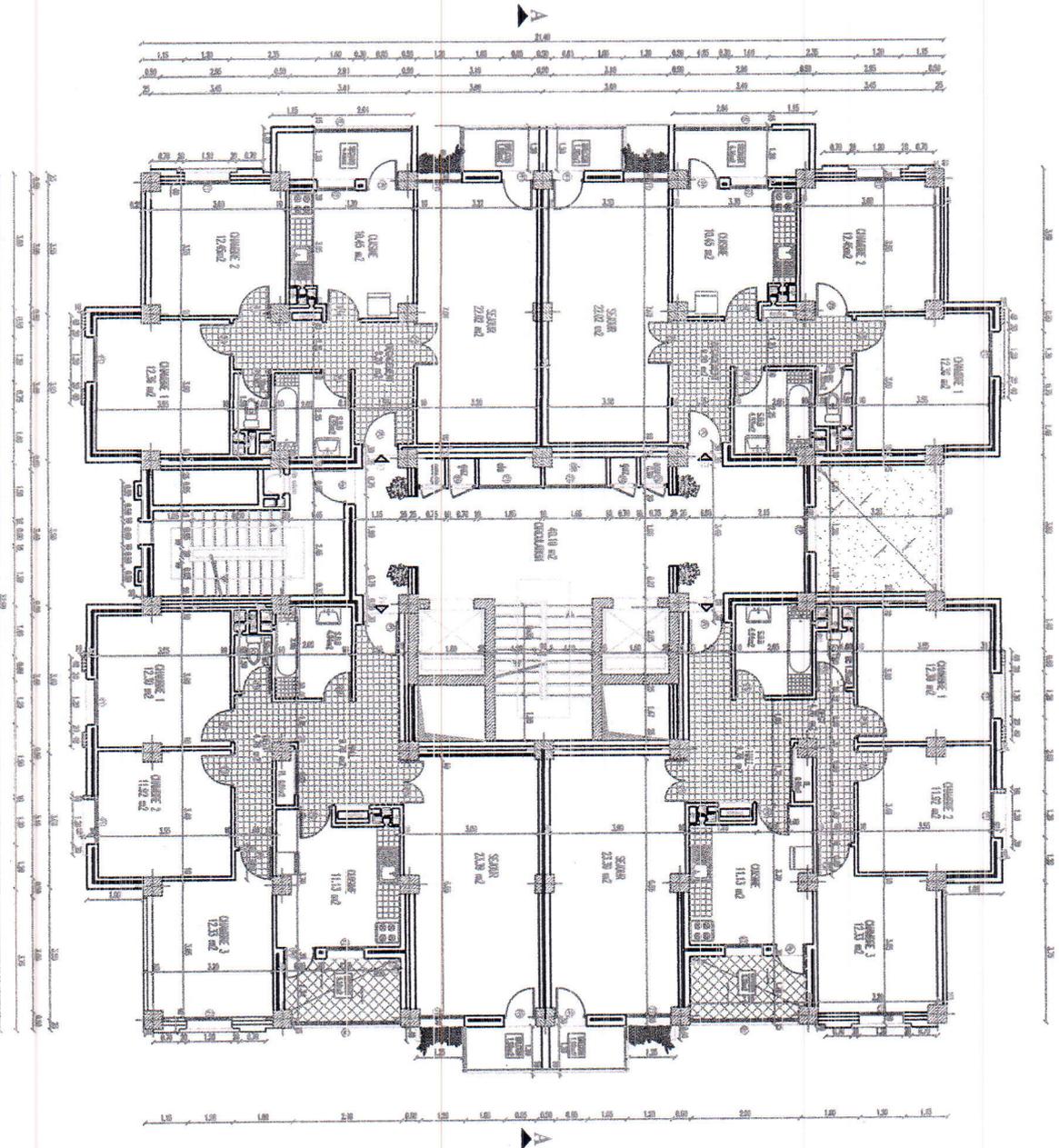


PLAN RDC (N : +0.00)



PLAN 1er NIVEAU COMMERCES (N : +4.08)

# TOUR 1



PLAN 3<sup>ème</sup> - 16<sup>ème</sup> ETAGE

**Introduction générale :**

Parmi les grands problèmes qui influent sur le domaine d'économie et du génie civil, l'activité sismique. En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montre que 70% du Nord du pays est soumis à l'activité sismique.

Dans cette partie du territoire national sont concentrées au moins 90% des installations socio-économiques et politiques du pays.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues expériences et de recherches approfondies, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Notre travail consiste à étudier une tour en R+16 avec 01sous-sols ayant un Contreventement mixte (poteaux/voile) implanté dans la wilaya de **Constantine** qui est une zone de sismicité très élevés (zone II<sub>a</sub>). Les règles de justification reposent sur celle édictées par les guides RPA99/2003.

Dans un premier temps, nous tout d'abord un plans du bâtiment (vue en plan et en élévation). Ce bâtiment est en béton armé d'un usage d'habitation, situé dans une de moyenne sismicité.

Ce mémoire est constitué de huit chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement de tous les éléments de bâtiment.
- Le 3<sup>ème</sup> chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les balcons, les escaliers et les planchers).
- Le 4<sup>ème</sup> chapitre portera sur l'étude du vent.
- Le 5<sup>ème</sup> chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors des vibrations.
- Le calcul de ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté dans le 5<sup>ème</sup> chapitre.
- Dans le 6<sup>ème</sup> chapitre on présente l'étude des fondations.
- Pour le dernier chapitre on recherche la disposition optimale des voiles.

## II. Pré dimensionnement et descente des charges

### II.1.Introduction :

Le pré-dimensionnement et descente des charges est pour but le pré-calcul des sections des différents éléments résistants utilisant les règlements du BAEL91 et le RPA99/ version2003.

### II.2.Pré dimensionnement des éléments :

#### II.2.1.Pré dimensionnement du plancher :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

Ces présent ouvrage admet des planchers a corps creux pour les étages courant, et de type dalle pour (sous-sol, RDC, 1<sup>ere</sup> niveaux), les balcons et la cage d'escalier.

#### II.2.1.a. Plancher à corps creux :

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (corps creux, poutrelle et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :

- Facilité de réalisation
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes
- Démineur le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et la résistance

L'épaisseur de plancher à corps creux sera déduit comme des conditions ci-après :

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \text{Max} \left\{ \frac{l_x}{15} \times \frac{M_t}{M_0}, \frac{l_x}{22.5} \right\} \quad L_x \quad M_t \quad M_0 \quad l_x$$

Avec  $L_x$ : la plus grande portée dans le sens de disposition des nervures.

$$L_x = 3.1 \text{ m.}$$

$M_t$ : le moment en travée  $M_t \geq 0.75 M_0$

$M_0$ : le moment isostatique correspondant.

Donc :

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{l_x}{15} \times \frac{M_t}{M_0}, \frac{l_x}{22.5} \right\}$$

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{310 \times 0.75}{15}, \frac{310}{22.5} \right\}$$

$$h_t \geq \max \{ 15.5 ; 13.77 \} \quad \text{on adopte} \quad h_t = 20 \text{ cm}$$

On utilise un plancher à corps creux de type (16+4) de dimension, tel que :

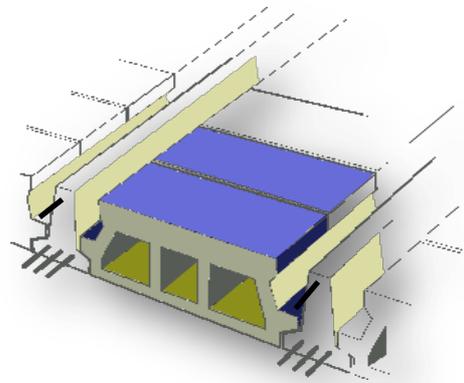


Fig. II.1.Le corps creux

**16cm** : l'épaisseur du corps creux

**4cm** : l'épaisseur de la dalle de compression

### II.2.1.b. Pré dimensionnement des poutrelles :

$b_0 = (8 ; 14)$  soit  $b_0 = 10\text{cm}$

$$\diamond b_1 \leq \min (l_{\text{hourdis}}/2 ; l_{\text{max}}/10)$$

$$L_{\text{hourdis}} = 55 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 310/10) = \min (27.5 ; 31) = 27.5\text{cm}$$

$$\diamond 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$$

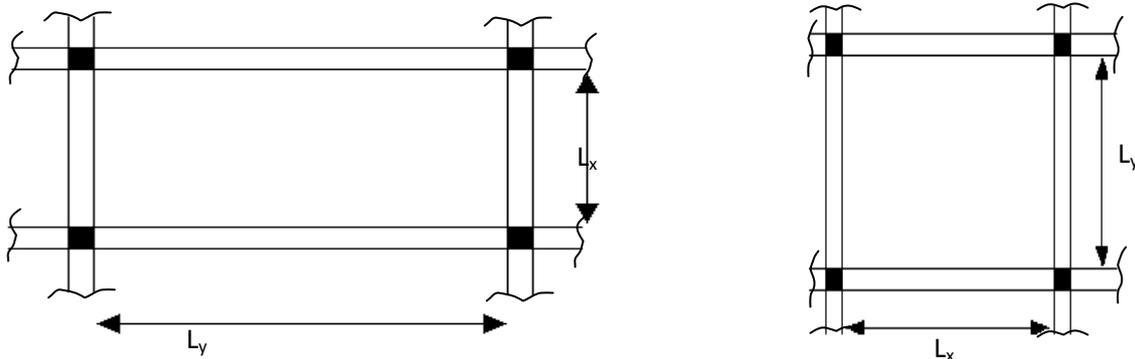
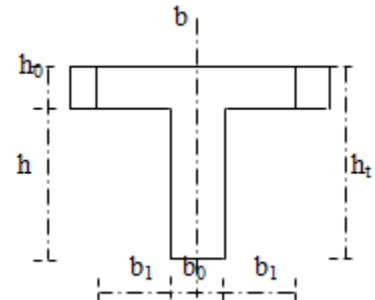
$$24 \leq b_1 \leq 32$$

On prend la plus petite valeur de  $b_1$  selon le RPA :  $b_1 = 27.5$

$$b = 2b_1 + b_0 = 65\text{cm}$$

### II.2.1.c. Plancher à dalle plein :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions (généralement rectangulaires de dimensions  $l_x$  et  $l_y < l_x \leq l_y >$ ) et d'épaisseur  $e$  et qui peuvent reposer sur **2, 3** ou **4** appuis



**Fig.II.2.** Dimensionnement d'un panneau de dalle

L'épaisseur des dalles des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance

#### ❖ Résistance au feu :

- $e = 7\text{cm}$  pour une heure de coup de feu
- $e = 11\text{cm}$  pour deux heures de coup de feu
- $e = 17.5$  pour quatre heures de coup de feu

On adopte :  $e = 16 \text{ cm}$

#### ❖ Isolation phonique :

Selon les règles techniques 'BAEL 91' en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à **13 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **16cm**

❖ **Résistance à la flexion :**

➤ Dalle reposant sur deux appuis .....  $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$

➤ Dalle reposant sur detrois ou quatre appuis .....  $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4appuis ont une portée égale à :

$L_x=3.1m$        $L_y=3.4m$

On a  $\alpha = \frac{l_x}{L_y} = 0.9 > 0.4$  : le panneau travail dans deux sens

$$\frac{310}{50} \leq e \leq \frac{310}{40} \Rightarrow 6.2 \leq e \leq 7.75$$

Donc on prend une épaisseur  $e=12cm$

❖ **Vérification la condition à flèche (condition de déformation) :**

On doit vérifier que la flèche maximale  $f_{max}$  subie par la dalle est inférieure aux valeurs limites des flèches, ceci se traduit par des conditions suivant :

$$f_{max} \leq \frac{l_x}{500} \text{ Si } l_x \leq 5m$$

$$f_{max} \leq \frac{l_x}{500} + 0.5cm \quad \text{Si } l_x > 5m$$

Dans notre cas  $L_{max}=3.5m$

$$f_{max} = \frac{q \times l_x^4}{384 E I} \leq \frac{l_x}{500}, \quad I = \frac{b \times e^3}{12} \Rightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{12 q l_x^4}{384 E b \left( \frac{l_x}{5000} \right)}}$$

$$\Rightarrow e \geq 6.1cm$$

On prend : **e=16cm**

## II.2.2 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux ont pour de supporter les charges verticales dues aux planchers, et poutrelles et les charges horizontales dues aux séismes et les transmettes aux poteaux

Le pré dimensionnement des poutres s'effectue à partir de la condition suivante :

❖ D'après les règles BAEL91 :

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10} \Rightarrow 0.3h < b < 0.5h$$

Ou :

L : la portée maximale de la poutre.

h : hauteur de la section du poutre.

b : largeur de la section du poutre.

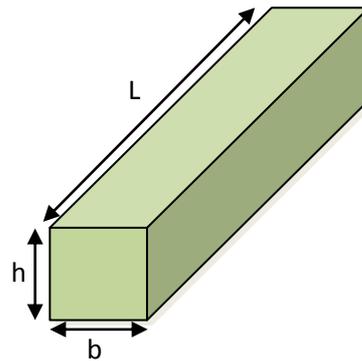


Figure.II.3. Dimensionnement d'une poutre

Selon l'article (7.5.1) des RPA99/Version2003 :

Les dimensions de la poutre doivent vérifier les conditions suivants :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases}$$

**II.2.2.1. poutres longitudinales (principale) :**

Soit  $L_{\max}=3.6\text{m}$  .la longueur maximal dans le sens longitudinale

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.5h \end{cases}$$

$$24 \leq h \leq 36 \quad \Rightarrow h=35\text{cm}$$

$$10.5 \leq b \leq 17.5 \quad \Rightarrow b=30\text{cm}$$

On adopte  $b=30\text{cm}$ .

Les dimensionnement des poutres doivent vérifier les conditions du RPA99 :

$$b \geq 20\text{cm} \quad \Rightarrow 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow 35 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$h/b \leq 4 \Rightarrow 35/30 \leq 4 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc on adopte :  $b=30\text{cm}$  (pour des raisons architecturale)

Soit :  **$b \times h = 35 \times 30$**

**II.2.2.2. poutres transversales (secondaire) :**

Soit  $L_{\max}=3.6\text{m}$  .la longueur maximal dans le sens longitudinale

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.5h \end{cases}$$

$$26 \leq h \leq 39 \quad \Rightarrow h=35\text{cm}$$

$$10.5 \leq b \leq 17.5 \quad \Rightarrow b=30\text{cm}$$

On adopte  $b=30\text{cm}$ .

Les dimensionnement des poutres doivent vérifier les conditions du RPA99 :

$$b \geq 20\text{cm} \quad \Leftrightarrow 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \Leftrightarrow 35 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$h/b \leq 4 \quad \Leftrightarrow 35/30 \leq 4 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc on adopte :  $b=30\text{cm}$  (pour des raisons architecturale)

Soit :  $h \times b = 35 \times 30$

### II.2.3 Pré dimensionnement du balcon :

Les balcons sont des dalles pleines encastées dans les poutres, leurs épaisseurs sont déterminées suivant la formule suivant :

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7$$

Avec :  $L = 1.34\text{m}$  est la largeur du plus grand balcon

$$\frac{134}{15} \leq e \leq \frac{134}{20} + 7 \quad \Leftrightarrow 8.93 \leq e \leq 13.7$$

Donc on adopte une épaisseur  $e=12\text{cm}$ .

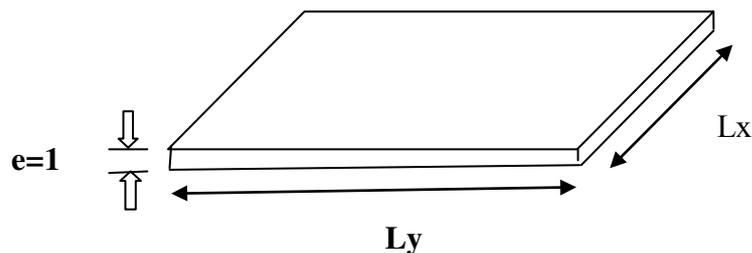


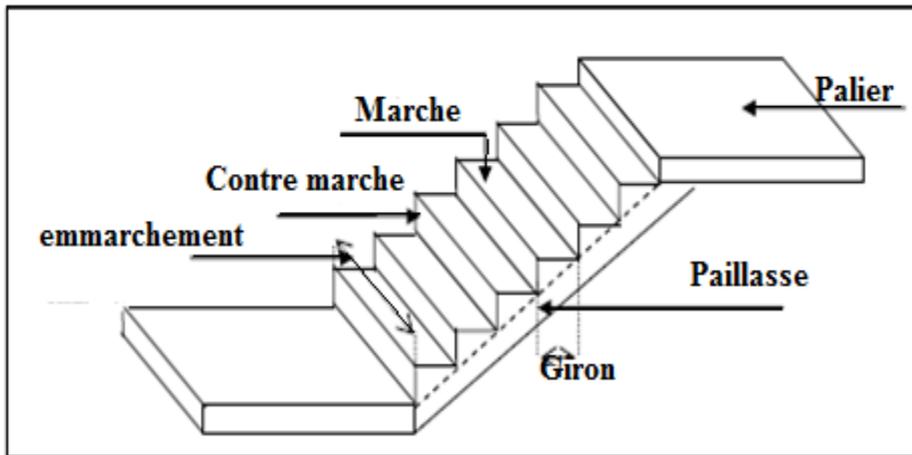
Fig. II.4 : Dimensions du balcon.

### II.2.4 Pré dimensionnement des escaliers :

#### Définition :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'une construction d'une dalle inclinée « paillasse », avec des dalle horizontales « paliers », ces derniers sont coulés sur place

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers



**Fig.II.5.** Composition d'un escalier

H : la montée ou la hauteur d'escalier

Giron : la largeur de marche « g »

L'emmarchement : la largeur de la volée « b »

Le contre marche : la partie verticale d'un marché « h »

La paillasse : plafond qui monte sous marche

Le plier : partie horizontale entre deux volées

La volée : suite ininterrompues des marches

Pour le dimensionnement des marches « g » et contre marche « h »,on utilise la formule de

**BLONDEL :**

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

Avec

h : varie entre 14cm et20cm

g : varie entre 22cm et33cm

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

$$22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

Donc on adopte :

$$\begin{cases} g=30\text{cm} \\ h=17\text{cm} \end{cases}$$

Hauteur d'étage.....H=3.06m

Giron .....g=30cm

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** on a :

$$60 \leq 2h+g \leq 66$$

Avec  $14.5 \leq h \leq 18$

Pour  $h=17\text{cm}$  on aura

$$H_v=H/2=3.06/2=1.53\text{m}$$

$$N_c=H_v/h=9$$

Alors on aura 9 contre marches dans chaque volée :

$$N_m=N_c-1=8 \text{ marche}$$

$$\text{Linge de foulée : } L_f=g \times N_c = 0.3 \times 8 = 2.4\text{m}$$

$$\text{L'inclinaison de la paillasse : } \tan\alpha=H_v/L_f=1.53/2.4=0.63$$

$$\text{Alors } \alpha=32.52^\circ$$

Epaisseur paillasse est :  $L=2.84\text{m}$

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 9.46 \leq e \leq 14.2 \Rightarrow e=15\text{cm}$$

Donc pour assurer la déformation (minimiser la flèche) des escaliers on fixe :

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

### II.2.5 Pré dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

$$S=(0.02 \times 0.1)/(2)+(0.08 \times 0.1)+(0.1 \times 0.6)=0.069\text{m}^2$$

$$P=(0.069 \times 25)=1.725$$

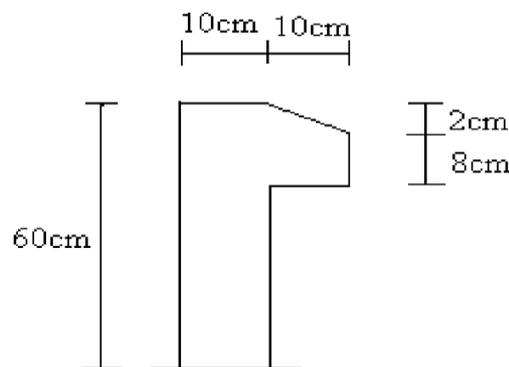


Fig II.6. Pré dimensionnement de l'acrotère

### II.2.6 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure et un autre de rive ou l'Angel.

Chaque type de poteaux est effectué de la structure du plancher chargé lui revenant, et on utilise un calcul basé sur la descente de charge. Nous appliquerons la loi de dégression des charges d'exploitation.

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression, en vérifiant l'hypothèse suivant :

❖ **D'après RPA99/version 2003 :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **II** doivent satisfaire la

$$\text{condition suivant : } \begin{cases} \min(b \times h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b \times h) \geq \frac{he}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

❖ **D'après les règles BAEL91 :**

L'effort normal ultime  $N_{ult}$  agissant sur un poteau « compression centre » est donnée par la formule suivant :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[ \frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{\gamma_s (A_s / B_r)} \right]}$$

Avec:

$B_r$  : section réduite du poteau,  $B_r = (a-0.02)(b-0.02)m^2$ .

$N_{ult}$  : Effort normal maximal à l'ELU ( $N_u = 1.35G + 1.5Q$ ).

$f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours

(ici on prend  $f_{c28} = 25 \text{ Map}$ )

$F_e$  : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend :  $f_e = 400 \text{ MPa}$ )

$A_s$  : section d'armature dans le poteau

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que :  $\gamma_b = 1.5$  (situation durable ou transitoire).

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :  $\gamma_s = 1.15$  (situation durable ou

Transitoire).

$\alpha$  : coefficient fonction de l'élanement du poteau calculé par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda^2}{35^2} \right)} \\ \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \alpha = 0.6 \left( \frac{50^2}{\lambda^2} \right) \end{array} \right.$$

Généralement le pourcentage de l'acier est de 1% de la section :

$$\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100} \Rightarrow \text{Alors :}$$

$$N_u \leq \alpha \cdot B_r \cdot \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right]}$$

- $\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.708 \quad \Rightarrow B_r \geq 0.064 N_u$
- $\lambda = 50 \Rightarrow \alpha = 0.603 \quad \Rightarrow B_r \geq 0.075 N_u$

$N_u$ : est déterminé à partir de la descente des charges.

Pour des raisons de sécurité on adopte :  $B_r = 0,075 \cdot N_u$ . (Pour les raisons de sécurité)

### II.3.Evaluation des charges et des surcharges :

✚ les planchers terrasse corps creux « inaccessible »

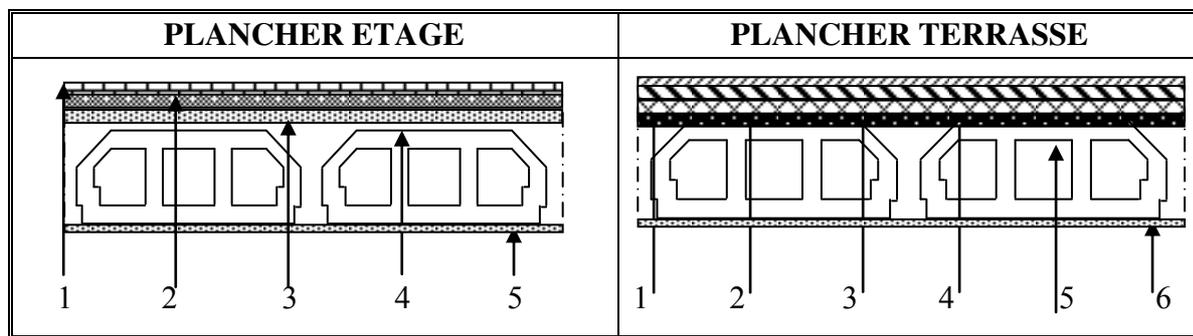


Fig.II.7.Coupe plancher terrasse et étage

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1. protection en gravillons	0.05	17	0.85
2. Etanchéité multicouche	/	/	0.12
3. Béton forme de pente	0.08	22	1.76
4. Isolation thermique	0.05	3	0.15
5. Plancher a corps creux	0.02	/	2.8
6. Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
<b>Totale charge permanente</b>			<b>G=5.88</b>

Tab II.1.charge permanente due au plancher terrasse

Surcharges d'exploitation :  $Q=1\text{KN/m}^2$

✚ les planchers étage corps creux

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1. Cloison	/	/	1.20
2. Carrelage	0.02	22	0.44
3. Mortier de pose	0.02	20	0.40
4. Couche de sable fin	0.02	18	0.36
5. Plancher a corps creux	0.2	/	2.8
6. Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
<b>Totale charge permanente</b>			<b>G=5.40</b>

Tab II.2.charge permanente due au plancher étage

Surcharges d'exploitation :  $Q=1.5\text{KN}/\text{m}^2$

✚ les planchers étage dalle plein (RDC, 1<sup>ère</sup> étage)

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1. Cloison	/	/	1
2. Carrelage	0.02	22	0.44
3. Mortier de pose	0.02	20	0.40
4. Couche de sable fin	0.02	18	0.36
5. Plancher dalle plein	0.16	25	4
6. Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
<b>Totale charge permanente</b>			<b>G=6.4</b>

Tab II.3.charge permanente au plancher étage « dalle plein »

Surcharges d'exploitation :  $Q=5\text{KN}/\text{m}^2$

✚ les plancher sous-sol « dalle plein »

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1. Cloison	/	/	1.2
2. Carrelage	0.02	22	0.44
3. Mortier de pose	0.02	20	0.40
4. Couche de sable fin	0.02	18	0.36
5. Plancher dalle plein	0.16	25	4
6. Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
<b>Totale charge permanente</b>			<b>G=6.6</b>

Tab II.4.charge permanente au plancher sous-sol

Surcharges d'exploitation :  $Q=5\text{KN}/\text{m}^2$

Les balcons :

✚ Balcon terrasse :

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1. Protection en gravillonsroulés	0.05	17	0.85
2. Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
3. Béton forme de pente	0.02	22	2.2
4. Isolation thermique	0.02	0.3	0.015
5. Plancher dalle pleine	0.16	25	3
6. Enduit de plâtre	0.02	20	0.4
<b>Totale charge permanente</b>			<b>G=6.58</b>

Tab II.5.charge permanente due au balcon terrasse

Surcharges d'exploitation :  $Q=1\text{KN}/\text{m}^2$

**Balcon étage :**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1. Carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3. Couche de sable fin	0.02	18	0.36
4. dalle plein	0.12	25	3
5. Enduit de plâtre	0.02	20	0.4
<b>Totale charge permanente</b>			<b>4.6</b>

**Tab II.6.charge permanente due au balcon étage**

**Surcharges d’exploitation : Q=3.5KN /m<sup>2</sup>**

**Les escaliers :**

**La paillasse**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1. Carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3. Couche de sable fin	0.02	18	0.36
4. Poids propre des marches	0.17/2	0.25	2.12
5. Poids de paillasse	0.15	25/cos (32.52)	4.44
6. Enduit de ciment	0.02	20/cos (32.52)	0.47
<b>Totale charge permanente</b>			<b>G=8.23</b>

**Tab II.7.charge permanente due au paillasse à 32.52°**

**Surcharges d’exploitation : Q=2.5KN /m<sup>2</sup>**

**Le palier :**

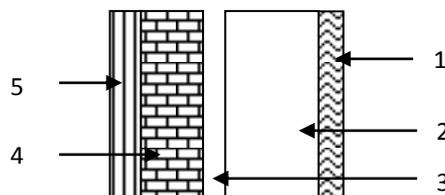
Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1. Carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3. Couche de sable fin	0.02	18	0.36
4. Poids propre de plier	0.15	25	3.75
5. Enduit de ciment	0.02	20	0.40
<b>Totale charge permanente</b>			<b>G=5.35</b>

**Tab II.8.charge permanente due au palier**

**Surcharges d’exploitation : Q=2.5KN /m<sup>2</sup>**

**Les murs**

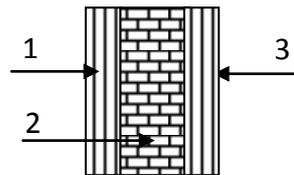
**Le mur extérieur :**



Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1. Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
2. Brique creux	0.1	11	1.1
3. l'aine d'aire	0.05	/	/
4. Brique creux	0.15	11	1.65
5. Enduit de ciment	0.02	18	0.36
<b>Totale charge permanente</b>			<b>G=3.31</b>

Tab II.9.charge permanente due au mur extérieur « e=30cm »

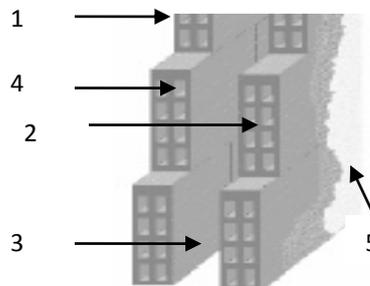
✚ Le mur intérieur :



Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1. Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
2. Brique creux	0.1	11	1.1
3. Enduit de ciment	0.02	10	0.2
<b>Totale charge permanente</b>			<b>G= 1.5</b>

Tab II.10.charge permanente due aux cloisons intérieur « e=10cm

✚ Cloisons intérieures à doubles parois :



Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1. Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
2. Brique creux	0.1	11	1.1
3. l'aine d'aire	0.05	/	/
4. Brique creux	0.15	11	1.65
5. Enduit de ciment	0.02	10	0.2
<b>Totale charge permanente</b>			<b>G=3.15</b>

Tab II.11.charge permanente due à la cloison à double paroi



## II.4.Evaluation des charges

### II.4.1.Définition :

On appelle descente de charges l'opération qui consiste à calculer pour les poteaux de la construction, les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

D'après le RPA les poteaux de rives et d'angles, doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation, de rapidité d'exécution, et pour leurs conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

On se limitera dans notre étude sur le calcul de la descente de charges du poteau le plus sollicité seulement.

Pour la descente de charge on prend le poteau le plus sollicité :

- Poteau central
- Poteau de rive
- Poteau d'Angel

#### a. Poteau Central (5-G) :

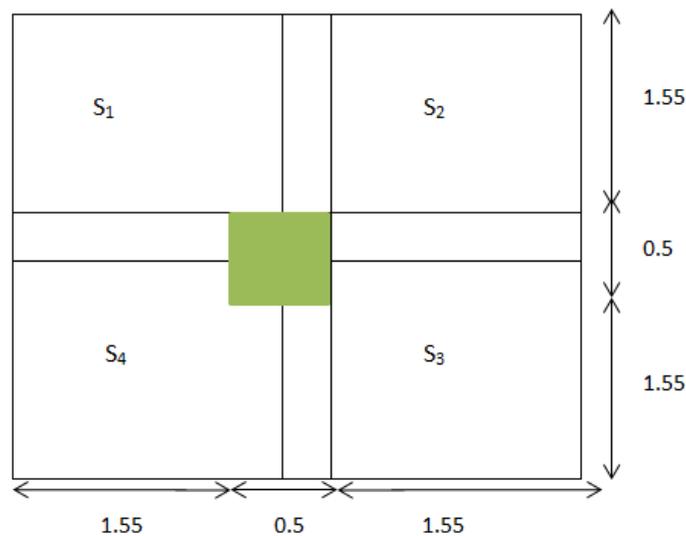


Fig.II.8 : Dimension du revenant au poteau central

#### Les planchers :

- Plancher Terrasse :

$$g=5.88\text{KN/m}^2 \quad Q=1\text{KN/m}^2$$

$$S'=(1.55+0.5+1.55) \times (1.7+0.5+1.7)=14.04\text{m}^2$$

$$S_1=(1.55+0.2) \times 1.7=2.975\text{m}^2$$

$$S_2=(1.55 \times 1.7)=2.635\text{m}^2$$

$$S_3=(1.7+0.2) \times 1.55=2.945\text{m}^2$$

$$S_4=(1.7+0.2) \times (1.55+0.2)-(0.2 \times 0.2)=2.945\text{m}^2$$

$$S=S_1+S_2+S_3+S_4=11.84m^2$$

Charge permanente :  $G=5.88 \times 11.84 = 69.619KN$

Charge d'exploitation :  $Q=11.04 \times 1 = 14.04KN$

- Plancher étage « 2<sup>ème</sup> étage à 16<sup>ème</sup> étage »

$$g=5.40KN/m^2 \quad Q=1KN/m$$

Charge permanente :

$$G=5.40 (3.285+2.945)+6.4 (2.635+2.975)=69.546KN$$

Charge d'exploitation :  $Q=1.5 \times 11.84=17.76K$

- Plancher étage « RDC et 1<sup>ème</sup> étage »

$$g=6.4KN/m^2 \quad Q=5KN/m$$

Charge permanente :  $G=6.4 \times 11.84=75.775KN$

Charge d'exploitation :  $Q=5 \times (3.6 \times 3.9 - (0.2 \times 1.7) - (0.6 \times 0.6))=66.7KNKN$

**Les poutres :**

Pois de poutre transversale  $G=0.3 \times 0.35 \times 25 \times 1.57 \times 2 = 8.925KN$

Pois de poutre longitudinale  $G=0.3 \times 0.35 \times 25 \times 1.55 \times 2 = 8.137KN$

**Les poteaux :**

Poids de poteaux sous-sol « 60×60 » :  $G=0.6 \times 0.6 \times 25 \times 3.06=27.54KN$

Poids de poteaux RDC ,1<sup>ère</sup>étage ,2<sup>ème</sup>étage :  $G=0.6 \times 0.6 \times 25 \times 4.08=36.72KN$

Poids de poteaux 3<sup>ère</sup>étage à 16<sup>ème</sup>étage :  $G=0.5 \times 0.5 \times 25 \times 3.06=19.125KN$

**Les Murs :**

Mur de séparation du RDC, 1<sup>ère</sup>étage et 2<sup>ème</sup>étage :

$$G=1.7 \times (4.08 - 0.35) \times 3.15 = 19.974KN$$

N°	Elément	Q Avant dégression	Dégression	Chargement après dégression	
				G(KN)	Q(KN)
N <sub>0</sub>	Plancher terrasse			69.619	
	Poutre principale			8.925	
	Poutre secondaire			8.137	
	Charge d'exploitations	14.04	1		14.04
	Totale			86.681	14.04
N <sub>1</sub>	Venant de N <sub>0</sub>			86.681	14.04
	Poids du poteau			19.125	
	Totale			105.806	14.04
	Venant de N <sub>1</sub>			105.806	14.04
	Plancher étage			69.546	
	Poutre principale			8.925	

N <sub>2</sub>	Poutre secondaire			8.137	
	Charge d'exploitations	17.76	1		17.76
	Totale			192.414	31.8
N <sub>3</sub>	Venant de N <sub>2</sub>			192.414	31.8
	Poids du poteau			19.125	
	Totale			211.539	31.8
N <sub>4</sub>	Venant de N <sub>3</sub>			211.539	31.8
	Plancher étage			69.546	
	Poutre principale			8.925	
	Poutre secondaire			8.137	
	Charge d'exploitations	17.76	0.9		15.984
	Totale			298.147	47.784
N <sub>5</sub>	Venant de N <sub>4</sub>			298.147	47.784
	Poids du poteau			19.125	
	Totale			317.272	47.784
N <sub>6</sub>	Venant de N <sub>5</sub>			317.272	47.784
	Plancher étage			69.546	
	Poutre principale			8.925	
	Poutre secondaire			8.137	
	Charge d'exploitations	17.76	0.8		14.208
	Totale			403.88	61.992
N <sub>7</sub>	Venant de N <sub>6</sub>			403.88	61.992
	Poids du poteau			19.125	
	Totale			423.005	61.992
N <sub>8</sub>	Venant de N <sub>7</sub>			423.005	61.992
	Plancher étage			69.546	
	Poutre principale			8.925	
	Poutre secondaire			8.137	
	Charge d'exploitations	17.76	0.7		12.432
	Totale			509.613	74.424
N <sub>9</sub>	Venant de N <sub>8</sub>			509.613	74.424
	Poids du poteau			19.125	
	Totale			528.738	74.424
N <sub>10</sub>	Venant de N <sub>9</sub>			528.738	74.424
	Plancher étage			69.546	
	Poutre principale			8.925	
	Poutre secondaire			8.137	
	Charge d'exploitations	17.76	0.6		10.656
	Totale			615.346	85.08
N <sub>11</sub>	Venant de N <sub>10</sub>			615.346	85.08
	Poids du poteau			19.125	
	Totale			634.471	85.08
	Venant de N <sub>11</sub>			634.471	85.08

N <sub>12</sub>	Plancher étage			69.546	
	Poutre principale			8.925	
N <sub>12</sub>	Poutre secondaire			8.137	
	Charge d'exploitations	17.76	0.5		8.88
	Totale			721.079	93.96
N <sub>13</sub>	Venant de N <sub>12</sub>			721.079	93.96
	Poids du poteau			19.125	
	Totale			740.204	93.96
N <sub>14</sub>	Venant de N <sub>13</sub>			740.204	93.96
	Plancher étage			69.546	
N <sub>14</sub>	Poutre principale			8.925	
	Poutre secondaire			8.137	
N <sub>14</sub>	Charge d'exploitations	17.76	0.5		8.88
	Totale			826.812	102.84
N <sub>15</sub>	Venant de N <sub>14</sub>			826.812	102.84
	Poids du poteau			19.125	
	Totale			845.937	102.84
N <sub>16</sub>	Venant de N <sub>15</sub>			845.937	102.84
	Plancher étage			69.546	
N <sub>16</sub>	Poutre principale			8.925	
	Poutre secondaire			8.137	
N <sub>16</sub>	Charge d'exploitations	17.76	0.5		8.88
	Totale			932.545	111.72
N <sub>17</sub>	Venant de N <sub>16</sub>			932.545	111.72
	Poids du poteau			19.125	
	Totale			951.670	111.72
N <sub>18</sub>	Venant de N <sub>17</sub>			951.670	111.72
	Plancher étage			69.546	
N <sub>18</sub>	Poutre principale			8.925	
	Poutre secondaire			8.137	
N <sub>18</sub>	Charge d'exploitations	17.76	0.5		8.88
	Totale			1038.278	120.60
N <sub>19</sub>	Venant de N <sub>18</sub>			1038.278	120.60
	Poids du poteau			19.125	
	Totale			1057.403	120.6
N <sub>20</sub>	Venant de N <sub>19</sub>			1057.403	120.6
	Plancher étage			69.546	
N <sub>20</sub>	Poutre principale			8.925	
	Poutre secondaire			8.137	
N <sub>20</sub>	Charge d'exploitations	17.76	0.5		8.88
	Totale			1144.011	129.48
N <sub>21</sub>	Venant de N <sub>20</sub>			1144.011	129.48
	Poids du poteau			19.125	

	Totale			1163.136	129.48
N <sub>22</sub>	Venant de N <sub>21</sub>			1163.136	129.48
	Plancher étage			69.546	
	Poutre principale			8.925	
	Poutre secondaire			8.137	
	Charge d'exploitations	17.76	0.5		8.88
	Totale			1249.744	138.36
N <sub>23</sub>	Venant de N <sub>22</sub>			1249.744	138.36
	Poids du poteau			19.125	
	Totale			1268.869	138.36
N <sub>24</sub>	Venant de N <sub>23</sub>			1268.869	138.36
	Plancher étage			69.546	
	Poutre principale			8.925	
	Poutre secondaire			8.137	
	Charge d'exploitations	17.76	0.5		8.88
				1355.477	147.24
N <sub>25</sub>	Venant de N <sub>24</sub>			1355.477	147.24
	Poids du poteau			19.125	
	Totale			1374.602	147.24
N <sub>26</sub>	Venant de N <sub>25</sub>			1374.602	147.24
	Plancher étage			69.546	
	Poutre principale			8.925	
	Poutre secondaire			8.137	
	Charge d'exploitations	17.76	0.5		8.88
	Totale			1461.210	156.12
N <sub>27</sub>	Venant de N <sub>26</sub>			1461.210	156.12
	Poids du poteau			19.125	
	Totale			1480.335	156.12
N <sub>28</sub>	Venant de N <sub>27</sub>			1480.335	156.12
	Plancher étage			69.546	
	Poutre principale			8.925	
	Poutre secondaire			8.137	
	Charge d'exploitations	17.76	0.5		8.88
	Totale			1566.943	165
N <sub>29</sub>	Venant de N <sub>28</sub>			1566.943	165
	Poids du poteau			36.72	
	Totale			1603.663	165
N <sub>30</sub>	Venant de N <sub>29</sub>			1603.663	165
	Plancher étage			69.546	
	Poutre principale			8.925	
	Poutre secondaire			8.137	
	Charge d'exploitations	17.76	0.5		8.88
	Totale			1690.271	173.880

N <sub>31</sub>	Venant de N <sub>30</sub>			1690.271	173.880
	Poids du poteau			36.72	
	Totale			1726.991	173.880
N <sub>32</sub>	Venant de N <sub>31</sub>			1726.991	173.880
	Plancher étage			75.776	
	Poutre principale			8.925	
	Poutre secondaire			8.137	
	Charge d'exploitations	66.7	0.5		33.35
	Totale			1819.829	207.23
N <sub>33</sub>	Venant de N <sub>32</sub>			1819.829	207.23
	Poids du poteau			36.72	
	Totale			1856.549	207.23
N <sub>34</sub>	Venant de N <sub>33</sub>			1856.549	207.23
	Plancher étage			75.776	
	Poutre principale			8.925	
	Poutre secondaire			8.137	
	Charge d'exploitations	17.76	0.5		33.137
	Totale			1949.387	240.367
N <sub>35</sub>	Venant de N <sub>34</sub>			1949.387	240.367
	Poids du poteau			27.54	
	<b>Totale</b>			<b>1976.927</b>	<b>240.367</b>

Tab.II .12 . Descente des charges pour poteau centrale

b. Poteau d'Angel (2-H):

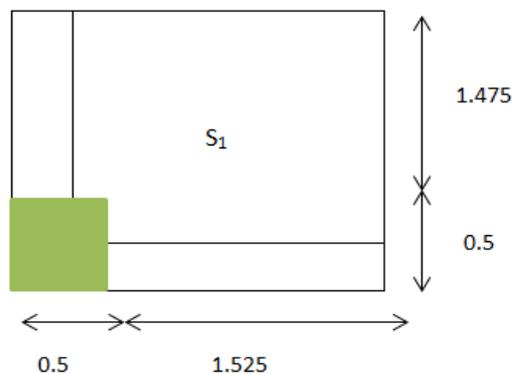


Fig.II.9 : Dimension du revenant au poteau d'Angel

Poids du l'acrotère :

$$g = 1.725 \text{ KN/m}^2$$

$$L_{\text{acrotère}} = (1.525 + 0.5) + (0.4 + 1.475) = 3.9 \text{ m}$$

$$G = 3.9 \times 1.725 = 6.727 \text{ KN}$$

Les planchers :

- Plancher Terrasse :

$$g = 5.88 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$S' = 3.705 \text{ m}^2$$

$$S = 2.885\text{m}^2$$

$$\text{Charge permanente : } G = 5.88 \times (2.03 + 0.435 + 0.42) = 16.963\text{KN}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1 \times (1.45 + 0.5) \times (0.5 + 1.4) = 3.705\text{KN}$$

- Plancher étage « 2<sup>ème</sup> étage à 16<sup>ème</sup> étage »

$$g = 5.40\text{KN/m}^2 \quad Q = 1\text{KN/m}$$

$$\text{Charge permanente : } G = 5.40 \times 2.885 = 15.579\text{KN}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1.5 \times 2.885 = 4.327\text{KN}$$

- Plancher étage « RDC et 1<sup>ème</sup> étage »

$$g = 6.4\text{KN/m}^2 \quad Q = 5\text{KN/m}$$

$$\text{Charge permanente : } G = 6.4 \times (2.885 + 1.75 + 1 + 1.7) = 46.944\text{KN}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 5 \times (3 \times 3.05 - 0.375) = 39.675\text{KN}$$

### Les poutres :

$$\text{Pois de poutre transversale } G = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times 1.45 = 3.806\text{KN}$$

$$\text{Pois de poutre longitudinale } G = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times 1.4 = 3.675\text{KN}$$

### Les poteaux :

$$\text{Poids de poteaux sous-sol « 60×60 » : } G = 0.6 \times 0.6 \times 25 \times 3.06 = 27.54\text{KN}$$

$$\text{Poids de poteaux RDC ,1<sup>ère</sup> étage ,2<sup>ème</sup> étage : } G = 0.6 \times 0.6 \times 25 \times 4.08 = 36.72\text{KN}$$

$$\text{Poids de poteaux 3<sup>ère</sup> étage à 16<sup>ème</sup> étage : } G = 0.5 \times 0.5 \times 25 \times 3.06 = 19.125\text{KN}$$

### Les Murs :

Mur d'extérieur du RDC, 1<sup>er</sup> étage et 2<sup>ème</sup> étage :

$$G = 1.45 \times (3.73) \times 3.31 + 1.4 \times (3.73) \times 3.31 = 35.186\text{KN}$$

Mur d'extérieur de 3<sup>ème</sup> étage et 16<sup>ème</sup> étage :

$$G = 1.45 \times (2.71) \times 3.31 + 1.4 \times (2.71) \times 3.31 = 25.564\text{KN}.$$

N°	Elément	Q avant dégression	dégression	Chargement après dégression	
				G(KN)	Q(KN)
N <sub>0</sub>	Acrotère			6.727	
	Plancher terrasse			16.963	
	Poutre principale			3.806	
	Poutre secondaire			3.675	
	Charge d'exploitations	3.705	1		3.705
	Totale			31.171	3.705
N <sub>1</sub>	Venant de N <sub>0</sub>			31.171	14.04
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			25.564	
	Totale			75.86	3.705
N <sub>2</sub>	Venant de N <sub>1</sub>			75.86	3.705
	Plancher étage			15.579	
	Poutre principale			3.806	
	Poutre secondaire			3.675	
	Charge d'exploitations	4.327	1		4.327
	Totale			98.92	8.032
N <sub>3</sub>	Venant de N <sub>2</sub>			98.92	8.032
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			25.564	
	Totale			143.609	8.032
N <sub>4</sub>	Venant de N <sub>3</sub>			143.609	8.032
	Plancher étage			15.579	
	Poutre principale			3.806	
	Poutre secondaire			3.675	
	Charge d'exploitations	4.327	0.9		3.894
	Totale			166.669	11.926
N <sub>5</sub>	Venant de N <sub>4</sub>			166.669	11.926
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			25.564	
	Totale			211.358	11.926
N <sub>6</sub>	Venant de N <sub>5</sub>			211.358	11.926
	Plancher étage			15.579	
	Poutre principale			3.806	
	Poutre secondaire			3.675	
	Charge d'exploitations	4.327	0.8		3.461
	Totale			234.418	15.387
N <sub>7</sub>	Venant de N <sub>6</sub>			234.418	15.387
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			25.564	

	Totale			279.107	15.387
<b>N<sub>8</sub></b>	Venant de N <sub>7</sub>			279.107	15.387
	Plancher étage			15.579	
	Poutre principale			3.806	
	Poutre secondaire			3.675	
	Charge d'exploitations	4.327	0.7		3.028
	Totale			302.167	18.415
<b>N<sub>9</sub></b>	Venant de N <sub>8</sub>			302.167	18.415
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			25.564	
	Ttale			346.856	18.415
<b>N<sub>10</sub></b>	Venant de N <sub>9</sub>			346.856	18.415
	Plancher étage			15.579	
	Poutre principale			3.806	
	Poutre secondaire			3.675	
	Charge d'exploitations	4.327	0.6		2.596
	Totale			369.916	21.011
<b>N<sub>11</sub></b>	Venant de N <sub>10</sub>			369.916	21.011
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			25.564	
	Totale			414.605	21.011
<b>N<sub>12</sub></b>	Venant de N <sub>11</sub>			414.605	21.011
	Plancher étage			15.579	
	Poutre principale			3.806	
	Poutre secondaire			3.675	
	Charge d'exploitations	4.327	0.5		2.163
	Totale			437.665	23.174
<b>N<sub>13</sub></b>	Venant de N <sub>12</sub>			437.665	23.174
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			25.564	
	Totale			482.354	23.174
<b>N<sub>14</sub></b>	Venant de N <sub>13</sub>			482.354	23.174
	Plancher étage			15.579	
	Poutre principale			3.806	
	Poutre secondaire			3.675	
	Charge d'exploitations	4.327	0.5		2.163
	Totale			505.414	25.337
<b>N<sub>15</sub></b>	Venant de N <sub>14</sub>			505.414	25.337
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			25.564	
	Totale			550.103	25.337
	Venant de N <sub>15</sub>			550.103	25.337
	Plancher étage			15.573	

N <sub>16</sub>	Poutre principale			3.806	
	Poutre secondaire			3.675	
	Charge d'exploitations	4.327	0.5		2.163
	Totale			573.163	27.511
N <sub>17</sub>	Venant de N <sub>16</sub>			573.163	27.511
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			25.564	
	Totale			617.852	27.511
N <sub>18</sub>	Venant de N <sub>17</sub>			617.852	27.511
	Plancher étage			15.579	
	Poutre principale			3.806	
	Poutre secondaire			3.675	
	Charge d'exploitations	4.327	0.5		2.163
	Totale			640.912	29.663
N <sub>19</sub>	Venant de N <sub>18</sub>			640.912	29.663
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			25.564	
	Totale			685.601	29.663
N <sub>20</sub>	Venant de N <sub>19</sub>			685.601	29.663
	Plancher étage			15.579	
	Poutre principale			3.806	
	Poutre secondaire			3.675	
	Charge d'exploitations	4.327	0.5		2.163
	Totale			708.661	31.826
N <sub>21</sub>	<sup>2</sup> Venant de N <sub>20</sub>			708.661	31.826
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			25.564	
	Totale				
	Venant de N <sub>21</sub>			753.35	31.826
N <sub>22</sub>	Plancher étage			753.35	31.826
	Poutre principale			15.579	
	Poutre secondaire			3.806	
	Charge d'exploitations	4.327	0.5	3.675	2.163
	Totale			776.41	33.989
N <sub>23</sub>	Venant de N <sub>22</sub>			1249.744	33.989
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			25.564	
	Totale				
N <sub>24</sub>	Venant de N <sub>23</sub>			821.099	33.989
	Plancher étage			15.579	
	Poutre principale			3.806	
	Poutre secondaire			3.675	
	Charge d'exploitations	4.327	0.5		2.163

	Totale			844.159	36.152
N <sub>25</sub>	Venant de N <sub>24</sub>			844.159	36.152
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			25.564	
	Totale			888.848	36.152
N <sub>26</sub>	Venant de N <sub>25</sub>			888.848	36.152
	Plancher étage			15.579	
	Poutre principale			3.806	
	Poutre secondaire			3.675	
	Charge d'exploitations	4.327	0.5		2.163
	Totale			911.908	38.315
N <sub>27</sub>	Venant de N <sub>26</sub>			911.908	38.315
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			25.564	
	Totale			956.597	38.315
N <sub>28</sub>	Venant de N <sub>27</sub>			956.597	38.315
	Plancher étage			15.579	
	Poutre principale			3.806	
	Poutre secondaire			3.675	
	Charge d'exploitations	4.327	0.5		2.163
	Totale			979.657	40.478
N <sub>29</sub>	Venant de N <sub>28</sub>			979.657	40.478
	Poids du poteau			36.72	
	Mur extérieur			35.186	
	Totale			1051.563	40.478
N <sub>30</sub>	Venant de N <sub>29</sub>			1051.563	165
	Plancher étage			15.579	
	Poutre principale			3.806	
	Poutre secondaire			3.675	
	Charge d'exploitations	4.327	0.5		2.163
	Totale			1074.623	42.641
N <sub>31</sub>	Venant de N <sub>30</sub>			1074.623	42.641
	Poids du poteau			36.72	
	Mur extérieur			35.186	
	Totale			1146.529	42.641
N <sub>32</sub>	Venant de N <sub>31</sub>			1146.529	42.641
	Plancher étage			46.944	
	Poutre principale			3.806	
	Poutre secondaire			3.675	
	Charge d'exploitations	39.675	0.5		19.837
	Totale			1200.954	62.478
N <sub>33</sub>	Venant de N <sub>32</sub>			1200.954	62.478
	Poids du poteau			36.72	

	Mur extérieur			35.186	
	Totale			1272.86	62.478
N <sub>34</sub>	Venant de N <sub>33</sub>			1272.86	62.478
	Plancher étage			46.944	
	Poutre principale			3.806	
	Poutre secondaire			3.675	
	Charge d'exploitations	39.675	0.5		19.837
	Totale			1327.285	82.315
N <sub>35</sub>	Venant de N <sub>34</sub>			1327.285	82.315
	Poids du poteau			27.54	
	<b>Totale</b>			<b>1354.825</b>	<b>82.315</b>

Tab.II .13 . Descente des charges pour poteau d'angle

c. Poteau de rive (8-F):

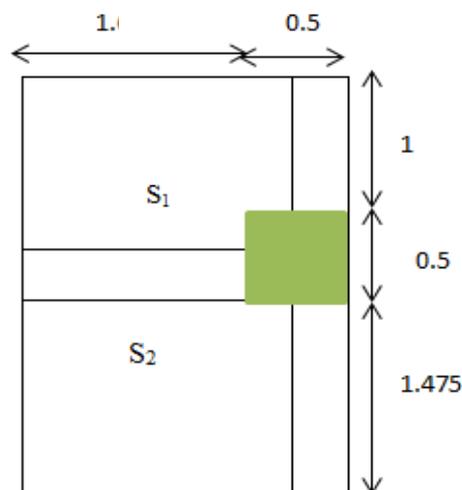


Fig.II.10 : Dimension du revenant au poteau de rive

Poids du l'acrotère :

$$g = 1.725 \text{KN/m}^2$$

$$L_{\text{acrotère}} = (1 + 0.5 + 1.475) + (1.65 + 0.4) = 5.025 \text{m}$$

$$G = 5.025 \times 1.725 = 8.668 \text{KN}$$

Les planchers :

- Plancher Terrasse :

$$g = 5.88 \text{KN/m}^2 \quad Q = 1 \text{KN/m}^2$$

$$S' = [(1.475 + 0.5 + 0.9) \times (1.65 + 0.4)] = 5.893 \text{m}^2$$

$$S = [(1.85 \times 1) + (1.475 \times 1.85) + (0.2 \times 1.65)] = 4.908 \text{m}^2$$

Charge permanente :  $G = 5.88 \times 4.908 = 28.859 \text{KN}$

Charge d'exploitation :  $Q = 1 \times 5.893 = 5.893 \text{KN}$

- 3<sup>eme</sup> étage à 16<sup>eme</sup> étage »

$$g = 5.40 \text{KN/m}^2 \quad Q = 1 \text{KN/m}$$

Charge permanente :  $G=5.40 \times 2.885=15.579\text{KN}$

Charge d'exploitation :  $Q=1.5 \times 2.885=4.327\text{KN}$

- Plancher étage « RDC et 1<sup>ème</sup> étage » dalle plein :

$$g=6.4\text{KN/m}^2 \quad Q=5\text{KN/m}$$

$$S' = [11.992 - (0.6 \times 0.6) - (0.3 \times 1.65) - (0.3 \times 1.65)] = 10.64$$

$$S = [(2.92875) + (1.65) + (1.95) + (3.37125)] = 9.9\text{m}^2$$

Charge permanente :  $G=6.4 \times 9.9=63.36\text{KN}$

Charge d'exploitation :  $Q=5 \times 10.642=53.212\text{KN}$

- Plancher étage 2<sup>ème</sup> étage :

$$g=5.4\text{KN} \quad q=1.5\text{KN}$$

$$S = [(2.92875) + (1.65) + (1.95) + (3.37125)] = 9.9\text{m}^2$$

$$g=5.40\text{KN/m}^2 \quad Q=1\text{KN/m}$$

Charge permanente :  $G=5.40 \times 9.9=53.46\text{KN}$

Charge d'exploitation :  $Q=1.5 \times 9.9=14.85\text{KN}$

### Les poutres :

Pois de poutre transversale :  $G=0.3 \times 0.35 \times 25 \times 1.65=4.331\text{KN}$

Pois de poutre longitudinale :  $G=0.3 \times 0.35 \times 25 \times (1.475+1) = 6.496\text{KN}$

### Les poteaux :

Poids de poteaux sous-sol « 60×60 » :  $G=0.6 \times 0.6 \times 25 \times 3.06=27.54\text{KN}$

Poids de poteaux RDC , 1<sup>ère</sup> étage , 2<sup>ème</sup> étage :  $G=0.6 \times 0.6 \times 25 \times 4.08=36.72\text{KN}$

Poids de poteaux 3<sup>ère</sup> étage à 16<sup>ème</sup> étage :  $G=0.5 \times 0.5 \times 25 \times 3.06=19.125\text{KN}$

### Les Murs :

Mur d'extérieur du RDC, 1<sup>er</sup> étage et 2<sup>ème</sup> étage :

$$G=3.31 \times (4.08-0.35) \times (1.65 \times 2) = 40.742\text{KN}$$

Mur d'extérieur de 3<sup>ème</sup> étage et 16<sup>ème</sup> étage :

$$G=3.31 \times (3.06-0.35) \times (1.65+1.475+1) = 37.001\text{KN}$$

Mur extérieur RDC :

$$G=3.31 \times (4.08-0.35) \times 1.65 = 20.371\text{KN}$$

N°	Elément	Q avant dégression	dégression	Chargement après dégression	
				G(KN)	Q(KN)
N <sub>0</sub>	Acrotère			8.668	
	Plancher terrasse			28.859	
	Poutre principale			6.496	
	Poutre secondaire			4.331	
	Charge d'exploitations	5.893	1		5.893
	Totale			48.354	5.893
N <sub>1</sub>	Venant de N <sub>0</sub>			48.354	5.893
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			37.001	
	Totale			104.48	5.893
N <sub>2</sub>	Venant de N <sub>1</sub>			104.48	5.893
	Plancher étage			26.503	
	Poutre principale			6.496	
	Poutre secondaire			4.331	
	Charge d'exploitations	7.288	1		7.288
	Totale			141.81	13.181
N <sub>3</sub>	Venant de N <sub>2</sub>			98.92	13.181
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			37.001	
	Totale			197.936	13.181
N <sub>4</sub>	Venant de N <sub>3</sub>			197.936	13.181
	Plancher étage			26.503	
	Poutre principale			6.496	
	Poutre secondaire			4.331	
	Charge d'exploitations	7.288	0.9		6.559
	Totale			235.266	19.740
N <sub>5</sub>	Venant de N <sub>4</sub>			235.266	19.740
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			37.001	
	Totale			291.392	19.740
N <sub>6</sub>	Venant de N <sub>5</sub>			291.392	19.740
	Plancher étage			26.503	
	Poutre principale			6.496	
	Poutre secondaire			4.331	
	Charge d'exploitations	7.288	0.8		5.830
	Totale			328.722	25.570
N <sub>7</sub>	Venant de N <sub>6</sub>			328.722	25.570
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			37.001	
	Totale			384.848	25.570

N <sub>8</sub>	Venant de N <sub>7</sub>			384.848	25.570
	Plancher étage			26.503	
	Poutre principale			6.496	
	Poutre secondaire			4.331	
	Charge d'exploitations	7.288	0.7		5.101
	Totale			422.178	30.671
N <sub>9</sub>	Venant de N <sub>8</sub>			422.178	30.671
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			37.001	
	Totale			478.304	30.671
N <sub>10</sub>	Venant de N <sub>9</sub>			478.304	30.671
	Plancher étage			26.503	
	Poutre principale			6.496	
	Poutre secondaire			4.331	
	Charge d'exploitations	7.288	0.6		4.372
	Totale			515.634	35.043
N <sub>11</sub>	Venant de N <sub>10</sub>			515.634	35.43
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			37.001	
	Totale			571.76	35.043
N <sub>12</sub>	Venant de N <sub>11</sub>			571.76	35.043
	Plancher étage			26.503	
	Poutre principale			6.496	
	Poutre secondaire			4.331	
	Charge d'exploitations	7.288	0.5		3.644
	Totale			609.09	38.687
N <sub>13</sub>	Venant de N <sub>12</sub>			609.09	38.687
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			37.001	
	Totale			665.276	38.687
N <sub>14</sub>	Venant de N <sub>13</sub>			665.276	38.687
	Plancher étage			26.503	
	Poutre principale			6.496	
	Poutre secondaire			4.331	
	Charge d'exploitations	7.288	0.5		3.644
	Totale			702.546	42.331
N <sub>15</sub>	Venant de N <sub>14</sub>			702.546	42.331
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			37.001	
	Totale			758.672	42.331
N <sub>16</sub>	Venant de N <sub>15</sub>			758.672	42.331
	Plancher étage			26.503	
	Poutre principale			6.496	

	Poutre secondaire			4.331	
	Charge d'exploitations	7.288	0.5		3.644
	Totale			796.002	45.975
<b>N<sub>17</sub></b>	Venant de N <sub>16</sub>			573.163	45.975
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			37.001	
	Totale			852.128	45.975
<b>N<sub>18</sub></b>	Venant de N <sub>17</sub>			852.128	45.975
	Plancher étage			26.503	
	Poutre principale			6.496	
	Poutre secondaire			4.331	
	Charge d'exploitations	7.288	0.5		3.644
	Totale			889.458	49.619
<b>N<sub>19</sub></b>	Venant de N <sub>18</sub>			889.458	49.619
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			37.001	
	Totale			945.584	49.619
<b>N<sub>20</sub></b>	Venant de N <sub>19</sub>			945.584	49.619
	Plancher étage			26.503	
	Poutre principale			6.496	
	Poutre secondaire			4.331	
	Charge d'exploitations	7.288	0.5		3.644
	Totale			982.914	53.263
<b>N<sub>21</sub></b>	Venant de N <sub>20</sub>			982.914	53.263
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			37.001	
	Totale			1039.04	53.263
<b>N<sub>22</sub></b>	Venant de N <sub>21</sub>			1039.04	53.263
	Plancher étage			26.503	
	Poutre principale			6.496	
	Poutre secondaire			4.331	
	Charge d'exploitations	7.288	0.5		3.644
	Totale			1076.37	56.907
<b>N<sub>23</sub></b>	Venant de N <sub>22</sub>			1076.37	56.907
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			37.001	
	Totale			1132.496	56.907
<b>N<sub>24</sub></b>	Venant de N <sub>23</sub>			1132.496	56.907
	Plancher étage			26.503	
	Poutre principale			6.496	
	Poutre secondaire			4.331	
	Charge d'exploitations	7.288	0.5		3.644
	Totale			1169.826	60.551

N <sub>25</sub>	Venant de N <sub>24</sub>			1169.826	60.551
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			37.001	
	Totale			1225.952	60.551
N <sub>26</sub>	Venant de N <sub>25</sub>			1225.952	
	Plancher étage			26.503	
	Poutre principale			6.496	
	Poutre secondaire			4.331	
	Charge d'exploitations	7.288	0.5		3.644
	Totale			1263.282	60.551
N <sub>27</sub>	Venant de N <sub>26</sub>			1263.282	60.551
	Poids du poteau			19.125	
	Mur extérieur			37.001	
	Totale			1319.408	60.551
N <sub>28</sub>	Venant de N <sub>27</sub>			1319.408	60.551
	Plancher étage			26.503	
	Poutre principale			6.496	
	Poutre secondaire			4.331	
	Charge d'exploitations	7.288	0.5		3.644
	Totale			1356.738	64.195
N <sub>29</sub>	Venant de N <sub>28</sub>			1356.738	64.195
	Poids du poteau			36.72	
	Mur extérieur			40.742	
	Totale			1434.20	64.195
N <sub>30</sub>	Venant de N <sub>29</sub>			1434.20	64.195
	Plancher étage			53.46	
	Poutre principale			6.496	
	Poutre secondaire			4.331	
	Charge d'exploitations	14.85	0.5		7.425
	Totale			1498.487	81.62
N <sub>31</sub>	Venant de N <sub>30</sub>			1498.487	81.62
	Poids du poteau			36.72	
	Mur extérieur			40.742	
	Totale			1575.949	81.62
N <sub>32</sub>	Venant de N <sub>31</sub>			1575.949	81.62
	Plancher étage			63.36	
	Poutre principale			6.496	
	Poutre secondaire			4.331	
	Charge d'exploitations	53.212	0.5		26.606
	Totale			1650.136	108.226
N <sub>33</sub>	Venant de N <sub>32</sub>			1650.136	108.226
	Poids du poteau			36.72	
	Mur extérieur			20.371	

	Totale			1707.227	108.226
N <sub>34</sub>	Venant de N <sub>33</sub>			1707.227	108.226
	Plancher étage			63.36	
	Poutre principale			6.496	
	Poutre secondaire			4.331	
	Charge d'exploitations	53.212	0.5		26.606
	Totale			1781.414	134.832
N <sub>35</sub>	Venant de N <sub>34</sub>			1781.414	134.832
	Poids du poteau			27.54	
	Totale			<b>1808.954</b>	<b>134.832</b>

Tab.II .14 Descente des charges pour poteau de rive

d. Poteau de rive (axe 1-E) :

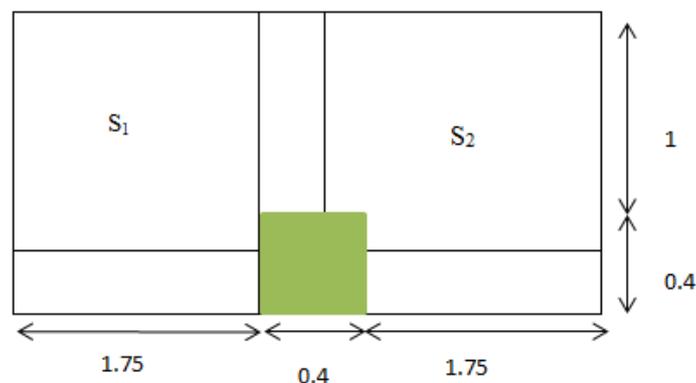


Fig.II.11 : Dimension du revenant au poteau de rive (extérieur)

• Plancher 2<sup>eme</sup> étage :

$$g=6.4 \text{ KN/m}^2 \quad q=5\text{KN/m}^2$$

$$S=[(1+0.1) \times (1.75+0.1) - (0.1 \times 0.1)] + [(0.1+1) \times 1.75] = 3.95\text{m}^2$$

$$S'=[(1+.4) \times (1.75+0.4+1.75)] = 5.46\text{m}^2$$

Charge permanente :  $G=6.4 \times 3.95=25.28\text{KN}$

Charge d'exploitation :  $Q=5 \times 5.46=27.3\text{KN}$

• Plancher étage « sous-sol, RDC et 1<sup>eme</sup>étage » dalle plein :

$$g=6.4\text{KN/m}^2 \quad Q=5\text{KN/m}$$

$$S=[(1+0.1) \times (1.75+0.1) - (0.1 \times 0.1)] + [(0.1+1) \times 1.75] = 3.95\text{m}^2$$

$$S'=[(1+0.4) \times (1.75+0.4+1.75) - (0.4 \times 0.4) - (0.3 \times 1.75 \times 2)] = 4.25$$

Charge permanente :  $G=6.4 \times 3.95=25.28\text{KN}$

Charge d'exploitation :  $Q=5 \times 4.25=21.25\text{KN}$

**Les poutres :**

Pois de poutre transversale :  $G=0.3 \times 0.35 \times 25 \times 1=2.625\text{KN}$

Pois de poutre longitudinale :  $G=0.3 \times 0.35 \times 25 \times 1.75 \times 2 =9.187\text{KN}$

**Les poteaux :**

Poids de poteaux sous-sol « 40×40 » :  $G=0.4 \times 0.4 \times 25 \times 3.06=12.24\text{KN}$

Poids de poteaux RDC ,1<sup>ère</sup> étage,  $G=0.4 \times 0.4 \times 25 \times 4.08=16.32\text{KN}$

**Les Murs :**

Mur d'extérieur du RDC, 1<sup>ère</sup> étage :

$G=3.31 \times (4.08-0.35) \times (1.75 \times 2)=43.212\text{KN}$

Mur d'extérieur de sous-sol :

$G=3.31 \times (3.06-0.35) \times (1.65+1.475+1)=37.001\text{KN}$

N°	Elément	Q avant dégression	dégression	Chargement après dégression	
				G(KN)	Q(KN)
N <sub>0</sub>	Plancher étage			23.266	
	Poutre principale			9.187	
	Poutre secondaire			2.625	
	Charge d'exploitations	8.19	1		8.19
	Totale			35.078	8.19
N <sub>1</sub>	Venant de N <sub>0</sub>			35.078	8.19
	Poids du poteau			16.32	
	Mur extérieur			43.212	
	Totale			94.61	8.19
N <sub>2</sub>	Venant de N <sub>1</sub>			94.61	8.19
	Plancher étage			25.28	
	Poutre principale			9.187	
	Poutre secondaire			2.625	
	Charge d'exploitations	21.25	1		21.25
	Totale			131.702	29.44
N <sub>3</sub>	Venant de N <sub>2</sub>			131.702	29.44
	Poids du poteau			16.32	
	Mur extérieur			43.212	
	Totale			191.234	29.44
N <sub>4</sub>	Venant de N <sub>3</sub>			191.234	29.44
	Plancher étage			25.28	
	Poutre principale			9.187	
	Poutre secondaire			2.625	
	Charge d'exploitations	21.25	0.9		19.125
	Totale			228.326	48.565
N <sub>5</sub>	Venant de N <sub>4</sub>			228.326	48.565
	Poids du poteau			12.24	
	Mur extérieur			31.395	
	<b>Totale</b>			<b>271.961</b>	<b>48.565</b>

Tab.II .15. Descente des charges pour poteau de rive (extérieur)

• **Dimensionnement de la section du poteau :**

$$N_U = (1.35G + 1.5Q) = 1.35 \times 1976.927 + 1.5 \times 240.367 = 3029.401 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = G + Q = 1976.927 + 240.367 = 2217.294 \text{ KN}$$

Par majoration des efforts trouver de 10% :  $100\gamma_s$

$$N_U = 3382.341 \text{ KN}$$

$$N_s = 33 \text{ KN}$$

**Poteaux centrale c'est le poteau le plus sollicité :**

❖ **Niveau (S.SOL) :**

$$B_r \geq 0.075 N_u \Rightarrow B_r \geq 0.075 \times 3.351345 \Rightarrow B_r \geq 0.251 \text{ m}^2$$

Avec :

$$f_{c25} = 25 \text{ Mpa} \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1.5 \quad \gamma_s = 1.15$$

$\alpha$  : coefficient dépendant de l'élanement  $\gamma$  :

$$\begin{cases} \lambda < 50 : & \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda^2}{352} \right)} \\ 50 \leq \lambda \leq 70 : & \alpha = 0.6 \left( \frac{502}{\lambda^2} \right) \end{cases}$$

Généralement le pourcentage de l'acier est de 1% de la section :

$$A/B_r = 1/100$$

$N_u$  : est donne dans la descente de charge des charges

$$\text{Donc : } B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[ \frac{0.9\gamma_b}{f_{c25}} \pm \frac{100\gamma_s}{f_e} \right]$$

$$\text{Pour : } \lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.705 \Rightarrow B_r \geq 0.075 N_U \Rightarrow B_r \geq 0.075 \times 3.351345$$

$$B_r \geq 0.251 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } B_r = (a - 0.02)(b - 0.02)$$

Si on fixe  $b = 0.6 \text{ cm}$

$$B_r = (h - 0.02)(0.60 - 0.02) = 0.58(a - 0.02)$$

$$\text{Donc } B_r = 0.58(a - 0.02) \geq 0.251$$

$$\Rightarrow a \geq 0.452$$

On prend  $a = 0.60 \text{ cm}$

$$B_r = (0.60 - 0.02)(0.60 - 0.02) = 0.336 \geq 0.251 \dots\dots\dots \text{cv}$$

✓ **Vérification vis-à-vis le flambement :**

D'après les règles BAEL91 : l'élanement géométrique  $\lambda$  est donné par la relation suivant :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec : $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f=0.7l_0$  : poteau encastré à ses deux extrémités)

$i$  : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec : $I$  : moment d'inertie

$B$  : section du béton  $b \sqrt{12}$

$$I = \frac{hb^3}{12} \Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{he}{i} = 0.7 l_0 \times \frac{b}{\sqrt{12}} = 0.7 \times 3.06 \times \frac{\sqrt{12}}{0.60} = 12.36$$

$$\lambda = 12.36 \leq 35 \dots \dots \dots cv$$

✓ **Vérification vis-à-vis l’RPA99/V2003 :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$a > 25cm \Rightarrow a = 60cm > 25cm \dots \dots \dots cv$$

$$b > \frac{he}{20} \Rightarrow b = 60cm > \frac{he}{20} = 15.3cm \dots \dots \dots cv$$

$$\frac{he}{20} < \frac{b}{a} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{60}{60} = 1 < 4 \dots \dots \dots cv$$

Donc on adopte la section du poteau : **(b×a)=(60×60)**

❖ **Niveau RDC et 1<sup>ere</sup>N et 2<sup>eme</sup>N :**

$$\text{Donc } : B \geq \frac{Nu}{\alpha} \left[ \frac{0.9\gamma b}{f_{c25}} \pm \frac{100\gamma s}{f_e} \right]$$

$$\text{Pour } : \lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.705 \Rightarrow B_r \geq 0.075 N_U \Rightarrow B_r \geq 0.075 \times 2.817186$$

$$B_r \geq 0.211 m^2$$

$$\text{On a } : B_r = (a-0.02)(b-0.02)$$

Si on fixe  $b=0.6m$

$$B_r = (a-0.02)(0.60-0.02) = 0.58(a-0.02)$$

$$\text{Donc } B_r = 0.58(a-0.02) \geq 0.211$$

$$\Rightarrow a \geq 0.383$$

On prend  $a=0.60m$

$$B_r = (0.60-0.02)(0.60-0.02) = 0.336 \geq 0.211 \dots \dots \dots cv$$

Donc on adopte la section du poteau : **(b×a)=(60×60)**

✓ **Vérification vis-à-vis le flambement :**

D’après les règles BAEL91 : l’élancement géométrique  $\lambda$  est donné par la relation suivant :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec : $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f=0.7l_0$  : poteau encastré à ses deux extrémités)

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec I : moment d'inertie

B : section du béton  $b \sqrt{12}$

$$I = \frac{hb^3}{12} \Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{he}{i} = 0.7 l_0 \times \frac{b}{\sqrt{12}} = 0.7 \times 4.08 \times \frac{\sqrt{12}}{0.60} = 16.48$$

$$\lambda = 16.48 \leq 35 \dots \dots \dots \text{cv}$$

✓ **Vérification vis-à-vis l’RPA99/V2003 :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$a > 25\text{cm} \Rightarrow a = 60\text{cm} > 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$b > \frac{he}{20} \Rightarrow b = 60\text{cm} > \frac{he}{20} = 20.4\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{he}{20} < \frac{b}{a} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{60}{60} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc on adopte la section du poteau : **(b×a)=(60×60)**

❖ **Niveau 3<sup>ere</sup> étage à 6<sup>eme</sup> étage:**

$$\text{Donc : } B \geq \frac{Nu}{\alpha} \left[ \frac{0.9\gamma b}{f_c 25} \pm \frac{100\gamma s}{f_e} \right]$$

$$\text{Pour : } \lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.705 \Rightarrow B_r \geq 0.075 N_U \Rightarrow B_r \geq 0.075 \times 2.455895$$

$$B_r \geq 0.184\text{m}^2$$

$$\text{On a : } B_r = (a-0.02)(b-0.02)$$

Si on fixe  $b=0.55\text{cm}$

$$B_r = (a-0.02)(0.55-0.02) = 0.53(a-0.02)$$

$$\text{Donc } B_r = 0.53(a-0.02) \geq 0.184$$

$$\Rightarrow a \geq 0.369$$

On prend  $a=0.55\text{cm}$

$$B_r = (0.55-0.02)(0.55-0.02) = 0.280 \geq 0.184 \dots \dots \dots \text{cv}$$

✓ **Vérification vis-à-vis le flambement :**

D’après les règles BAEL91 : l’élancement géométrique  $\lambda$  est donné par la relation suivant :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec  $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0.7l_0$  : poteau encastré à ses deux extrémités)

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec : I : moment d'inertie

B : section du béton  $b \sqrt{12}$

$$I = \frac{hb^3}{12} \Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{he}{i} = 0.7 l_0 \times \frac{b}{\sqrt{12}} = 0.7 \times 3.06 \times \frac{\sqrt{12}}{0.55} = 13.49$$

$$\lambda = 13.49 \leq 35 \dots \dots \dots cv$$

✓ **Vérification vis-à-vis l’RPA99/V2003 :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$a > 25cm \Rightarrow a = 55cm > 25cm \dots \dots \dots cv$$

$$b > \frac{he}{20} \Rightarrow b = 55cm > \frac{he}{20} = 15.3cm \dots \dots \dots cv$$

$$\frac{he}{20} < \frac{b}{a} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{55}{55} = 1 < 4 \dots \dots \dots cv$$

Donc on adopte la section du poteau : **(b×h)=(55×55)**

❖ **Niveau 7<sup>eme</sup> étage et 10<sup>eme</sup> étage:**

$$\text{Donc : } B \geq \frac{Nu}{\alpha} \left[ \frac{0.9\gamma_b}{f_c 25} \pm \frac{100\gamma_s}{f_e} \right]$$

$$\text{Pour : } \lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.705 \Rightarrow B_r \geq 0.075 N_U \Rightarrow B_r \geq 0.075 \times 1.769233$$

$$B_r \geq 0.132 m^2$$

$$\text{On a : } B_r = (a-0.02)(b-0.02)$$

Si on fixe  $b=0.50cm$

$$B_r = (a-0.02)(0.50-0.02) = 0.48(a-0.02)$$

$$\text{Donc } B_r = 0.48(a-0.02) \geq 0.132$$

$$\Rightarrow a \geq 0.295$$

On prend  $a=0.50cm$

$$B_r = (0.50-0.02)(0.50-0.02) = 0.230 \geq 0.132 m^2 \dots \dots \dots cv$$

✓ **Vérification vis-à-vis le flambement :**

D’après les règles BAEL91 : l’élancement géométrique  $\lambda$  est donné par la relation suivant :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :  $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0.7l_0$  : poteau encasté à ses deux extrémités)

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :I :moment d'inertie

B : section du béton  $b \sqrt{12}$

$$I = \frac{hb^3}{12} \Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{he}{i} = 0.7 l_0 \times \frac{b}{\sqrt{12}} = 0.7 \times 3.06 \times \frac{\sqrt{12}}{0.50} = 14.84$$

$$\lambda = 14.84 \leq 35 \dots \dots \dots cv$$

✓ **Vérification vis-à-vis l’RPA99/V2003 :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$a > 25cm \Rightarrow a = 60cm > 25cm \dots \dots \dots cv$$

$$b > \frac{he}{20} \Rightarrow b = 60cm > \frac{he}{20} = 15.3cm \dots \dots \dots cv$$

$$\frac{he}{20} < \frac{b}{a} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{50}{50} = 1 < 4 \dots \dots \dots cv$$

Donc on adopte la section du poteau : **(b×a)=(50×50)**

❖ **Niveau 11<sup>eme</sup>étage à 13<sup>eme</sup>étage:**

$$\text{Donc : } B \geq \frac{Nu}{\alpha} \left[ \frac{0.9\gamma_b}{f_{c25}} \pm \frac{100\gamma_s}{f_e} \right]$$

$$\text{Pour : } \lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.705 \Rightarrow B_r \geq 0.075 N_U \Rightarrow B_r \geq 0.075 \times 1.08257$$

$$B_r \geq 0.08m^2$$

$$\text{On a : } B_r = (a-0.02)(b-0.02)$$

Si on fixe  $b=0.45cm$

$$B_r = (a-0.02)(0.45-0.02) = 0.43(a-0.02)$$

$$\text{Donc } B_r = 0.43(a-0.02) \geq 0.08$$

$$\Rightarrow a \geq 0.206$$

On prend  $a=0.45cm$

$$B_r = (0.45-0.02)(0.45-0.02) = 0.184 \geq 0.08 \dots \dots \dots cv$$

✓ **Vérification vis-à-vis le flambement :**

D’après les règles BAEL91 : l’élancement géométrique  $\lambda$  est donné par la relation suivant :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :  $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0.7l_0$  : poteau encastré à ses deux extrémités)

$i$  : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :I :moment d'inertie

B : section du béton  $b \sqrt{12}$

$$I = \frac{hb^3}{12} \Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{h_e}{i} = 0.7 l_0 \times \frac{b}{\sqrt{12}} = 0.7 \times 3.06 \times \frac{\sqrt{12}}{0.45} = 16.48$$

$$\lambda = 16.48 \leq 35 \dots \dots \dots cv$$

✓ **Vérification vis-à-vis l’RPA99/V2003 :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$h > 25cm \Rightarrow a = 45cm > 25cm \dots \dots \dots cv$$

$$b > \frac{h_e}{20} \Rightarrow b = 45cm > \frac{h_e}{20} = 15.3cm \dots \dots \dots cv$$

$$\frac{h_e}{20} < \frac{b}{a} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4 \dots \dots \dots cv$$

Donc on adopte la section du poteau : **(b×a)=(45×45)**

❖ **Niveau 14<sup>ème</sup> étage à 16<sup>ème</sup> étage:**

$$\text{Donc : } B \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[ \frac{0.9\gamma_b}{f_{c25}} \pm \frac{100\gamma_s}{f_e} \right]$$

$$\text{Pour : } \lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.705 \Rightarrow B_r \geq 0.075 N_U \Rightarrow B_r \geq 0.075 \times 0.549989$$

$$B_r \geq 0.041m^2$$

$$\text{On a : } B_r = (a-0.02)(b-0.02)$$

Si on fixe b=40cm

$$B_r = (a-0.02)(0.40-0.02) = 0.38(a-0.02)$$

$$\text{Donc } B_r = 0.38(a-0.02) \geq 0.041$$

$$\Rightarrow a \geq 0.127$$

On prend a=0.60cm

$$B_r = (0.60-0.02)(0.60-0.02) = 0.336 \geq 0.251 \dots \dots \dots cv$$

✓ **Vérification vis-à-vis le flambement :**

D’après les règles BAEL91 : l’élancement géométrique λ est donné par la relation suivant :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :  $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0.7l_0$  : poteau encasté à ses deux extrémités)

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec : I : moment d’inertie

B : section du béton b  $\sqrt{12}$

$$I = \frac{hb^3}{12} \Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{h_e}{i} = 0.7 l_0 \times \frac{b}{\sqrt{12}} = 0.7 \times 3.06 \times \frac{\sqrt{12}}{0.40} = 18.55$$

$$\lambda = 18.55 \leq 35 \dots \dots \dots \text{cv}$$

✓ **Vérification vis-à-vis l’RPA99/V2003 :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$a > 25\text{cm} \Rightarrow a = 40\text{cm} > 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$b > \frac{h_e}{20} \Rightarrow b = 40\text{cm} > \frac{h_e}{20} = 15.3\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{h_e}{20} < \frac{b}{a} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc on adopte la section du poteau : **(a×b)= (40×40).**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	N <sub>U</sub>	0.075 N <sub>U</sub>	B <sub>r</sub>	a	b
SOUS SOL	3332.341	0.249	0.336	0.60	0.60
N (RDC +1+2)	3098.904	0.232	0.336	0.60	0.60
N (3+4+5+6)	2455.895	0.184	0.280	0.55	0.55
N(7+8+9+10)	1769.233	0.132	0.230	0.50	0.50
N(11+12+13)	1082.57	0.08	0.184	0.45	0.45
N(14+15+16)	549.989	0.04	0.144	0.40	0.40

**Tab.II .16 . Résultats de pré dimensionnement de poteau central**

### I.1.Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutre, voiles.....)aux différentes sollicitations (compression, flexion ..... ) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant d'un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99version2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

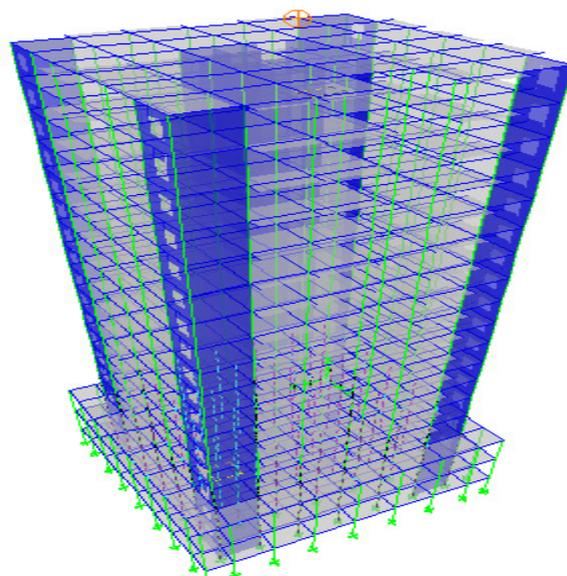
### I.2.Présentation du projet :

Notre projet consiste à l'étude d'une tour en béton armé à usage d'habitation (RDC+16 étages + Sous-sols). Le bâtiment est implanté à la périphérie de la wilaya de « Constantine». Selon le RPA 99/2003, Constantine est une zone de sismicité élevée (zone II<sub>a</sub>).

Selon le rapport de sol, La construction sera fondée sur un sol Meuble d'une contrainte admissible de 2 bars.

L'architecture retenue du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation,

Les planchers sont constitués par des dalles en corps creux en assurant une rigidité du diaphragme horizontal et des dalles pleins au niveau des sous-sols et RDC et 1<sup>ère</sup> niveau et 2<sup>ème</sup> niveau.



**Fig.I.1 : construction en 3D**

**I.3. Caractéristiques géométriques de la structure :**

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

- Longueur en plan-----27.70m

- Largeur en plan-----26.20m

**Hauteur :**

- Sous-sol -----3,06 m

- RDC-----4.08m

- étage commerce-----4.08m

- Etage courant-----3,06 m

- Totale-----55.08 m

- Acrotère-----0.60 m

**I.3.1 Les données du site :**

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme suite :

-une zone de moyenne sismicité (**zone II<sub>a</sub>**).

-L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**

-Le site est considéré comme « **Site Meuble** » (S3).

-Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 2 \text{ bars}$

**I.3.2 Régularité en plan :**

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{3.9}{27.70} = 0.140 < 0.25 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{3.6}{26.20} = 0.137 < 0.25 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc notre structure est classée comme une structure régulière.

**I.3.3 Régularité en élévation :**

Notre structure est régulière en élévation.

$$\frac{B'}{B} \geq 0.67 \dots\dots\dots \text{cv}$$

**I.4-Conception de la structure :****-Planchers :**

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Le bâtiment comporte 2types de planchers : -planchers à corps creux.

-Planchers à dalles plein.

**- Conception structurale :**

L'ouvrage considéré est en ossature mixte (portiques - voiles) en béton armé, les voiles sont utilisés comme éléments de contreventement dans les deux directions du bâtiment.

**- Escaliers :**

La cage d'escalier permet l'accès aux différents niveaux jusqu'au dernier étage, elle est constituée à chaque niveau de deux volées droites et un palier intermédiaire ; qui sera réalisé en béton armé coulé sur place.

**- Maçonneries :**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses ; Les murs extérieurs et de séparation sont constitués en doubles parois de briques d'épaisseurs 15 cm et 10 cm extérieurs et intérieurs respectivement, séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

**-L'acrotère :**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

**- Terrasse :**

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

**. Revêtement:**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant.
- La pénétration des eaux pluviales.

**-Cage d'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

**I.5. Conception la structure du bâtiment :****I.5.1. Structure de contreventement :**

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des **RPA99/Version2003**. D'après les conditions de l'article **3.4.A** pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8 m.

## I.6. Caractéristiques des matériaux

### I.6.1. Introduction:

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions au séisme .leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que : le cout, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau, prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique ce dernier et en revanche décisif pour la construction de grandes dimensions.

### I.6.2. le béton:

Le béton est un matériau complexe et évolutif .essentiellement constitué de granulats et d'une phase liante à base de ciment hydraté

On choisira les différentes proportions à donner pour chaque composant l'ensemble de ces composant est basée avant tous sur l'expérience. Et sur les résultats obtenus après les essais des éprouvettes à la compression et à la traction

Le béton et connu par sa bonne résistance à la compression mais d'autre part à la mauvaise résistance à la traction pour cela on introduit des armatures pour palier à cet inconvénient pour avoir un béton armé désistant à la compression et à la traction.

Comme tous les matériaux, un bonne béton se distingue du mauvais béton par plusieurs qualités telles que :

- Résistance mécanique élevée « 25à40Mpa »
- Bonne mise en œuvre « facile à couler »
- Bonne tenue dans le temps

Ces résultats seront obtenus, en jouant sur les paramètres suivants :

- La qualité de ciment, agrégats
- Le dosage « quantité »
- Un bon mélange « homogénéité »

### I.6.3. Composants du béton:

#### ❖ ciment:

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

#### ❖ Granulats :

Les granulats utilisés sont issus de carrière, ou blocs de roches concassés, la taille des granulats est indiquée par deux chiffres, la plus grande et les plus petites dimensions des

éléments, pour le béton employé dans le bâtiment les granulats les plus courants sont le sable et le gravier :

❖ **Sable :**

Le sable est constitué des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tous calibres, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

❖ **Gravier :**

Elles sont constituées des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

#### I.6.4. Caractéristiques mécaniques du béton :

##### I.6.4.1. Résistance à la compression :

- ✓ Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

- ✓ Pour des résistances  $f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre  $2200 \text{ Kg/m}^3$  et  $2400 \text{ Kg/m}^3$ .

-Dans notre projet  $f_{c28} = 25 \text{ M Pa}$

##### Résistance à la traction :

Conventionnellement, la résistance à la traction est donnée par l'expression suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}; \quad f_{cj} < 40 \text{ MPa.}$$

-Pour notre béton :  $f_{tj} = 2.1 \text{ MPa.}$

##### a)- la déformation longitudinale du béton :

Sous l'action des contraintes normales :

- ✓ le module de déformations longitudinal instantané du béton est donné par :  $E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$

$$\text{Pour notre béton} \quad E_{ij} = 32164.19 \text{ Mpa}$$

- ✓ le module de déformations longitudinal différé du béton est donné par :

$$E_{ij} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3}$$

Pour notre béton  $E_{yj} = 10818.86 \text{ Mpa}$

**b)- la déformation transversale du béton :**

Le module de déformation transversal set donnée par :

$$G = \frac{E}{[2 \times (1 + \nu)]}$$

$\nu$  : Est le coefficient de poisson =  $\frac{\text{Déformation relative transversale}}{\text{Déformation relative longitudinale}}$

$\nu = 0$  état limite ultime ;

$\nu = 0.2$  état limite de service.

**c)-Contrainte limite de calcul :**

**c.1)-Contrainte ultime du béton a la compression :**

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la relation :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

La constante 0,85, coefficient de sécurité, tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1,5$ .....cas d'actions courantes.

$\gamma_b = 1,15$ .....cas d'actions accidentelles

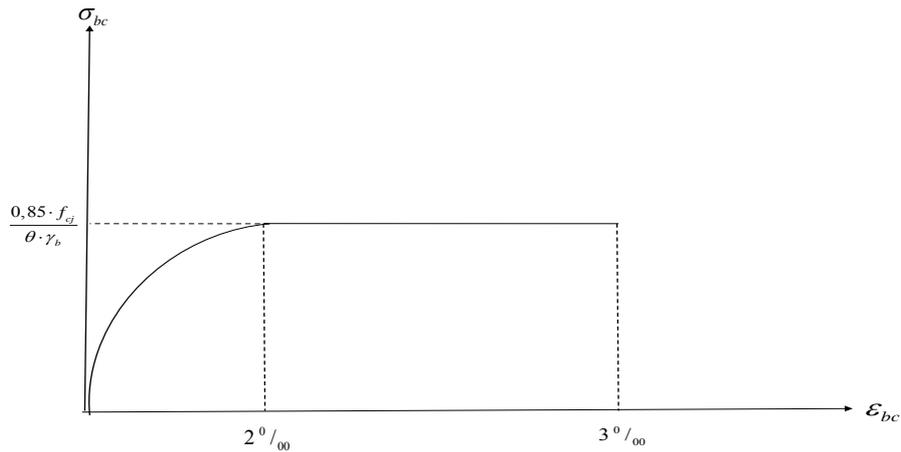
$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$ .....durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$ .....durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$ .....durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

Dans notre étude on utilisera  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  :  $\begin{cases} f_{bu} = 14,17 \text{ MPA} & \text{cas courant.} \\ f_{bu} = 18,48 \text{ MPA} & \text{cas accidentelle.} \end{cases}$



**Fig. I.2 : Diagramme Déformation-Contrainte du béton.**

L'influence défavorable de durée d'application de la charge et de la condition de bétonnage.

**c.2)-Contrainte ultime du béton au cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \bar{\tau}$

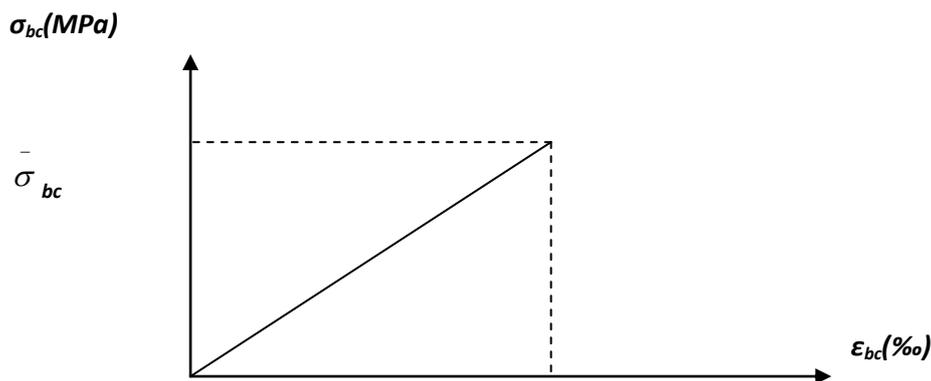
Dans notre cas  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , donc:

- ♦  $\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$  : cas normal (fissuration peu nuisible).
- ♦  $\bar{\tau} = \min (0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$  : cas où la fissuration est préjudiciable.

**d)- Etat limite de service :**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :



**Fig I.3 : diagramme linéaire**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

Soit:  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

#### I.6.4.2-Acier :

##### a)-Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage de carbone, son rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.

Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ .

##### b)-Caractéristiques mécanique :

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$  sont données par le tableau [1.1] suivant :

Type	Nuance	$f_e$ (MPa)	Emploi
Ronds lisses	$F_e E 22$	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	$F_e E 24$	235	
Barre HA Type 1 et 2	$F_e E 40$	400	Emploi courant
	$F_e E 50$	500	
Fils tréfiles HA type 3	$F_e E40$	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	$F_e E50$	500	
Fil tréfiles lisses type 4	TSL $\phi > 6 \text{ mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TSHA $\phi \leq 6 \text{ mm}$	520	

Tableau I.1– Valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance  $F_e E 40$  type 1, ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ) pour les armatures longitudinales

- $F_e E 24$  pour les cadres et les étriers.

#### Contraintes limites de calcul :

##### a)- Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de la figure (1.6).

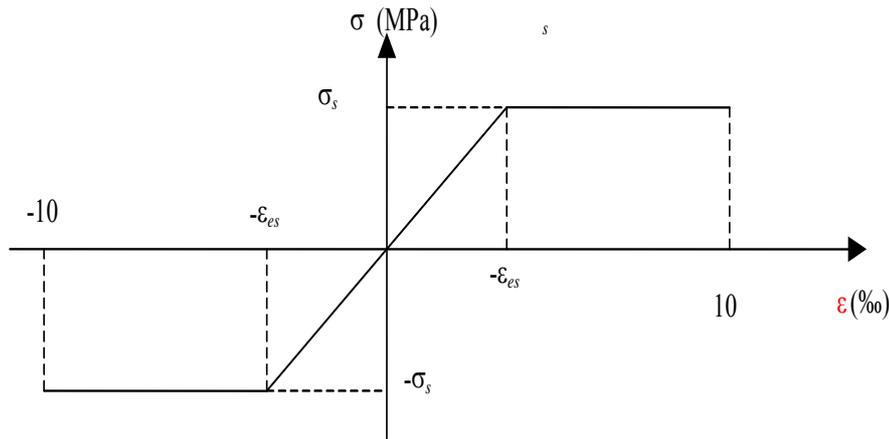


Fig.1.4–Diagramme Contraintes Déformations de l'acier.

Où :

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} ; \text{ Avec } E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_s = 1$  Cas de situations accidentelles.
- $\gamma_s = 1.15$  Cas de situations durables où transitoires.

**b)- Etat limite de service :**

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

1. Fissuration peu nuisible : pas de limitation ;

2. Fissuration préjudiciable  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; \max \left\{ \frac{110 \times \sqrt{\eta f_{tj}}}{240} \right\} \right) ;$

3. Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \min \left( \frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

**I.7. Définition des états- limites :**

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux sortes d'état limite :

**I. 7.1. Etat limite ultime ELU :**

L'état limite ultime ELU correspondant à :

- la perte de l'équilibre statique de la construction (basculement).
- la perte de la résistance de l'un des matériaux (rupture).
- la perte de la stabilité de forme (flambement).

**a)-Hypothèses de calcul :**

Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

La résistance de traction de béton est négligée.

Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires-élastiques.

Le coefficient d'équivalence  $n$  donné par le rapport entre les modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton ( $n = E_s / E_b$ ) est pris égal à 15

Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.

Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\begin{aligned}\varepsilon_{bc} &= 3.5 \text{ ‰} && \text{en flexion} \\ \varepsilon_{bc} &= 2 \text{ ‰} && \text{en compression centrée}\end{aligned}$$

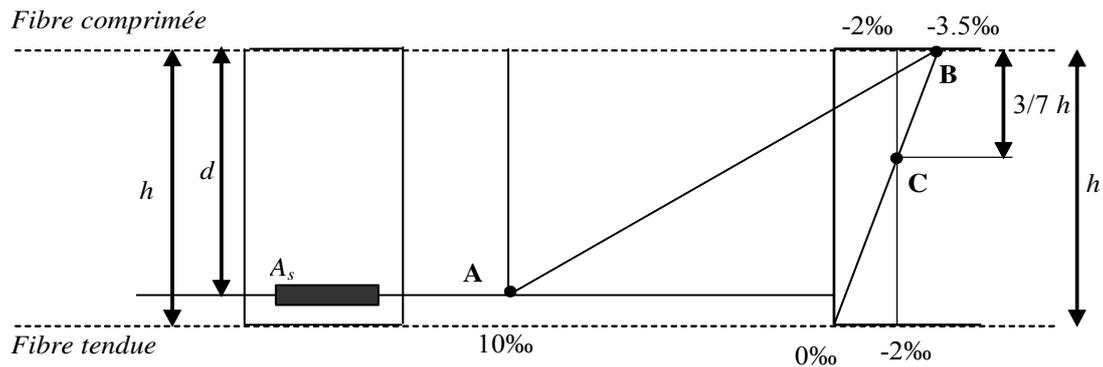
**b)-Diagramme des déformations limites de la section (Règle des trois pivots) :**

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure (1.7) tel que :

**A** : correspond à un allongement de  $10 \times 10^{-3}$  de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

**B** : correspond à un raccourcissement de  $3.5 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre la plus comprimée.

**C** : correspond à un raccourcissement de  $2 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre située à  $3/7h$  de la fibre la plus comprimée.



**Fig. I.5– règles des trois pivots.**

### I.7.2. Etats limites de service ELS :

L'état limite de service définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. Il se traduit par les états limites suivantes :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

#### a)Hypothèses de calcul :

Les calculs sont conduits moyennant les hypothèses suivantes:

les sections droites restent planes et il n'ya pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures;

le béton tendu est négligé

Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton,

Par convention le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou le coefficient d'équivalence a pour valeur 15,

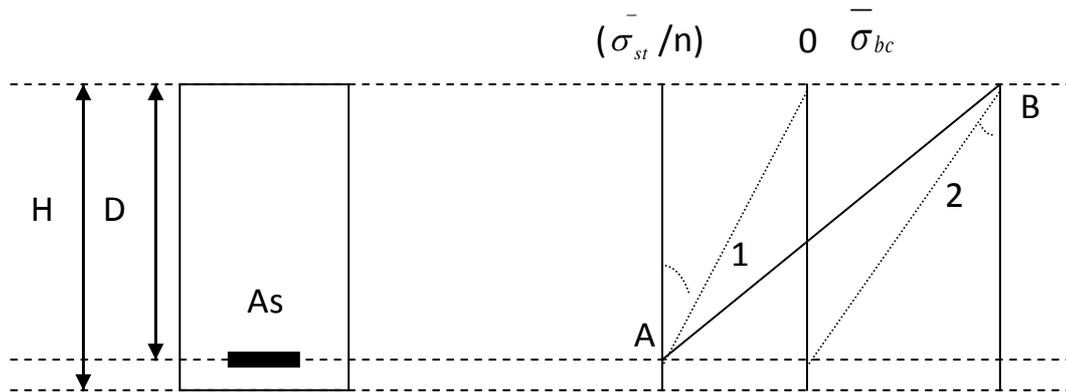
Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La règle des deux pivots :



FigI.6 : règle des deux pivots.

### I.8. Combinaisons fondamentales :

#### a) ferrailage des éléments non structuraux :

Dans le calcul manuel pour le ferrailage des éléments secondaire on utilise les combinaisons suivantes :

-ELU :  $1.35G+1.5Q$

-ELS :  $G+Q$

#### b) ferrailage des éléments structuraux :

Pour le ferrailage des éléments de contreventement on utilise les combinaisons introduites au SAP200.

##### b-1) ferrailage des poteaux :

- $1.35G+1.5Q$  : pour obtenir les efforts normales.
- $0.8G\pm E$  : pour obtenir les efforts tranchants.
- $G+Q\pm E$  : pour obtenir les moments fléchissant.

##### b-2) ferrailage des poutres :

- $1.35G+1.5Q$  : nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- $0.8G\pm E$  : permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis.
- $G+Q\pm E$  : donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis.

##### b-3) ferrailage des voiles:

- $0.8G\pm E$  : pour le ferrailage à la flexion.
- $G+Q\pm E$  : pour la vérification de la résistance du béton à la compression.

### III. Etude des éléments secondaires

#### III.1. Introduction.

Dans toute la structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- L'ensemble des éléments secondaires sont constitués par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :
  - ✓ Acrotère.
  - ✓ escalier.
  - ✓ Balcons.

Le calcul de ses éléments sera s'effectue suivant le règlement BAEL en respectant le règlement parasismique algérienne RPA99.

#### III.2. Etude de l'acrotère :

##### III.2.1 Définition :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne, conjointif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il est assimilé à une console encastree au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal NG et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion ; Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère étant exposé aux intempéries (variation de température, l'eau, neige, etc...), notons que on a une fissuration préjudiciable, alors le calcul sera faite à l'ELU et l'ELS.

##### III.2.2. Dimensionnement :

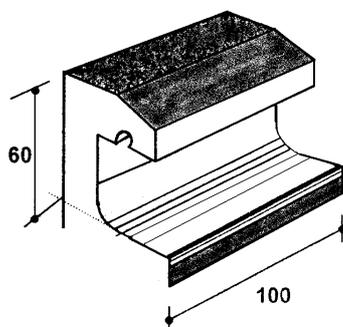


Fig. III.1. Schéma descriptif

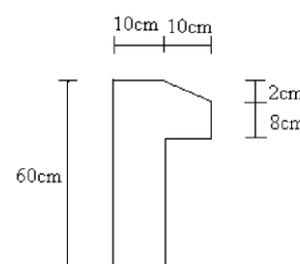


Fig. III.2 : coupe transversale

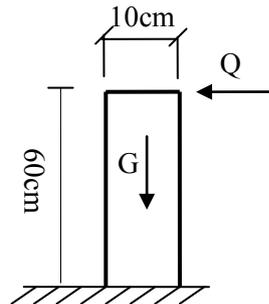


Fig. III.3 : schéma statique

### III.2.3. Evaluation des charges :

$$S = (0,05 \times 0,1) / 2 + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,069 \text{ m}^2.$$

Le poids propre de l'acrotère est :  $G = (0,069 \times 25) = 1,725 \text{ KN/m}^2$ .

Donc :  $G = 1,725 \text{ KN/ml}$

$$Q = 1,00 \text{ KN/ml}$$

### III.2.4. Ferrailage de l'acrotère :

#### a- Principe de calcul :

Le calcul s'effectue sur une bande de 1 ml, soumise à la flexion composée.

#### b-La force horizontale due à l'effet du séisme :

$$\text{On a: } F_p = 4 A c_p w_p$$

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) : zone II, groupe d'usage (1B) Donc :  $A = 0,20$

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8  $\Rightarrow C_p = 0,8$  (tableau 6-1).

$W_p$  : poids de l'acrotère:  $W_p = G = 1,725 \text{ KN/ml}$ .

$$F_p = 4 \times 0,20 \times 0,8 \times 1,725 = 1,104 \text{ KN/ml}.$$

<b>Pour G</b>	$N_G = 1,104 \text{ KN/ml}$	$M_G = 0$	$T_G = 0$
<b>Pour Q</b>	$N_Q = 0$	$M_Q = H \cdot Q = 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN/ml}$	$T_Q = Q = 1 \text{ KN/ml}$
<b>Pour Fp</b>	$N_{Fp} = 0$	$M_{Fp} = 0,6 \times 1,104 = 0,6624 \text{ KN/ml}$	$T_{Fp} = F_p = 1,104 \text{ KN/ml}$

On a :  $F_p > Q$  ; alors, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations  $W_p, F_p$  .

- Poids propre :  $G = 1,725 \text{ KN}$
- Surcharge :  $F_p(Q) = 1,104 \text{ KN/ml}$
- Un moment :  $M_{Fp}(Q) = 0,6624 \text{ KN.m}$
- Un effort tranchant :  $T_{Fp} = 1,104 \text{ KN}$

#### c- Evaluation des sollicitations:

A l'ELU :  $N_u = 1,35G = 2,3287 \text{ KN}$  ,  $M_u = 1,35 \times F_p \times H = 0,8942 \text{ KN.Ml}$

A l'ELS:  $N_s = G = 1,725 \text{ KN}$  ,  $M_s = F_p \times H = 0,6624 \text{ KN.Ml}$

	Moments (KN.m)	Effort normal(KN)	Effort tranchant(KN)
ELU	0,8942	2,3287	1,656
ELS	0,6624	1,725	1,104

Tab III.1. Evaluation des sollicitations.

### III.2.5 Vérification au flambement :

Le calcul se fait à l'état limite ultime, notre acrotère est assimilé à une console :

$$L_f = 2L_o = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{e} \Rightarrow \lambda = \frac{1.2 \sqrt{12}}{0.1} = 41,56$$

$L_f$  : la longueur de flambement

$e$  : l'épaisseur de l'acrotère = 0,1m

$\lambda$  : l'élancement

#### ❖ Calcul de l'excentricité :

$$e = e_o = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,8942}{2,3287} = 0,383 \text{ m} \Rightarrow e_o > \frac{h}{6} = 1,66 \text{ cm}$$

C : Le centre de pression

Le centre de pression C se trouve en dehors de la section, implique que la section est partiellement comprimée (SPC).

#### ❖ Vérification du flambement :

$$\lambda_{\max} = \text{Max}(50, \min(100, \frac{e_o}{h})) \text{ cm}$$

$$\lambda_{\max} = \text{Max}(50, \min(100, \frac{38,3}{10})) \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 50 \text{ cm}$$

On a :  $\lambda = 41,56 \leq \lambda_{\max} = 50$  donc pas de risque de flambement.

### III.2.6 L'excentricité totale de calcul :

Selon l'article (A-4-4 du BAEL 91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_0 + e_a + e_1$$

$e_a$  : L'excentricité additionnelle accidentelle.

$$e_a = \text{Max}\left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right) \Rightarrow \text{Max}\left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250}\right) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = \left(3(l_f)^2 \frac{1}{10000h}\right) \times (2 + \alpha\phi) \quad \alpha=0 ; \phi=2 \text{ car : } \mathbf{G} \text{ ne crée aucun moment}$$

$$\text{Donc : } e_1 = \left(3 \times (1,2)^2 \times \frac{1}{10000 \times 0,1}\right) \times (2 + 0) \Rightarrow e_1 = 0,864 \text{ cm}$$

Alors :  $e = 38,3 + 2 + 0,864 = 41,1 \text{ cm}$

On a :

$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left( 15 ; \frac{20 \times e_0}{h} \right) = 33,2 \Rightarrow$  On va tenir compte de l'effet du seconde ordre

### III.2.7 Sollicitation majorées de $\delta_f$ :

❖ **Calcul de coefficient de majoration  $\delta_f$**

$$\delta_f = \begin{cases} \min \left[ 1 + 0,15 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \cdot \frac{h}{e_0} ; 1,4 \right] & \text{si } \frac{e_0}{h} > 0,75 \\ 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \frac{e_0}{h} < 0,75 \end{cases} \quad [\text{art - A4, 3.5 BAEL91}]$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{38,3}{10} = 3,83 \Rightarrow 3,83 > 0,75$$

Donc :  $\delta_f = \min[1,055 ; 1,4] = 1,055$

#### III.2.7.1 Etat limite ultime :

$$N_{u/G}^* = \delta_f \times N_u = 1,055 \times 2,3287 = 2,45 \text{ KN}$$

$$M_{u/G}^* = \delta_f \times M_u + N_u^* e_a = 1,055 \times 0,8942 + 2,45 \times 0,02 = 0,992 \text{ KN.m}$$

#### III.2.7.2 Etat limite de service :

$$N_{ser/G}^* = N_{ser} = 1,725 \text{ KN}$$

$$M_{ser/G}^* = M_{ser} = 0,6624 \text{ KN.m}$$

G : centre de gravite

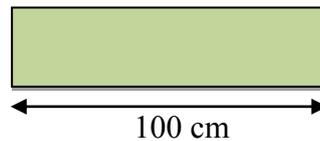
### III.2.8 Ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$$h = 10 \text{ cm}$$

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

$$d = 0,8 \times 10 = 8 \text{ cm}$$



## III.2.8.1 Calcul à L'ELU :

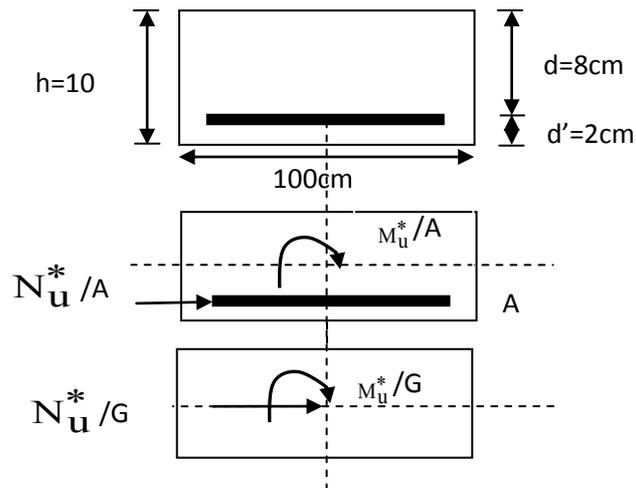


Fig.III.4 Coupes transversales de l'acrotère.

## ❖ Position du centre de pression :

$$e = \frac{M_u^*}{N_u^*} = \frac{0,992}{2,45} = 0,404\text{m}$$

$$e_o = h/6 = 0,166\text{m}$$

$e > e_o \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C)

## ❖ Calcul à la flexion simple :

## Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

## ➤ Calcul des armatures :

$$M_u^a = M_u^* + N_u^* \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_u^a = 0,992 + 2,45 \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right)$$

$$M_u^a = 1,065\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,065 \times 10^{-3}}{1 \times (0,08)^2 \times 14,2} = 0,011$$

$\mu_{bu} = 0,011 < \mu_l = 0,392$ .....section simplement armée (pas d'acier comprimé)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,013$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,90 \text{ cm}$$

$$A_{su}^* = \frac{M_u^a}{Z \sigma_s} = \frac{1,065 \times 10^{-3}}{0,079 \times 348} = 0,387 \text{ cm}^2$$

La section réelle des armatures tendues est alors ( $A_u$ )

$$A_u = A_{su}^* - \left( \frac{N_u^*}{f_{su}} \right) = 0,387 - \frac{2,45}{348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

### III.2.8.2 Calcul à L'ELS :

#### ❖ Position du centre de pression :

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6624}{1,725} = 0,38 \text{ m}$$

$$e_o = h/6 = 0,166 \text{ m}$$

$e_s > e_o \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C)

#### ❖ Calcul à la flexion simple :

##### ➤ Calcul des contraintes :

✓ La contrainte du béton est donnée à l'ELS par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ La contrainte de l'acier :

(Fissuration préjudiciable) avec  $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150 \times \eta \text{ Mpa} \right\}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa}$$

##### ➤ Calcul des armatures :

$$M_{ser}^a = M_{ser} + N_{ser} \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_u^a = 0,6624 + 1,725 \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right)$$

$$M_{ser}^a = 0,714 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment limite de service  $M_l$  :

$$M_l = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = (\alpha_r / 2) / (1 - \alpha_r / 3)$$

$$\alpha_r = (15 \sigma_{bc}) / (15 \sigma_{bc} + \sigma_{sc}) = 0,484$$

$$\mu_r = 0,203 \Rightarrow M_l = 19,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^a < M_l \text{ (pas d'armatures comprimées } A' = 0)$$

$$Z = d(1 - \alpha_r / 3) = 0,067 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}^a}{Z \sigma_s} = \frac{0,714 \times 10^3}{0,067 \times 240 \times 100} = 0,444 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_s - \frac{N_{ser}^a}{\sigma_s} = 0,444 - \frac{1,725}{240} = 0,436 \text{ cm}^2$$

### III.2.8.3 Ferrailage minimal :

$$A_{s,min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d$$

$$f_{t28} = 0,6 + f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{s,min} = 0,23 \frac{2,1}{400} 1 \times 0,08 = 0,966$$

$$\text{Alors : } A_s = \text{Max} [A_u, A_{ser}, A_{min}] = \text{Max} [0,32, 0,436, 0,966] \Rightarrow A_s = 0,966 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons un ferrailage symétrique : **4T8/ml** .....  $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

### III.2.8.4 Vérification des contraintes :

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')^2], \quad \text{avec } A_s' = 0$$

Y : la position de l'axe neutre.

Y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante :

$$by^2 + 30(As + As')y - 30(d \cdot As - d' \cdot As') = 0$$

$$Y = 1,92 \text{ cm et } I = 1351,57 \text{ cm}^4$$

➤ Vérification de la contrainte du béton comprimé :

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{0,6624 \times 10^6}{1351,57 \times 10^4} = 0,049 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \times Y = 0,049 \times 19,2 = 0,94 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,94 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Vérification des contraintes des armatures tendues :

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y); \eta = 15 \Rightarrow \sigma_s = 44,68 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

### III.2.8.5 Vérification au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min (2,5 \text{ MPa}, 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 d} \quad V_u = 1,656 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,001656 / (1 \times 0,08) = 0,0207 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

### III.2.8.6 Calcul des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 3T8 \dots \dots \dots A_r = 1,51 \text{ cm}^2$$

❖ L'espace maximal :

$$S_t \leq \min [3h, 33 \text{ cm}] = \min [30; 33] = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Dans le sens le moins sollicité: } S_t \leq \min [4h, 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$$

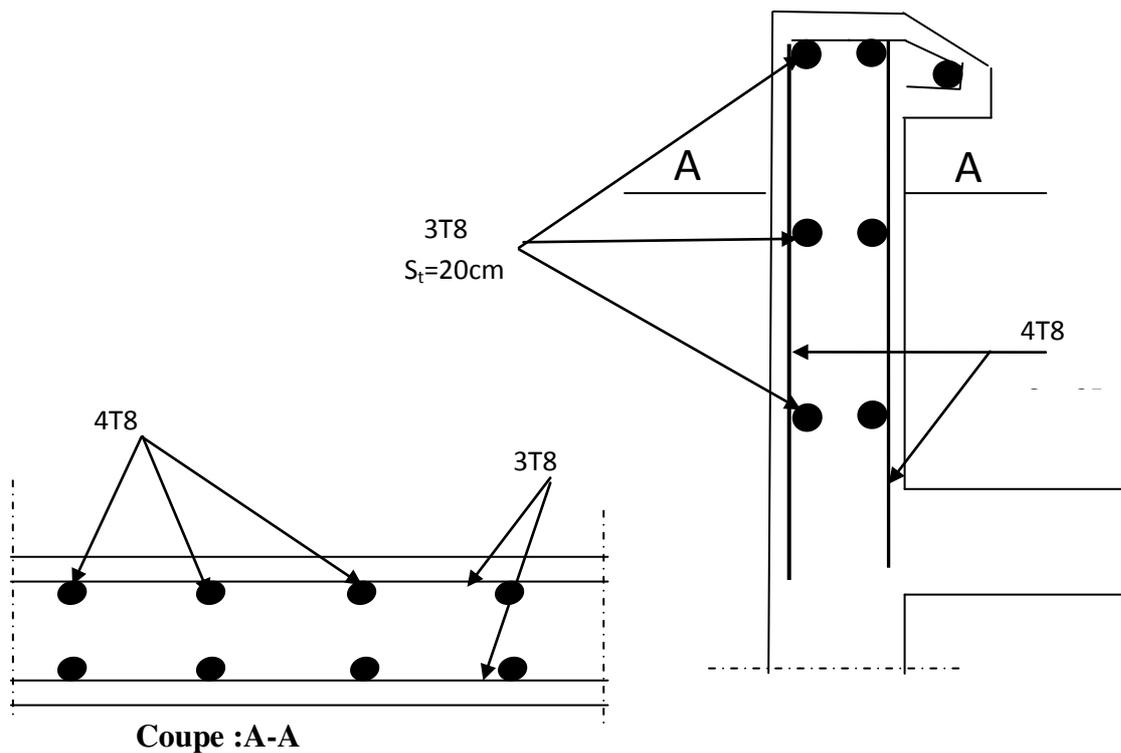


Fig.III.5 : Ferrailage de l'acrotère

### III.3. étude de l'escalier

#### III.3.1 Introduction

Dans une construction la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire soit par les escaliers soit par des ascenseurs. La cage d'escalier qui est le volume importé à l'escalier, compte plusieurs éléments dont la charge et surcharge seront transmises successivement aux poutres puis aux poteaux. Le choix des dimensions est fonction des conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage. (Habitat; salle de classe...etc.).

Parmi les autres conditions entrant dans le choix des dimensions, on retrouve:

- Condition d'accès facile d'un étage à un autre.
- Condition de dégagement rapide des escaliers.
- Condition de sécurité.
- Condition d'éclairage.

#### II.3.2 Evaluation des charges :

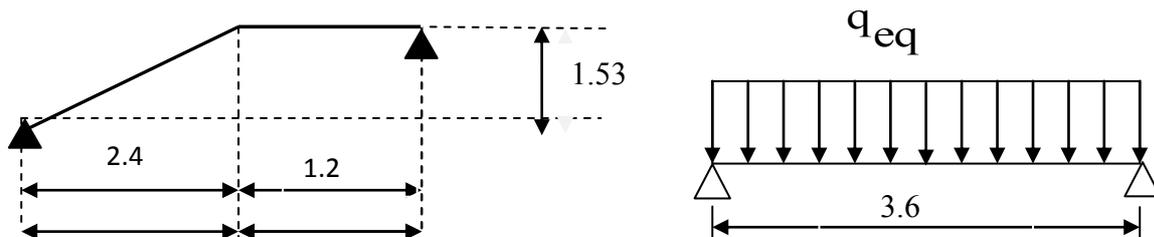


Fig.III.6 : la charge équivalente.

La charge	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )
Palier	5,35	2.5
Paillasse	8,23	2.5

**III.3.3 calcul des sollicitations :**

❖ **Les combinaisons des charges :**

A l'ELU :  $q = 1.35G + 1.5Q$

Paillasse :  $q_1 = 14.86 \text{ KN/m}^2$ .

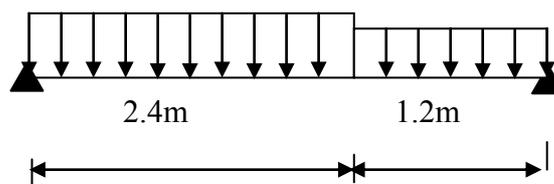
Palier :  $q_2 = 10.97 \text{ KN/m}^2$ .

A l'ELS :  $q = G + Q$

Paillasse :  $q_1 = 10.73 \text{ KN/m}^2$ .

Palier :  $q_2 = 7.85 \text{ KN/m}^2$ .

❖ **La charge équivalente :**  $q_{eq} = \frac{\sum q_i \cdot l_i}{\sum l_i}$



**FigIII. 7:Schéma statique de l'escalier.**

**A l'ELU :**

$q_{eq} = 13.56 \text{ KN/m}^2$ .

$M_0 = q_{eq} \times l^2 / 8 = 13.56 \times 3.6^2 / 8 = 21.96 \text{ KN.m}$

$V_u = q_{eq} \times l / 2 = 13.56 \times 3.6 / 2 = 24.40 \text{ KN}$

**En travée :**  $M_{tu} = 0.85 M_0 = 0.85 \times 21.96 = 18.66 \text{ KN.m}$

**En appui :**  $M_{au} = 0.3 M_0 = 0.3 \times 21.96 = 6.58 \text{ KN.m}$

**A l'ELS :**

$q_{eq} = 9.77 \text{ KN/m}^2$ .

$M_0 = q_{eq} \times l^2 / 8 = 9.77 \times 3.6^2 / 8 = 15.82 \text{ KN.m}$

$V_s = q_{eq} \times l / 2 = 9.77 \times 3.6 / 2 = 17.58 \text{ KN}$

**En travée :**  $M_{tser} = 0.85 M_0 = 0.85 \times 15.82 = 13.44 \text{ KN.m}$ .

**En appui :**  $M_{aser} = 0.3 M_0 = 0.3 \times 15.82 = 4.74 \text{ KN.m}$ .

	Mu(KN.m)	Ms(KN.m)
En travée	18.66	13.44
En appui	6.58	4.74

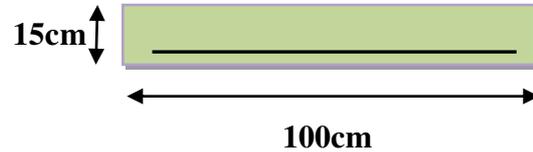
**III.3.4.ferraillage :**

**III.3.4.1. Les armatures principales :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de 1m, la section du béton est :  $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$ .

L'enrobage :  $C \geq 1 \text{ cm}$  soit  $C = 2 \text{ cm}$ .

La hauteur utile  $d = h - c = 13 \text{ cm}$



$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{bu}} ; \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) ; A_s = M_u / Z \cdot \sigma_s$$

avec:  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ ,  $d = 13 \text{ cm}$ .

**Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / 400 = 1.57 \text{ cm}^2$$

**Espacement maximale**

$$St \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) \quad St \leq \text{Min}(60, 45) = 45 \text{ cm}$$

Pour la travée:  $St = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots \dots \dots (C.V)$

Pour l'appui:  $St = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots \dots \dots (C.V)$

**III.3.4.2. Les armatures longitudinales :**

	M(KN.m)	M	A	Z(m)	As(cm <sup>2</sup> )	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ad</sub> (cm <sup>2</sup> )	St
<b>Trav</b>	18.66	0.077	0.100	0.1248	4.29	1.56	5T12=5.65	20
<b>App</b>	6.58	0.027	0.034	0.1282	1.47	1.56	5T10=3.93	20

**Tab. III .2. Résultats de calcul du ferraillage d'escalier.**

**III.3.4.3. Les armatures de répartition :**

$$A_{rep} = A_{ad} / 4$$

Sections	Ar (cm <sup>2</sup> )	Aad(cm <sup>2</sup> )	St
<b>Travée</b>	1.41	4T8=2.01	25
<b>Appui</b>	0.98	4T8=2.01	25

**Tab. III .3. Résultats de calcul des armatures de répartition d'escalier.**

▪ **Espacement maximal :**

$$St \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) \iff St \leq \text{Min}(60, 45) = 45 \text{ cm}$$

Pour la travée:  $St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots \dots \dots (C.V)$

Pour l'appui:  $St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots \dots \dots (C.V)$

**Vérification :**

**a- Vérification de la contrainte tangentielle :**

Il faut vérifier la condition suivante:

On a:  $\bar{\tau} = \min(0.20f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$ ..... fissuration non préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Avec :  $V_u$  l'effort tranchant maximal sur appui.

$$V_u = q \frac{l}{2} = 13,56 \times \frac{3.6}{2} = 24.40\text{KN}$$

$$\text{Aors : } \tau_u = V_u/b.d = 24.40 \times 10^{-3} / 1 \times 0.13 = 0.18\text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0.18\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

Donc il n y a pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification à l'ELS :**

**Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{ad} = 0.6f_{c28}.$$

$$\text{Soit: } \alpha \leq (\gamma-1)/2 + f_{c28}/100 = 0.440$$

$$\text{En travée: } \gamma = M_u/M_{ser} = 18.66/13.44 = 1.38$$

$$\alpha = 0.100 \leq 0.440 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

$$\text{Sur appui: } \gamma = M_u/M_{ser} = 6.58/4.74 = 1.38$$

$$\alpha = 0.034 \leq 0.440 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

Les conditions précédentes sont vérifiées, donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'impose pas.

$$\left\{ \begin{array}{ll} h/l > 1/16 & 0.15/3.6 = 0.041 \leq 0.0625 \dots\dots\dots(\text{C.NV}) \\ h/l > M_{tu}/(10 \times M_0) & 0.041 \leq 0.084 \dots\dots\dots(\text{C.NV}) \\ A_s/b.d \leq 4.2/f_e & \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq 0.0105 \dots\dots\dots(\text{C.V}) \end{array} \right.$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées alors le calcul de la flèche s'imposera.

**\* Calcul de la flèche :**

Le calcul de la flèche total est donné par la formule de BAEL91 comme suite:

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$ : sont les flèches respectivement due à l'ensemble des charges permanente, après la mise en place des revêtements.

$f_{pi}$ : est la flèche due à la l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

$f_{ji}$ : est la flèche due à l'ensemble des charges appliquées avant la mise en place des revêtements.

$\frac{1}{500}$  Cette flèche ne doit pas dépasser.

D'après le BAEL91 on a:

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10.E_i.I_{fi}} \quad ; \quad f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10.E_v.I_{vf}}$$

❖ **Moment d'inertie de la section homogène réduite "I" :**

$$I = \frac{b.y^3}{3} + \eta.A_s(d-y)^2$$

Avec: y est la position de l'axe neutre.

$\eta$  est le coefficient d'équivalence=15

❖ **Calcul de y:**

On a:

$$\frac{by^2}{2} + n(A+A')y - n(A'd'+Ad) = 0 \quad \text{Avec : } A'=0 ; A=5.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } b.y^2 - 2.\eta.A_s(d-y) = 0 . \quad y = 3.92 \text{ cm.}$$

❖ **Moment d'inertie de la section homogène "I<sub>0</sub>" :**

$$I_0 = \frac{b.h^3}{12} + b.h\left(\frac{h}{2} - v\right)^2 + 15.A_s(d-v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15.A_s.d}{b.h + 15A_s} \quad \text{et} \quad \rho = \frac{A_s}{b.d}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{5.\rho} \quad \text{et} \quad \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i$$

$$E_i = 11000*(f_{c28})^{1/3} \quad \text{et} \quad E_v = E_i / 3$$

Les résultats obtenues sont récapitulés dans le tableau suivant:

Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	V(cm)	I0 (cm <sup>4</sup> )	$\rho\%$	$\lambda_i$ (MPa)	$\lambda_v$ (MPa)	$E_i$ (MPa)	$E_v$ (MPa)
3.92	8995.2	7.79	30551.6	0.0043	4.88	1.95	32164.2	10721.3

**Tab. III .4. Différents coefficients pour le calcul de flache.**

**a. Calcul la flèche instantanée due à G : " f<sub>gi</sub>" :**

La combinaison : q = G le calcul sera fait pour 1ml

"G" : charge permanente avec revêtement.

$$Q_{eq} = 7.27 \text{ KN/ml}$$

## ❖ Calcul du moment :

$$M_s = 0,85 M_0 = 0,85 \times 7,27 \times (3,6)^2 / 8 = 10,01 \text{KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 151,56 \text{MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{(1,75f_{t28})}{4 \cdot \rho \cdot \sigma + f_{t28}} \right] = 0,219$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{(1,1 \times 30551,6)}{1 + 4,88 \times 0,219} = 16245,19 \text{cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s L^2}{10 \cdot I_{fi} \cdot E_i} = \frac{10,01 \times (3,6)^2 \times 10^8}{10 \times 16245,19 \times 32164,2} = 2,48 \text{mm}$$

**b. Calcul la flèche différée due à G : "f<sub>gv</sub>" :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 23549,81 \text{cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_s L^2}{10 \cdot I_{gv} \cdot E_v} = \frac{10,01 \times (3,6)^2 \times 10^8}{10 \times 23549,81 \times 10721,3} = 5,13 \text{mm}$$

**c. Calcul la flèche due à G + Q : "f<sub>pi</sub>" :**

$$G + Q \Rightarrow M_s = 13,45 \text{KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s (d-y)}{I} = 203,65 \text{MPa}$$

$$\mu_p = 1 - \left[ \frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma + f_{t28}} \right] = 0,344$$

$$I_{fp} = \frac{(1,1 \cdot I_0)}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 12545,82 \text{cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 4,31 \text{mm}$$

**d. Calcul La flèche instantanée due à j : "f<sub>ji</sub>" :**

La combinaison : q = j

J : la charge permanente avant la mise en place du revêtement :

La paillasse : j = 8,23 - 1,6 = 6,63 KN/m<sup>2</sup>

Le palier : j = 5,35 - 1,6 = 3,75 KN/m<sup>2</sup>

## ❖ Calcul de la charge équivalente :

$$J_{eq} = 5,67 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcule de moment : M<sub>s</sub>

$$M_s = 0,85 M_0 = 7,80 \text{KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 118.10MPa$$

$$\mu_j = 1 - \left[ \frac{1,75f_{t28}}{4.\rho.\sigma + f_{t28}} \right] = 0,11$$

$$I_{ij} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i.\mu_j} = 21868.01cm^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s.L^2}{10.E_i.I_{fi}} = 1.43mm$$

e. Calcul de la flèche admissible “  $\bar{f}$  ” :

$$\bar{f} = L / 500$$

$$= 3600 / 500 = 7.2 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$= 5.13 - 1.43 + 4.31 - 2.48 = 5.53 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 5.53 \text{ mm} \leq \bar{f} = 7.2 \text{ mm} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

### III.3.5 Étude de la poutre palière :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastrée à ces extrémités dans les poteaux ou les refends, généralement située à mi-étage au niveau de palier de repos.

Elle est soumise à la flexion simple et à la torsion .Ces sollicitations sont dues au poids propre, le poids du mur et en plus à l'action du poids de palier et paillasse.

Son schéma statique est le suivant :

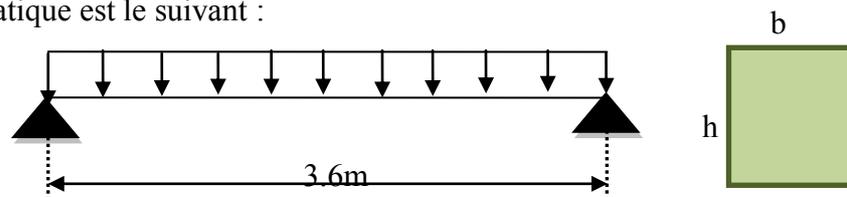


Fig.III.8: schéma statique de la poutre palière.

#### III.3.5.1 Pré dimensionnement :

Selon le BAEL 91, les dimensions de la poutre sont:

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 360/15 \leq h \leq 360/10$$

$$\Rightarrow 24cm \leq h \leq 36cm$$

Suivant les conditions du RPA99/version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ h/b \leq 4 \end{array} \right.$$

Soit :  $b = 30\text{cm}$  ;  $h = 35\text{cm}$

$h/b = 35/30 = 1.16 \leq 4$ ..... (C.V)

**III.3.5.2 Evaluation des charges :**

**✚ Charge permanent :**

-le poids propre du palier + paillasse =  $R = (q_{eq} \times l)/2 = (7.27 \times 3.6)/2 = 13.08 \text{ KN/ml}$

-Le poids propre de la poutre palière :  $b \times h \times \rho = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$

-Poids propre du mur :  $g = 3.90 \text{ KN/ml}$

-Charge d'exploitation  $Q = 0$

**❖ Calcul à l'ELU**

$q_u = 1.35G + 1.5Q + R = 1.35 \times 6.52 + 13.08 \Rightarrow q_u = 21.88 \text{ KN/ml}$

**III.3.5.3. Moment fléchissant :**

Moment isostatique :  $M_0 = q_u \times l^2 / 8 = 21.88 \times 3.6^2 / 8 \Rightarrow M_0 = 35.44 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :  $V_u = q_u \cdot \frac{l}{2} = \frac{21.88 \times 3.6}{2} = 39.38 \text{ KN}$ .

Moment en travée :  $M_t = 0.85M_0 = 0.75 \times 35.44 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t = 30.12 \text{ KN.m}$

Moment sur appuis:  $M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 35.44 \text{ KN.m} \Rightarrow M_a = 10.63 \text{ KN.m}$

**III.3.5.4. Calcul des armatures longitudinales (flexion simple) :**

**a) Ferrailage:**

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad , \quad A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s}$$

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

$h = 35\text{cm}$  ,  $b = 30\text{cm}$  ,  $d = 32.5 \text{ cm}$  .

	b(cm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A <sub>s min</sub>	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adopte(cm <sup>2</sup> )
<b>Trav</b>	30	30.12	0,066	0.085	31.39	1.17	2.75	3T12=3.39
<b>App</b>	30	10.63	0.029	0.037	32.50	1.17	0.95	3T12=3.39

**Tab.III.5 : Ferrailage de la poutre palière.**

▪ **Verification a l'E.L.U:**

• **Condition de non fragilité :**

$A_{s\min} = 0,23 \cdot d \cdot b \cdot (f_{t28}/f_e) \Rightarrow A_{\min} = 1.17 \text{ cm}^2$ .

$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.20 \text{ cm}^2$ .....CV.

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

- ✚ **Fissuration non préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}.$$

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = 39,38\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,40\text{MPa}.$$

$$\tau_u = 0,40\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots\text{CV}.$$

- **Calcul à l'E.L.S :**

- ✓ **Évaluation des charges**

- ✚ **Charge permanente :**

Poids propre de la poutre :  $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,62\text{KN/m}$

Poids des paliers et paillasse :  $R_2 = \frac{ql}{2} = 13,08\text{KN/m}$

Poids propre du mur :  $g = 3,90\text{KN/m}$ .

- **Combinaison de charge :**

$$q_s = G + Q + R = 19,6\text{KN/m}.$$

- le moment isostatique :  $M_0 = q_s \cdot L^2 / 8 = 31,75\text{KN.m}$ .

- le moment en travée :  $M_t = 0,85M_0 = 26,98\text{KN.m}$ .

- le moment sur appui :  $M_a = 0,30M_0 = 9,52\text{KN.m}$ .

- **Vérification à l'E.L.S :**

- ❖ **Contrainte maximale du béton :**

- **En travée :**  $\alpha = 0,085$ .

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 1,12.$$

$$(\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) = 0,310.$$

$$\alpha = 0,085 \leq 0,310 \dots\dots\dots\text{CV}.$$

- **Sur appui :**  $\alpha = 0,029$ .

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 1,12.$$

$$(\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) = 0,310.$$

$$\alpha = 0,029 \leq 0,310 \dots\dots\dots\text{CV}.$$

▪ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{360} = 0,096 \geq 0,062 \dots\dots\dots CV.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,096 \geq 0,075 \dots\dots\dots CV.$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 \times 32.5} = 0,003 \leq 0,01 \dots\dots\dots CV.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

**III.3.5.5 Calcul des armatures longitudinales (à la torsion) :**

• **Calcul de moment dus à la torsion :**

$$v_u = q_u L/2 = 39.38 \text{ KN}$$

$$Ma = 0.1 \times L/2 \times v_u = 0.1 \times 39.38 \times 3.6/2 = 7.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{tor} = Ma \times L/2 = 7.08 \times 3.6/2 = 12.74 \text{ KN.m.}$$

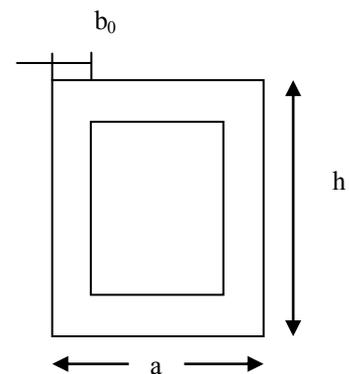
• **Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :**

Ω : aire du contour à mi-épaisseur des parois

$$\Omega = (a - b_0) \times (h - b_0)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} a = \min(b, h) = 30 \text{ cm} \\ b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2.$$



**Fig.III. 9. Section creuse**

• **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion :**

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2b_0 \times \Omega} = \frac{12.74 \times 10^6}{2 \times 50 \times 75000} = 1.69 \text{ MPa.}$$

• **Vérification de la contrainte tangentielle totale :**

On doit vérifier que :  $\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\Rightarrow (1.69)^2 + (0.40)^2 = 3.01 < 11.08$$

$$\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2 \dots\dots\dots CV$$

• **Calcul des armatures:**

D'après le BAEL91 :  $A_s^{tor} = \frac{M_{tor} \cdot u}{2 \times \Omega \times f_{ad}}$

Avec :  $u$  : périmètre de la section efficace  $\Omega$ .

$A_s^{tor}$  : Armatures longitudinales de torsion.

$$U = [(h - b_0) + (b - b_0)] \times 2 = 110 \text{ cm.}$$

$$A_{stor} = \frac{12.74 \times 10^6 \times 1100}{2 \times 750 \times 10^2 \times 348} = 2.68 \text{ cm}^2.$$

Alors les aciers longitudinaux :

-en travée :  $A_s^{fle} = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

-sur appui :  $A_s^{fle} = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

$$A_s^{tor} = 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal :**

D'après le BEAL91 on a :  $\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e \geq 0.4 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \frac{A_{stor}}{b_0 \times U} \cdot f_e = \frac{3.08}{5 \times 110} \times 400 = 2.24 \geq 0.4 \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

- **Les armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2\Omega\sigma_s} = \frac{12.74 \times 10^6}{2 \times 750 \times 348 \times 10^2} = 0.024 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0.9 \times 32.5 ; 40 \text{ cm}) = 29.25 \text{ cm}$$

On adopte :  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.024 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 0.6 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T8  $\Rightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

### III.3.5.6 Ferrailage de la poutre palière :

Les armatures à la flexion :

En travée :  $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$  (3T12).

En appuis :  $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$  (3T12).

Les armatures à la torsion :

$$A_s = 3.08 \text{ cm}^2$$
 (2T14)

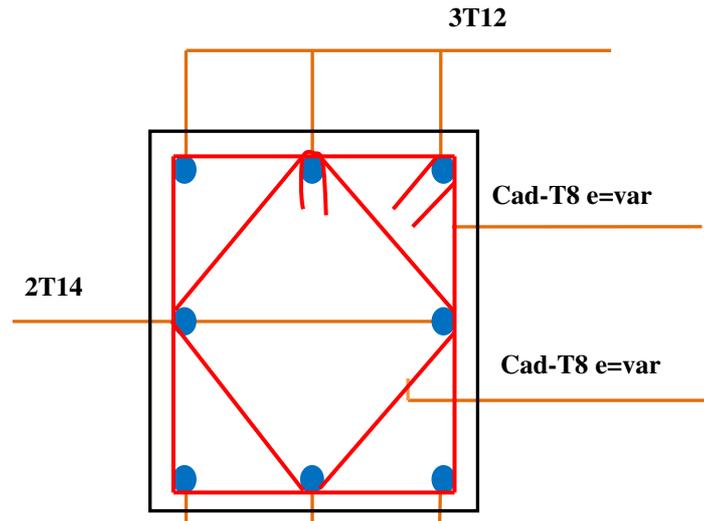


Fig.III.10 : Ferrailage de la poutre palière

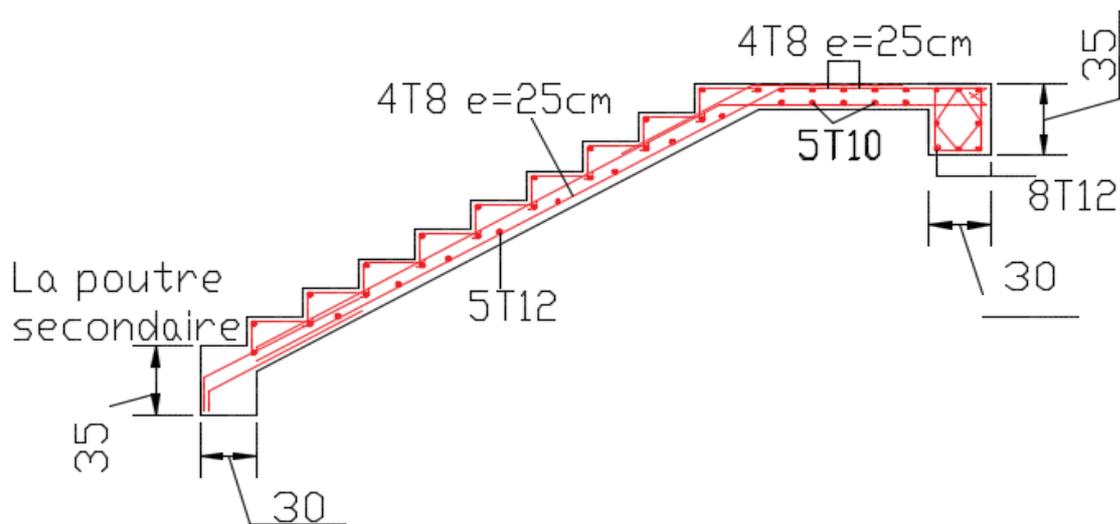


Fig.III.11 : Ferrailage de l'escalier

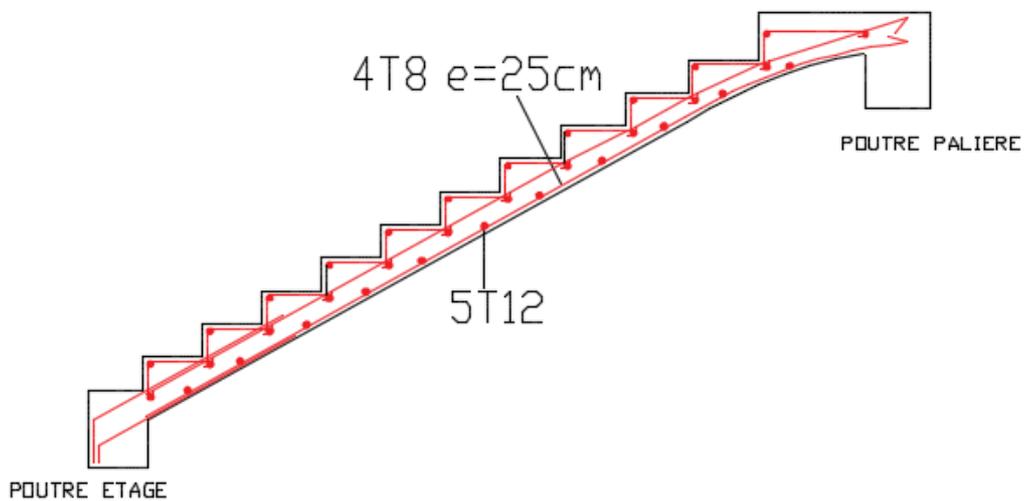


Fig.III.12 : Ferrailage de l'escalier (RDC, 1<sup>er</sup> niveau, 2<sup>ème</sup> niveau )

### III.4. Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme des plaques encastées dans les poutres ; Le bâtiment à étudier contient 2 types de balcons.

Ce type des balcons sera calculé à l'aide de logiciel socotèc.

- **balcon de type 1 :**

Le balcon est modélisé comme une dalle encastée sur trois cotés, pour le calcul on a fait un calcul automatique à l'aide de programme «SOCOTEC ».

- ✚ **Caractéristique des matériaux :**

Module d'Young E : 32164.

Dimension de la dalle :

Longueur a : 3.4m.

Longueur b : 1.34m.

Epaisseur ep : 0.12m.

N	Type	Position
1	Encastré	Ligne y = 0
2	Encastré	Ligne x = 0
3	Encastré	Ligne x = 3.4

- ✚ **Les charges :**

N	Type	Comp	Valeur	coef	Position
1	uniforme	-Z	4,60	1.35	Dalleentire
2	uniforme	-Z	3.5	1.5	Dalleentire
3	Linge // x	-Z	1,988	1.35	0 ; 1.5

Tab.III.6.La position des liaisons et différent charges.

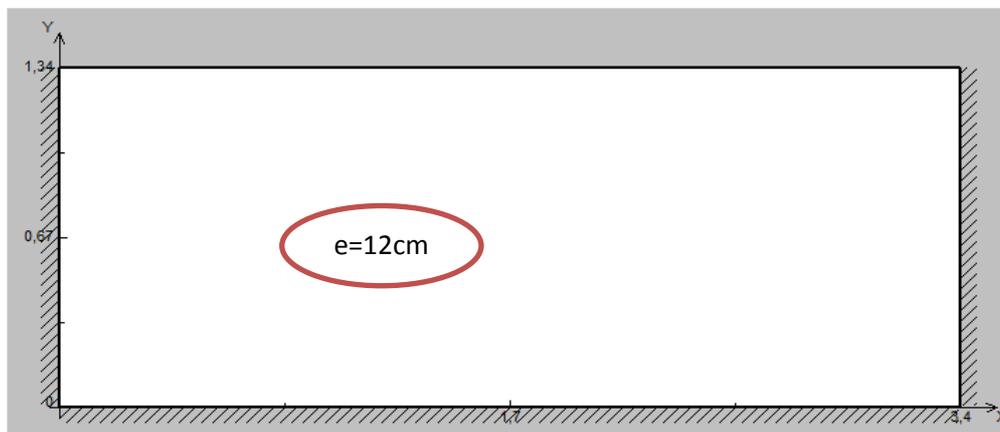


Fig.III.13. Schéma du balcon encastés sur trois côté.

#### III.4.1. Sollicitation de calcul :

- ❖ L'E.L.U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11,46 \text{ KN/ml.}$$

Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	Mxx(KN.m)
<b>En travée</b>	1,7	1.34	<b>2,79</b>
<b>Sur appui</b>	0.00	1.34	<b>-9,99</b>
	X(m)	Y(m)	Myy(KN.m)
<b>En travée</b>	1,7	1.34	<b>0.13</b>
<b>Sur appui</b>	1,7	0.00	<b>-6,93</b>
	X(m)	Y(m)	Tzx(KN/m)
<b>Min</b>	0.00	1.34	<b>-42,64</b>
<b>Max</b>	3,4	1.34	<b>42,64</b>
	X(m)	Y(m)	Tzy(KN/m)
<b>Min</b>	1,7	0.00	<b>-17,32</b>
<b>Max</b>	1,7	1,34	<b>8,45</b>

Tab.III.7. Les résultats des efforts à l'E.L.U.

## ❖ L'E.L.S :

$$q_s = G+Q=8,1\text{KN/ml}$$

Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	Mxx(KN.m)
<b>En travée</b>	1,7	1.34	<b>2,23</b>
<b>Sur appui</b>	0.00	1.34	<b>-8,06</b>
	X(m)	Y(m)	Myy(KN.m)
<b>En travée</b>	1,7	1.34	<b>0.08</b>
<b>Sur appui</b>	1,7	0.00	<b>-5.33</b>
	X(m)	Y(m)	Tzx(KN/m)
<b>Min</b>	0	1.34	<b>-35,20</b>
<b>Max</b>	3,4	1.34	<b>35,20</b>
	X(m)	Y(m)	Tzy(KN/m)
<b>Min</b>	1,7	0.00	<b>-12.94</b>
<b>Max</b>	1,7	1,34	<b>7,03</b>

Tab.III.8. Les résultats des efforts à l'E.L.S.

## III.4.2.ferraillage :

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4.\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z.\sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$S_t = 100/4 = 25\text{cm} \quad (\text{sens y-y})$$

$$S_t = 100/5 = 20\text{cm} \quad (\text{sens x-x})$$

M(KN.m)	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu(KN.m)	-9,99	2,79	-6,93	0.13
B(m)	1	1	1	1
D(m)	0,095	0.095	0.08	0.08
$\mu$	0.077	0.021	0.076	0.001
A	0.100	0.026	0.098	0.0012
Z(cm)	9,12	9,40	7,68	7,99
A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	3,14	0,85	2,59	0.04
A <sub>s</sub> (Min)	1.14	1.14	0,96	0,96
A <sub>s,adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	5T10=3,93	4T10=3,14	5T10=3,93	4T10=3,14
S <sub>t</sub> (cm)	20cm	25cm	20cm	25cm

Tab.III.9.Résultats de ferrailage de balcon type 1.

**III.4.3.Vérification de la contrainte tangentielle du béton:**

**Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,5MPa$$

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

V<sub>u</sub>= T<sub>xz</sub>= 42,64 KN..... **SOCOTEC**

V<sub>u</sub>= T<sub>yz</sub>= 17,32KN..... **SOCOTEC**

$$\tau_{ux} = \frac{4264 \times 10^3}{1000 \times 95} = 0.44MPa \leq 2,5MPa.....C.V$$

$$\tau_{uy} = \frac{1732 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.21MPa \leq 2,5MPa.....C.V$$

✓ **Vérification à l'ELS:**

**Appuis xx :**

**Position de l'axe neutre :**

$$b y^2 + 30.A_s.y - 30. d. A_s = 0$$

alors :

**y = 2.80cm**

**Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I) :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d-y)^2 \dots\dots\dots\text{BAEL 91}$$

$$I = 3377.99\text{cm}^4$$

**Contrainte du béton à la compression :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\max}}{I} y = 6.82\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.68\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

**Contrainte d'acier à la traction :**

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63\text{MPa}$$

**Vérification des contraintes des armatures tendues :**

$$\sigma_s = \eta K(d-y); \eta = 15 \Rightarrow \sigma_s = 23.11\text{MPa} \geq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa} \dots\dots\dots\text{CNV}$$

**Travée xx :**

**Position de l'axe neutre :**

$$b y^2 + 30 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0$$

alors :

$$y = 2.55\text{cm}$$

**Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I) :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d-y)^2 \dots\dots\dots\text{BAEL 91}$$

$$I = 2827.76\text{cm}^4$$

**Contrainte du béton à la compression :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\max}}{I} y = 2.01\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.01\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

**Contrainte d'acier à la traction :**

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6. f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

**Vérification des contraintes des armatures tendues :**

$$\sigma_s = \eta K(d - y); \eta = 15 \Rightarrow \sigma_s = 8.13 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

**Appuis yy:**

**Position de l'axe neutre :**

$$b y^2 + 30. A_s. y - 30. d. A_s = 0$$

alors :

$$y = 2.40 \text{ cm}$$

**Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I) :**

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A_s (d - y)^2 \dots \text{BAEL 91}$$

$$I = 3239.42 \text{ cm}^4$$

**Contrainte du béton à la compression :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\max}}{I} y = 4.71 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Contrainte d'acier à la traction :**

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6. f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

**Vérification des contraintes des armatures tendues :**

$$\sigma_s = \eta K(d - y); \eta = 15 \Rightarrow \sigma_s = 283.16 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \text{CNV}$$

**Appuiyy :**

**Position de l'axe neutre :**

$$b y^2 + 30. A_s. y - 30. d. A_s = 0$$

alors :

$$y = 2.53 \text{ cm}$$

**Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I) :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d-y)^2 \dots\dots\dots\text{BAEL 91}$$

$$I = 2303.64\text{cm}^4$$

**Contrainte du béton à la compression :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\max}}{I} y = 5.85\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.85\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

**Contrainte d'acier à la traction :**

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63\text{MPa}$$

**Vérification des contraintes des armatures tendues :**

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d-y); \eta = 15 \Rightarrow \sigma_s = 18.87\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$$

**Travéeyy :**

**Position de l'axe neutre :**

$$b y^2 + 30 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0$$

alors :

$$y = 2.31\text{cm}$$

**Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I) :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d-y)^2 \dots\dots\dots\text{BAEL 91}$$

$$I = 1935.79\text{cm}^4$$

**Contrainte du béton à la compression :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\max}}{I} y = 0.09\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

**Contrainte d'acier à la traction :**

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6. f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

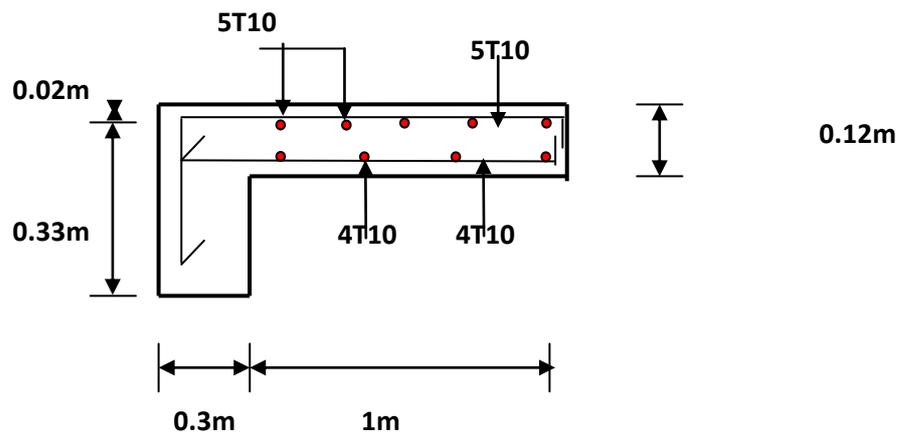
$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

**Vérification des contraintes des armatures tendues :**

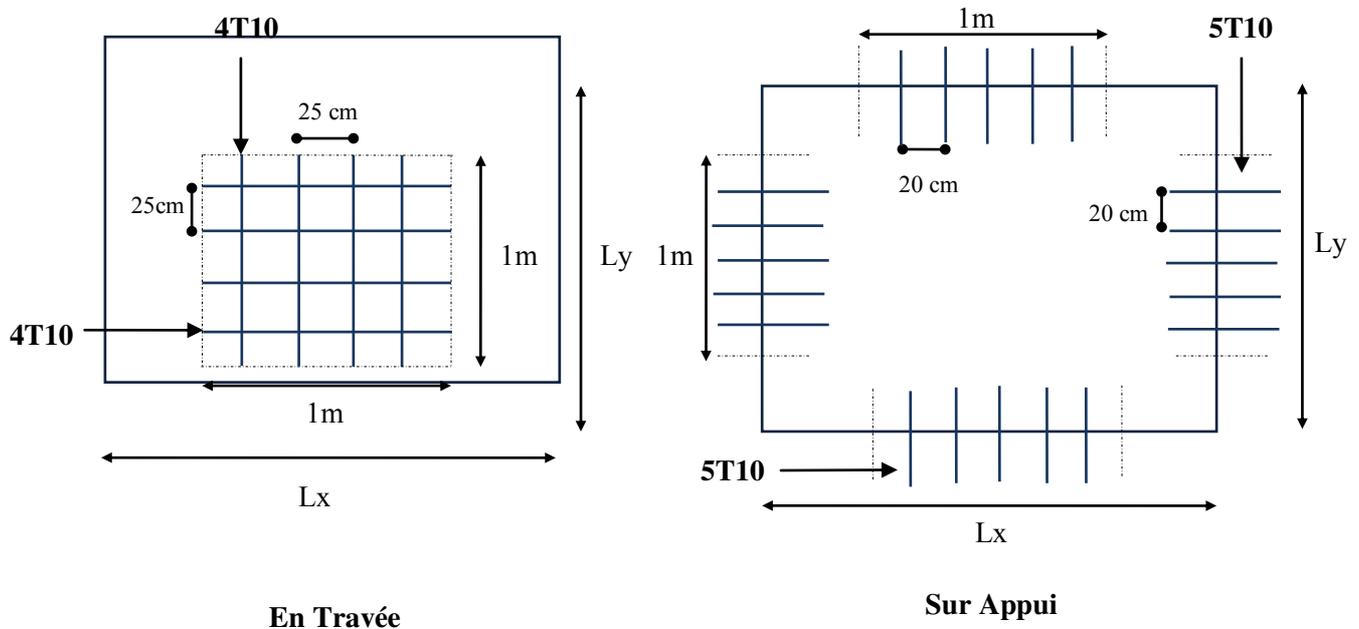
$$\sigma_s = \eta.K(d - y); \eta = 15 \Rightarrow \sigma_s = 0,34 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc toutes les contraintes sont vérifiées.

**Schéma de ferrailage :**

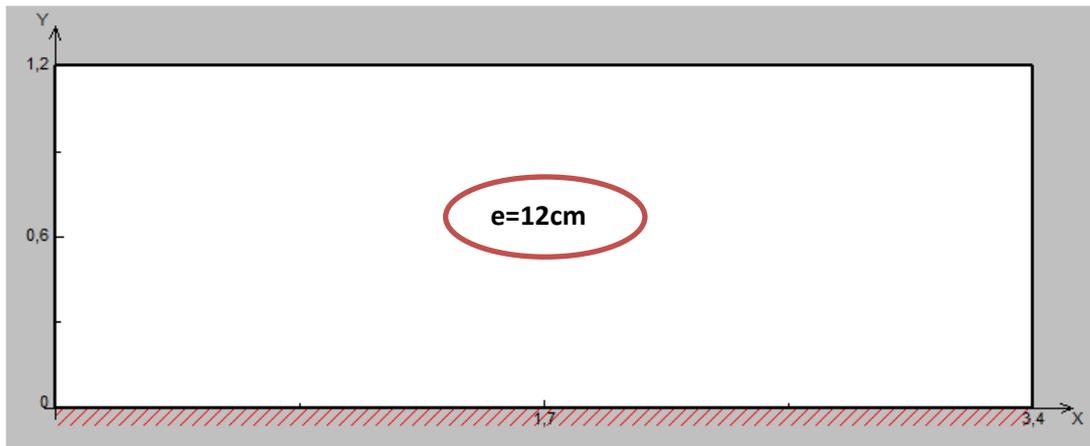


**Fig.III.14.Ferrailage du balcon encastrés sur trois côté.**



**Figure.III.15. Ferrailage d'une bonde de 1 m du balcon.**

- Balcon de type 2 :



### III.4.1 Evaluation des charges:

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur

La Charge permanente :  $G = 4.6 \text{ KN/ml}$

La Charge d'exploitation :  $Q = 3,50 \text{ KN/ml}$

Poids du mur extérieur :  $P = 1.2 \times 1.05 = 1.26 \text{ KN/ml}$  ( $P = 1.2 \text{ KN/ml} \times \text{Hauteur de mur}$ )

### III.4.2. Sollicitation de calcul :

**ELU:**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.46 \text{ KN/ml.}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.701 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 + P_u \times l = 10.292 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u \times l + P_u = 15.453 \text{ KN}$$

**ELS:**

$$q_s = G + Q = 8.1 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = P = 1.26 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = q_s \times l^2 / 2 + P_s \times l = 7.344 \text{ KN.m}$$

$$T_s = q_s \times l + P_s = 10.980 \text{ KN}$$

### III.4.3. Calcul de ferrailage :

On a  $b = 100 \text{ cm}$   $h = 12 \text{ cm}$   $d = 0.9h = 10.80 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \quad A_{s \min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \longrightarrow \min(45.33 \text{ cm}) \text{ donc } S_t = 20 \text{ cm}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

$M_u(KN.m)$	$b(cm)$	$d(cm)$	$\mu$	$A$	$Z(cm)$	$A_s(cm^2)$	$A_{min}$	$A_{adopt}$	$S_t(cm)$
12.960	100	10.80	0.054	0.0694	12.639	2.94	1.57	5T10=3.93	20

Tab.III.10.Ferraillage de balcon type 2 à l'ELU.

**III.4.3.1. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

**Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 4MPa) = 2.5MPa$$

$$\tau_{ux} = \frac{1545 \times 10^{-3}}{1000 \times 108} = 0.14MPa \leq 2,5MPa \dots\dots\dots CV$$

**III.4.3.2. Vérification a l'ELS :**

**Position de l'axe neutre :**

**Position de l'axe neutre :**

$$b y^2 + 30 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0$$

alors :

$$y = 3.02cm$$

**Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I) :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 \dots\dots\dots BAEL 91$$

$$I = 4486.26cm^4$$

**Contrainte d'acier à la traction :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63MPa$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63MPa$$

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

$$K = 7.344 \times 10^6 / 4486.26 \times 10^4 = 0.163N/mm^3$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y); \eta = 15 \Rightarrow \sigma_s = 19.02MPa \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa \dots\dots\dots CV$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots CV$$

**Contrainte du béton à la compression :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{maxr}}{I} y = 4.94MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4.94 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.982 \text{ cm}^2.$$

**On adopte : 4T8 .....  $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ .**

• **L'espace maximal :**

**Sens (xx)**

$$S_T \leq \min [3h; 33 \text{ cm}] \Rightarrow S_T \leq \min [36; 33] \text{ cm}.$$

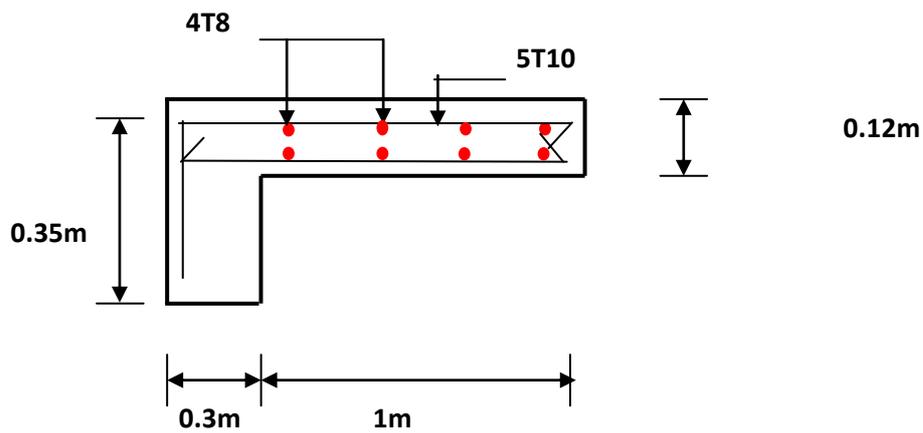
**Soit :  $S_T = 20 \text{ cm}$ .**

**Sens (yy):**

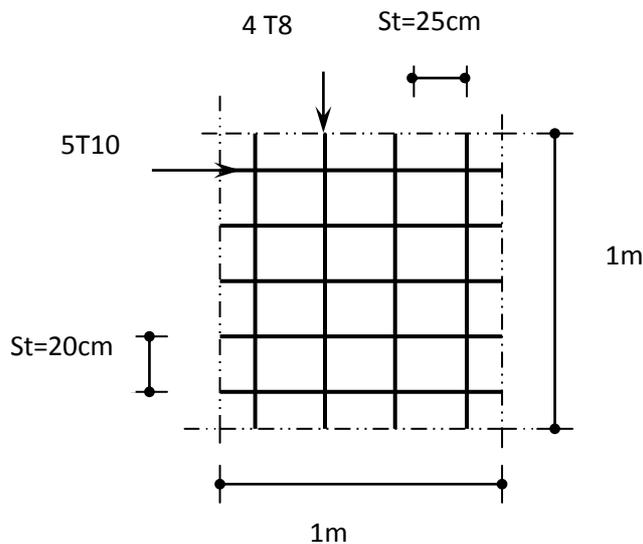
$$S_T \leq \min [4h ; 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm}$$

**Soit :  $S_T = 25$**

**Schémas du ferrailage:**



**Fig. III.16. Ferrailage du balcon encastrés sur un côté.**



**Fig.III.17. Disposition constructive des armatures.**

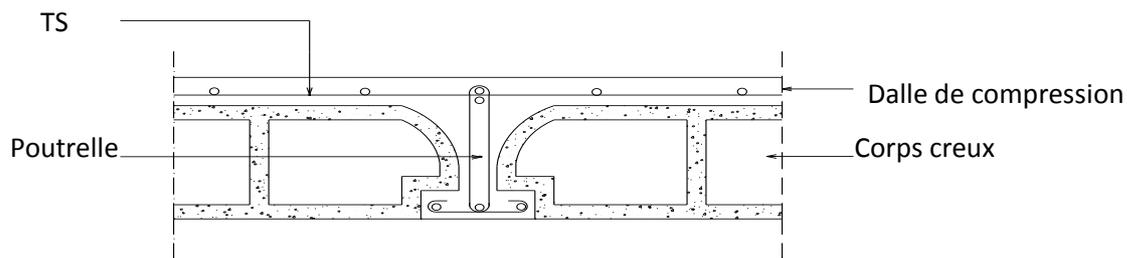
### III.5. Calcul des planchers :

Dans notre bâtiment, on adopte deux types de planchers.

- planchers en corps creux (pour la terrasse et les étages courants ( 2ème- 16ème))
- planchers en dalle pleine (il s'agit du plancher de SS1, SS2 et RDC, aussi pour la 1<sup>ème</sup> niveau).

#### III.5.1. Plancher à corps creux :

Le plancher en corps creux est constitué par le système porteur : poutrelles à treillis et table de compression.



**Figure.III.18. Coupe transversale du plancher à corps creux.**

Le calcul sera pour deux éléments :

- Poutrelles.
- La table de compression.

#### III.5.1.1. Les poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fera selon le cas de charge en situation final (après le coulage du plancher), avant et après la prise du béton, pour tenir compte des cas de charges en situations intermédiaires.

Les poutrelles seront considérées comme des poutres reposant simplement sur leurs appuis, leur étude s'effectue selon les deux méthodes suivantes :

- Méthode Forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

##### a) Méthodes:

##### • Méthode forfaitaire :

Elle consiste à déterminer des moments sur appuis ( $M_w, M_e$ ) et des moments en travée ( $M_t$ ).

On applique la méthode de forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées suivant BAEL91:

**Condition 1:** Les charges d'exploitations sont modérées, où :

$$Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

**Condition 2:** Les portées doivent vérifier la relation suivant :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25.$$

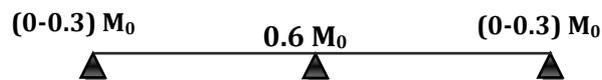
**Condition 3:** Les moments d'inerties sont constants sur les différentes travées :

$$I = \text{constant.}$$

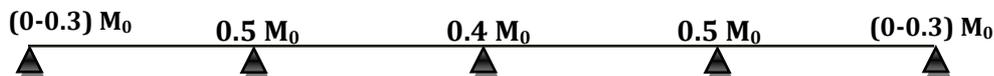
Les moments sur appuis :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieure à :

**Cas d'une poutre à deux travées :**



**Cas d'une poutre à plusieurs travées :**



**Remarque :** dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égale à :  $M_a = 0.2M_0$

Les moments en travées : doit satisfaire les inégalités suivantes :

**Pour les travées de rive :** le max entre :

$$M_t + \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[ (1 + 0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

**Pour les travées intermédiaires :** le max entre :

$$M_t + \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[ (1 + 0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

Soit :

$\alpha$  : Est le rapport s charges d'exploitation à la somme des charge permanents  
l'exploitation :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

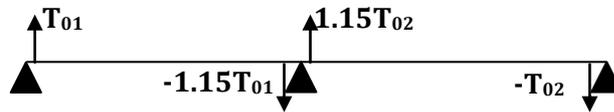
$M_0$  : La valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

$M_e$  ;  $M_w$  : Valeurs des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

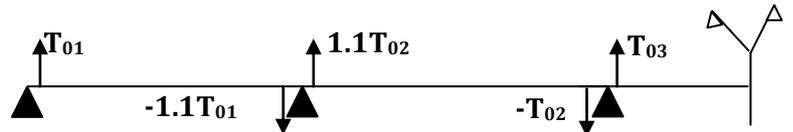
$M_t$ : le moment max de la travée considérée.

Les efforts tranchants :  $T_0 = \frac{ql}{2}$

cas d'une poutre à deux travées :



cas d'une poutre à plusieurs travées :



**Remarque** : si une des 3 conditions de la méthode de forfaitaire n'est pas vérifiée ; on utilise la méthode de Caquot, expliquée comme suite :

- **Méthode Caquot** :

Moments sur appui :

$M_a = 0,2M_0$  Appui de rive ; avec :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$  Appui intermédiaire.

$M_t \geq 1,25M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$  Moment en travée.

$M_0$ : La valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique.  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

$(M_w, M_e)$  : Valeurs des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

$q_w$  : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

$q_e$  : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives  $l'_0$  à gauche et à droite avec :

$l' = l$  Pour une travée de rive.

$l' = 0,8 \times l$  Pour une travée intermédiaire.

Où « l » représente la portée de la travée libre.

Effort tranchant :

$$T_w = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{l}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{l}$$

Avec :  $T_0 = \frac{ql}{2}$

(  $T_\omega, T_e$  ) : Effort tranchant sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée  
 Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre en « T ».

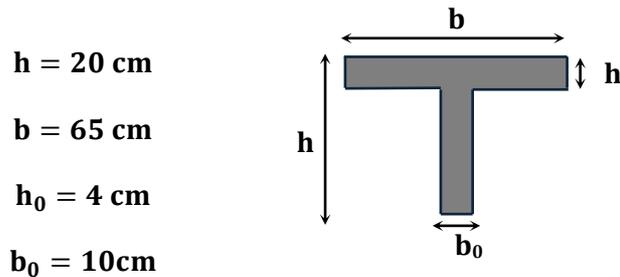
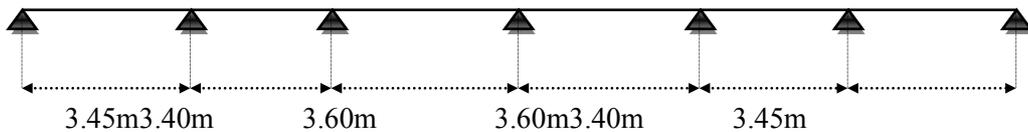


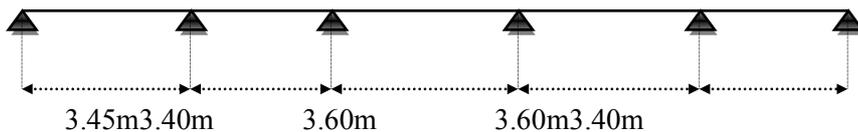
Figure.III.19. La Section de la poutrelle.

Dans notre projet, nous avons trois (3) types des poutrelles :

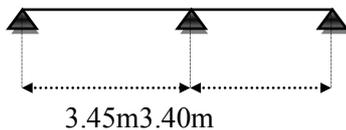
Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :



▪ Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Type 1 :

$1/ Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times (5.88 ; 5 \text{ KN/m}^2)) = 11.76 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

$Q_{\text{étage}} = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 5,4 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 10.8 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C}$

2/ les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** »

donc la Condition est vérifiée

$$3/ 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (1.01; 0.9; 1; 1.05; 0.98) \leq 1.25 \dots \dots \dots CV$$

Donc la méthode est applicable telle que la fissuration est non préjudiciable

### Type 2 :

$$1/ Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5,88 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 11,76 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots CV$$

$$Q_{\text{étage}} = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5,4 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 10,8 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots CV$$

2/ les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** »

donc la Condition est vérifiée

$$3/ 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (1.01; 0.9; 1; 1.05) \leq 1.25 \dots \dots \dots CV$$

Donc la méthode est applicable telle que la fissuration est non préjudiciable

### Type 3 :

$$1/ Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5,88 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 11,76 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots CV$$

$$Q_{\text{étage}} = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5,4 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 10,8 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots CV$$

2/ les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** »

donc la Condition est vérifiée

$$3/ 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = 1.01 \leq 1.25 \dots \dots \dots CV$$

Donc la méthode est applicable telle que la fissuration est non préjudiciable.

## b) Détermination des agissant sur les poutrelles des planchers :

### • Plancher terrasse :

Charge permanente :  $G = 5.88 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 0.65 :  $G = 3.82 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 0.65 :  $Q = 0.65 \text{ KN/ml}$

### • Plancher étage courant :

Charge permanente :  $G = 5.4 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 0.65 :  $G = 3.51 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 0.65 :  $Q = 0,97 \text{ KN/ml}$

III.5.1.2.Calcul des sollicitations :

E.L.U : 1.35G+1.5Q

E.L.S : G+Q

	G(KN/ml)	Q(KN/ml)	P <sub>ultime</sub>	P <sub>service</sub>
Plancher terrasse	3.82	0,65	6.13	4.47
Plancher étage courant	3,51	0,97	6.19	4.48

Tableau.III.11. charges supportées par les poutrelles

III.5.1.3.Calcul des moments :

1-Plancher terrasse :

$$\alpha = Q/(G+Q)=0.65/(0.65+3.82)=0.14$$

Type 1 :

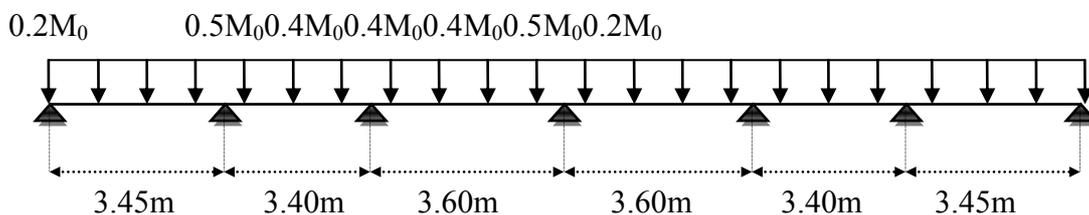


Figure.III.20. schéma statique de poutrelle (1<sup>ème</sup> type).

- En travée :

Travée	E.LU			E.L.S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
1	6.13	9.12	6.38	4.47	6.65	4.66
2		8.85	5.03		6.45	3.67
3		9.93	6.45		7.24	4.71
4		9.93	6.45		7.24	4.71
5		8.85	5.03		6.45	3.67
6		9.12	6.38		6.65	4.66

Tab.III.12. Résultats des sollicitation en travées (type 1) .

- Sur appui :

Travée	E.LU		E.L.S	
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.13	1.82	4.47	1.33
2		4.56		3.32
3		3.97		2.89
4		3.97		2.89
5		3.97		2.89
6		4.56		3.32
7		1.82		1.33

Tab.III.13. Résultats des sollicitation en appuis (type 1) .

Type 02 :

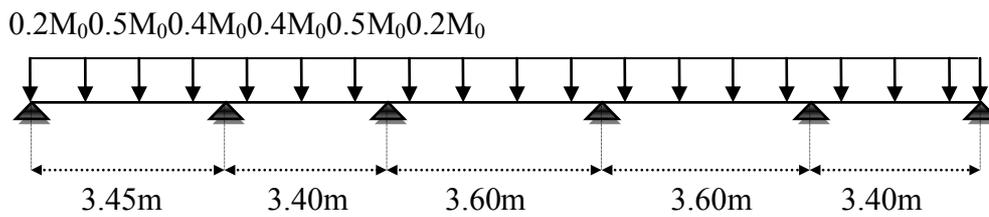


Figure.III.21.schéma statique de poutrelle (2<sup>ème</sup> type).

• En travée :

Travée	E.LU			E.L.S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
1	6.13	9.12	6.38	4.47	6.65	4.65
2		8.85	5.02		6.45	3.66
3		9.93	6.45		7.24	4.71
4		9.93	5.95		7.24	4.34
5		8.85	5.93		6.45	3.40

Tab.III.14. Résultats des sollicitation en travées (type 2) .

• Sur appui :

Travée	E.LU		E.L.S	
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.13	1.82	4.47	1.33
2		4.56		3.32
3		3.97		2.89
4		3.97		2.89
5		4.96		3.62
6		1.77		1.29

Tab.III.15. Résultats des sollicitation en appuis (type 2) .

Type 03 :

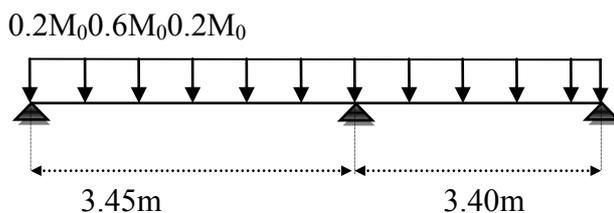


Figure.III.22.schéma statique de poutrelle (3<sup>ème</sup> type).

- En travée :

Travée	E.LU			E.L.S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
1	6.13	9.12	5.92	4.47	6.65	5.06
2		8.85	5.67		6.45	4.93

Tab.III.16. Résultats des sollicitation en travées (type 3) .

- Sur appui :

Travée	E.LU		E.L.S	
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.13	1.82	4.47	1.33
2		5.47		2.39
3		1.77		1.29

Tab.III.17. Résultats des sollicitation en appuis (type 3) .

2-Plancher Etage courant :

$$\alpha = Q/(G+Q)=0.65/(0.97+3.51)=0.21$$

Type 1 :

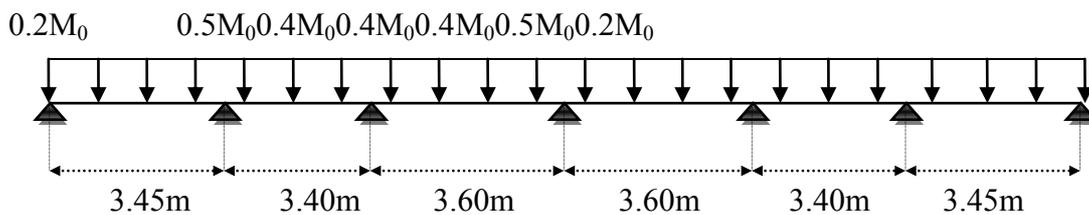


Figure.III.23.schéma statique de poutrelle (1<sup>ème</sup> type).

- En travée :

Travée	E.LU			E.L.S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
1	6.19	9.20	6.55	4.48	6.66	4.74
2		8.94	5.2		6.47	3.76
3		10.02	6.65		7.25	4.8
4		10.02	6.65		7.25	4.8
5		8.94	5.2		6.47	3.76
6		9.20	6.55		6.66	4.74

Tab.III.18. Résultats des sollicitation en travées (type 1) .

• Sur appui :

Travée	E.LU		E.L.S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.19	1.84	4.47	1.33
2		4.6		3.33
3		4.00		2.90
4		4.00		2.90
5		4.00		2.90
6		4.6		3.33
7		1.84		1.33

Tab.III.19. Résultats des sollicitation en appuis (type 1) .

Type 02 :

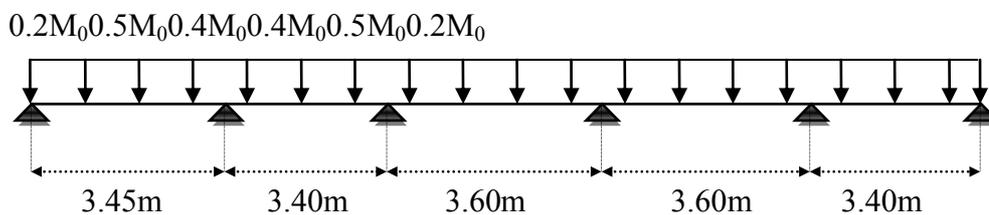


Figure.III.24. schéma statique de poutrelle (2<sup>ème</sup> type).

• En travée :

Travée	E.LU		E.L.S			
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1	6.19	9.20	6.44	4.48	6.66	4.67
2		8.94	5.20		6.47	3.75
3		10.02	6.65		7.25	4.80
4		10.02	6.14		7.25	4.44
5		8.94	6.10		6.47	4.41

Tab.III.20. Résultats des sollicitation en travées (type 2) .

• Sur appui :

Travée	E.LU		E.L.S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.19	1.84	4.48	1.33
2		4.60		3.33
3		4		2.90
4		4		2.90
5		5.01		3.62
6		1.78		1.29

Tab.III.21. Résultats des sollicitation en appuis (type 2) .

Type 03 :

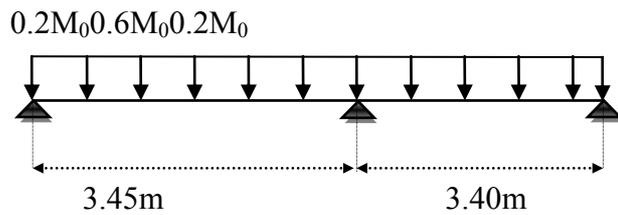


Figure.III.25. schéma statique de poutrelle (3<sup>ème</sup> type).

• En travée :

Travée	E.LU			E.L.S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
1	6.19	9.20	6.09	4.48	6.66	4.41
2		8.94	5.85		6.47	4.23

Figure.III.22. Résultats des sollicitation en travées (type 3) .

• Sur appui :

Travée	E.LU		E.L.S	
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.19	1.84	4.48	1.33
2		5.52		3.99
3		1.78		1.29

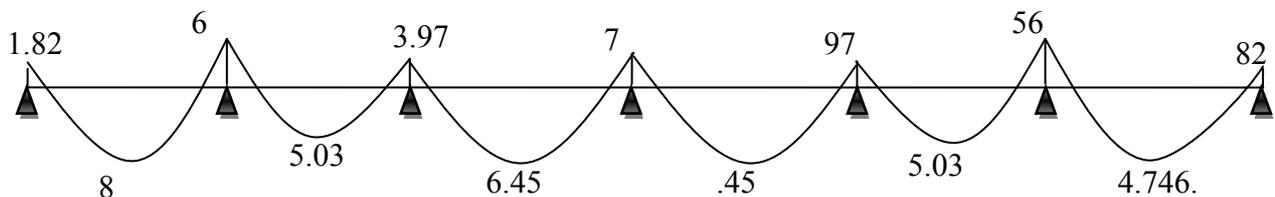
Tab.III.23. Résultats des sollicitation en appuis (type 3) .

• Diagrammes des moments :

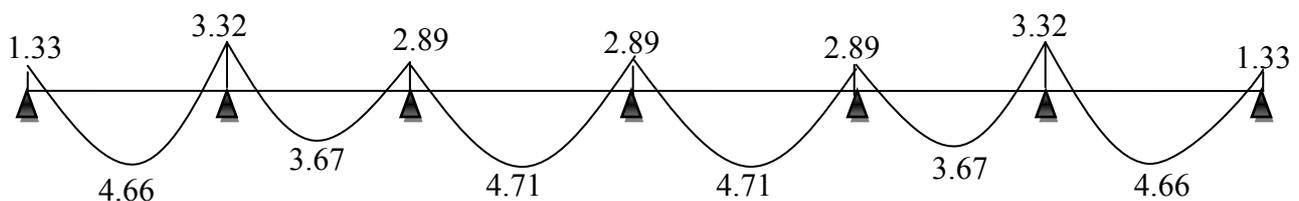
1-Plancher terrasse :

Type 1 :

▪ L'E.L.U :

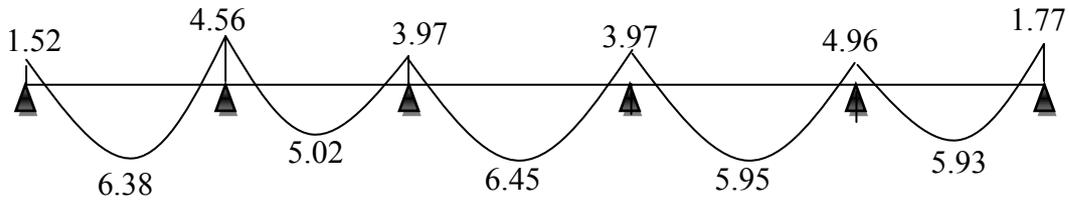


▪ L'E.L.S :

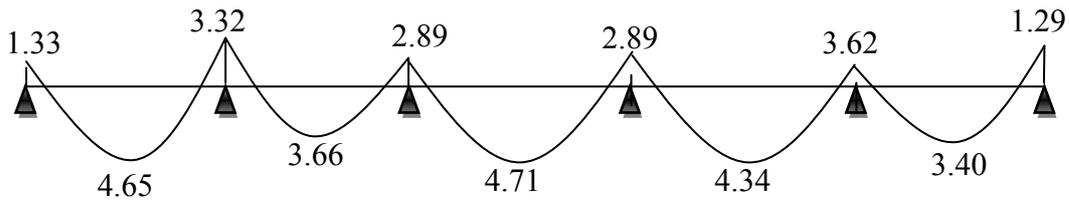


**Type 2 :**

▪ **L'E.L.U :**

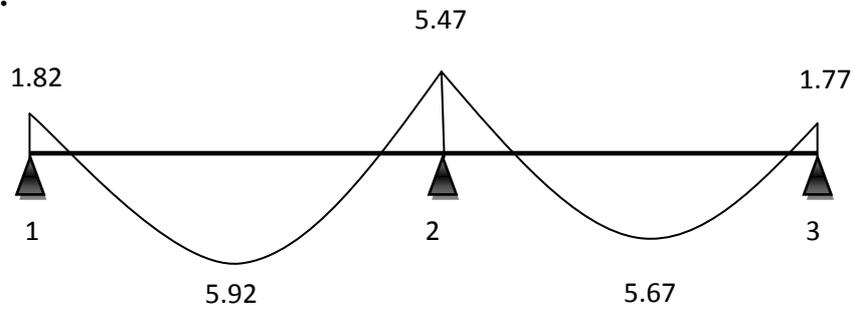


▪ **L'E.L.S :**

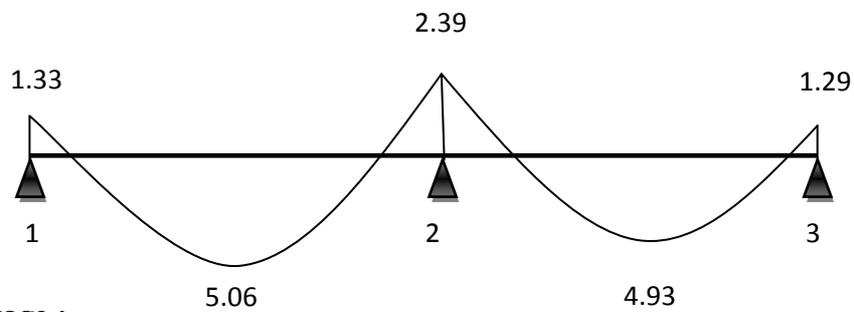


**Type 3 :**

▪ **L'E.L.U :**



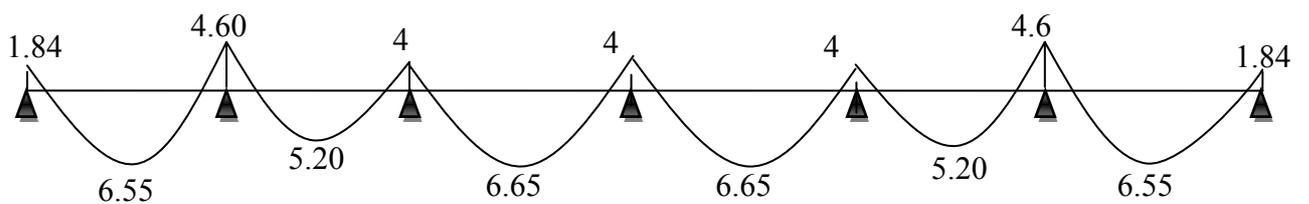
▪ **L'E.L.S :**



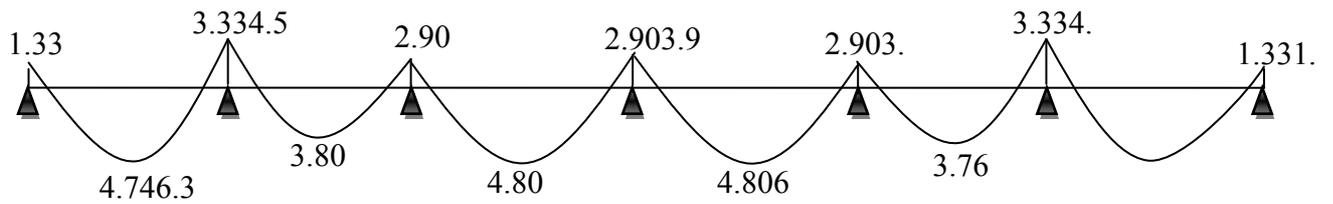
**1-Plancher étage :**

**Type 1 :**

▪ **L'E.L.U :**

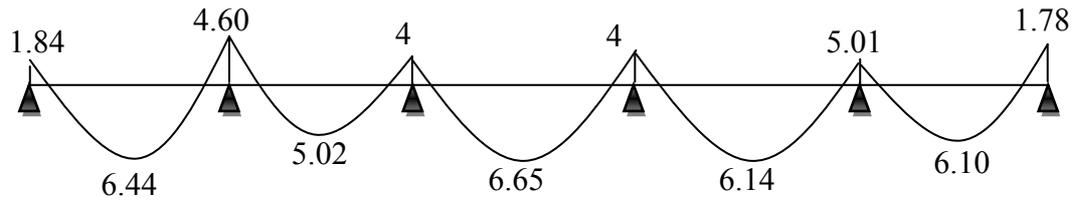


▪ L'E.L.S :

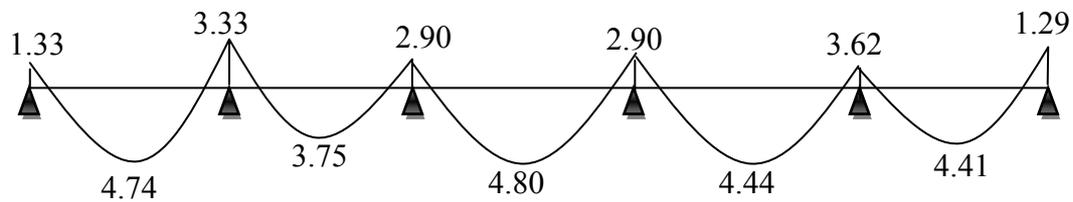


Type 2 :

▪ L'E.L.U :

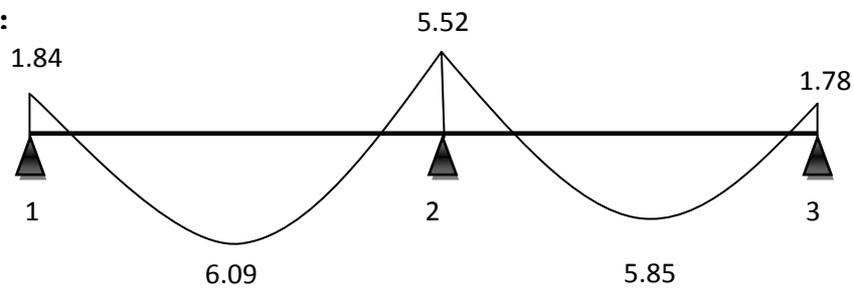


▪ L'E.L.S :

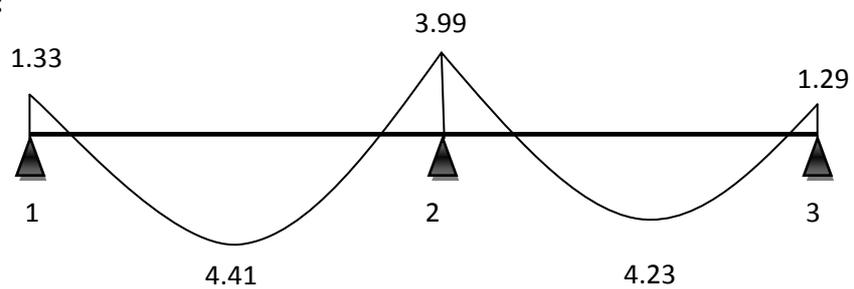


Type 3 :

▪ L'E.L.U :



▪ L'E.L.S :



• Calcul des efforts tranchant :

1-Plancher terrasse :

• Type 1 :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_{e(1-2)} = q_u L/2$	10.75
2	$T_{w(1-2)} = 1.1q_u L/2$	11.62
	$T_{e(2-3)} = 1.1q_u L/2$	11.46
3	$T_{w(2-3)} = 1.1q_u L/2$	11.46
	$T_{e(3-4)} = 1.1q_u L/2$	12.13
4	$T_{w(3-4)} = 1.1q_u L/2$	12.13
	$T_{e(4-5)} = 1.1q_u L/2$	12.13
5	$T_{w(4-5)} = 1.1q_u L/2$	12.13
	$T_{e(5-6)} = 1.1q_u L/2$	11.46
6	$T_{w(5-6)} = 1.1q_u L/2$	11.46
	$T_{e(6-7)} = 1.1q_u L/2$	11.62
7	$T_{w(6-7)} = q_u L/2$	10.57

Tab.III.24. Résultats de calcul de T (type 1) .

- Type 2 :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_{e(1-2)} = q_u L/2$	10.75
2	$T_{w(1-2)} = 1.1q_u L/2$	11.62
	$T_{e(2-3)} = 1.1q_u L/2$	11.46
3	$T_{w(2-3)} = 1.1q_u L/2$	11.46
	$T_{e(3-4)} = 1.1q_u L/2$	12.13
4	$T_{w(3-4)} = 1.1q_u L/2$	12.13
	$T_{e(4-5)} = 1.1q_u L/2$	12.13
5	$T_{w(4-5)} = 1.1q_u L/2$	12.13
	$T_{e(5-6)} = 1.1q_u L/2$	11.46
6	$T_{w(5-6)} = q_u L/2$	10.42

Tab.III.25. Résultats de calcul de T (type 2) .

- Type 3 :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_{e(1-2)} = q_u L/2$	10.75
2	$T_{w(1-2)} = 1.15q_u L/2$	12.15
	$T_{e(2-3)} = 1.15q_u L/2$	11.98
3	$T_{w(2-3)} = q_u L/2$	10.42

Tab.III.26. Résultats de calcul de T (type 3) .

## 2-Plancher Etage courant :

## • Type 1 :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_{e(1-2)} = q_u L/2$	10.67
2	$T_{w(1-2)} = 1.1q_u L/2$	11.73
	$T_{e(2-3)} = 1.1q_u L/2$	11.57
3	$T_{w(2-3)} = 1.1q_u L/2$	11.57
	$T_{e(3-4)} = 1.1q_u L/2$	12.25
4	$T_{w(3-4)} = 1.1q_u L/2$	12.25
	$T_{e(4-5)} = 1.1q_u L/2$	12.25
5	$T_{w(4-5)} = 1.1q_u L/2$	12.25
	$T_{e(5-6)} = 1.1q_u L/2$	11.57
6	$T_{w(5-6)} = 1.1q_u L/2$	11.57
	$T_{e(6-7)} = 1.1q_u L/2$	11.73
7	$T_{w(6-7)} = q_u L/2$	10.67

Tab.III.27. Résultats de calcul de T (type 1) .

## • Type 2 :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_{e(1-2)} = q_u L/2$	10.76
2	$T_{w(1-2)} = 1.1q_u L/2$	11.73
	$T_{e(2-3)} = 1.1q_u L/2$	11.57
3	$T_{w(2-3)} = 1.1q_u L/2$	11.57
	$T_{e(3-4)} = 1.1q_u L/2$	12.25
4	$T_{w(3-4)} = 1.1q_u L/2$	12.25
	$T_{e(4-5)} = 1.1q_u L/2$	12.25
5	$T_{w(4-5)} = 1.1q_u L/2$	12.25
	$T_{e(5-6)} = 1.1q_u L/2$	11.57
6	$T_{w(5-6)} = q_u L/2$	10.52

Tab.III.28. Résultats de calcul de T (type 2) .

## • Type 3 :

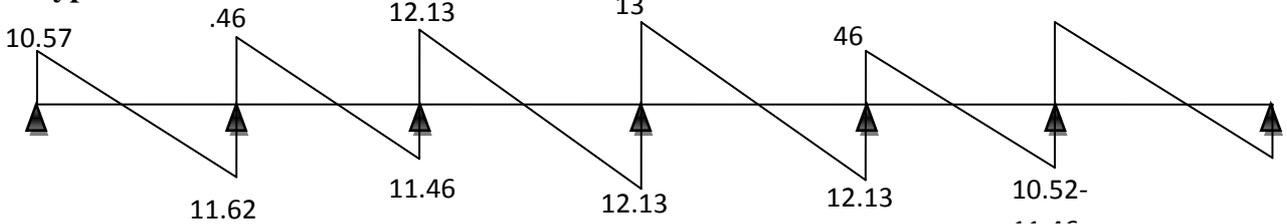
Appui	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_{e(1-2)} = q_u L/2$	10.67
2	$T_{w(1-2)} = 1.15q_u L/2$	12.27
	$T_{e(2-3)} = 1.15q_u L/2$	12.09
3	$T_{w(2-3)} = q_u L/2$	10.52

Tab.III.29. Résultats de calcul de T (type 3) .

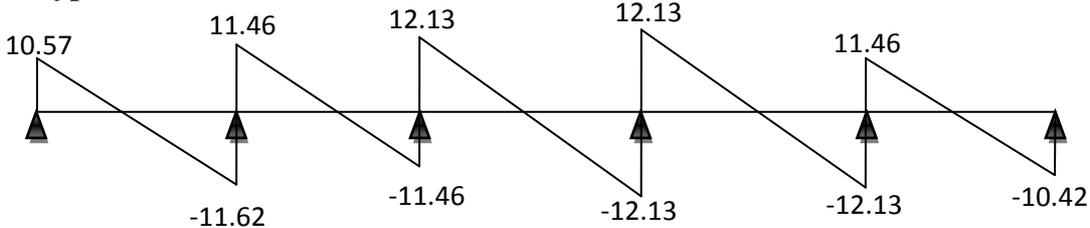
• Diagrammes des efforts tranchants :

1-Plancher terrasse :

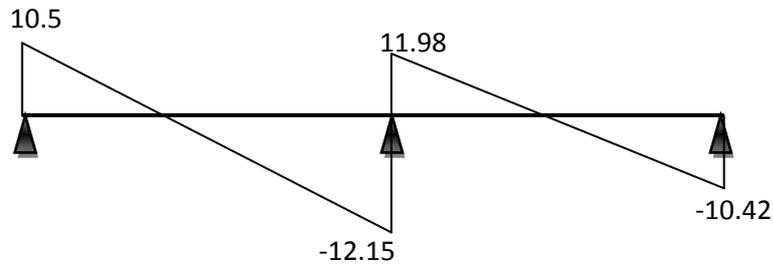
Type 1 :



Type 2 :

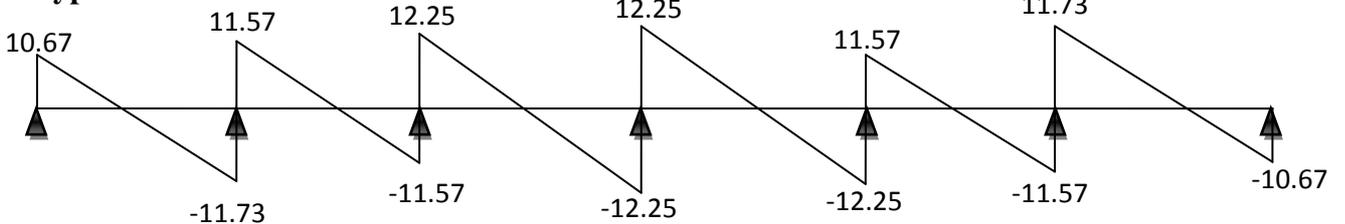


Type 3 :

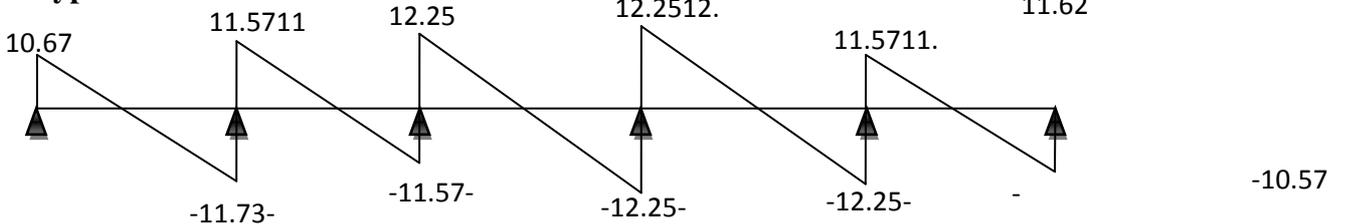


1-Plancher étage :

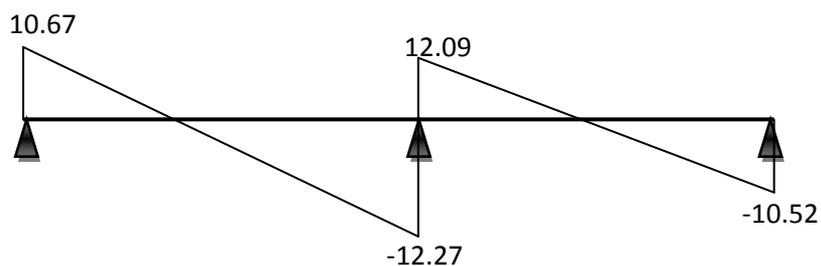
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



### III.5.1.4. Calcul des armatures à L'E.L.U :

Le calcul se fait à L'E.L.U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables.

#### ❖ Plancher terrasse :

##### Type 1 :

$$M_{\max} (\text{travée}) : Mu^t = 6.45 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : Mu^a = 1.82 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui intermédiaire}) : Mu^a = 4.56 \text{ KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

##### • En travée :

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 6.45 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple avec:  $b = 0,65 \text{ m}$  et  $h = 0,20 \text{ m}$ .

##### • Sur appui :

✚ Sur appui de rive :

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 1.82 \text{ KN.m.}$$

$\Rightarrow$  Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×20).

✚ Sur appui d'intermédiaire :

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 4.56 \text{ KN.m.}$$

$\Rightarrow$  Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×20).

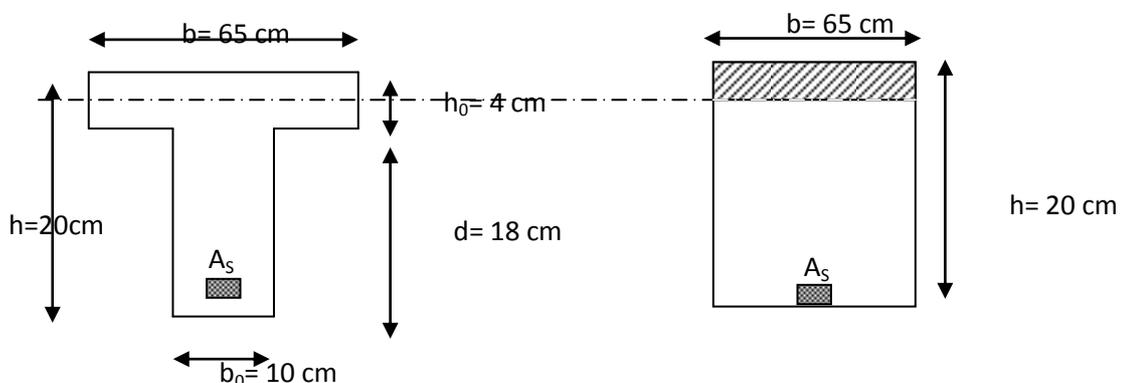


Fig.III.26. Coupe de section rectangulaire et section en T.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} \quad ; \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_s}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	$M_u$ (KN.m)	$b$ (m)	$d$ (m)	$\mu$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	6.45	0,65	0,18	0,021	0,026	17,81	1.04	<b>3HA10 = 2.36</b>
<b>Appui de rive</b>	1.82	0,10	0,18	0,039	0,049	17.64	0,29	<b>1HA10 = 0,79</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	4.56	0,10	0,18	0,099	0,130	17.06	0.76	<b>1HA10 = 0.79</b>

**Tab.III.30. Résultats de calcul du ferrailage(type 1)**

### Type 2 :

$$M_{\max} (\text{travée}) : M_u^t = 6,45 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : M_u^a = 1,82 \text{ KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

- **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 6.45 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple avec:  $b = 0,65$  m et  $h = 0,20$  m.

- **Sur appui :**

- Sur appui de rive :

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 1.82 \text{ KN.m.}$$

$\Rightarrow$  Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×20).

- Sur appui d'intermédiaire :

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 4.96 \text{ KN.m.}$$

$\Rightarrow$  Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×20).

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	$M_u$ (KN.m)	b (m)	d (m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	6.45	0,65	0,18	0,021	0,026	17,81	1.04	<b>3HA10 = 2.36</b>
<b>Appui de rive</b>	1.82	0,10	0,18	0,039	0,049	17.64	0,29	<b>1HA10 = 0,79</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	4.96	0,10	0,18	0,107	0,141	16.69	0.85	<b>1HA12 = 1.13</b>

Tab.III.31. Résultats de calcul du ferrailage (type2)

**Type 3 :**

$$M_{\max} (\text{travée}) : Mu^t = 5.92 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : Mu^a = 1.82 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui intermédiaire}) : Mu^a = 2.39 \text{ KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

- **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 5.92 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple avec:  $b = 0,65 \text{ m}$  et  $h = 0,20 \text{ m}$ .

- **Sur appui :**

- Sur appui de rive :

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 1.82 \text{ KN.m.}$$

$\Rightarrow$  Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×20).

- Sur appui de intermédiaire :

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 2.39 \text{ KN.m.}$$

$\Rightarrow$  Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×20).

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	$M_u$ (KN.m)	b (m)	d (m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	5.92	0,65	0,18	0.019	0,023	17,83	0.95	<b>3HA10 = 2.36</b>
<b>Appui de rive</b>	1.82	0,10	0,18	0,039	0,049	17.64	0,29	<b>1HA10 = 0,79</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	2.39	0,10	0,18	0,051	0,063	17.53	0.39	<b>1HA10 = 0.79</b>

Tab.III.32. Résultats de calcul du ferrailage (type3)

## ❖ Plancher Etage courant :

## Type 1 :

$$M_{\max} (\text{travée}) : M_u^t = 6.65 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : M_u^a = 1.84 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui intermédiaire}) : M_u^a = 4.60 \text{ KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

## • En travée :

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 6.65 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple avec:  $b = 0,65 \text{ m}$  et  $h = 0,20 \text{ m}$ .

## • Sur appui :

✚ Sur appui de rive :

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 1.84 \text{ KN.m.}$$

$\Rightarrow$  Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×20).

✚ Sur appui d'intermédiaire :

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 4.65 \text{ KN.m.}$$

$\Rightarrow$  Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×20).

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	$M_u$ (KN.m)	$b$ (m)	$d$ (m)	$\mu$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	6.65	0,65	0,18	0,022	0,027	17,80	1.07	<b>3HA10 = 2.36</b>
<b>Appui de rive</b>	1.84	0,10	0,18	0,039	0,049	17.64	0,29	<b>1HA10 = 0,79</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	4.60	0,10	0,18	0,099	0,130	17.06	0.77	<b>1HA10 = 0.79</b>

**Tab.III.33. Résultats de calcul du ferrailage(type1).**

## Type 2 :

$$M_{\max} (\text{travée}) : M_u^t = 6.65 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : M_u^a = 1.84 \text{ KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

- **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 6,65 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple avec:  $b = 0,65 \text{ m}$  et  $h = 0,20 \text{ m}$ .

- **Sur appui :**

- Sur appui de rive :

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 1,84 \text{ KN.m.}$$

$\Rightarrow$  Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×20).

- Sur appui d'intermédiaire :

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 5,01 \text{ KN.m.}$$

$\Rightarrow$  Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×20).

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	$M_u$ (KN.m)	$b$ (m)	$d$ (m)	$\mu$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	6.65	0,65	0,18	0,022	0,027	17,80	1.07	<b>3HA10 = 2.36</b>
<b>Appui de rive</b>	1.84	0,10	0,18	0,039	0,049	17.64	0,29	<b>1HA10 = 0,79</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	5.01	0,10	0,18	0,108	0,143	16.97	0.84	<b>1HA12 = 1.13</b>

**Tab.III.34. Résultats de calcul du ferrailage (type2)**

**Type 3 :**

$$M_{\max} (\text{travée}) : M_u^t = 6,09 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : M_u^a = 1,84 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui intermédiaire}) : M_u^a = 5,52 \text{ KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

- **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - \frac{0,04}{2}) = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 6,09 \text{ KN.m.}$$

Donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple avec: b= 0,65 m et h= 0,20 m.

• **Sur appui :**

✚ Sur appui de rive :

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 1,84 \text{ KN.m.}$$

⇒ Section rectangulaire (b×h)= (10×20).

✚ Sur appui d'intermédiaire :

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 5,52 \text{ KN.m.}$$

⇒ Section rectangulaire (b×h)= (10×20).

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	$M_u$ (KN.m)	b (m)	d (m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	6.09	0,65	0,18	0,020	0,025	17,81	0,98	<b>3HA10 = 2.36</b>
<b>Appui de rive</b>	1.84	0,10	0,18	0,039	0,049	17.64	0,29	<b>1HA10 = 0,79</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	5.52	0,10	0,18	0,11	0,146	17.06	0,93	<b>1HA12 = 1.13</b>

**Tab.III.35. Résultats de calcul du ferrailage (type3)**

❖ **Vérification à l'E.L.U:**

**Type 1 (Plancher terrasse) :**

**A. Vérification de la condition de non fragilité :**

• **En travée :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,65 \times 0,18 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

• **Sur appui de rive :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,18 = 0,217 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

• **appui d'intermédiaire :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,18 = 0,217 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

**B. Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T_{u \max.} = 12.13 \text{ KN.}$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12.13 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.67$$

$$\tau_u = 0.67 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

**➤ Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) \text{ mm} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte un cadre  $\phi 6 \Rightarrow 1$  cadre T6

$$\Rightarrow A_t = 2 \text{ T } 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

**➤ Espacement des armatures transversales:**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(16.2; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

On adopte :  $S_t = 15 \text{ cm}$

**C. Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant:****➤ Appui rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0.9d} = \frac{2 \times 10.57}{0.1 \times 0.9 \times 0.18 \times 1000} = 1.3 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1.30 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

**➤ Sur appui d'intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0.9d} = \frac{2 \times 12.3}{0.1 \times 0.9 \times 0.18 \times 1000} = 1.49 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1.49 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

**❖ Vérification à l'E.L.S :****➤ Vérification des contraintes:**

$$\text{Il faut vérifier que } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

		$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>plancher terrasse</b>	<b>En travée</b>	0.026	1.37	0.435	CV
	<b>Appui de rive</b>	0.049	1.37	0.435	CV
	<b>Appui intermédiaire</b>	0.130	1.37	0.435	CV

Tab.III.36. vérifications à l'ELS (type1).

**D. Condition de la flèche:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{360} = 0.050 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots cv \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M}{15.M} \rightarrow \frac{20}{440} = 0,050 \geq \frac{6.45}{15 \times 9.93} = \dots\dots\dots cv \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{6}{f} \rightarrow \frac{2.36}{65 \times 18} = 0,002 \leq \frac{3.6}{400} = \dots\dots\dots cv \end{array} \right.$$

⇒ Donc le calcul de la flèche est inutile

**Type 1 (Plancher étage) :**

**A. Vérification de la condition de non fragilité :**

• **En travée :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,65 \times 0,18 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

• **Sur appui de rive :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,18 = 0,217 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

• **appui d'intermédiaire :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,18 = 0,217 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

**B. Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T_{u \max} = 12.13 \text{ KN.}$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12.13 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.67$$

$$\tau_u = 0.67 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) \text{mm} = 5,71 \text{mm}$$

On adopte un cadre  $\phi 6 \Rightarrow$  **1 cadre T6**

$$\Rightarrow A_{t} = 2 \text{ T } 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures transversales:**

$$S_t \leq \min(0,9 \cdot d; 40 \text{cm}) = \min(16,2; 40 \text{cm}) = 16,2 \text{cm}$$

On adopte : **S<sub>t</sub>=15cm**

**C .Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:**

➤ **Appui rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 10.57}{0.1 \times 0.9 \times 0.18 \times 1000} = 1.3 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.30 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Sur appui d'intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 12.3}{0.1 \times 0.9 \times 0.18 \times 1000} = 1.49 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.49 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

➤ **Vérification des contraintes:**

Il faut vérifier que  $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

		$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>plancher terrasse</b>	<b>En travée</b>	0.026	1.37	0.435	CV
	<b>Appui de rive</b>	0.049	1.37	0.435	CV
	<b>Appui intermédiaire</b>	0.130	1.37	0.435	CV

**Tab.III.37. vérifications à l'ELS (type1).**

**D. Condition de la flèche:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{360} = 0.050 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots cv \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \rightarrow \frac{20}{440} = 0,050 \geq \frac{6.45}{15 \times 9.93} = 0,043 \dots\dots\dots cv \\ \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.36}{65 \times 18} = 0,002 \leq \frac{3.6}{400} = 0,009 \dots\dots\dots cv \end{array} \right.$$

⇒ Donc le calcul de la flèche est inutile

**Type 2 (Plancher terrasse) :****A. Vérification de la condition de non fragilité :**• **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,65 \times 0,18 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

• **Sur appui de rive :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,18 = 0,217 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

• **appui d'intermédiaire :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,18 = 0,217 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

**B. Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T_{u \max} = 12.13 \text{ KN.}$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{12.13 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.67$$

$$\tau_u = 0.67 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots CV$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) \text{ mm} = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte un cadre  $\phi 6 \Rightarrow 1 \text{ cadre T6}$

$$\Rightarrow A_t = 2 \text{ T } 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures transversales:**

$$S_t \leq \min (0, 9.d; 40\text{cm}) = \min (16.2; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

On adopte : **S<sub>t</sub>=15cm**

**C. Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant:**

➤ **Appui rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 10.57}{0.1 \times 0.9 \times 0.18 \times 1000} = 1.3\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.30\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2\text{MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$$

➤ **Sur appui d'intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 12.3}{0.1 \times 0.9 \times 0.18 \times 1000} = 1.49 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.49\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2\text{MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$$

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

➤ **Vérification des contraintes:**

Il faut vérifier que  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

		$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>plancher terrasse</b>	<b>En travée</b>	0.026	1.36	0.43	CV
	<b>Appui de rive</b>	0.049	1.36	0.43	CV
	<b>Appui intermédiaire</b>	0.141	1.36	0.43	CV

**Tab.III.38. vérifications à l'ELS (type2).**

**D. Condition de la flèche:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{hh}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{360} = 0.050 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \rightarrow \frac{20}{440} = 0,055 \geq \frac{6.45}{15 \times 9.93} = 0,043 \dots\dots\dots\text{cv}0,043 \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.63}{f_e} \rightarrow \frac{2.362.3}{65^6 \times 18} = 0,002 \leq \frac{3.6}{400} = 0,009 \dots\dots\dots\text{cv}0,009 \end{array} \right.$$

⇒ Donc le calcul de la flèche est inutile

**Type 2 (Plancher étage) :****A. Vérification de la condition de non fragilité :**• **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,65 \times 0,18 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **Sur appui de rive :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,18 = 0,217 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **appui d'intermédiaire :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,18 = 0,217 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**B. Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T_{u \max.} = 12.13 \text{ KN.}$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{12.25 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.68$$

$$\tau_u = 0.68 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) \text{ mm} = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte un cadre  $\phi 6 \Rightarrow 1$  cadre T6

$$\Rightarrow A_t = 2 \text{ T } 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures transversales:**

$$S_t \leq \min(0,9.d; 40\text{cm}) = \min(16,2; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

On adopte :  $S_t = 15\text{cm}$

**C. Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:**➤ **Appui rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0.0,9d} = \frac{2 \times 10.67}{0.1 \times 0.9 \times 0.18 \times 1000} = 1.31 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1.31 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Sur appui d'intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0.0,9d} = \frac{2 \times 12.25}{0.1 \times 0.9 \times 0.18 \times 1000} = 1.51 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1.51 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

➤ **Vérification des contraintes:**

Il faut vérifier que  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

		$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>plancher terrasse</b>	<b>En travée</b>	0.027	1.38	0.44	CV
	<b>Appui de rive</b>	0.049	1.38	0.44	CV
	<b>Appui intermédiaire</b>	0.141	1.38	0.44	CV

Tab.III.39. vérifications à l'ELS (type2).

**D. Condition de la flèche:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{360} = 0.055 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{cv} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \rightarrow \frac{20}{440} = 0,055 \geq \frac{6.45}{15 \times 9.93} = 0,044 \dots\dots\dots \text{cv} \\ \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.36}{65 \times 18} = 0,002 \leq \frac{3.6}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{cv} \end{array} \right.$$

⇒ Donc le calcul de la flèche est inutile

**Type 3 (Plancher terrasse) :**

**A. Vérification de la condition de non fragilité :**

• **En travée :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,65 \times 0,18 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **Sur appui de rive :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,18 = 0,217 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **appui d'intermédiaire :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,18 = 0,217 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- B. Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T_{u \max.} = 12,13 \text{ KN.}$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{12,15 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,67$$

$$\tau_u = 0,67 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) \text{ mm} = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte un cadre  $\phi 6 \Rightarrow 1 \text{ cadre T6}$

$$\Rightarrow A_t = 2 \text{ T } 6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures transversales:**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(16,2; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

On adopte :  $S_t = 15\text{cm}$

- C. Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:**

- **Appui rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0,9d} = \frac{2 \times 10,57}{0,1 \times 0,9 \times 0,18 \times 1000} = 1,3 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1,30 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Sur appui d'intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0,9d} = \frac{2 \times 12,15}{0,1 \times 0,9 \times 0,18 \times 1000} = 1,49 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1,49 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- ❖ **Vérification à l'E.L.S :**

- **Vérification des contraintes:**

$$\text{Il faut vérifier que } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

		$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>plancher terrasse</b>	<b>En travée</b>	0.023	1.36	0.43	CV
	<b>Appui de rive</b>	0.049	1.36	0.43	CV
	<b>Appui intermédiaire</b>	0.051	1.36	0.43	CV

Tab.III.40. vérifications à l'ELS (type3).

**D. Condition de la flèche:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{360} = 0.050 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots cv \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \rightarrow \frac{20}{440} = 0,055 \geq \frac{6.45}{15 \times 9.93} = 0,043 \dots\dots\dots cv \\ \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.36}{65 \times 18} = 0,002 \leq \frac{3.6}{400} = 0,009 \dots\dots\dots cv \end{array} \right.$$

⇒ Donc le calcul de la flèche est inutile

**Type 3 (Plancher étage) :**

**A. Vérification de la condition de non fragilité :**

• **En travée :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,65 \times 0,18 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

• **Sur appui de rive :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,18 = 0,217 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

• **appui d'intermédiaire :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,18 = 0,217 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

**B. Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T_{u \text{ max.}} = 12.13 \text{ KN.}$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{12.15 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.67$$

$$\tau_u = 0.67 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots CV$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10\right)mm = 5,71mm$$

On adopte un cadre  $\phi 6 \Rightarrow 1$  cadre T6

$$\Rightarrow A_t = 2 T 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures transversales:**

$$S_t \leq \min(0,9.d; 40cm) = \min(16,2; 40cm) = 16,2cm$$

On adopte :  $S_t = 15cm$

**C. Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:**

➤ **Appui rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 10.57}{0.1 \times 0.9 \times 0.18 \times 1000} = 1.3MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1.30MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2MPa \dots\dots\dots CV$$

➤ **Sur appui d'intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 12.15}{0.1 \times 0.9 \times 0.18 \times 1000} = 1.49 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1.49MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2MPa \dots\dots\dots CV$$

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

➤ **Vérification des contraintes:**

Il faut vérifier que  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

		$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>Plancher Terrasse</b>	<b>En travée</b>	0.023	1.36	0.43	CV
	<b>Appui de rive</b>	0.049	1.36	0.43	CV
	<b>Appui intermédiaire</b>	0.051	1.36	0.43	CV

Tab.III.41. vérifications à l'ELS (type3).

**D. Condition de la flèche:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{360} = 0.050 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots cv \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow \frac{20}{440} = 0,055 \geq \frac{6.45}{15 \times 9.93} = 0,043 \dots\dots\dots cv \\ \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{65 \times 18} = 0,002 \leq \frac{3.6}{400} = 0,009 \dots\dots\dots cv \end{array} \right.$$

⇒ Donc le calcul de la flèche est inutile

**III.5.1.5. La dalle de compression :**

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens par un quadrillage afin d'éviter les fissurations, les conditions suivantes doivent être respectées :

Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.

Les dimensions des mailles sont normalisées (**Art. B.68. BAEL91**) comme suit :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- Si :  $L_n \leq 50 cm \Rightarrow A > \frac{200}{f_e}$
- Si :  $50 \leq L_n \leq 80 cm \Rightarrow A \geq 4 \frac{L}{f_e}$ .

**A :** La section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en :  $cm^2$  pour mètre de nervures).

$L_n$  : Écartement entre axe des nervures.

$f_e = 400 MPa$ .

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à  $\left(\frac{A}{2}\right)$ .

Dans notre cas, on a une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Soit :  $L_n = 65 cm \Rightarrow 50 \leq 65 cm \leq 80$ .

$$D'ou : A_{perp} = \frac{4.L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 cm^2/ml$$

On adopte : 5T6 = 1.41  $cm^2/ml$  ; avec un espacement de :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 cm$

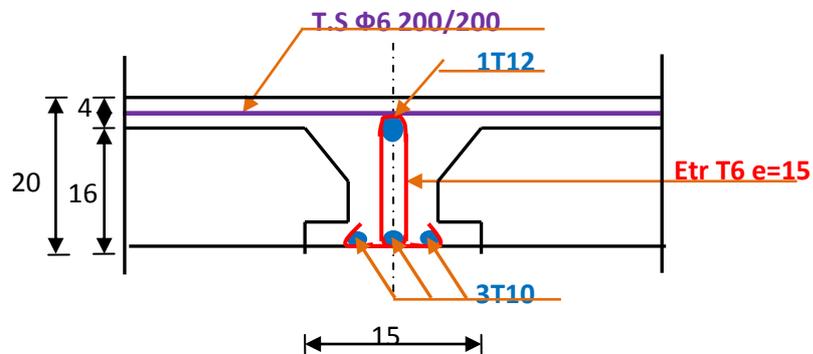
- Pour la section des armatures parallèles aux nervures on prend :

$$A_{paral} = \frac{A_{perp}}{2} = 0,352 cm^2/ml$$

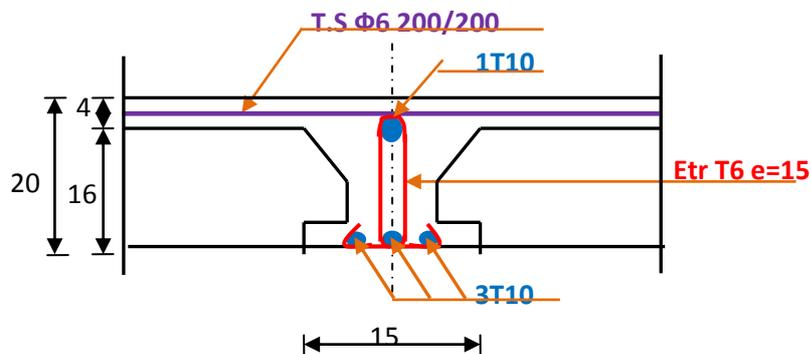
On adopte : 5T6 = 1.41  $cm^2/ml$  , avec un espacement de :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 cm$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre  $\phi 6$  dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

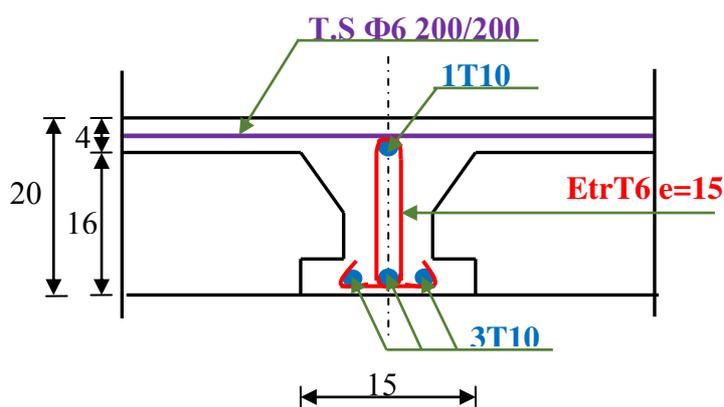
Schémas de ferrailage :



Appui intermédiaire



Appui de rive



en travée

Fig.III.27. Schéma de ferrailages des poutrelles (plancher terrasse et étage courante).

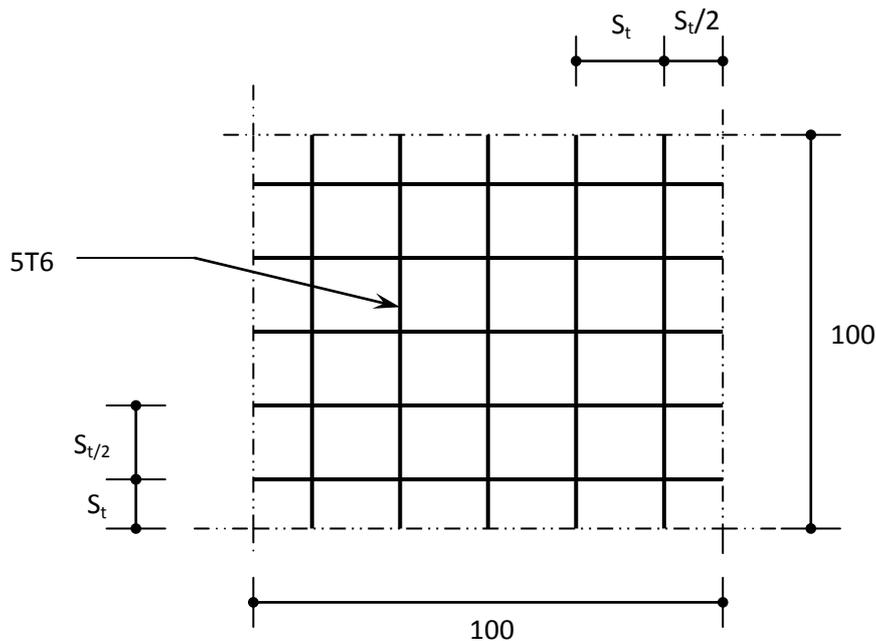


Fig.III.28. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

### III.5.6. Planchers dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque est appuyée sur les poutres, comme elle peut portée dans une seule ou deux directions.

Dans notre bâtiment on a un seul type de dalle :

- ✓ Dalles appuyées sur 04 appuis.

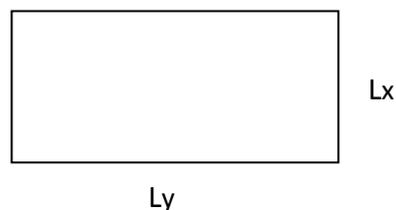


Fig.III.29. Dalle pleine.

#### ❖ Calcul $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3}{3.3} = 0.90 > 0.4$$

La dalle travaille dans les deux sens.

Au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité :

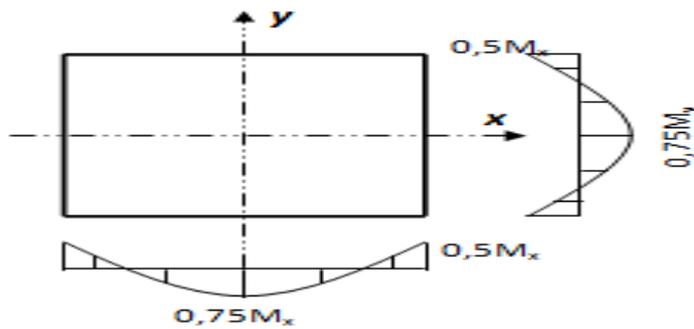
$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Les coefficients  $\mu_y$  et  $\mu_x$  sont donné par règles BAEL91

$$\text{On à : } \mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)} = 0,0454$$

$$\mu_y = \alpha 3(1.9 - 0.9\alpha) = 0.7946$$



⇒ 0,75 pour une travée intermédiaire.

Le panneau qu'on va calculer est un panneau intermédiaire.

Donc on utilise les coefficients suivant :

⇒ 0,5 pour un appui intermédiaire.

⇒ 0,75 pour une travée intermédiaire.

• **Moment en travée :**

✓ pour un panneau intermédiaire :

Sens  $L_{x,y}$  :  $M_{x,y}^t = 0,75 \times M_{x,y}$ .

• **Moment sur appuis :**

✓ pour un panneau intermédiaire :

Sens  $L_{x,y}$  :  $M_{x,y}^a = 0,5 \times M_{x,y}$ .

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**III.5.7 Combinaison d'action :**

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Qu(KN/m)	Qser(KN/m)
<b>RDC , 1<sup>er</sup> étage</b>	6.4	5	16.14	11.40

ELU :

Dalle	$\alpha = L_x / L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_x = \mu_x q_x L_x^2$	$M_y = \mu_y M_x$
<b>RDC, 1<sup>er</sup> étage</b>	0.90	0.0454	0.7946	6.59	5.23

**Tab.III.42 : Résultats des sollicitations à l'ELU.**

ELS :

Dalle	$\alpha = L_x / L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_x = \mu_x q_x L_x^2$	$M_y = \mu_y M_x$
<b>RDC, 1<sup>er</sup> étage</b>	0.90	0.0454	0.7946	4.65	3.69

**Tab.III.43: Résultats des sollicitations à l'ELS.**

- Répartition des moments fléchissant à L'ELU :

Dalle	M <sub>ax</sub> (KN.m)	M <sub>tx</sub> (KN.m)	M <sub>ay</sub> (KN.m)	M <sub>ty</sub> (KN.m)
RDC, 1 <sup>er</sup> étage	3.29	4.94	2.61	3.92

Tab.III.44 : Répartition des moments fléchissant à l'ELU

- Répartition des moments fléchissant à l'ELS :

Dalle	M <sub>ax</sub> (KN.m)	M <sub>tx</sub> (KN.m)	M <sub>ay</sub> (KN.m)	M <sub>ty</sub> (KN.m)
RDC, 1 <sup>er</sup> étage	2.32	3.48	1.84	2.76

Tab.III.45: Répartition des moments fléchissant à l'ELS.

### III.5.7 Calcul de ferrailage :

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire de longueur  $b = 1,00\text{m}$  et une hauteur libre utile  $h = 0,16\text{m}$  soumise à la flexion simple.

#### III.5.7.1 Calcul de ferrailage :

Les résultats sont données dans le tableau suivant:

Section	Sens xx		Sens YY	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Mu(KN.m)	3.29	4.94	2.61	3.92
b (cm)	100	100	100	100
d (cm)	13.5	13.5	12	12
$\mu$	0.0127	0.0190	0.0127	0.0191
Z (cm)	13.41	13.37	11.92	11.88
A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.704	1.061	0.629	0.948
A <sub>smin</sub> (cm <sup>2</sup> )	1,63	1.63	1.44	1.44
A <sub>sad</sub> (cm <sup>2</sup> )	<b>4T8=2.01</b>	<b>4T8=2.01</b>	<b>4T8=2.01</b>	<b>4T8=2.01</b>

Tab.III.46 : Résultats de Ferrailage.

#### III.5.7.2 Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \times \min \geq 0.23 \cdot b \cdot d_x \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min x} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s \times \min \geq 0.23 \cdot b \cdot d_y \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min y} = 1.44 \text{ cm}^2$$

- Calcul de l'espacement :

$$S_t = \min(3h, 33)$$

$$S_t = b / 4 = 25 \text{ cm}$$

**En travée:**  $S_t = 25 \text{ cm}$

**En appui :**  $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

**Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

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

$V_u = 16.69 \text{ KN} \dots\dots$

$$\tau_u = \frac{16.69 \times 1000}{1000 \times 135} = 0.123\text{MPa} < 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les contraintes dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc}$ ) et dans l'acier tendue ( $\sigma_{st}$ ) ne dépassent pas la contrainte limite.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right); \eta = 1.6 \text{ (HA)}.$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

	Sens xx		Sens yy	
	M <sub>ax</sub> (KN.m/ml)	M <sub>tx</sub> (KN.m/ml)	M <sub>ay</sub> (KN.m/ml)	M <sub>ty</sub> (KN.m/ml)
<b>M<sub>ser</sub> (KN.m)</b>	2.32	3.48	1.84	2.76
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.01	2.01	2.01	2.01
<b><math>\bar{\sigma}_{bc}</math> (MPa)</b>	15	15	15	15
<b><math>\bar{\sigma}_{st}</math> (MPa)</b>	201,63	201,63	201,63	201,63
<b><math>\sigma_{bc}</math> (MPa)</b>	<b>1.42</b>	<b>2.16</b>	<b>1.36</b>	<b>2.04</b>
<b><math>\sigma_{st}</math> (MPa)</b>	<b>91.34</b>	<b>137</b>	<b>81.79</b>	<b>122.68</b>
<b><math>\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}</math></b>	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
<b><math>\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}</math></b>	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

**Tab. III.47 : Vérification des contraintes à l'ELS.**

Schémas du ferrailage :

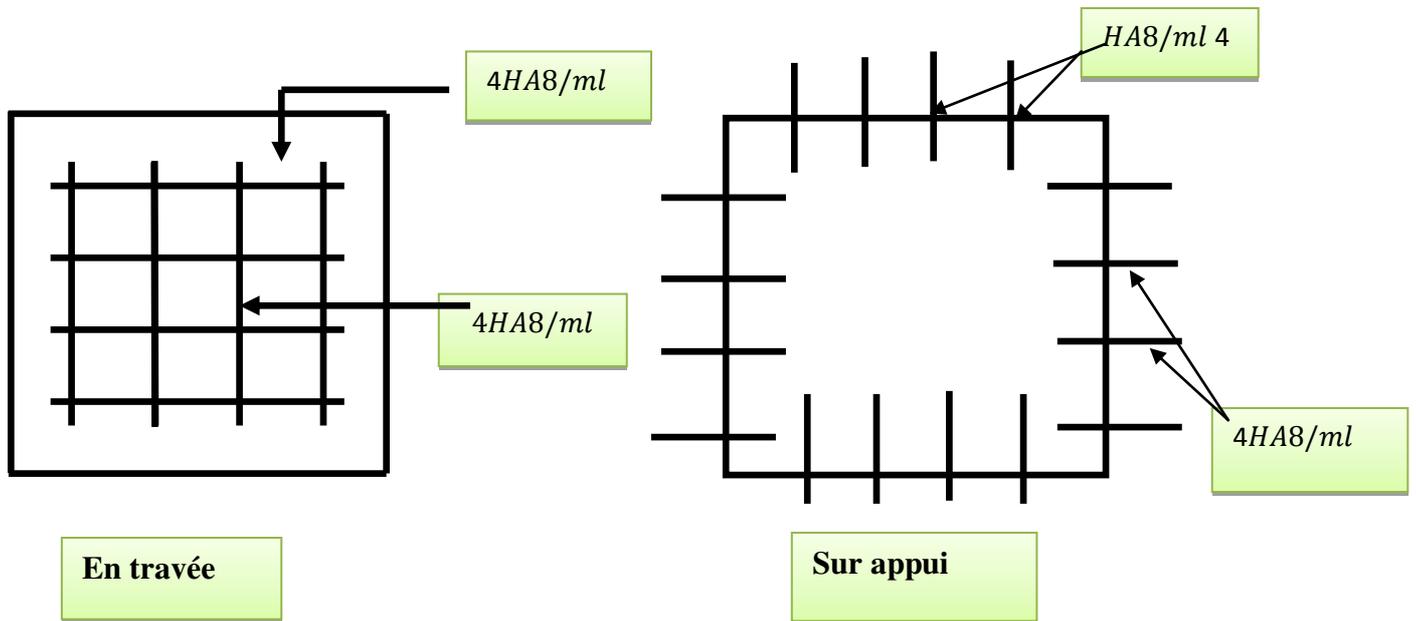


Fig. III. 30 : Ferrailage de la dalle pleine

## IV. Etude au vent

### IV 1.Introduction :

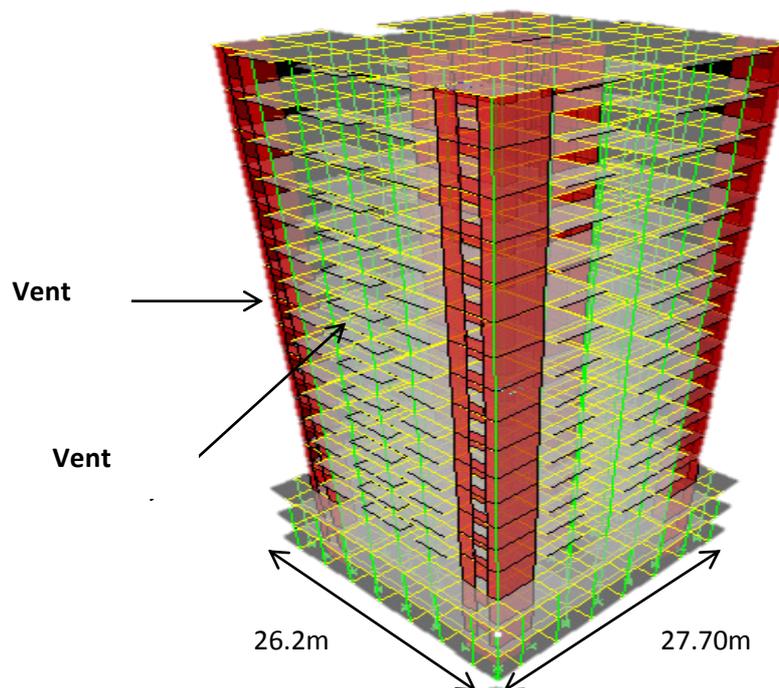
Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- La région
- Le site
- L'altitude
- Les dimensions de l'ouvrage

L'objet de cette étude est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, tels que moment fléchissant et effort tranchant qui sont engendrés par l'effet du vent.

Le calcul est conduit selon le Règlement Neige et Vent **RNV99**.

Le bâtiment sera modélisé par une console encastree dans le sol et soumis à une pression due au vent répartie sur la hauteur.



**Fig.VI.1. Action de vent.**

### IV.2.Application de RNV 99 :

- **La vérification de la stabilité d'ensemble :**

Le **RNV99** imposent un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction est de **catégorie I** d'après **RNV99 (art 1.1.3 page 38)**

L'application de **RNV99** exige les étapes suivantes :

- **Détermination de coefficient dynamique  $C_d$  :**

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation Des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure Ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

**Valeur de  $C_d$  :**

Notre bâtiment est en béton armée, donc on utilise l'abaque (3.1page 51) ; pour :

**Sens x :**

$h = 52.02\text{m}$   
 $b = 27.70\text{m}$

Après l'interpolation :  $C_d = 0.94 < 1.2$

**Sens-y :**

$h = 52.02\text{m}$   
 $b = 26.20\text{m}$

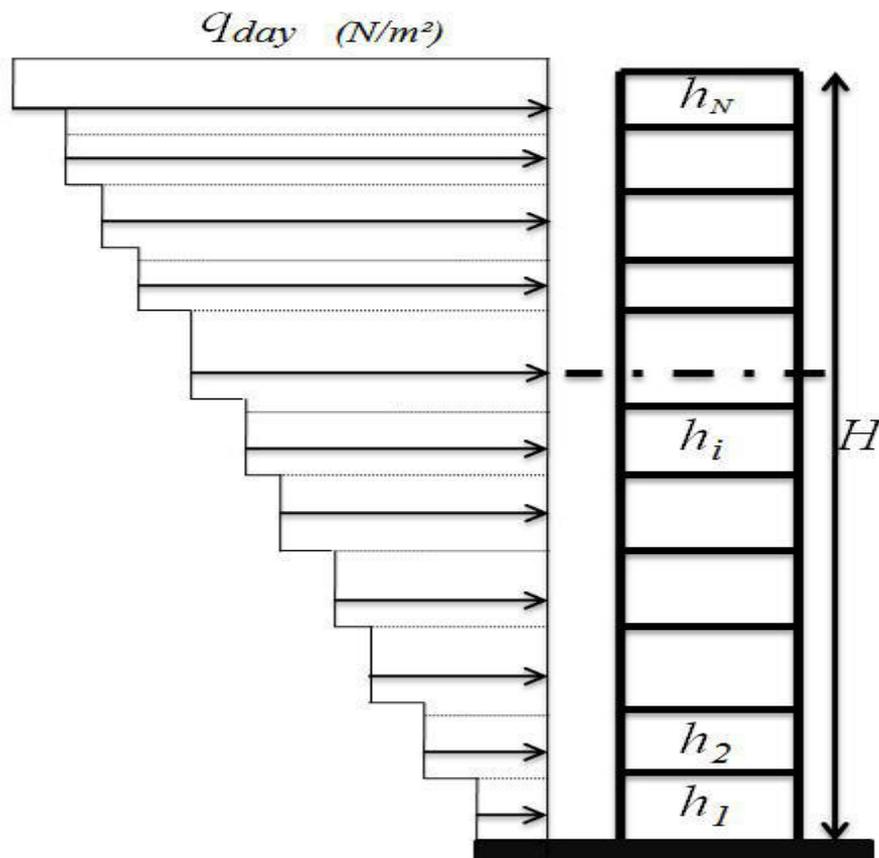
Après l'interpolation :  $C_d = 0.94 < 1.2$

$C_d$  dans les deux directions est inférieur à 1.2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques dues au vent.

- **Détermination de la pression dynamique de vent  $q_{dyn}$  :**

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, La pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maitre-couple en éléments de surface  $j$  horizontaux selon la procédure donnée à article.3.1.1 des **RNV99**.

Les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de **n** éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage ; Avec **n** étant le nombre de niveaux de la construction.



**Figure.IV.2. Répartition de la pression dynamique.**

La pression dynamique  $q_{\text{dyn}}(Z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée Par la **RNV99** (formule 2,12 page 45),

$$q_{\text{dyn}} = q_{\text{ref}} \times C_e(z_j) \quad [\text{N/m}^2],$$

$Z_j$  : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément  $j$ ,

$q_{\text{ref}}$  : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes,

Donnée par le **RNV99** (tab 2,3 page 46) en fonction de la zone de vent,

$$\text{COSTANTINE (zone IIa)} \Rightarrow q_{\text{ref}} = 375 \text{ N/m}^2$$

- **Détermination de coefficient d'exposition  $C_e$  :**

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e(z)$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol,

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques ;  $C_e(z)$  est donnée

Par la **RNV99** (for 2,13 pages 46) :

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

$C_T$  : coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent,

Sa valeur est donnée par **RNV99 (tab 2,5 page 48),**

$$\text{site plat} \Rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$$

$K_T$  : Facteur de terrain sa valeur est donnée par **RNV99 (tableau 2,4 page 47)**

$C_r$  : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent

Sa valeur est défini par la loi logarithmique,

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right) \dots \dots \dots \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{Z_0}\right) \dots \dots \dots, \text{pour } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

Avec  $Z_0$  : paramètre de rugosité, et  $Z_{\min}$  : hauteur minimale, sa valeur ( $Z_0, Z_{\min}$ ) est donnée par **RNV99 (tab 2,4 page 47),**

Catégorie de terrain	$K_T$	$Z_0(\text{m})$	$Z_{\min}(\text{m})$
I	0.17	0.01	2

**Tableau.IV.1. définition des catégories de terrain.**

niveau	Z(m)	$C_r$	$C_T$	$C_e$	$q_{\text{ref}}$	$q_{\text{dyn}}(\text{N/m}^2)$
RDC	2.04	0.90	1	1.88	375	705
1	6.12	1.09	1	2.48	375	930
2	10.2	1.17	1	2.76	375	1035
3	13.77	1.22	1	2.94	375	1102.5
4	16.83	1.26	1	3.08	375	1155
5	19.89	1.29	1	3.19	375	1196.25
6	21.95	1.31	1	3.27	375	1226.25
7	26.01	1.33	1	3.35	375	1256.25
8	29.07	1.35	1	3.42	375	1282.5
9	32.13	1.37	1	3.50	375	1312.5
10	35.19	1.38	1	3.54	375	1327.5
11	38.25	1.40	1	3.62	375	1357.5
12	41.31	1.41	1	3.66	375	1372.5
13	44.37	1.42	1	3.70	375	1387.5
14	47.43	1.43	1	3.74	375	1402.5
15	50.49	1.44	1	3.78	375	1417.5
16	53.55	1.45	1	3.82	375	1432.5

**Tab.IV.2.Répartition de la pression dynamique**

• **Détermination des coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  :**

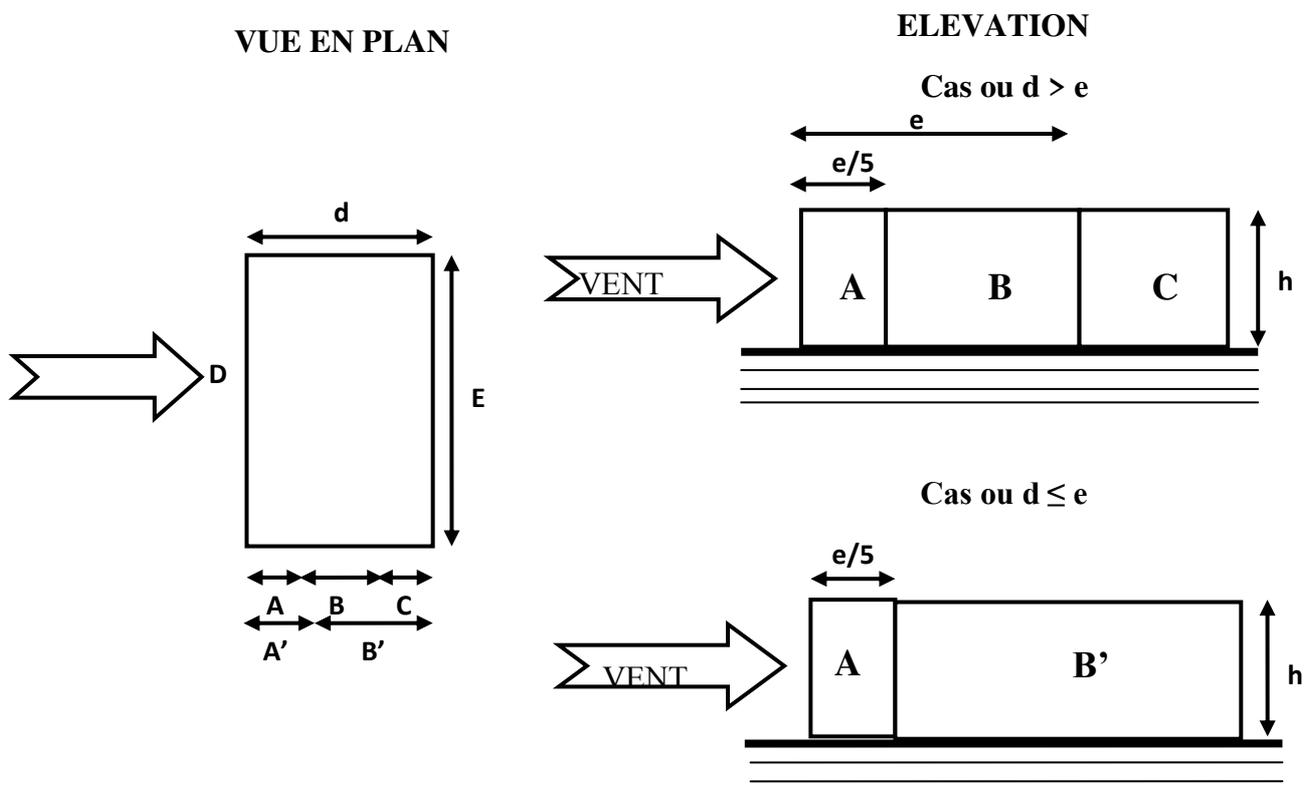
Les coefficients de pression externe  $C_{pe}$  des constructions à base rectangulaire dépendent De la dimension de la surface chargée est donnée par **RNV99 (for 5,1 pages 66)**

$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe,1} & \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) & \text{si } 1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} & \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{cases}$$

**S (m<sup>2</sup>):** désigne la surface chargée de la paroi considérée,

**Parois verticale :**

D'après **RNV99 (fig5,1 page 64)** il faut diviser les parois comme l'indique la figure suivant :



**Fig.IV.3. Légende pour les parois verticales**

✓ **Sens transversal (XX) :**

$h=55.08\text{m}$      $b=26.20\text{m}$      $d=27.70\text{m}$

$e=\min(b, 2h)$      $e=b=26.20\text{m}$

$b$  : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction,

$h$  : La hauteur totale de la construction,

$d$  : est la dimension parallèle à la direction du vent,

On à  $e < d$  donc :

La surface de la paroi considérée est:

$$S = b \times h = 26.20 \times 55.08 = 1442.545m^2 > 10m^2$$

donc :  $C_{pe} = C_{pe10}$

A	B	C	D	E
$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$
-1.00	-0.80	-0.5	+0.80	-0.30

Tab.IV.3. Coefficients de pression extérieure des parois

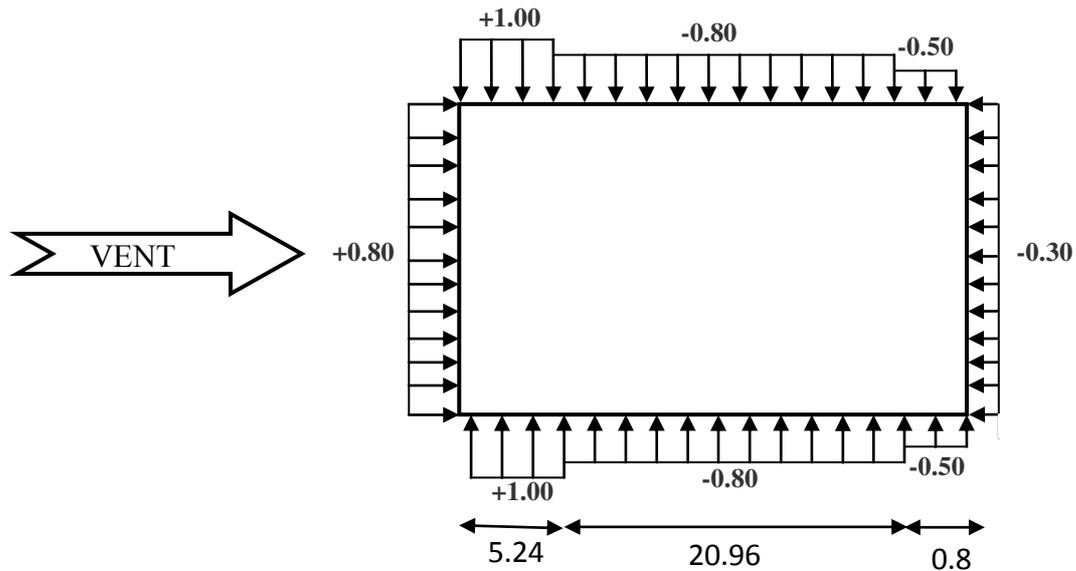


Fig.IV.4 .La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens (xx)

Sens longitudinal (YY) :

$h=55.08m$        $d=26.20m$        $b=27.70m$

$e=\min (b ,2h)$        $e=b=27.70m$

La surface de la paroi considérée est: $S = b \times h = 27.70 \times 55.08 = 1525.716m^2 > 10m^2$

donc :  $C_{pe} = C_{pe10}$

A'	B'	D	E
$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$
-1,00	-0,80	+0,80	-0,30

Tab.IV.4.Coefficients de pression extérieure des parois verticales sens (Y-Y)

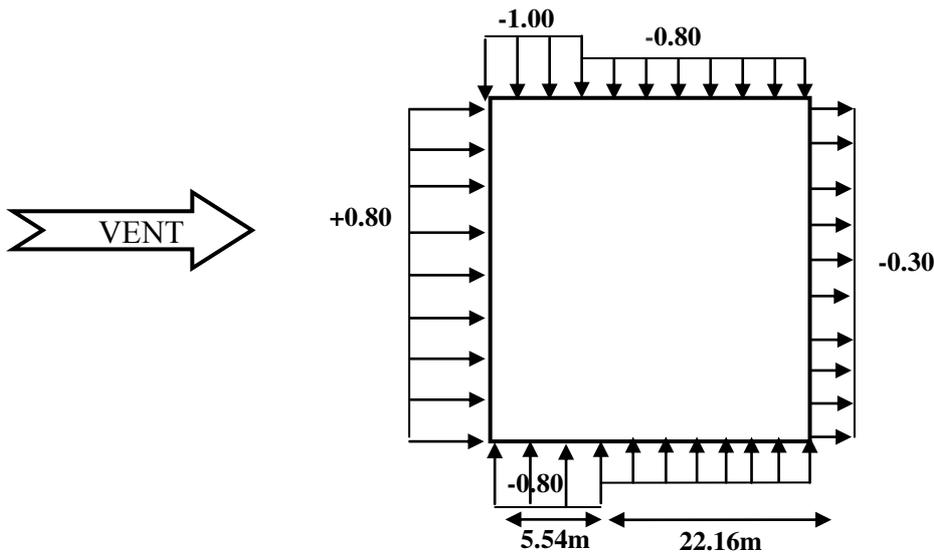


Figure IV.5 : La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens (Y-Y)

• Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°, Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après, Le coefficient  $C_{pe,10}$  est donné dans le tableau 5,2 (RNV99 P,66)

$$e = \text{Min}(b, 2h)$$

**b**: dimension du coté perpendiculaire au vent,

**h** : La hauteur totale de la construction,

**h<sub>p</sub>** : la hauteur de l'acrotère

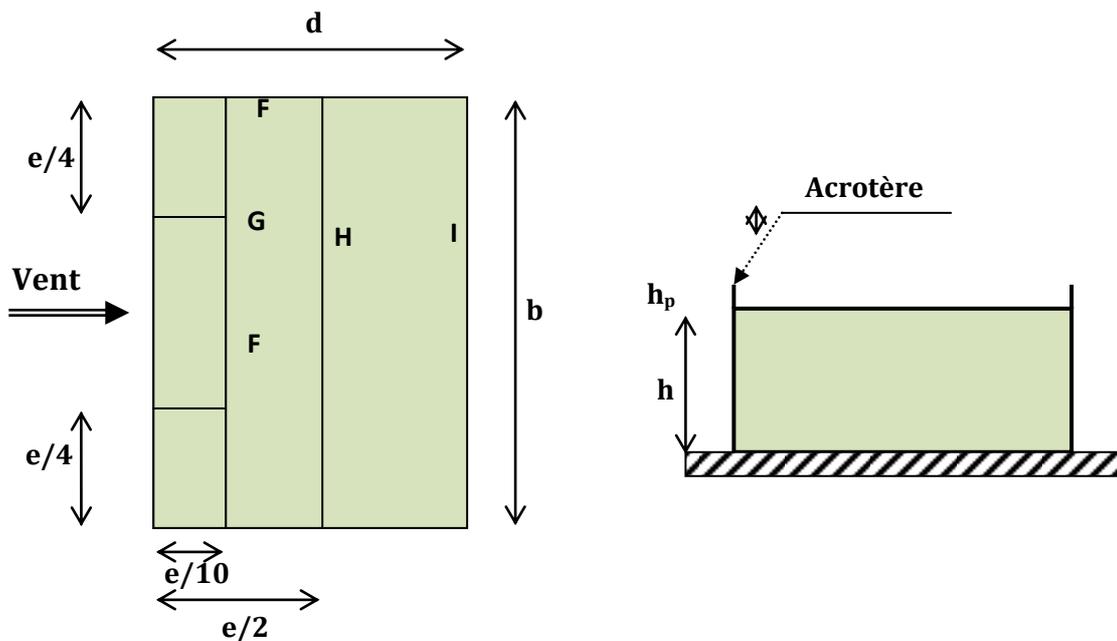


Figure. IV.6 : Les toitures plates

	F		G		H		I	
	C <sub>pe 10</sub>	C <sub>pe 1</sub>						
H <sub>p</sub> /h = 0,025	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	±0,2	
H <sub>p</sub> /h = 0,05	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	±0,2	
H <sub>p</sub> /h = 0,1	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	±0,2	

**Tab.I V.5 : Les coefficients de pression externe de la toiture.**

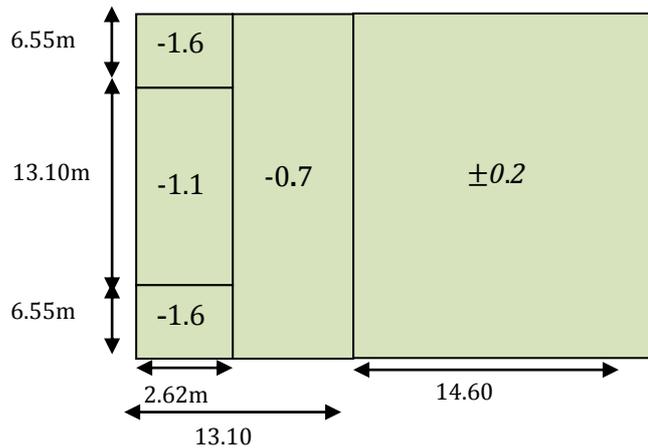
Dans notre cas :  $\frac{H_p}{h} = \frac{0,6}{55,08} = 0,010$

**Sens X :**

Pour : b = 26.20 m

e = min (26.20; 2 × h)                      donc e = 26,20m,

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones Sont montrées sur la figure suivante :



**Figure .IV.7 : La distribution de C<sub>pe</sub> sur la toiture sens x .**

- **SensY**

Pour : b = 27.70m

e = min(27.70 ; 2 × h)                      ; donc e = 27.70m

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones Sont montrées sur la figure suivante :

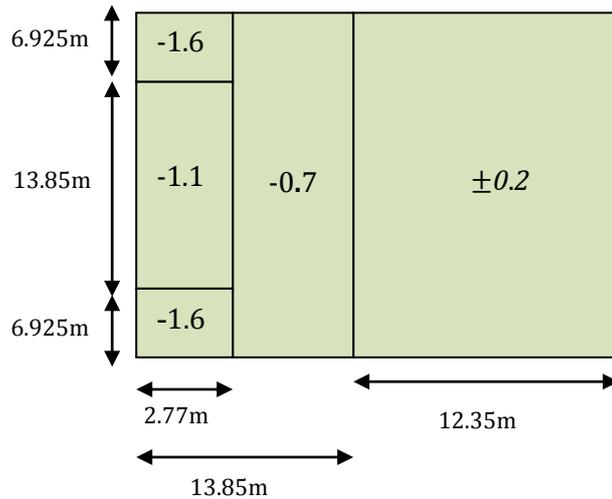


Figure. IV.8 : La distribution de  $C_{pe}$  sur la toiture sens y.

• **Détermination du coefficient de pression nette  $C_p$  :**

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

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

➤ **Détermination des coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$  :**

D'après RNV99 (art 2, 2,2page79) Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures et :  $C_{pi} = 0,8$  et  $C_{pi} = -0,5$

Sens X :

Pour  $C_{pi} = 0,8$  :

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{p10}$	$C_p$
A	0,8	-1,0	-1,8
B	0,8	-0,8	-1,6
C	0,8	-0,5	-1,3
D	0,8	+0,8	0
E	0,8	-0,3	-1,1

Tableau IV.6: Coefficient de pression de vent sens x pour  $C_{pi} = 0.8$

Pour  $C_{pi} = -0,5$  :

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{p10}$	$C_p$
A	-0,5	-1,0	-0,5
B	-0,5	-0,8	-0,3
C	-0,5	-0,5	0
D	-0,5	+0,8	1,3
E	-0,5	-0,3	0,2

Tableau .IV.7. Coefficient de pression de vent sens x pour  $C_{pi} = -0.5$

Sens Y :

✚ Pour  $C_{pi} = 0,8$  :

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{p10}$	$C_p$
A'	0,8	-1,0	-1,8
B'	0,8	-0,8	-1,6
D	0,8	+0,8	0
E	0,8	-0,3	-1,1

Table

au .IV.8. Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi}=-0.5$

✚ pour  $C_{pi} = -0,5$

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{p10}$	$C_p$
A'	-0,5	-1,0	-0,5
B'	-0,5	-0,8	-0,3
D	-0,5	+0,8	1,3
E	-0,5	-0,3	0,2

Tableau IV.9: Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = 0.8$

- **Calcul de la pression due au vent :**

Pour les constructions de **catégorie I**, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

La valeur du coefficient de pression de vent  $q_j$  et donnée par **RNV99 (for 2.1 page 40)**:

$$q_j = C_d \times w(z_j).$$

$C_d$  : Coefficient dynamique de la construction

$W(N/m^2)$  : La pression nette exercée sur l'élément de surface  $j$ , calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .

$W_j$ : est obtenu à l'aide de la formule suivante :

$$W_j = q_{dyn}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

On prend par exemple :  $Z_j = 53.55 \text{ m} \Rightarrow q_{dyn} = 1432.5 \text{ N/m}^2$

**Pour  $C_{pi} = 0,8$  :**

✚ **Sens transversal (X-X) :**

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe}$	$W_j [N/m^2]$	$q_j [N/m^2]$
A'	0,8	-1,0	-2578.5	-2423.79
B'	0,8	-0,8	-2292	-2154.48
D	0,8	+0,8	0	0
E	0,8	-0,3	-1575.75	-1481.20

Tableau IV.10: Calcul de pression due au vent pour  $C_{pi}=0.8$  suivent sens(X-X)

✚ Sens longitudinal (Y-Y)

ZONE	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub>	W <sub>j</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	q <sub>j</sub> [N/m <sup>2</sup> ]
A'	0,8	-1,0	-2578.5	-2423.79
B'	0,8	-0,8	-2292	-2154.48
C	0,8	+0,5	-429.75	-403.96
D	0,8	+0,8	0	0
E	0,8	-0,3	-1575.75	-1481.20

Tableau IV.11: Calcul de pression due au vent pour C<sub>pi</sub>=0.8 suivant sens (Y-Y)

Pour C<sub>pi</sub> = -0,5

✚ Sens transversal (X-X) :

ZONE	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub>	W <sub>j</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	q <sub>j</sub> [N/m <sup>2</sup> ]
A'	-0,5	-1,0	-716.25	-673.275
B'	-0,5	-0,8	-429.75	-403.965
D	-0,5	+0,8	1862.25	1750.515
E	-0,5	-0,3	286.5	269.31

Tableau IV.12: Calcul de pression due au vent pour C<sub>pi</sub>=-0.5 suivant sens (X-X)

✚ Sens longitudinal (Y-Y) :

ZONE	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub>	W <sub>j</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	q <sub>j</sub> [N/m <sup>2</sup> ]
A'	-0,5	-1,0	-716.25	-673.275
B'	-0,5	-0,8	-429.75	-403.965
C	-0,5	+0,5	1432.5	1346.55
D	-0,5	+0,8	1862.25	1750.515
E	-0,5	-0,3	286.5	269.31

Tableau IV.13: Calcul de pression due au vent pour C<sub>pi</sub>=-0.5 suivant sens (Y-Y)

• Calcul des forces de frottement  $f_{fr}$  :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I,

Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent,

La force de frottement  $f_{fr}$  est donnée par RNV99 (formule 2,8 pages 43):

$$f_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

$j$  : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent,

$Z_j$ : La hauteur du centre de l'élément  $j$ ,

$S_{fr,j}$  : aire de l'élément de surface  $j$ ,

$C_{fr,j}$  : coefficient de frottement pour l'élément de surface  $j$ ,

D'après RNV99 (l'artc1, 4,2 page 41), Les forces de frottement qui doivent être calculées

sont celles pour lesquelles le rapport:  $\frac{d}{b} \geq 3$   $\frac{d}{h} \geq 3$  soit vérifie

Avec

**b** : la dimension de la construction perpendiculaire au direction du vent

**h** : la hauteur de la construction,

**d** : la dimension de la construction parallèle au direction du vent,

➤ **Sens transversal (X-X) :**

$b = 26.20\text{m}$ ;  $d = 27.70\text{ m}$ ;  $h = 52.02\text{m}$ ,

$$\frac{d}{b} = \frac{27.70}{26.20} = 1,05 > 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{27.70}{52.02} = 0,53 > 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

✚ **Sens longitudinal (Y-Y) :**

$b = 27.70\text{m}$ ;  $d = 26.20\text{ m}$ ;  $h = 50.02\text{m}$ ,

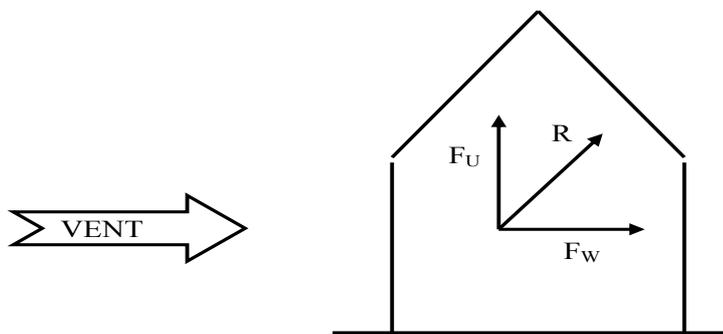
$$\frac{d}{b} = \frac{26.20}{27.70} = 0,94 > 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{26.20}{52.02} = 0,50 > 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

La force de frottement est négligeable.

**Détermination de la force résultante :**

La force résultante  $R$  se décompose en deux forces; horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :



**Figure IV.9: Force résultante R**

$F_W$ : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la Construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture,

$F_U$ : Composante verticale des forces appliquées à la toiture,

La force résultante  $R$  est donnée par la formule :

$$R = \sum (q_i \times S_i) + \sum f_{rj}$$

$\Sigma$ : la Somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

$q_j$  : Pression du vent exercé sur l'élément de surface  $j$ ,

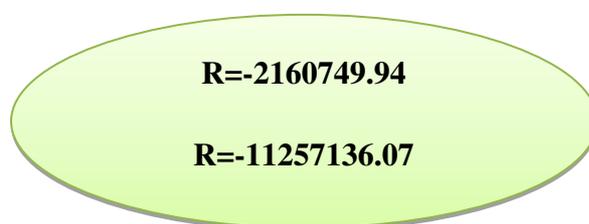
$S_i$ : Aire de l'élément de surface  $j$ ,

$f_{rj}$ : Forces de frottement,

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

$Z_j$	Zone	$S_x$ ( $m^2$ )	$S_y$ ( $m^2$ )	$q_{dyn}$ ( $N/m^2$ )	$q_{jx}$ ( $N/m^2$ )	$q_{jy}$ ( $N/m^2$ )	$f_{rj}$ [N]	$R_x$	$R_y$
<b>2.04</b>	-1.1	113.016	106.855	705	-728.97	-728.97	0	-82385.273	-77894.089
<b>6.12</b>	-1.1	113.016	106.855	930	-961.62	-961.62	0	-108678.445	-102753.905
<b>10.2</b>	-1.1	113.016	106.855	1035	-1070.19	-1070.19	0	-120948.593	-114355.152
<b>13.77</b>	-1.1	84.762	80.141	1102.5	-1139.98	-1139.98	0	-96626.984	-91359.137
<b>16.83</b>	-1.1	84.762	80.141	1155	-1194.27	-1194.27	0	-101228.713	-95709.992
<b>19.89</b>	-1.1	84.762	80.141	1196.25	-1236.92	-1236.92	0	-104843.813	-99128.005
<b>21.95</b>	-1.1	84.762	80.141	1226.25	-1267.94	-1267.94	0	-107473.130	-101613.979
<b>26.01</b>	-1.1	84.762	80.141	1256.25	-1298.96	-1298.96	0	-110102.447	-104099.953
<b>29.07</b>	-1.1	84.762	80.141	1282.5	-1326.105	-1326.105	0	-112403.312	-106275.380
<b>32.13</b>	-1.1	84.762	80.141	1312.5	-1357.125	-1357.125	0	-115032.629	-108761.354
<b>35.19</b>	-1.1	84.762	80.141	1327.5	-1372.635	-1372.635	0	-116347.287	-9324187.927
<b>38.25</b>	-1.1	84.762	80.141	1357.5	-1403.655	-1403.655	0	-118976.605	-112490.315
<b>41.31</b>	-1.1	84.762	80.141	1372.5	-1419.165	-1419.165	0	-120291.263	-113733.302
<b>44.37</b>	-1.1	84.762	80.141	1387.5	-1434.675	-1434.675	0	-121605.922	-114976.289
<b>47.43</b>	-1.1	84.762	80.141	1402.5	-1450.185	-1450.185	0	-122920.581	-116219.276
<b>50.49</b>	-1.1	84.762	80.141	1417.5	-1465.695	-1465.695	0	-124235.239	-117462.263
<b>53.55</b>	-1.5	84.762	80.141	1432.5	-1481.205	-1481.205	0	-125549.898	-118705.249
	-1.9	84.762	80.141	1432.5	-1481.205	-1481.205	0	125549.898	-118705.249
	-2.4	84.762	80.141	1432.5	-1481.205	-1481.205	0	125549.898	-118705.249
Totale								<b>-2160749.94</b>	<b>-11257136.07</b>

**Tab.IV.14.Force résultante**



## **V. Etude dynamique**

### **V.1.Introduction :**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les Roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce Terrestre lorsque les contraintes dépassent un certain seuil une rupture d'équilibre se Produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les Directions et atteignent la surface du sol 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 parasismique pour essayer de mettre en exergue le Comportement dynamique de l'ouvrage.

### **V.2. Objectifs de l'étude dynamique :**

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des utilisateurs. L'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- ❖ Respect de la réglementation parasismique.
- ❖ Conception architecturale parasismique.
- ❖ Mise en œuvre soigné.

### **V.3. Choix de la méthode de calcul :**

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes :

- ❖ la méthode statique équivalente.
- ❖ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ la méthode d'analyse dynamique par accélélogramme.

#### **V.3.1. Présentation de méthode statique équivalente :**

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 au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

### V.3.2. Présentation de méthode modale spectrale :

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structure ; elle est caractérisée par :

- ❖ la définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse de calcul.
- ❖ l'hypothèse d'un comportement globalement linéaire de la structure, permettant l'utilisation des modes propres.

La bonne pratique de la méthode spectrale suppose :

- ❖ l'établissement d'une bonne modélisation.
- ❖ le choix judicieux des modes à retenir.
- ❖ la connaissance des limites de validité des règles de combinaisons des modes et des composantes ; la règle quadratique ne doit pas être considéré comme ayant une valeur universelle.

### V.3.3. Présentation de la méthode dynamique par accélérogramme :

Le principe de la méthode dynamique par accélérogramme est le même que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

### V.3.4. Choix de la méthode de calcul pour notre structure :

Dans le cas de notre bâtiment étudié, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette méthode d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise ; sachant que la méthode statique équivalente n'est pas applicable notre bâtiment (les conditions de l'article 4.1.2 des RPA ne sont pas satisfaite

### V.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003 :

La classification de l'ouvrage est une étape qui est basée sur les critères suivants :

- ❖ **La classification des zones sismiques** : selon le RPA on a 4 zones sismiques
  - Zone O : sismicité négligeable
  - Zone I : sismicité faible
  - Zone II : sismicité moyenne
  - Zone III : sismicité élevée

### ❖ La classification des sites :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 : site rocheux
- Catégorie S2 : site ferme
- Catégorie S3 : site meuble
- Catégorie S4 : site très meuble

### ❖ Classification des ouvrages selon leur importance :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité on a :

- Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale
- Groupe 1B : Ouvrages de grande importance
- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne
- Groupe 3 : Ouvrages de faible importance

Groupe	Zone			
	I	II <sub>a</sub>	II <sub>b</sub>	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

**Tableau .V.1. : Coefficient d'accélération de zone A.**

### ❖ La classification du système de contreventement.

	Description du système de contreventement	Valeur De R
A	<b>Béton armé</b>	
1a	Portique auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portique auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques /voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

**Tableau.V.2. Classification de la structure selon le système de contreventement.**

**Régularité :**

- ✓ Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- ✓ A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- ✓ La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4
- ✓ La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

• **Régularité en plan :**

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{3.9}{27.70} = 0.140 < 0.25 \dots\dots\dots cv$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{3.6}{26.20} = 0.137 < 0.25 \dots\dots\dots cv$$

Donc notre structure est classée comme une structure régulière.

• **Régularité en élévation :**

Notre structure est régulière en élévation

$$\frac{B'}{B} \geq 0.67 \dots\dots\dots cv$$

La structure est classé régulier si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

<b>Classification des zones sismique</b>	<b>Bâtiment implanté en zone II</b>	<b>A=0,20</b>
<b>Classification des ouvrages selon leur importance</b>	Groupe 2	
<b>Classification des sites</b>	Site meuble S3	T <sub>1</sub> = 0,15 s T <sub>2</sub> = 0,50 s
<b>Classification des systèmes de contreventements</b>	Système de contreventement mixte portiques – voiles.	R = 3.5 C <sub>T</sub> = 0,05
<b>Classification de l'ouvrage selon sa configuration</b>	régulier en plan régulier en élévation	Bâtiment Régulier

**Tableau.V.3. Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.**

Le chargement sismique 'E' sera généré automatiquement, en introduisant le spectre

Du **RPA99v2003**, qui dépend des coefficients suivants :

❖ **Facteur de qualité Q :**

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Critère q	P <sub>q</sub>	Observer / non observer
Condition minimales sur les files de contreventement	0,05	N.O
Redondance en plan	0,05	N.O
Régularité en plan	0,05	O
Régularité en élévation	0,05	O
Contrôle de qualité des matériaux	0,05	N.O
Contrôle de qualité de l'exécution	0,10	N.O
Σ q	0,25	

Tableau. V.4. Pénalité P<sub>q</sub> en fonction des critères de qualités.

$$Q = 1 + 0,25 = 1,25$$

❖ **Périodes associées à la catégorie du site T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub> :**

Donnée par **RPA99v2003** (tab 4.7 page 56) Site de catégorie S3 (Site meuble)

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.5 \end{cases}$$

❖ **facteur de correction d'amortissement η :**

Donnée par **RPA99v2003** (for 4.3 page 46)  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

❖ **pourcentage d'amortissement critique ξ :**

Donnée par **RPA99v2003** (tab 4.2 page 48), ξ = 7% pour portique en n béton armé avec un remplissage dense.

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton Armé-maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau.V.5 : Valeurs de ξ (%)

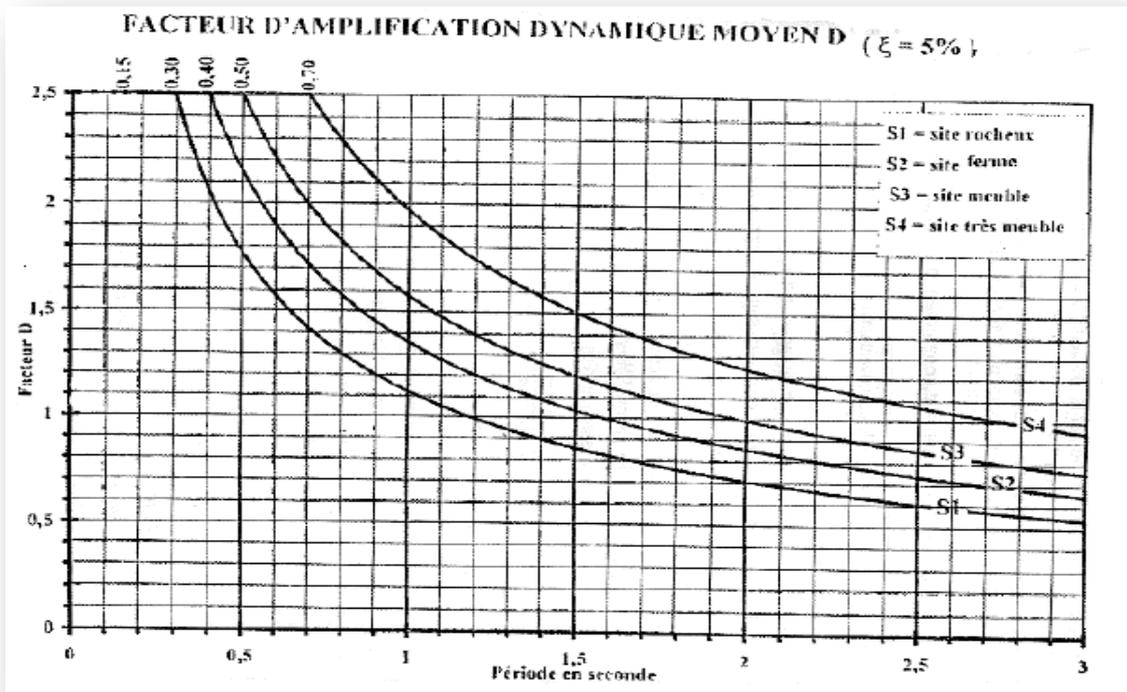


Fig.V.1. Daigramme de spectre en fonction de site par RPA

V.5. L'analyse dynamique de la structure par ETABS :

V.5.1. Spectre de réponse de calcul :

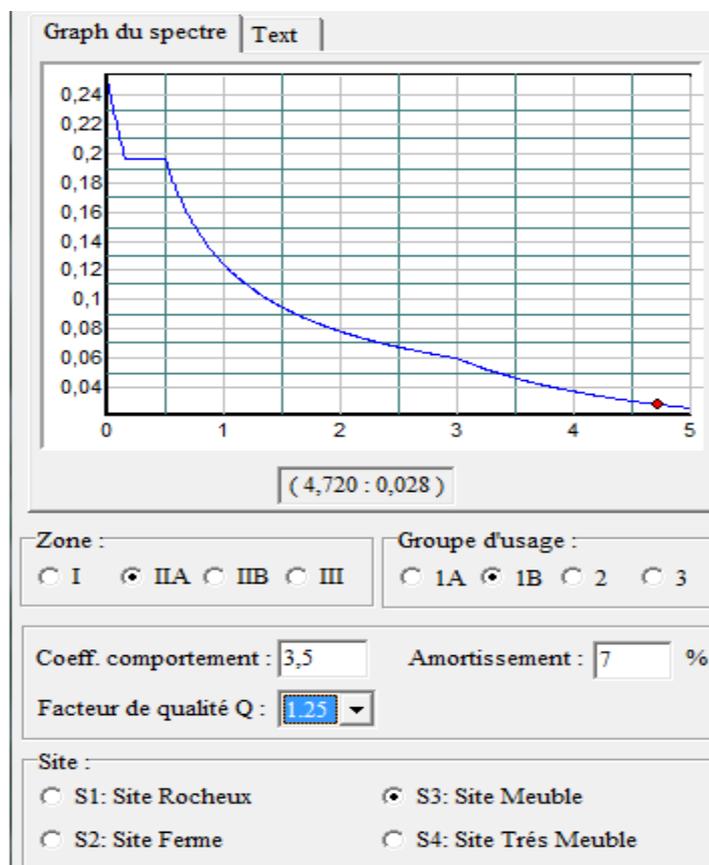


Fig.V.2. Le spectre de réponse

### V.5. 2.Modélisation de la structure :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis **ETABS** est nécessaire.

#### V.5.2.1. Description du logiciel ETABS :

**ETABS** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (**Euro code, UBC, ACI...etc.**). En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

**ETABS** permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (**AUTOCAD, SAP2000 et SAFE**).

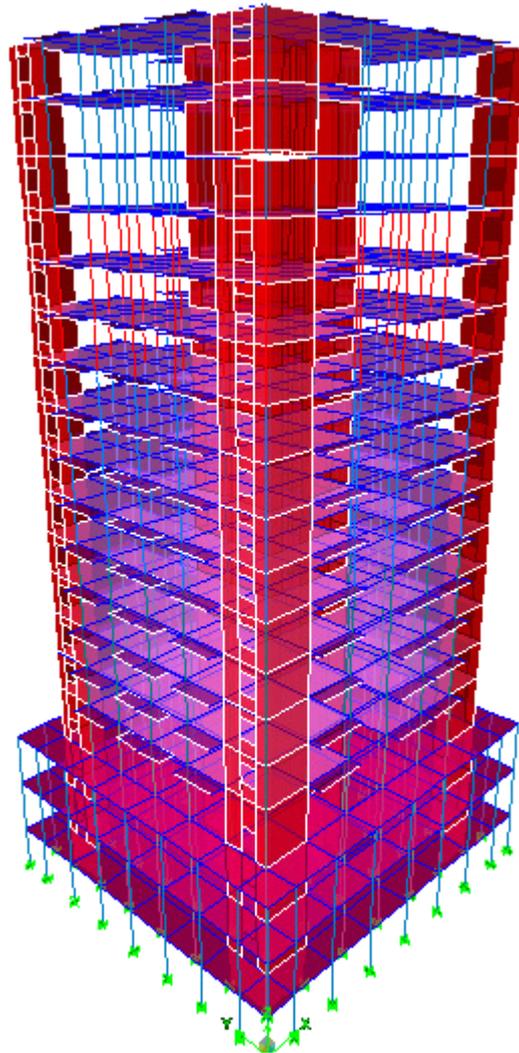
#### V.5.2.2. Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.

Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.

Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.



**Figure.V.3. : Modélisation de la structure par ETABS**

#### **V.5.2.3. Modélisation de la masse :**

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité **QRPA99/Version2003** (dans notre cas  $\beta = 0,2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation. 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  $2,5t/m^3$ .

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

#### **V.5.2.4. Nombre de mode à prendre en compte :**

D'après les **RPA99/Version2003** (article 4.3.4 -a) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

#### V.6.La propension de disposition des voiles :

Il y a plusieurs cas propose :

##### Cas 1 : Structure en portique « sans voile »

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1.813306	0.3560	19.0169	0.3495	19.0169	44.1966	44.1966
2	1.706777	63.0454	0.7373	63.4175	19.7541	0.0438	44.2404
3	1.646845	0.3971	46.7324	63.8005	66.4865	17.7456	61.9860
4	0.611742	0.0094	1.7714	63.8081	68.2579	11.1835	73.1695
5	0.516402	0.0076	12.1983	63.8141	80.4562	1.9454	75.1149
6	0.487388	15.0854	0.0016	78.8751	80.4578	0.0034	75.1184
7	0.355772	0.0018	0.5390	78.8767	80.9968	8.3764	83.4948
8	0.269645	0.0003	6.5445	78.8769	87.5413	1.0167	84.5115
9	0.246392	0.0060	0.4535	78.8806	87.9948	5.0389	89.5504
10	0.228329	7.7864	0.0001	86.6734	87.9949	0.0012	89.5516
11	0.179639	0.0063	0.0007	86.6737	87.9956	2.4525	92.0041
12	0.172921	0.0000	4.1049	86.6737	92.1005	0.0838	92.0879
13	0.135424	4.7018	0.0002	91.3742	92.1007	0.0024	92.0903
14	0.134439	0.0369	0.0601	91.3813	92.1608	1.1183	93.2087
15	0.122463	0.0000	1.9761	91.3813	94.1369	0.1314	93.3401
16	0.105367	0.0000	0.0678	91.3814	94.2047	0.9499	94.2900
17	0.091405	0.0061	1.0725	91.3862	95.2772	0.1474	94.4373
18	0.090628	2.9461	0.0024	93.9778	95.2795	0.0001	94.4374

Tableau. V.6.Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante1.

##### 2<sup>eme</sup> cas : système contreventement avec voile centrale

mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1.266995	59.0731	0.0139	59.0713	0.0139	0.0120	0.0120
2	1.188526	0.0222	53.7792	59.0953	53.7932	7.0269	7.0389
3	0.994079	0.0064	7.7230	59.1917	61.5561	51.7806	58.8195
4	0.360204	0.0403	2.3459	59.1420	63.8621	17.0029	75.8224
5	0.331143	17.9342	0.0029	77.0762	63.8650	0.0196	75.8420
6	0.280617	0.0000	16.9481	77.0762	80.8131	3.5655	79.4075
7	0.213724	0.0025	1.2746	77.0785	82.0877	9.5618	88.9693
8	0.168660	10.1176	0.0003	87.1964	82.0880	0.0025	88.9718
9	0.145465	0.0040	0.3029	87.2004	82.3909	3.7473	92.7191
10	0.129923	0.0004	7.7368	87.2008	90.1277	0.0001	92.7192
11	0.104446	0.3283	0.0000	87.5291	90.1277	1.3455	94.0646

12	0.103658	4.5617	0.0003	92.0908	90.1280	0.1578	94.2224
13	0.082814	0.0003	3.7246	92.0911	93.8526	0.1072	94.3296
14	0.081072	0.0000	0.1390	92.0911	93.9917	1.0623	95.3919
15	0.070644	2.3878	0.0003	94.4789	93.9919	0.0155	95.4074
16	0.067208	0.0083	0.0161	94.4871	94.0080	1.2400	96.6474
17	0.059403	0.0001	1.6160	94.4873	95.6240	0.1504	96.7979
18	0.058251	0.0001	0.1947	94.4874	95.8187	0.8515	97.6493

**Tableau. V.7. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante2.**

❖ **Vérification de règlementaire**

La disposition des voiles doit satisfaire à plusieurs conditions :

- Ce modèle présente une période fondamentale :  $T=1.26S$
- Le période fondamentale  $T_{num}=1.26s > T=1.3T_x=1.22s$ .....CNV
- 1<sup>ere</sup>mode et 2<sup>eme</sup>mode : sont des modes de translation.....CV
- 3<sup>eme</sup>mode est mode de torsion.....CV

**3<sup>eme</sup> cas : système contreventement avec voile centrale et l'extérieur**

mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1.190014	59.2646	0.0030	59.2646	0.0030	0.0022	0.0022
2	1.115465	0.0037	59.6762	59.2683	59.6791	1.4472	1.4494
3	0.861938	0.0033	1.6801	59.2716	61.3593	56.0021	57.4515
4	0.295235	18.6655	0.0033	77.9371	61.3626	0.0021	57.4536
5	0.271416	0.0024	16.7859	77.9395	78.1484	2.7398	60.1934
6	0.235256	0.0001	2.8739	77.9396	81.0224	16.9999	77.1932
7	0.141564	9.5452	0.0008	87.4848	81.0232	0.0008	77.1941
8	0.125742	0.0015	5.5396	87.4864	86.5628	3.7727	80.9668
9	0.112868	0.0001	2.6756	87.4864	89.2385	6.8717	87.8385
10	0.084935	4.7599	0.0001	92.2464	89.2385	0.0006	87.8391
11	0.077414	0.0009	2.8143	92.2473	92.0529	1.6229	89.4619
12	0.070753	0.0000	1.2683	92.2473	93.3211	3.1404	92.6023
13	0.057500	2.4891	0.0001	94.7364	93.3212	0.0017	92.6040
14	0.054126	0.0000	1.6391	94.7364	94.9603	0.4916	93.0976
15	0.049680	0.0000	0.3855	94.7365	95.3459	1.7114	94.8070
16	0.042893	1.6041	0.0002	96.3406	95.3460	0.0012	94.8082
17	0.041211	0.0002	1.0630	96.3408	96.4091	0.2551	95.0633
18	0.037984	0.0002	0.1695	96.3410	96.5786	1.3727	96.4360

**Tableau. V.8. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante2.**

**Combinaisons D'action :**

- ELU :  $1,35G + 1,5Q$  , CBA93,A.3.3.2
- ELS :  $G + Q$  , CBA93,A.3.3.2

- $G + Q + E_x$  , RPA 2003,5.2
- $G + Q + E_y$  ,RPA 2003,5.2
- $0,8G + E_x$  ,RPA 2003,5.2
- $0,8G + E_y$  ,RPA 2003,5.2 .

**Constation :**

- Ce modèle présente une période fondamentale :  $T = 1.19s$
- La période fondamentale  $T_{num} = 1.19 > 1.3T_x = 1.22s$ .....CV
- La 1<sup>ere</sup> mode et 2<sup>eme</sup> mode est des modes de translation.....CV
- La 3<sup>eme</sup> mode est mode de torsion.....CV

Il faudra aussi que la somme modèle effective atteigne 90% de la masse totale de la structure (10<sup>eme</sup> mode)

On résume les conditions pour le choix de la bonne variante dans le tableau suivant :

Condition	Cas 1	OB	Cas 2	OB	Cas 3	OB
$T_{dyn} < T_{emp} = 1.22$	1.81	CNV	1.26	CNV	1.19	CV
Somme modale >90%	Model 13 : Sens X=91.37 Sens Y=92.10	CV	Model 11 : Sens X=92.09 Sens Y=90.12	CV	Model 10 : Sens X =92.24 Sens Y=89.23	CV
$T_{12} \leq 0.20$	0.17	CV	0.10	CV	0.07	CV

**Tableau.IV.9. vérification des condition de RPA.**

- ❖ Le nombre des voiles qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité et à la fois rester dans un domaine économique.

Donc on a choisir la **3<sup>eme</sup> variante** par ce que elle satisfait toutes les conditions

**V.6.1.Disposition des voiles :**

Pour chercher la meilleure solution d’emplacement des voiles dans la structure, et pour but d’avoir une petite valeur de l’excentricité (distance entre le centre de pression et le centre de rigidité) pour éviter le problème de la torsion, une variante de la disposition des voiles a été proposé, On doit vérifier les conditions données par le **RPA** version 2003, à savoir :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l’effort tranchant d’étage.

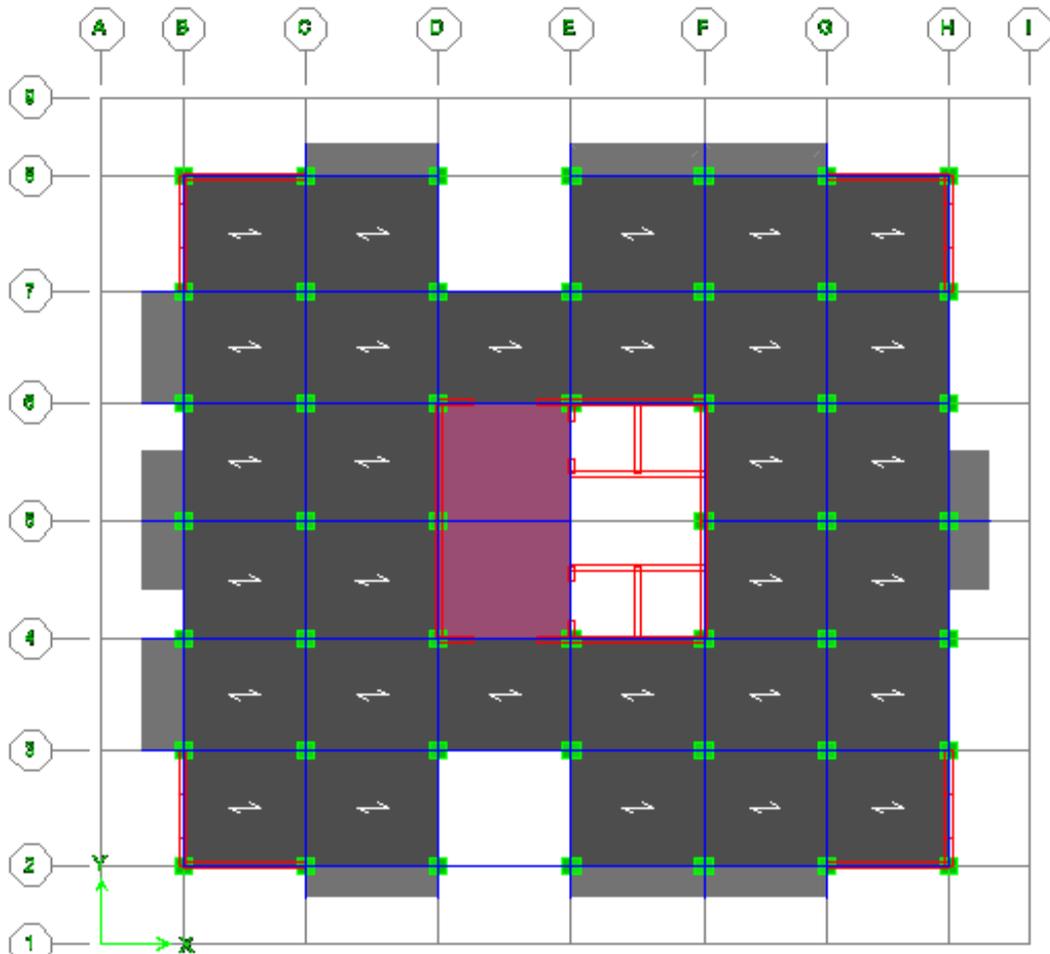


Figure.V.4. La disposition des voiles proposés.

**Caractéristiques de la structure :**

**Estimation empirique de la période fondamentale :**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 des **RPA99/Version 2003**.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

On a donc :

$h_N$  : Hauteur en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par tableau [4.6] des **RPA99/Version2003**.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

	$C_T$	$h_N(m)$	D (m)	$C_T \times h_N^{3/4}$	$0,09 h_N/\sqrt{D}$	T (sec)
Sens X	<b>0,05</b>	<b>55.08</b>	<b>27.70</b>	<b>1.01</b>	<b>0.94</b>	<b>0.94</b>
SensY	<b>0,05</b>	<b>55.08</b>	<b>26.20</b>	<b>1.01</b>	<b>0.96</b>	<b>0.96</b>

Tableau.IV.10. Période fondamentale de la structure.

**IV.6.2. Poids total de la structure :**

Le poids de la structure  $W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5].des **RPA99/Version 2003**.

Dans notre cas et pour un bâtiment d'habitation et commerciale :  $\beta = 0,20$

Niveau	$W_i(KN)$
N+16	<b>4713.77170</b>
N+15	<b>4959.43372</b>
N+14	<b>4959.43372</b>
N+13	<b>5025.87097</b>
N+12	<b>5103.92816</b>
N+11	<b>5103.92816</b>
N+10	<b>5179.54756</b>
N+9	<b>5266.78789</b>
N+8	<b>5266.78789</b>
N+7	<b>5266.78789</b>
N+6	<b>5351.59142</b>
N+5	<b>5448.01391</b>
N+4	<b>5448.01391</b>
N+3	<b>5448.01391</b>
N+2	<b>6070.74780</b>
N+2	<b>9402.74177</b>
RDC	<b>9644.56514</b>
S SOL	<b>9273.18306</b>
TOTAL	<b>106933.1486</b>

Tableau. IV.11. :Poids de chaque niveau

### V.7. Vérifications réglementaire :

#### ❖ Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

##### ➤ Centre de masse :

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme, ... etc.)

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

##### ➤ Centre de rigidité (centre de torsion) :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du Bâtiment.

$$X_{CR} = \frac{\sum R_{yi} X_i}{\sum R_{yi}} \quad Y_{CR} = \frac{\sum R_{xi} Y_i}{\sum R_{xi}}$$

##### ➤ Calcul de l'excentricité théorique :

L'excentricité théorique est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de Torsion, qui est donnée par les formules suivantes :

$$e_x^{the} = X_{CM} - X_{CT} \quad e_y^{the} = Y_{CM} - Y_{CT}$$

#### • l'excentricité accidentelle :

L'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05 L$  (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction qui est donnée par les formules suivantes

$$e_x^{acc} = \pm 0.05 L_x, L_x = 27.70m \Rightarrow e_x^{acc} = 1.385m$$

$$e_y^{acc} = \pm 0.05 L_y, L_y = 26.20m \Rightarrow e_y^{acc} = 1.31m$$

Story	XCCM	YCCM	XCR	YCR	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	Eax	eay
STORY18	13.608	12.725	14.724	12.762	1.116	0.037	1.385	1.31
STORY17	13.641	12.881	14.713	12.765	1.072	0.116	1.385	1.31
STORY16	13.641	12.881	14.702	12.770	1.061	0.111	1.385	1.31
STORY15	13.642	12.881	14.694	12.776	1.052	0.105	1.385	1.31
STORY14	13.643	12.881	14.686	12.783	1.043	0.098	1.385	1.31
STORY13	13.643	12.881	14.675	12.790	1.032	0.091	1.385	1.31
STORY12	13.645	12.882	14.659	12.798	1.014	0.084	1.385	1.31
STORY11	13.646	12.882	14.635	12.806	0.989	0.076	1.385	1.31
STORY10	13.646	12.882	14.600	12.814	0.954	0.068	1.385	1.31
STORY9	13.646	12.882	14.553	12.821	0.907	0.061	1.385	1.31
STORY8	13.648	12.883	14.489	12.827	0.841	0.056	1.385	1.31

STORY7	13.649	12.883	14.409	12.831	0.76	0.052	1.385	1.31
STORY6	13.649	12.883	14.317	12.833	0.668	0.05	1.385	1.31
STORY5	13.649	12.883	14.224	12.832	0.575	0.051	1.385	1.31
STORY4	13.631	13.012	14.158	12.824	0.527	0.188	1.385	1.31
STORY3	13.701	12.994	14.118	12.800	0.417	0.194	1.385	1.31
STORY2	13.704	12.984	14.071	12.777	0.367	0.207	1.385	1.31
STORY1	13.680	12.898	13.969	13.081	0.289	0.888	1.385	1.31

Tab. V.12 : valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accidentelle)

$$\begin{cases} e_{x\text{ thé}} = 1.116\text{m} < e_{x\text{ acc}} = 1.385 \dots\dots\dots \text{CV} \\ e_{y\text{ thé}} = 0.888\text{m} < e_{y\text{ acc}} = 1.31 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

Les modes :

•1<sup>er</sup> mode : translation

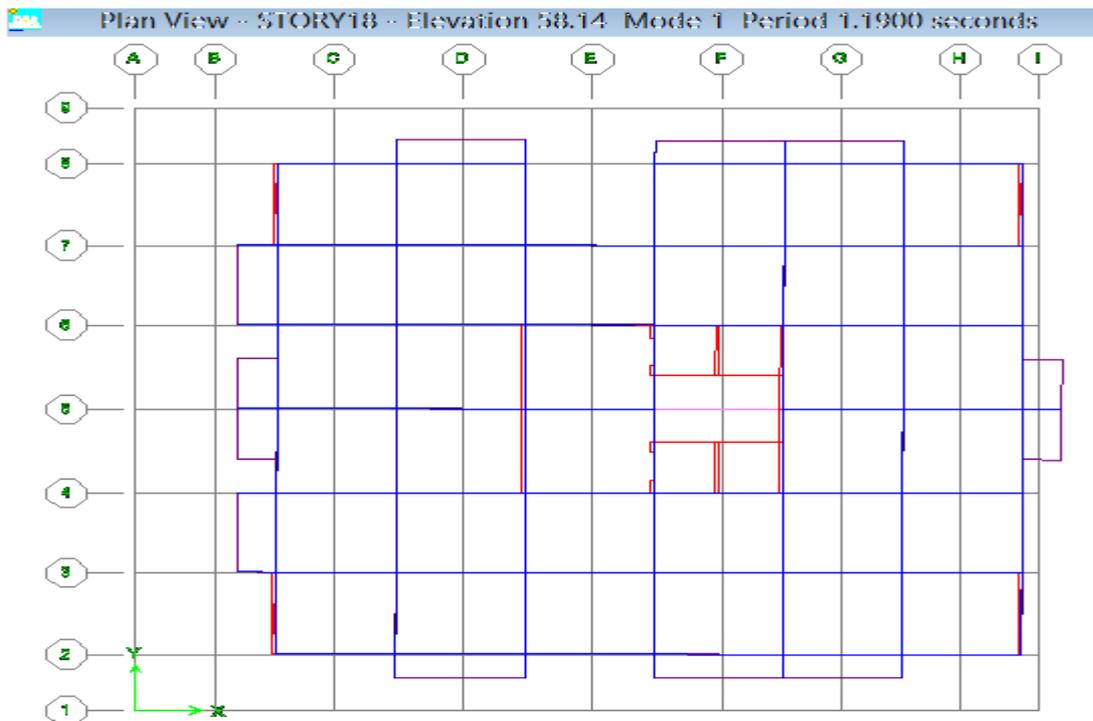


Figure V.5. : mode1 (Translation suivant XX)

2<sup>er</sup> mode : translation

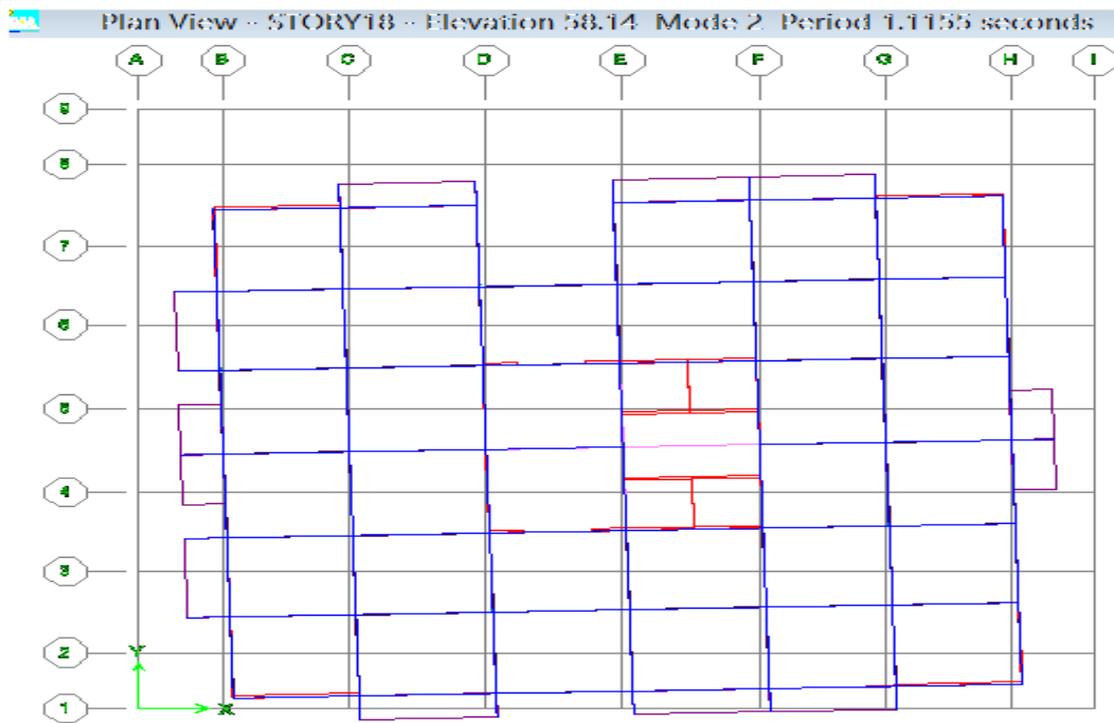


Figure V.6. : mode1 (Translation suivant YY)

3<sup>er</sup> mode : torsion

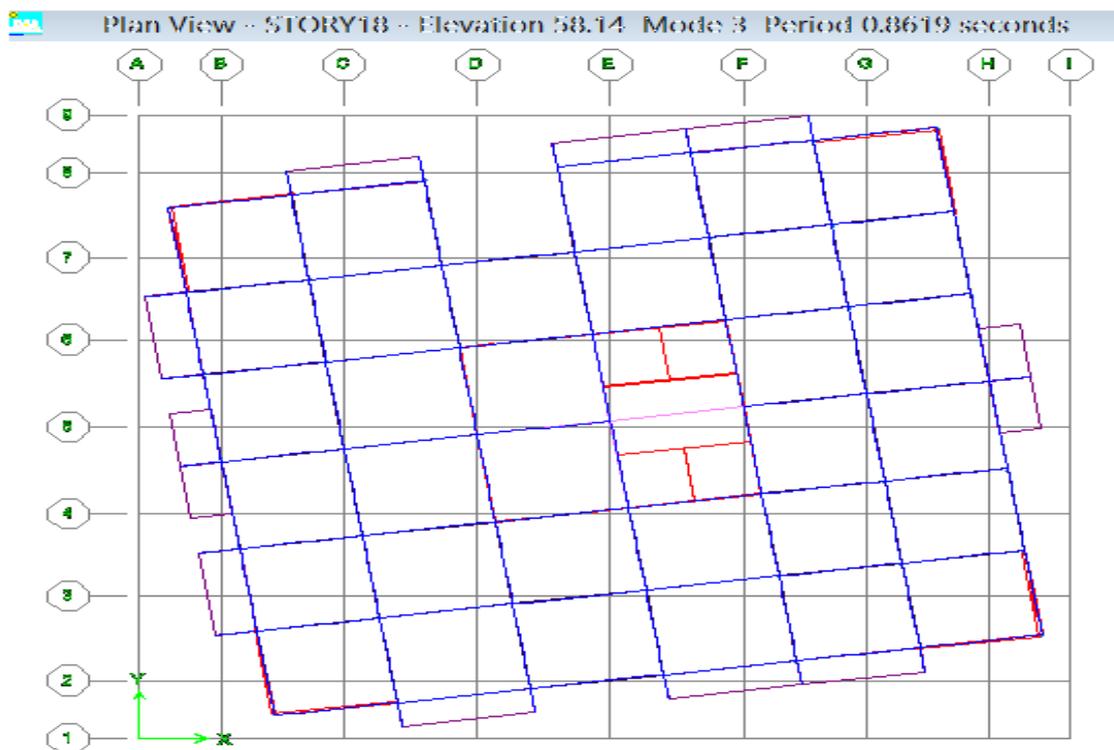


Figure V.7.: mode3 (Torsion)

Paramètres	Valeurs
A	<b>0.20</b>
D <sub>X</sub>	<b>1.44</b>
D <sub>Y</sub>	<b>1.42</b>
Q	<b>1.25</b>
R	<b>3.5</b>
W <sub>tot</sub> (KN)	<b>106933.1478</b>
T <sub>x</sub>	<b>0.94</b>
T <sub>y</sub>	<b>0.96</b>
H	<b>0.881</b>

**Tab V.13. : Les paramètres des centres des masses et de torsion**

#### Justification de l'interaction portiques voiles :

Pour la justification de l'interaction portique voiles, on doit vérifier que :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

N <sub>U</sub> (total)	N <sub>VOIL</sub>	N <sub>VOIL</sub> (%)
<b>175519.41</b>	<b>57710.96</b>	<b>32.88</b>

**Tab V.14. : Le pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles.**

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

#### Remarque :

Au début de calcul, on a pris R=5 mais les résultats trouvées ne sont pas vérifiées par l'RPA, donc on a changé sa valeur par R=3.5 puisque la charge supportée par les voiles est : **32.88% > 20%**

#### Vérification des déplacements :

#### Vérification de l'effort sismique :

Story	Load	Loc	VX	VY
<b>Story 1</b>	G+Q+E max	Bottom	8041.767	8477.014

#### Coefficient dynamique (Site : S3) :

La valeur de D est donnée par le tableau qui suit :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}T_2 & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}(3/T)^{5/3}T & T \geq 3s \end{cases}$$

$$T_1 = 0,15 \text{ sec} ; \quad T_2 = 0,50 \text{ sec}$$

$$\bullet \quad \eta = 0,881. \quad T_x = 0,94s \text{ donc } T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D_x = 1,44$$

$$\bullet \quad \eta = 0,881. \quad T_y = 0,96s \text{ donc } T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D_y = 1,42$$

**Calcul de la résultante des forces sismiques «  $V_b^s$  » :**

$$V_b^s = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W ; V_x^s = \frac{0,20 \times 1,44 \times 1,25}{3,5} \times 106933.1478 = 10998.838 \text{ KN.}$$

$$V_y^s = \frac{0,20 \times 1,42 \times 1,25}{3,5} \times 106933.1478 = 10846.076 \text{ KN.}$$

$$0,8V_x^s = 8799.070 \text{ KN.}$$

$$0,8V_y^s = 8676.860 \text{ KN.}$$

Effort calculé par la méthode dynamique :

$$V_{tx} = 8041.767 > 0,8V = 8799.070 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CNV.}$$

$$V_{ty} = 10019,54 > 0,8V = 8676.860 \text{ KN.} \dots\dots\dots \text{CNV.}$$

#### IV.8. Modélisation par brochette :

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 2 poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. En conséquence, le bâtiment sera représenté par les systèmes suivant :

- **distribution de l'effort sismique selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i. \text{ Avec : } F_t : \text{ force concentré au sommet de la structure.}$$

$$F_i : \text{ force horizontale au niveau } i.$$

$$F_t = 0,07 T \cdot V$$

$V$  : l'effort tranchants dynamique de la structure à la base selon les deux directions.

$T$  est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas  $0,25 V$  et sera prise égale à  $0$  quand  $T$  est plus petite ou égale à  $0,7 \text{ sec}$ .

Pour:

$$\begin{cases} T_x = 1.01 \text{ s} & F_{tx} = 0,07 \times 1,01 \times 10998.838 = 777.617 \text{ KN} \\ T_y = 1.01 \text{ s} & F_{ty} = 0,07 \times 1,01 \times 10846.076 = 766.8175 \text{ KN} \\ \text{Le sens X : } V_x - F_t = 10221.221 \text{ KN.} \\ \text{Le sens Y : } V_y - F_t = 10079.250 \text{ KN.} \end{cases}$$

La partie restante ( $V - F_t$ ) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum W_j h_j} \quad \text{Avec : } W_i : \text{ poids de niveau } i.$$

$H_i$  : niveau de plancher (à partir de la base) où s'exerce la force  $F_i$ .

**Avec le sens X**

Niveau	$W_i$	$h_i$	$V_x - F_{tx}$	$W_i \times h_i$	$F_{xi}$
16	4713.77170	58.14	10221.221	274058.686	902.440573
15	4959.43372	55.08	10221.221	273165.6093	899.499785
14	4959.43372	52.02	10221.221	257989.7421	849.527574
13	5025.87097	48.96	10221.221	246066.642	810.266314
12	5103.92816	45.9	10221.221	234270.3025	771.422459
11	5103.92816	42.84	10221.221	218652.282	719.994296
10	5179.54756	39.78	10221.221	206042.401	678.471553
9	5266.78789	36.72	10221.221	193396.451	636.830040
8	5266.78789	33.66	10221.221	177280.080	583.760870
7	5266.78789	30.6	10221.221	161163.709	530.691700
6	5351.59142	27.54	10221.221	147382.827	485.312999
5	5448.01391	24.48	10221.221	133367.380	439.161906
4	5448.01391	21.42	10221.221	116696.458	384.266669
3	5448.01391	18.36	10221.221	100025.535	329.371429
2	6070.74780	15.3	10221.221	92882.4113	305.850027
1	9402.74177	11.22	10221.221	105498.7627	347.394075
RDC	9644.56514	7.14	10221.221	94613.184	311.549242
S.SOL	9273.18306	3.06	10221.221	28375.9401	93.438380
TOTAL	106933.1478			3060928.433	

**Tableau.V.15.Ladistribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.**

• **Avec le sens Y**

Niveau	$W_i$	$h_i$	$V_x - F_{tx}$	$W_i \times h_i$	$F_{xi}$
16	4713.77170	58.14	10079.25	274058.686	902.440573
15	4959.43372	55.08	10079.25	273165.6093	899.499785
14	4959.43372	52.02	10079.25	257989.7421	849.527574
13	5025.87097	48.96	10079.25	246066.642	810.266314
12	5103.92816	45.9	10079.25	234270.3025	771.422459
11	5103.92816	42.84	10079.25	218652.282	719.994296
10	5179.54756	39.78	10079.25	206042.401	678.471553
9	5266.78789	36.72	10079.25	193396.451	636.830040
8	5266.78789	33.66	10079.25	177280.080	583.760870
7	5266.78789	30.6	10079.25	161163.709	530.691700
6	5351.59142	27.54	10079.25	147382.827	485.312999
5	5448.01391	24.48	10079.25	133367.380	439.161906

4	5448.01391	21.42	10079.25	116696.458	384.266669
3	5448.01391	18.36	10079.25	100025.535	329.371429
2	6070.74780	15.3	10079.25	92882.4113	305.850027
1	9402.74177	11.22	10079.25	105498.7627	347.394075
RDC	9644.56514	7.14	10079.25	94613.184	311.549242
S.SOL	9273.18306	3.06	10079.25	28375.9401	93.438380
TOTAL	106933.1478			3060928.433	

Tableau.V.16.La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.

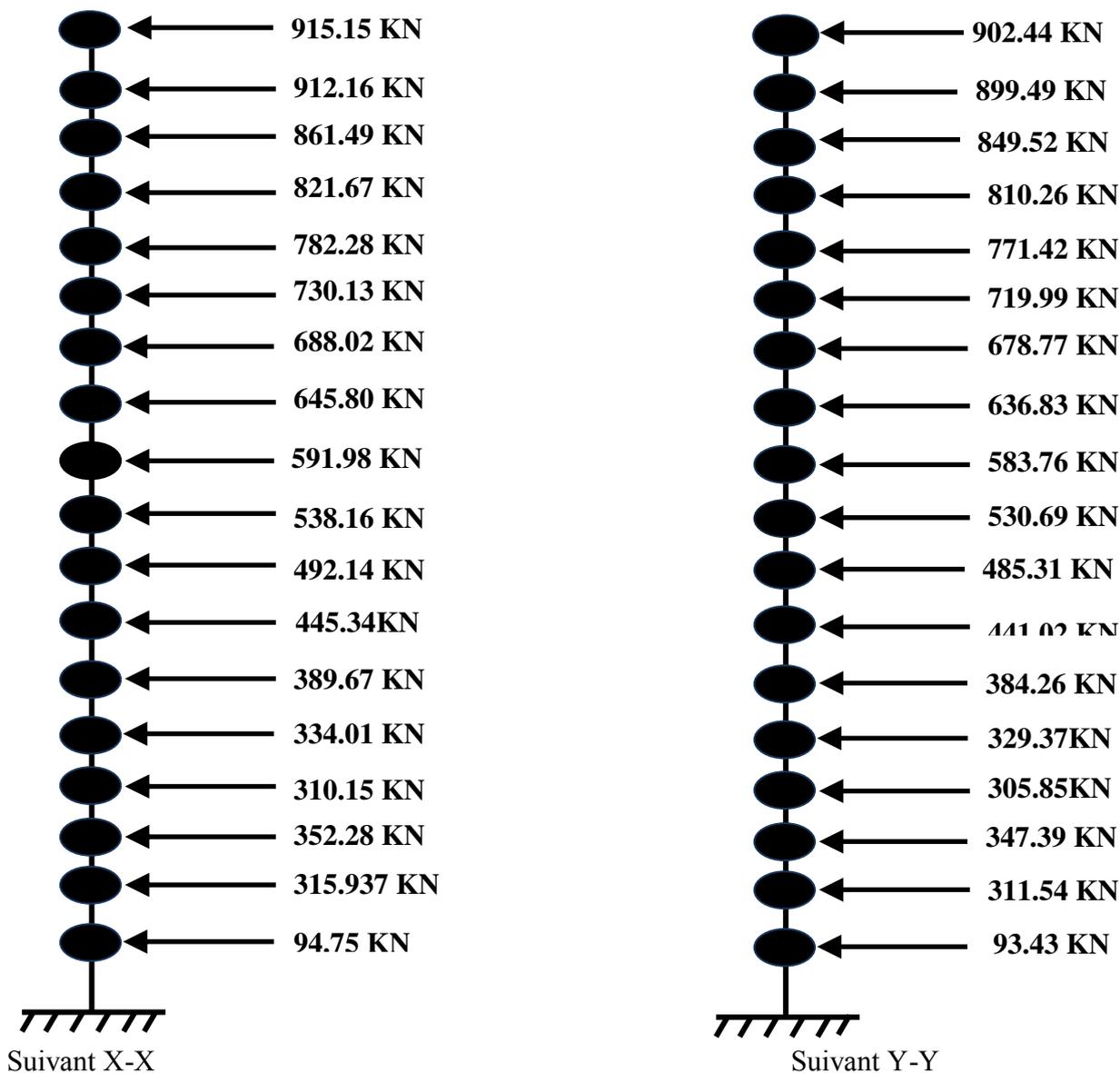
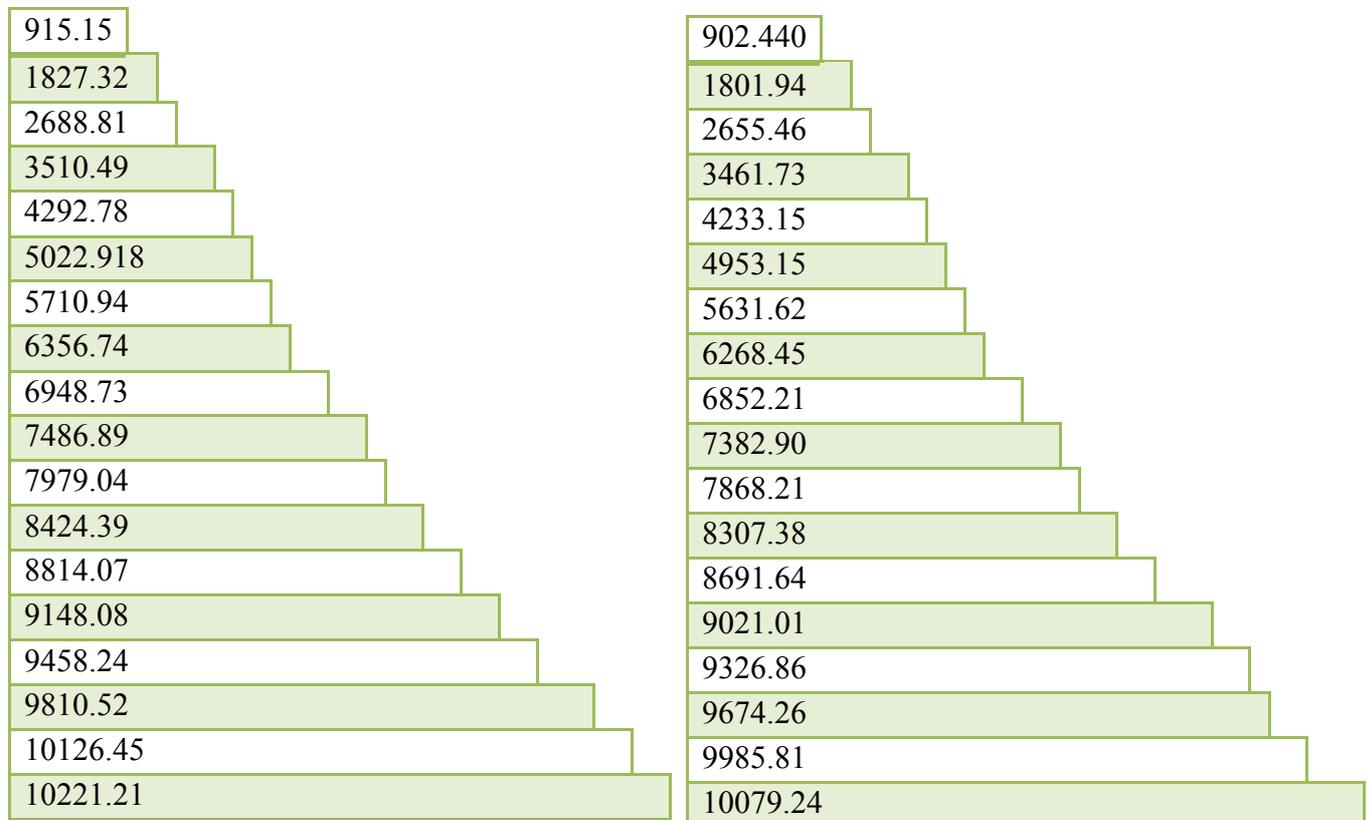


Figure.IV.8. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.

Niveau	$h_i$	$F_{ix}$	$V_x$	$F_{iy}$	$V_y$
16	58.14	915.1587	915.151870	902.44057	902.440570
15	55.08	912.16966	1827.32153	899.49978	1801.94035
14	52.02	861.48357	2688.81510	849.52757	2651.46792
13	48.96	821.67929	3510.49439	810.26631	3461.73423
12	45.9	782.28830	4292.78269	771.42245	4233.15668
11	42.84	730.13575	5022.91844	719.99429	4953.15097
10	39.78	688.02814	5710.94658	678.47155	5631.62252
9	36.72	645.80009	6356.74667	636.83004	6268.45256
8	33.66	591.98341	6948.73008	583.76087	6852.21343
7	30.60	538.16674	7486.89682	530.69170	7382.90513
6	27.54	492.14886	7979.04568	485.31299	7868.21812
5	24.48	445.34770	8424.39338	439.16190	8307.38002
4	21.42	389.67924	8814.07262	384.26666	8691.64668
3	18.36	334.01078	9148.08340	329.37142	9021.01810
2	15.3	310.15816	9458.24156	305.85002	9326.86812
1	11.22	352.280	9810.52156	347.39407	9674.26219
RDC	7.14	315.93756	10126.45912	311.54924	9985.81143
SOUS SOL	3.06	94.754503	10221.21362	93.43838	10079.2481

Tableau.V.17. : Distribution de l'effort tranchant selon a hauteur



Sens XX SensYY

Fig.V.9. : Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur

**Vérification de l'étude sismique selon l'RPA :**

**a) Vérification des résultats vis-à-vis de l'RPA99-2003 :**

Il faut vérifier que :  $V_d \geq 0.8V_b$

$V_d$  : la force sismique à la base donnée par ETABS ; suivant la combinaison :

	$V_{dyn}(KN)$	$80\%V_{st}$	$V_{dyn} > 80\%V_{st}$
Sens X	8041.767	8799.070	CNV
Sens Y	8477.014	8676.860	CNV

Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0.8V/Vt**. D'après les **RPA99/Version2003 (article 4.3.6.)**

**b) Vérification des déplacements latéraux inters étage :**

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99 version 2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$

$\bar{\Delta} = h/100 = 3,06/100 = 0,0306 \text{ m} = 3.06\text{cm}$  : le déplacement relatif admissible.

$$\Delta_x^k = R_x \delta_{ex}^k \quad \Delta_y^k = R_y \delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Où ;

$\Delta_{ex}^k$  : Correspond au déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (de la même manière on obtient  $\Delta_{ey}^k$ ).

$\delta_{ex}^k$  : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x , (de la même manière on obtient  $\delta_{ey}^k$ ).

R : est le coefficient de comportement.

- Le logiciel de calcul « ETABS » donne directement les valeurs suivantes :  $\Delta_{ex}^k$  ,  $\Delta_{ey}^k$ .
- Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes :

**G + Q + E.**

Niveau	$\delta_{ex}^k$	$\delta_{ey}^k$	$\delta_x$	$\delta_y$	$\Delta_x$	$\Delta_y$	1%etage	observation
16	0.0564	0.0545	0.1974	0.1907	0.011	0.012	0.0306	OK
15	0.0531	0.0510	0.1858	0.1785	0.012	0.012	0.0306	OK
14	0.0495	0.0476	0.1732	0.1666	0.012	0.012	0.0306	OK
13	0.0459	0.0440	0.1606	0.1540	0.013	0.012	0.0306	OK
12	0.0421	0.0404	0.1473	0.1414	0.013	0.012	0.0306	OK
11	0.0383	0.0368	0.1340	0.1288	0.013	0.012	0.0306	OK
10	0.0344	0.0332	0.1204	0.1162	0.013	0.012	0.0306	OK

9	0.0305	0.0296	0.1067	0.1036	0.014	0.012	0.0306	OK
8	0.0265	0.0260	0.0927	0.0910	0.013	0.012	0.0306	OK
7	0.0227	0.0224	0.0794	0.0784	0.013	0.012	0.0306	OK
6	0.0189	0.0190	0.0661	0.0665	0.012	0.011	0.0306	OK
5	0.0153	0.0157	0.0535	0.0549	0.011	0.010	0.0306	OK
4	0.0119	0.0126	0.0416	0.0441	0.010	0.009	0.0306	OK
3	0.0088	0.0098	0.0308	0.0343	0.008	0.009	0.0306	OK
2	0.0063	0.0072	0.0220	0.0252	0.009	0.010	0.0408	OK
1	0.0037	0.0043	0.0129	0.0150	0.006	0.007	0.0408	OK
RDC	0.0018	0.0021	0.0063	0.0073	0.004	0.005	0.0408	OK
S-SOL	0.0005	0.0005	0.0017	0.0017	0.0017	0.0017	0.0306	OK

Tab.V.18. : Vérification des déplacements inter-étages sens X-X et Y-Y

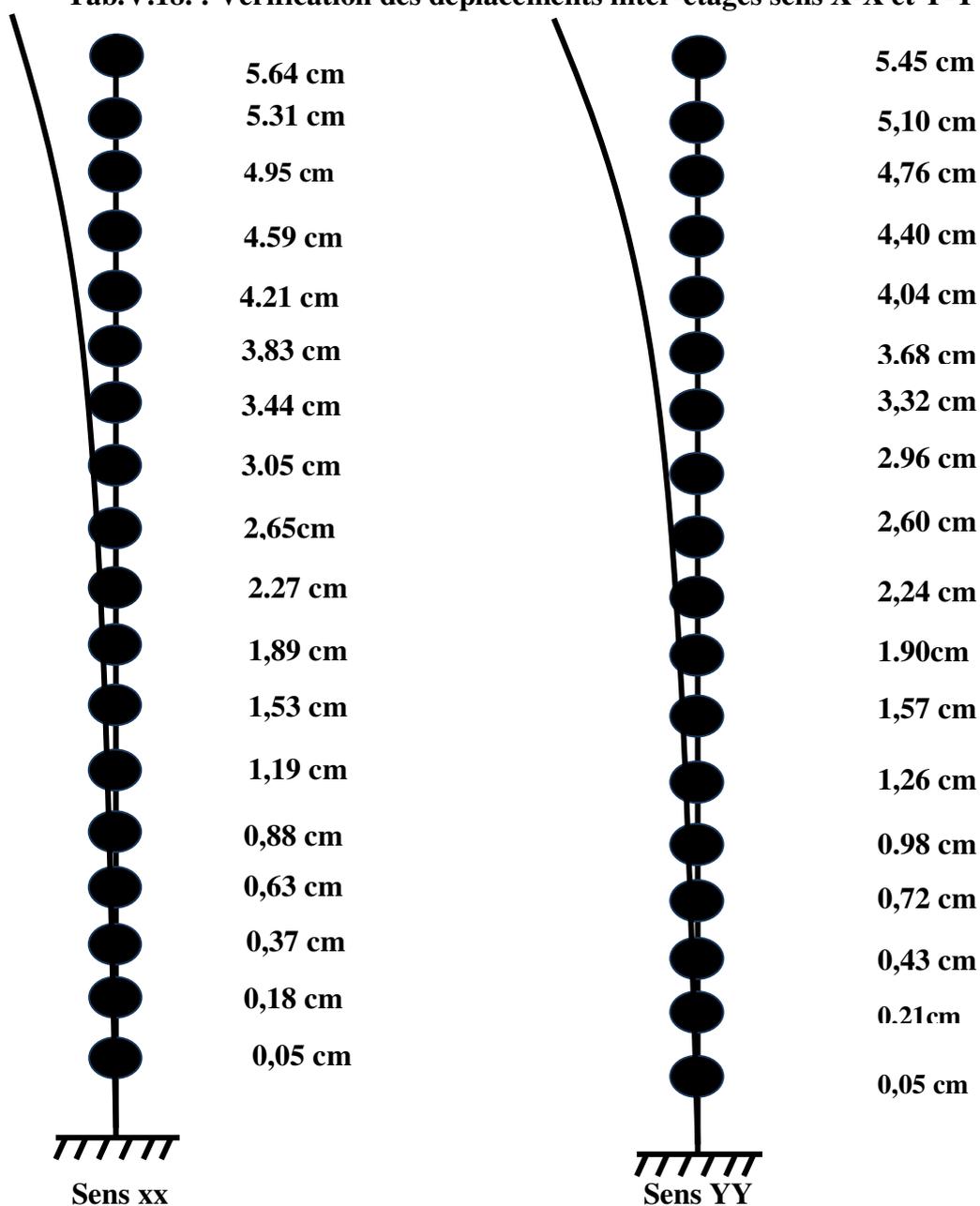


Figure.V.10. Déplacements horizontaux dans les deux sens

**Justification vis à vis de l'effet P-Δ :**

L'effet du 2ème ordre (ou effet **P-Δ**) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la

Condition suivante est satisfaite pour chaque niveau :  $\Theta = \frac{P_K \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$

$P_K$ : poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

$h_k$  : hauteur de l'étage k

Si :  $0.1 < \Theta_k < 0.2$  les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur  $1/(1 - \Theta_k)$ .

Si :  $\Theta_k > 0.2$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

**Sens longitudinale**

Etage	$w_i$ (KN)	$p_i$ (KN)	$\Delta_i$ (m)	$V_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$\Theta$
16	4713.77170	4713.77170	0.011	915.15187	3.06	0.018
15	4959.43372	9673.20542	0.012	1827.32153	3.06	0.020
14	4959.43372	14632.63914	0.012	2688.8151	3.06	0.021
13	5025.87097	19658.51011	0.013	3510.49439	3.06	0.023
12	5103.92816	24762.43827	0.013	4292.78269	3.06	0.024
11	5103.92816	29866.36643	0.013	5022.91844	3.06	0.025
10	5179.54756	35045.91399	0.013	5710.94618	3.06	0.026
9	5266.78789	40312.70188	0.014	6356.74667	3.06	0.026
8	5266.78789	45579.48977	0.013	6948.73008	3.06	0.027
7	5266.78789	50846.27766	0.013	7486.89682	3.06	0.028
6	5351.59142	56197.86908	0.012	7979.04568	3.06	0.027
5	5448.01391	61645.8829	0.011	8424.39338	3.06	0.026
4	5448.01391	67093.8969	0.010	8814.07262	3.06	0.024
3	5448.01391	72541.91081	0.008	9148.0834	3.06	0.020
2	6070.74780	78612.65869	0.009	9458.24156	4.08	0.018
1	9402.74177	88015.40038	0.006	9810.52156	4.08	0.013
RDC	9644.56514	97659.96552	0.004	10126.45912	4.08	0.009
S-SOL	9273.18306	106933.1486	0.001	10221.2136	3.06	0.003

**Tab : V.19. Justification vis-à-vis de l'effort P-Δ sens longitudinale**

## Sens transversale :

Etage	w <sub>i</sub> (KN)	p <sub>i</sub> (KN)	Δ <sub>i</sub> (m)	V <sub>i</sub> (KN)	h <sub>i</sub> (m)	Θ
16	4713.77170	4713.77170	0.012	902.44057	3.06	0.020
15	4959.43372	9673.20542	0.012	1801.94035	3.06	0.021
14	4959.43372	14632.63914	0.012	2651.46792	3.06	0.021
13	5025.87097	19658.51011	0.012	3461.73423	3.06	0.022
12	5103.92816	24762.43827	0.012	4233.15668	3.06	0.022
11	5103.92816	29866.36643	0.012	4953.15097	3.06	0.023
10	5179.54756	35045.91399	0.012	5631.62252	3.06	0.024
9	5266.78789	40312.70188	0.012	6268.45256	3.06	0.025
8	5266.78789	45579.48977	0.012	6852.21343	3.06	0.026
7	5266.78789	50846.27766	0.012	7382.90513	3.06	0.027
6	5351.59142	56197.86908	0.011	7868.21812	3.06	0.025
5	5448.01391	61645.8829	0.010	8307.38002	3.06	0.024
4	5448.01391	67093.8969	0.009	8691.64668	3.06	0.022
3	5448.01391	72541.91081	0.009	9021.0181	3.06	0.023
2	6070.74780	78612.65869	0.010	9326.86812	4.08	0.022
1	9402.74177	88015.40038	0.007	9674.26219	4.08	0.015
RDC	9644.56514	97659.96552	0.005	9985.81143	4.08	0.011
S-SOL	9273.18306	106933.1486	0.001	10079.24981	3.06	0.003

Tab :V.20. justification vis-à-vis de l'effort P-Δ sens transversale

## d) Justification de la stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage Sollicité par des efforts d'origine sismique.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5.$$

$$\begin{cases} M_{\text{res}} = W \times \frac{L_y}{2} \\ M_{\text{ren}} = \sum F_i \cdot h_i \end{cases}$$

Avec :

M<sub>s</sub> : Moment stabilisant.

M<sub>r</sub> : Moment renversant du a l'effort sismique, calculées manuellement.

W : poids du bâtiment.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	W(KN)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Mr/ Ms	Observation
Suivant x	106933.1486	393336.2021	1481024.108	3.76 > 1,5	C.V
Suivant y		387872.9094	1400824.247	3.61 > 1,5	C.V

Tab .V.21.Justification de la stabilité au renversement.

Le bâtiment est stable suivant X et Y selon les exigences du RPA/2003, donc il y'a pas de risque de renversement.

**Conclusion :**

Après plusieurs variante de disposition des voiles dans la structure les résultats sont différents d'une variante à une autre le choix été pour la 3<sup>eme</sup> variante qui vérifiée tous les conditions et les exigences du règlement.

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre Bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux déférents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correct.

### VIII.1. Introduction :

Construire c'est mettre à la disposition des hommes une portion aménagée et conditionnée à leur convenance, mais c'est aussi utiliser avec intelligence les matériaux existants avec un degré de sécurité approprié.

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les séismes sont représenté depuis toujours un des plus graves désastres de l'humanité, leur apparition brutale et imprévue, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations et la seule prévention valable en zone à risque sismique reste la construction parasismique.

La disposition des voiles dans les structures mixtes est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel. Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure.

Cependant, dans le code parasismique algérien (**RPA2003**), **aucun article n'est relatif à ce paramètre**, ce qui pousse les concepteurs des structures mixtes à essayer d'une manière systématique de disposer les voiles sur la périphérie du bâtiment.

L'objectif assigné à cette étude est de proposer aux concepteurs de structures mixtes une édit, qui permet de rechercher la disposition optimale des voiles, en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de la disposition des voiles.

Pour atteindre l'objectif qui lui est assigné, ce travail devait être basé sur des analyses linéaires de la structure en portiques contre venté par voile avec les différents variantes de disposition des voile.

Faute de pouvoir effectuer ces analyses, nous avons essayé de mettre en valeur, l'influence de quelques paramètres pouvant faire défaut à une conception parasismique adéquate, mais en utilisant la méthode spectrale.

### VIII.2. Etude de la structure (R+16+S.SOL) :

#### VII.2.1. Description générale :

Le projet consiste à la réalisation d'une structure on Mixte portiques/voiles avec interaction (STRUCTURE MIXTE).

La bâtisse à CONSTANTINE, wilaya de CONSTANTINE, dans une région de moyenne sismicité qualifiée par le R.P.A 2003 en zone IIA.

La structure étudiée est un bâtiment en (SS+**R+16**) à usage commercial et d'habitation, la hauteur RDC et 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> étage est de 4.08m, les dimensions en plan sont de (**27.70m x 26.20m**).

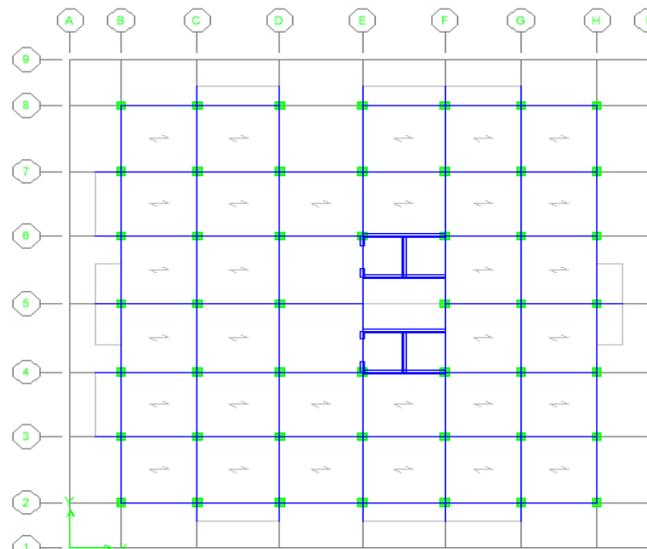
L'implantation de bâtiment sur un sol MEUBLE de classe (S3), situé dans une zone à moyenne sismicité (Zone II.a), le groupe d'usage selon le RPA 2003 est de classe B1, ce qui permet de fixer l'accélération de zone à 0.15g.

### VII.2.2. Choix des dispositions de voiles à étudier:

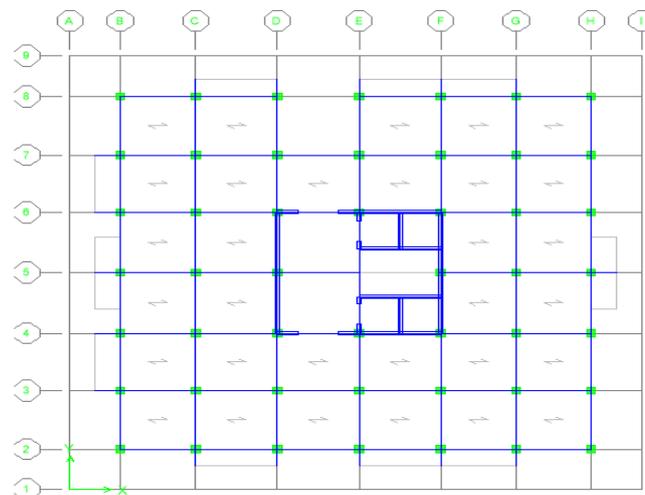
Afin de ne pas soumettre la structure à une torsion d'axe vertical, les différents codes parasismiques préconisent la répartition symétrique des éléments de contreventement par rapport au centre de gravité du niveau.

Par conséquent nous allons opter pour des dispositions de voiles symétriques de telle façon à avoir un comportement dynamique dominé par des oscillations de **translations pures** suivant les deux directions principales de la structure.

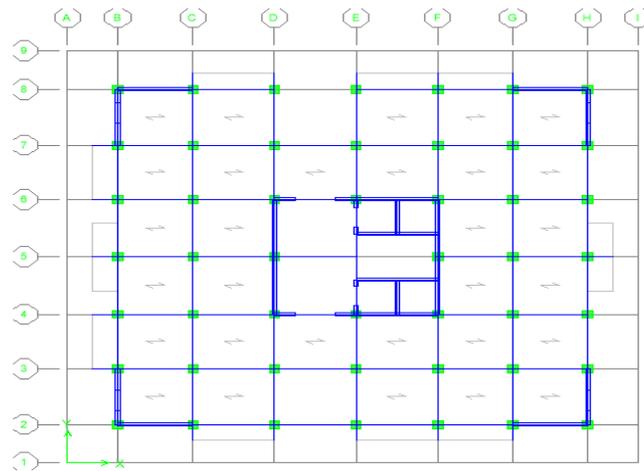
Pour mieux comprendre ce comportement en a fait trois voiles qui vaut être répartie différemment en plan.



Variation1



Variation2



Variation3

Fig VIII.1. Dispositions de voiles étudiés.

VIII.3. Etude des variantes:

VIII.3.1 Le période maximale :

La période propre de vibration des structures est la durée en seconde d'un cycle d'oscillations libres et la fréquence exprime le nombre de cycles d'oscillation par seconde.

Dans le tableau ci-dessous sont données les périodes fondamentales obtenues pour les trois variante.

Variantes	Période(s)
1	1.81
2	1.26
3	1.19

TabVIII.1. La période des variantes

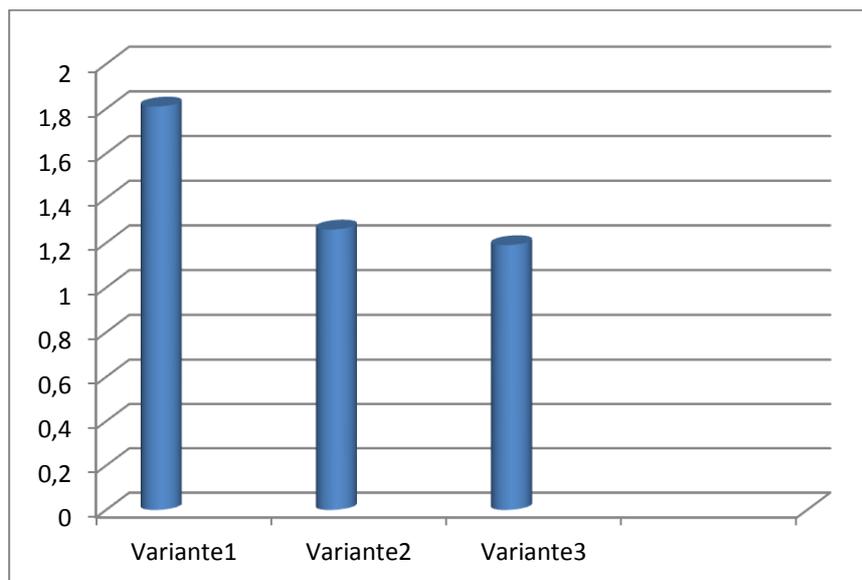
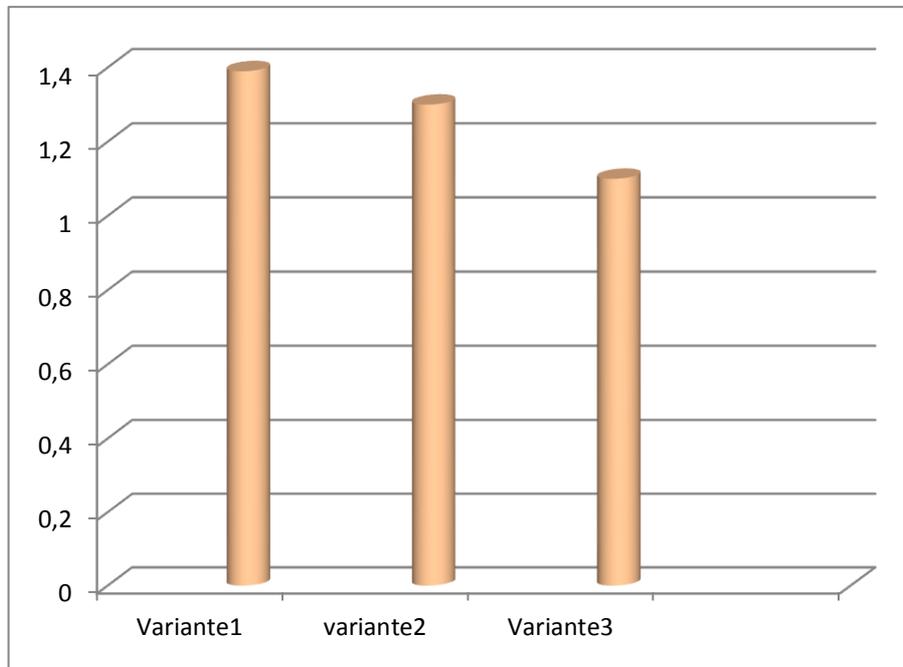


Figure VIII.2. La période de variantes étudiées.

✓ **Analyse des résultats :**

D'après ces résultats, période est plus importante pour la structure en variante01, ce qui donne une période plus de 1.8sec Mes le variante 2 et 4 est donc une petite et confirme la rigidité des voiles.

**VIII.3.2 :L'excentricité :**



**Figure VIII.3.L'excentricité maximale des variantes étudiées.**

✓ **Analyse des résultats :**

On remarque que la variante **1** admet une excentricité Maximale (**1.34 m**).

On a constaté que l'excentricité des variantes (**2 ;3**) sont inférieure par rapport au variante1.

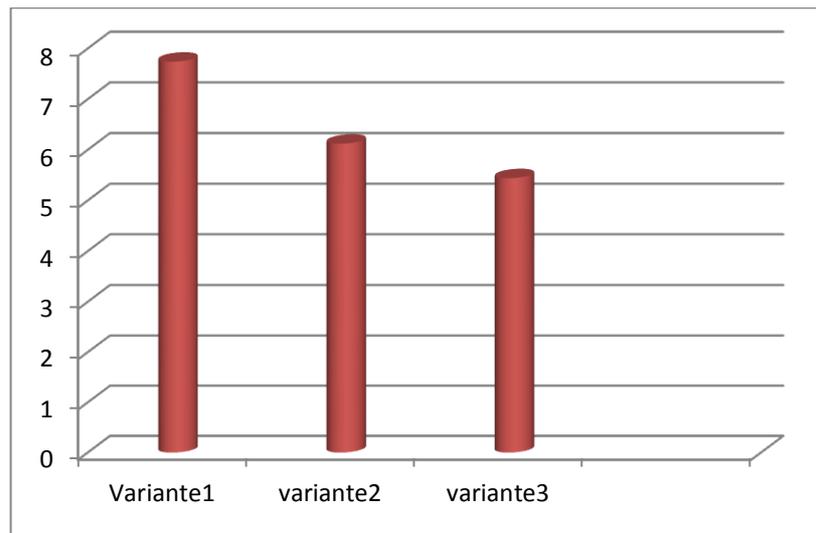
Cependant, bien que ces deux variantes présentent (2 et 3) les meilleurs résultats.

**VIII.3.2. déplacement maximal :**

On obtient les déplacements maximaux de chacune des cinq variantes étudiées, les déplacements relatifs maximaux sont mis sous forme d'histogrammes

Variante	Déplacement (cm)
<b>1</b>	7.74
<b>2</b>	6.121
<b>3</b>	5.44

**TabVIII.2. Les déplacements maximale des variante**



**Figure VIII.4. Déplacements maximal des variantes étudiées**

✓ **Analyse des résultats :**

La comparaison de ces résultats nous montre que les déplacements importants sont enregistrés pour la structure en variante 1, mais ils restent inférieurs au déplacement admissible donné par le RPA99.

Par contre les variantes 1 et 2 est représenté un déplacement minimal..

✓ **Analyse des résultats :**

D'après ces valeurs l'effort tranchant à la base est plus important pour la structure de la variante 3. Par contre dans les variantes1 et 2

**VIII.4.Conclusion :**

L'interprétation des résultats de l'étude comparative menée sur les trois variantes, nous a montré que les déplacements maximale ainsi que la période sont plus importants pour la structure, à partir de là nous pouvons dire que dans les zones sismiques, pour les constructions de grande hauteur, il est préférable d'utiliser les voiles avec bon conception (bon disposition).

En ce qui concerne l'étude comparative, nous ne pouvons tirer une conclusion définitive, il faut avoir une bonne distribution des viols.

-D'après cette étude on a constaté que l'excentricité se trouve dans la partie la plus rigide.

-pour résoudre ce problème il faut équilibrer la rigidité dans le plan, c.-à-d. Avoir une symétrie de la disposition par rapport au centre de masse.

- pour notre travaille on a centrale que plus les refends sont éloignés du centre de gravité plus que les déplacements diminué.

### VI.1. Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS 9.7**.

la section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

1. Compression simple.
2. Traction simple.
3. Flexion simple.
4. Flexion composée.

✚ les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

✚ Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

### VI.2. Ferrailage des portiques :

#### VI.2.1. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003 , et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

#### ➤ Les combinaisons de calculs :

- 1-  $1.35 G + 1.5 Q$  ..... selon BAEL91.
- 2-  $G + Q \pm E$  ..... selon RPA2003.
- 3-  $0.8 G \pm E$  ..... selon RPA2003

- La combinaison ( 1 ) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison ( 2 ) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison ( 3 ) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où  $M > 0$  de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

### VI.2.1.1. Ferrailage par BAEL91 :

BAEL ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venu afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant(les efforts normaux sont négligeables).
- Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par :  $\tau_u^{\max} = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d}$

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

$\bar{\tau} = \min (0.13f_{c28}, 4\text{MPa})$  fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau} = \min (0.1f_{c28}, 3\text{MPa})$  fissuration préjudiciable ou très préjudiciable (2.2 MPA).

#### ✚ 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)

$$\frac{A_t f_t}{b_0 S_t} \geq 0.74 \text{MPa}$$

Soit pratiquement :  $S_t \leq \frac{A_t f_t}{0.4 \cdot b_0}$

- Le diamètre  $\phi_t$  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:

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

- Dans le cas courant de la flexion simple sans prise de bétonnage et avec des armatures droites :  $K=1$ ,  $\alpha=\pi/2$  alors :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}}{0,8f_e}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- **Vérification de la flèche (BAEL 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 :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{f_e(MPA)}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

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.

#### VI.2.1.2. Recommandation du RPA99/version 2003 :

Les règles R.P.A « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

#### -Armatures longitudinales :

\*Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre est de 0.5%

..... [  $A_{\min} = 0.5\% (b \times h)$  ].

\* Le pourcentage maximum est de :

- 4% en zone courante,

- 6% en zone de recouvrement.

- \* La longueur minimal de recouvrement et de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres /nœuds.
- \* La longueur minimal de recouvrement est de  $40\phi$  (zone IIa)
- \* Les cadres du nœud sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.
- \* L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au Vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

#### **-Armatures transversales :** (RPA/version 2003, art 7.5.2.2)

- La quantité de ces armatures doit vérifier :  $A_t=0.03 S.b$ .
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaire  $\min(h/4, 1.2\phi)$
  - En dehors de la zone nodale  $S \leq h/2$ .
- La valeur du diamètre  $\phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

#### **VI.2.1. 3 Calcul de ferrailage :**

##### **VI.2.1.3.1 Ferrailage des poutres principales:**

- ❖ Ferrailage en travée : ELU ( **$1.35G + 1.5 Q$** )
- ❖ Ferrailage sur appui (nappe supérieure):  **$G+Q \pm E$**
- ❖ Ferrailage sur appui (nappe inférieure) :  **$0,8G \pm E$**

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui).

D'après les résultats du « **ETABS** »

$$\text{➤ } M^{\max} \text{ en Travée} = 23.362 \text{ KN.m}$$

- $M^{\max}$  sur Appuis: nappe sup = 37.585 KN.m  
Nappe inf. = 51.520 KN.m

Position	Mu ((KN.m)	b(cm)	H	d(cm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	As(cm <sup>2</sup> )	Amin	A adoptée(cm <sup>2</sup> )
Travée	23.362	30	35	31	0.057	0.073	30.09	2.23	1.33	3T16 = 6.03
Apuis Sup	37.585	30	35	31	0.070	0.090	29.884	3.144	1.33	3T16 = 6.03
apuisInf	51.520	30	35	31	0.096	0.126	29.437	4.375	1.33	3T16= 6.03

Tab. VI.1. Calcul du ferrailage des poutres principales

❖ **Choix des barres :**

- En travée: **3T16** ⇒  $A_{s \text{ adoptée}} = 6.03 \text{ cm}^2$ .
- Sur appui : nappe sup **3T16** ⇒  $A_{s \text{ adoptée}} = 6.79 \text{ cm}^2$ .
- Nappe inf : nappe inf **3T16** ⇒  $A_{s \text{ adoptée}} = 6.79 \text{ cm}^2$ .

❖ **Vérification du ferrailage des poutres principales :**

- **Section minimale (RPA):** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 5.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{C,V})$$

- **Section maximale (RPA) :** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

- 4 % b × d en zone courante ( $A_{s \text{ max}} = 42 \text{ cm}^2$ ) ..... (C,V)

- 6 % b × d en zone de recouvrement ( $A_{s \text{ max}} = 63 \text{ cm}^2$ )..... (C,V)

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.023bd f_{c28}}{f_e} = 1,33 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{\min}$  ..... (C,V)

❖ **Vérification à L'ELU :**

**a. vérification de la contrainte de cisaillement :**

Fissuration non préjudiciable :  $\overline{\tau}_u = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

Soit la poutre la plus sollicité ;  $T_{\max} = 53.29 \text{ KN}$

Avec :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 31 \text{ cm}$

$\tau_u = T_{\max} / b.d = 0.57 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

**b. Calcul de la section des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi\right)$$

- **choix du diamètre :** On a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 16\right) = 10\text{mm}$$

On prend : un cadre T8

**Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min(0.9x_d; 40\text{cm}) = 27.9\text{ cm}$$

$$A_t f_e / b \times S_t \geq \max\left[\frac{\tau_u}{2}, 0.4\text{MPa}\right] \Rightarrow A_t \geq 0.285 \times 30 \times 27.9 / 400 = 0.59\text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{T}8 = 1.51\text{ cm}^2 > 0.59\text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

- Espacement d'après le BAEL :

$$S_{t1} \leq \min(0.9.d, 40\text{cm}) = 27.9\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t f_e / 0.44.b = (1.51 \times 400) / (0.44 \times 30) = 45.75\text{cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}) = 27.9\text{ cm}$$

- Espacement exigé par le RPA :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min(h/4, 12\phi) = \min(35/4, 12 \times 2) = 8.75\text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5\text{ cm}$$

Donc on adopte :

$$S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{En zone nodale.}$$

$$S_t = 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{En zone courante.}$$

- La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$A_{t\min} = 0.003.S_t.b = 1.35\text{ cm}^2$$

$$A_{t\min} = 1.35\text{ cm}^2 \leq 1.51\text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

**❖ vérification à l'état limite de service (E.L.S) :****➤ La contrainte de compression du béton :**

$$\text{Nappe inférieure : } A_t = 3\text{T } 16 = 6.03\text{ cm}^2$$

**➤ Calcul de  $\sigma_b$  :**

$$b.y^2 + 15.A_s.y - 30.d.A_s = 0 \Rightarrow 30.y^2 + 90.45y - 5607.9 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver :  $y = 12.24\text{cm}$

$$I = b.y^3 / 12 + 15.A_s.(d - y)^2 = 36417.173\text{ cm}^4$$

Soit la poutre la plus sollicitée ;  $M_{\text{ser}} = 16.8\text{KN.m}$

$$\sigma_b = M_{\text{ser}} . Y / I = 16.8 \times 10^6 \times 12.24 \times 10 / 36417.173 \times 10^4 = 4.82 \leq \sigma_{\text{badm}} = 15\text{ MPa} \dots\dots\text{CV}$$

• La vérification de la flèche :

$M_{t_{ser}} = 16.66 \text{ KN.m}$

$M_0 = (G + Q) L^2 / 8$

avec : 
$$\left\{ \begin{array}{l} G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times (G_{\text{plancher}}) = 19.265 \text{ KN/ml} \\ Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b_{\text{poutre}}\right) \times Q = 14.5 \text{ KN/ml} \\ L = 3.9 \text{ m} . \end{array} \right.$$

$M_0 = \frac{(19.265 + 14.5) \times 3.9^2}{8} = 64.195 \text{ KN.m}$

En travée :  $A_s = 3T16 = 6.03 \text{ cm}^2$

$h / L \geq 1 / 16 \Rightarrow 0,089 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{ CV.}$

$h / L \geq M_{t_{ser}} / 10M_0 \Rightarrow 0,089 > 0,0259 \dots\dots\dots \text{ CV}$

$A_s / b \times d \leq 4,2 / f_e \Rightarrow 0,0064 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{ CV.}$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

NB : Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

$L_{\text{max}} / 5$  : Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : 0.78m.

$L_{\text{max}} / 4$  : Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : 0.975m

**VI.2.1.3.2 Ferrailage des poutres secondaires :**

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui).

D'après les résultats du **SAP2000**:

- **M<sup>max</sup> en Travé**
- **e = 7.177 KN.m**
- **M<sup>max</sup> en Appuis:** Nappe sup = 36.043KN.m  
Nappe inf = 48.840KN.m

Position	Mu (KN.m)	b(cm)	H	d(cm)	μ	α	Z (cm)	As(cm <sup>2</sup> )	Amin	Aadoptée(cm <sup>2</sup> )
Travée	20.567	30	35	31	0.050	0.283	27.49	2.14	1.33	3T16 = 6.03
Apuis Sup	36.043	30	35	31	0.067	0.329	26.92	3.34	1.33	3T16 = 6.03
apuisInf	48.840	30	35	31	0.091	0.386	26.21	4.65	1.33	3T16 = 6.03

**Tab. VI.2. Calcul du ferrailage des poutres secondaires**

❖ **Choix des barres :**

- En travée: **3T16 ⇒ A<sub>s adoptée</sub> = 6.03cm<sup>2</sup>**
- Sur appui : nappe sup **3T16 ⇒ A<sub>s adoptée</sub> = 6.03cm<sup>2</sup>**  
nappe inf **3T16 ⇒ A<sub>s adoptée</sub> = 6.03 cm<sup>2</sup>**

## ❖ Vérification du ferrailage des poutres secondaires :

## ➤ Section minimale (RPA): (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 5.25\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

## ➤ Section maximale (RPA) : (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

$$- 4 \% b \times d \text{ en zone courante } (A_{s \max} = 42\text{cm}^2) \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$- 6 \% b \times d \text{ en zone de recouvrement } (A_{s \max} = 63\text{cm}^2) \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

## ➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23bd f_{c28}}{f_e} = 1,33\text{cm}^2, \quad A_s > A_{\min} \dots\dots\dots \text{CV}$$

## ❖ Vérification à L'ELU :

## a. vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Fissuration non préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$\text{Soit la poutre la plus sollicitée ; } T_{\max} = 37.80 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } b = 30\text{cm} \quad ; \quad d = 31\text{cm}$$

$$\tau_u = T_{\max} / b.d = 0.40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

## b. Calcul de la section des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi \right)$$

## • choix du diamètre : On a :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 16 \right) = 10\text{mm}$$

On prend : un cadre T8

## Espaceur entre les cadres :

$$S_t \leq \min(0.9xd; 40\text{cm}) = 27.9\text{cm}$$

$$A_t f_e / b \times S_t \geq \max \left[ \frac{\tau_u}{2}, 0,4\text{MPa} \right] \Rightarrow A_t \geq 0,40 \times 30 \times 27.9 / 400 = 0.837\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{T}8 = 1.51 \text{ cm}^2 > 0.837\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

## • Espaceur d'après le BAEL :

$$S_{t1} \leq \min (0, 9.d, 40\text{cm}) = 37.8\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t f_e / 0,4.b = (1.51 \times 400) / (0,4 \times 30) = 50.33\text{cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}, S_{t2}) = 37,8 \text{ cm}$$

## • Espaceur exigé par le RPA :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min (h/4, 12\phi) = \min (35/4, 12 \times 2) = 8.75 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq h / 2 = 35 / 2 = 17.5 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$S_t = 10\text{cm}$  ... .. En zone nodale.

$S_t = 15\text{cm}$  ... .. En zone courante.

- La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$A_{t\min} = 0,003.S_t.b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t\min} = 1,35\text{cm}^2 \leq 1.51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

- ❖ **vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

- **La contrainte de compression du béton :**

Nappe inférieure :  $A_t = 3T 16 = 6.03 \text{ cm}^2$

- **Calcul de  $\sigma_b$  :**

$$b.y^2 + 15.A_s.y - 30.d.A_s = 0 \Rightarrow 30.y^2 + 90.45y - 5607.9 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver :  $y = 12.24\text{cm}$

$$I = b.y^3 / 12 + 15. A_s. (d - y)^2 = 36417.173 \text{ cm}^4$$

Soit la poutre la plus sollicitée ;  $M_{\text{ser}} = 14.37\text{KN.m}$

$$\sigma_b = M_{\text{ser}} . Y / I = 14.37 \times 10^6 \times 12.24 \times 10 / 36417.173 \times 10^4 = 4.82 \leq \sigma_{\text{badm}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\text{CV}$$

- **La vérification de la flèche :**

$$M_{t\text{ser}} = 15.21\text{KN.m}$$

$$M_0 = (G + Q) L^2 / 8$$

$$\text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times (G_{\text{plancher}}) = 17.985\text{KN/ml} \\ Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b_{\text{poutre}}\right) \times Q = 13.5\text{KN/ml} \\ L = 3.6\text{m} . \end{array} \right.$$

$$M_0 = \frac{(17.985 + 13.5) \times 3.6^2}{8} = 51.007\text{KN.m}.$$

**En travée :**  $A_s = 3T16 = 6.03\text{cm}^2$

$$h / L \geq 1 / 16 \Rightarrow 0,089 > 0,0625 \dots\dots\dots\text{CV}.$$

$$h / L \geq M_{t\text{ser}} / 10M_0 \Rightarrow 0,089 > 0,0298 \dots\dots\dots\text{CV} .$$

$$A_s / b \times d \leq 4,2 / f_e \Rightarrow 0,0064 < 0,0105 \dots\dots\dots\text{CV}.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

NB : Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

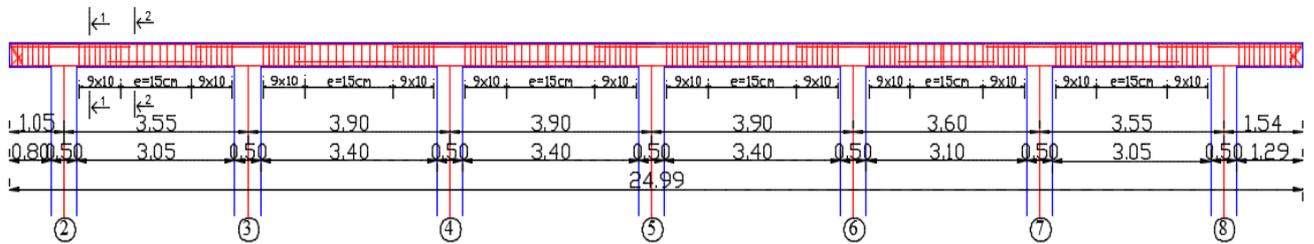
$L_{\text{max}}/5$  : Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : 0.72m.

$L_{\text{max}}/4$  : Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : 0.9 m

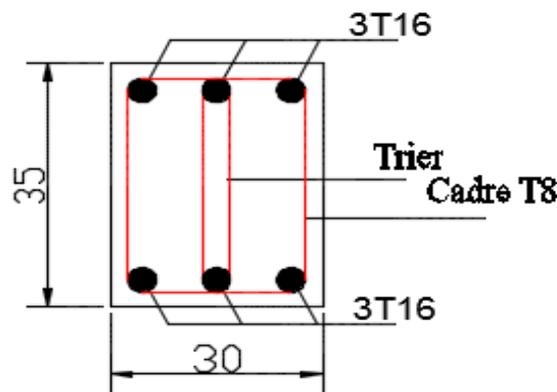
VI.2.1.2.3. Schéma des ferrillages des poutres.

A. Poutres Principales :

Poutre (30\*35)

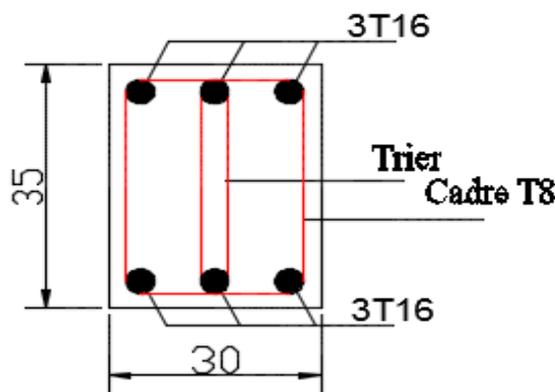


**COUPE 2-2**



En travée

**COUPE 2-2**

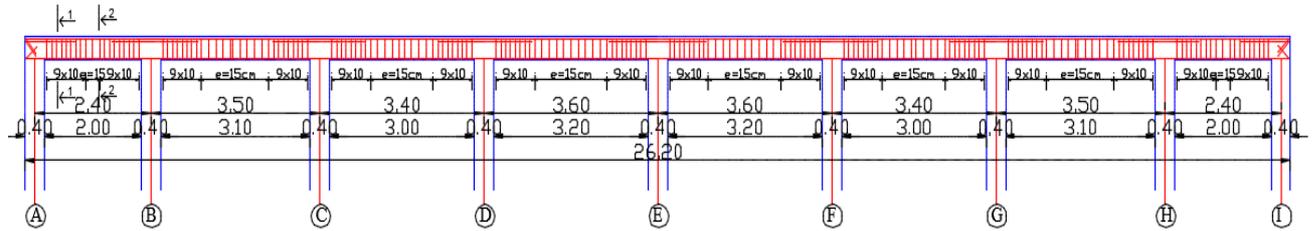


Sur appui

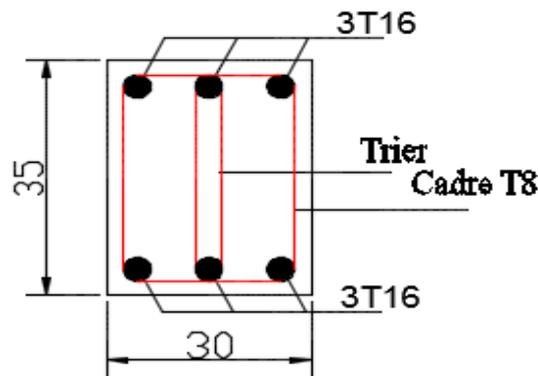
Fig.VI.1 Ferrailage des poutres principales.

**B. Poutres secondaires :**

**Poutre (30\*35)**

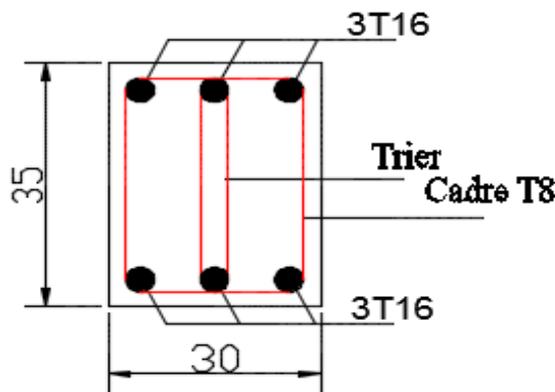


**COUPE 2-2**



En travée

**COUPE 2-2**



Sur appui

Fig.VI.2 Ferrailage des poutres secondaires.

**VI.2.2. Ferrailage des poteaux :**

**VI.2.2.1. Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de

flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

### VI.2.2.2.Recommandation du RPA 99/version 2003 :

#### ➤ Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimum est de 0.8%(zone IIa).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

#### ➤ Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$v_u$  : Effort tranchant de calcul

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture ).

$\rho_a = 2.5$  Si l'élançement géométrique  $\geq 5$ .

$\rho_a = 3.75$  Si l'élançement géométrique  $< 5$ .

$f_e = 400$  Mpa.

t : Espacement des armatures transversales :

- Dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi, 15\text{cm}) \quad \text{en zone IIa}$$

- Dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi \quad \text{en zone IIa}$$

Où  $\phi$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures minimale ( $A_t/b_1 t$  %) est donnée par :

$$0.3\% \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

Par interpolation si  $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

$\lambda_g = l_f/a$  ou  $l_f/b$  avec  $a$  et  $b$ , les dimensions de la section du poteau

### VI.2.2.3. Ferrailage des poteaux :

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

Les poteaux seront ferrillés à partir des résultats obtenues de l'analyse dynamique qui a été effectuée par le logiciel « ETABS » :

#### ▪ Combinaison de calcul :

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison (**G+Q±E**) suivants :

- Effort Normal.
- Effort Tranchant.
- Moment Fléchissant

#### ▪ Ferrailage des Poteau :

Le résumés des sollicitations données par le logiciel ETABS.

#### ➤ Poteaux 60x60 :

-Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$\gamma_b = 1,15$  ;  $\gamma_s = 1$  ;  $f_{c28} = 25$  Mpa ;  $f_e = 400$  Mpa.

$b_0 = 60$ cm ;  $h = 60$ cm ;  $c = 3$ cm(enrobage).

$$-1^{\text{er}} \text{ cas : } \begin{cases} M^{\max} = 54.55 \text{ KNm} \\ N^{\text{corr}} = 1818.562 \text{ KN} \end{cases} \quad (\text{G+Q+E}_x)$$

$$-2^{\text{ème}} \text{ cas : } \begin{cases} N^{\max} = 2675.745 \text{ KN} \\ M^{\text{corr}} = 78.139 \text{ KNm} \end{cases} \quad (\text{ELU})$$

$$-3^{\text{ème}} \text{ cas : } \begin{cases} N^{\min} = 1301.582 \text{ KN} \\ M^{\text{corr}} = 39.047 \text{ KNm} \end{cases} \quad (\text{Combinaison : } 0,8\text{G+E}_x)$$

-Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide du logiciel « SOCOTEC », on prenant le cas le plus défavorable.

Poteau	M(KN.m)	N(KN)	AS <sub>cal</sub>	AS <sub>min(BA)</sub>	AS <sub>min(RPA)</sub>	AS <sub>adopt</sub>
Pot(60.60)	54.55	1818.562	0	7.2	28.8	8HA20+4HA16=33.16
Pot(55.55)	47.48	1155.098	0	6.05	24.20	8HA16+4HA20=28.64
Pot(50.50)	48.93	872.753	0	5.00	20	4HA16+8HA14=20.36
Pot(45.45)	43.43	614.234	0	4.05	16.2	12HA14=18.48
Pot(40.40)	36.73	217.751	0	3.20	12.8	12HA12=13.56

Tab VI.3. Calcul du ferrailage des poteaux.

**Remarque :**

On remarque que le béton seul peut reprendre les efforts de la flexion composée, il faut prévoir donc des sections minimales requises par les règlements en vigueur .

**VI.2.2.4.Vérification de ferrailage :**

• **Vérification de ferrailage des poteaux :**

▪ **Section d'armature selon l'RPA-2003 :**

**Section minimale :**

$$A_{s \min} = 0,8\% \times b \times h = 28.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{adopt}} = 33.16 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 28.8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

**Section maximale :**

En zone courante : .....  $A_{s \max} = 4\%b \times h = 144 \text{ cm}^2$ .

En zone de recouvrement : .....  $A_{s \max} = 6\%b \times h = 216 \text{ cm}^2$ .

$$A_{s \text{adopt}} = 33.16 \text{ cm}^2 < A_{s \max} = 144 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}.$$

▪ **Section d'armature selon BAEL91:**

Section minimale : .....  $A_{s \min} = 0,2\%b \times h = 7.2 \text{ cm}^2$ .

Section maximale : .....  $A_{s \max} = 5\%b \times h = 180 \text{ cm}^2$ .

• **Vérification à l'E.L.U :**

➤ **vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :**

▪ **D'après le BAEL :**

▪ **Exemple de calcul : Poteau (60 .60) cm<sup>2</sup>**

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) = 3,33 \text{ MPA}$$

Soit le poteau le plus sollicitée:  $T_{\max} = 46.83 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{bd} = 0,13 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}.$$

Les résultatssont resumés dans le tableau suivant:

b×h	T <sub>max</sub>	τ <sub>u</sub>	τ <sub>u</sub> ≤ τ <sub>u lim</sub>
60.60	46.83	0.13	CV
55.55	32.09	0.10	CV
50.50	22.79	0.09	CV
45.45	14.74	0.07	CV
40.40	14.80	0.09	CV

**Tab VI .4. Vérification selon BAEL.**

▪ D’après l’RPA :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si : } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,05 \dots\dots\dots \text{si : } \lambda_g < 5$$

$\lambda_g$  : l’élancement géométrique

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

$$a = 60 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 L_0 = 0,7 \times 4,08 = 2,85 \text{ m}$$

Donc :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = 4,75 < 5 \Rightarrow \rho_d = 0,05$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,13 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :  $\lambda_g = L_f/b$

b×h	L <sub>f</sub>	$\lambda_g = L_f/b$	$\rho_d$
60	2.85	4.75	0,05
55	2.142	3.89	0.05
50	2.142	4.28	0.05
45	2.142	4.76	0.05
40	2.142	5.35	0.075

**Tab VI.5. Vérification selon RPA.**

$$\tau_{ulim} = \rho_d \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,87 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,09 \text{ MPa} \leq \tau_{ulim} = 1,87 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

• Calcul des armatures transversals :

-choix du diamètre :

$$\phi_t = (1/3) \times \phi_l$$

$$\phi_t = (1/3) \times 20 = 6,66 \text{ mm}$$

On adopte un cadre : **T8**

-espacement entre les cadres :

$$S_t \leq \min(15 \cdot \phi_{i\min}; 40 \text{ cm}; a + 10)$$

$$S_t \leq \min(24 \text{ cm}, 40 \text{ cm}, 70 \text{ cm})$$

$$\text{Donc : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Espacement des cadres d'après le RPA :
- Vérification de la contrainte à l'E.L.S :

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

➤ Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\phi_t; 15\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 15\text{cm} \quad ; \text{ en zone IIa}$$

Donc :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

$b \cdot h$	$M_{ser}$	$N_{ser}$	$A_s (\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{bc} (\text{MPa})$	$\sigma_{st} (\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{st} (\text{MPa})$
60	52.42	1747.417	33.16	4.17	15	62.7	201,63
55	30.77	1119.192	28.64	3.16	15	47.5	201,63
50	20.49	891.611	20.16	3.15	15	47.3	201,63
45	15.62	446.556	18.48	2.18	15	32.1	201,63
40	15.77	226.81	13.56	2.04	15	28.6	201,64

Tab VI.6. Vérification des contraintes à l'ELS.

➤ Dans la zone courante :

$$S_t \leq 15\phi \quad ; \text{ en zone II}$$

$$S_t \leq 24 \text{ cm}; \text{ donc : } S_t = 15 \text{ cm}.$$

- Calcul de la section d'armature transversale :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 \cdot f_e}$

$T_u$  : l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$S_t$  : l'espacement des armatures transversales.

Selon le RPA99/version 2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :  $A_t/S_t = (\rho_a \cdot T_u) / (h_1 \cdot f_e)$ .

$$\rho_a = 2,50 ; \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 ; \text{ si } \lambda_g < 5 \quad \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

$$\lambda_g = 4.75 < 5 \Rightarrow \rho_a = 2.50$$

$$\text{Donc : } A_t = 2.50 \times 46.83 \times 10^3 \times 100 / (600 \times 400) = 0.48 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4 T 8 = 2,01\text{cm}^2$ .

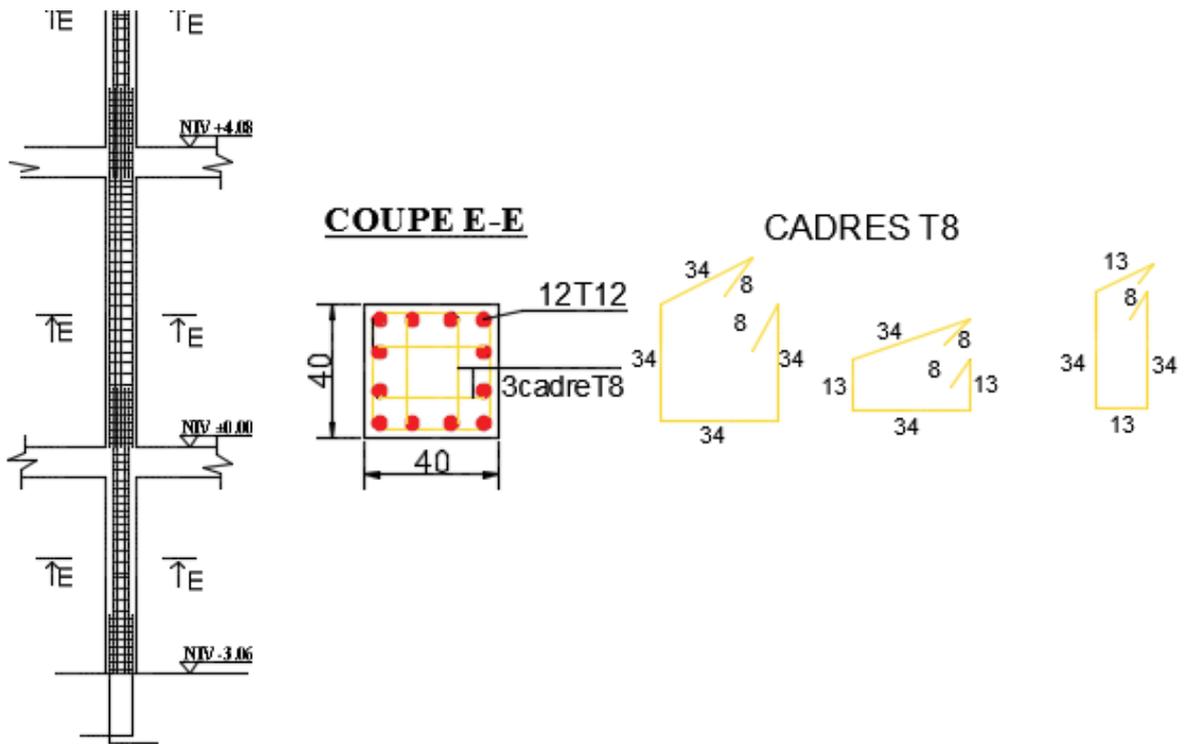
- Détermination de la de la zone de recouvrement :

soit le tableau suivant la zone II

$\varnothing$ (mm)	16	20
$40 \varnothing$ (m)	0.64	0.80

Tab. VI.7.Longueur de recouvrement.

VI.2.2.5.Schéma des ferrillages :



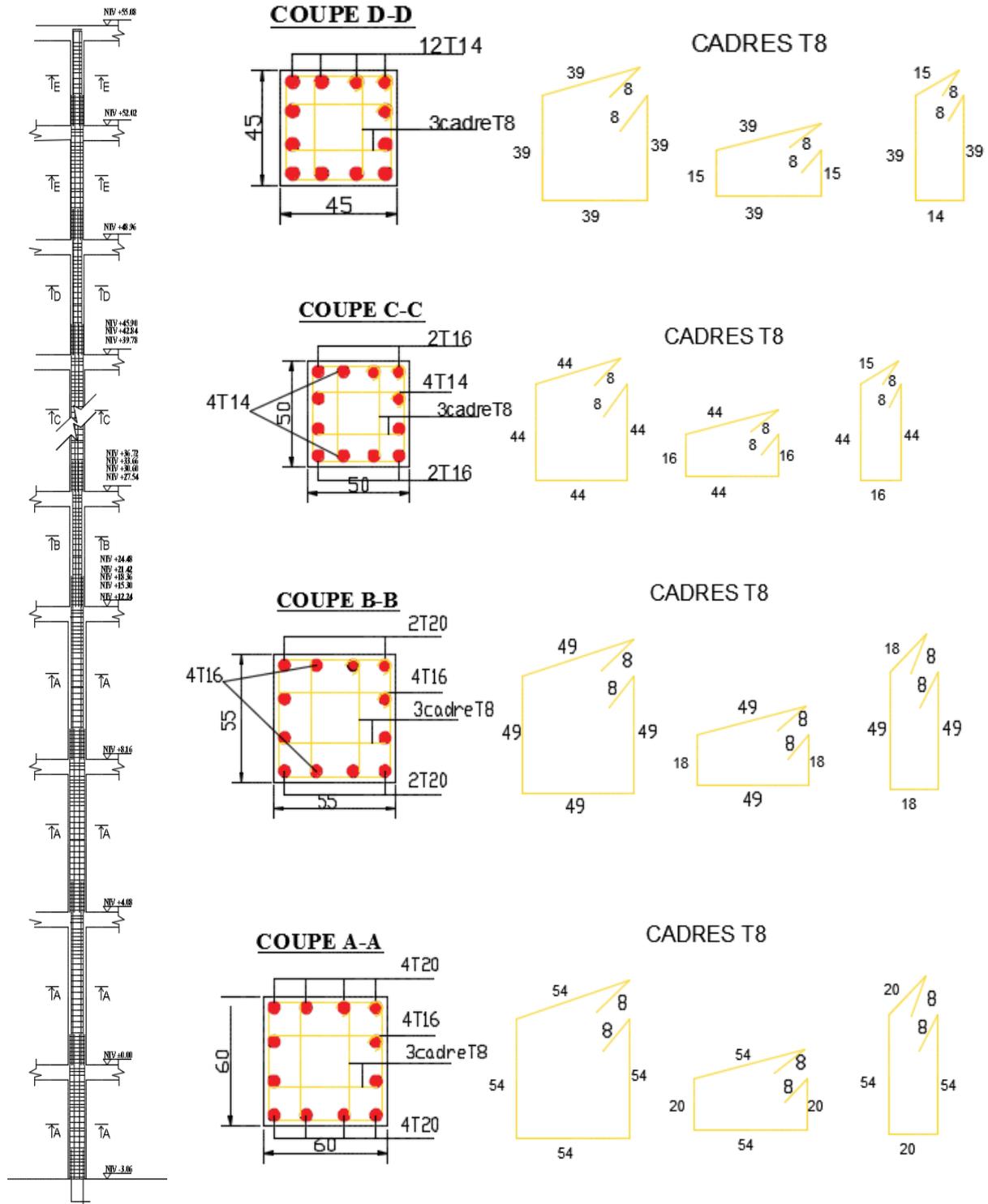


Fig.VI.3. Ferrailage des poteaux.

### VI.3. Les Voiles :

#### VI.3.1. Introduction:

Le ferrailage des voiles s'effectue selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieures à celles du vent et sous 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 dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

- **Voiles pleins :**

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

### **VI.3.2. 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) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

### **VI.3.3. Aciers horizontaux :**

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de  $10\Phi$ .

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.

**VI.3.4. Règles communes :**

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

- $S \leq 1,5e$  avec  $e$  : Epaisseur du voile.

- $S \leq 30$  cm.

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

Le diamètre  $\Phi_t$  des épingles est :

- $\Phi_t = 6$  mm lorsque  $\Phi_v \leq 20$  mm.

- $\Phi_t = 8$  mm lorsque  $\Phi_v > 20$  mm.

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (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 :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.

- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

**VI.3.4.1. Calcul du ferrailage vertical :**

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur  $d$  tel que :

$$d \leq \min ( h_e/2 ; 2 \cdot l'/3 ).$$

Avec :  $l'$  : étant la largeur de la zone comprimée.

$h_e$ : étant la hauteur entre nœuds de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

**VI.3.4.2. Etude des sections :**

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possible :

Section entièrement comprimée. SEC.

Section entièrement tendue. SET.

Section partiellement comprimée SPC.

- **Section partiellement comprimée SPC :**

$$\sigma_{A,B} = N/A \pm M \cdot Y/I.$$

$A$  : Surface.

$I$  : moment d'inertie.

$M$  : moment de flexion.

- Si :  $M > 0$ .....  $\sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0$ .

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer '  $L_t$ ' en utilisant les triangles semblables :

$$t_g \alpha = \sigma_B / L_t = \sigma_A / (L - L_t) \dots \dots \dots L_t = \frac{L * \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} .$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par :  $T = 0.50 * \sigma_B * L_t * b$ .

La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{cal} = T * \gamma_s / f_e$ .

- Si  $M < 0$ .....  $\sigma_A < 0$  et  $\sigma_B > 0$  :

$$t_g \alpha = \sigma_A / L_t = \sigma_B / (L - L_t) \dots \dots \dots L_t = \frac{L * \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B} .$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par :  $T = 0.50 * \sigma_A * L_t * b$ .

La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{cal} = T * \gamma_s / f_e$ .

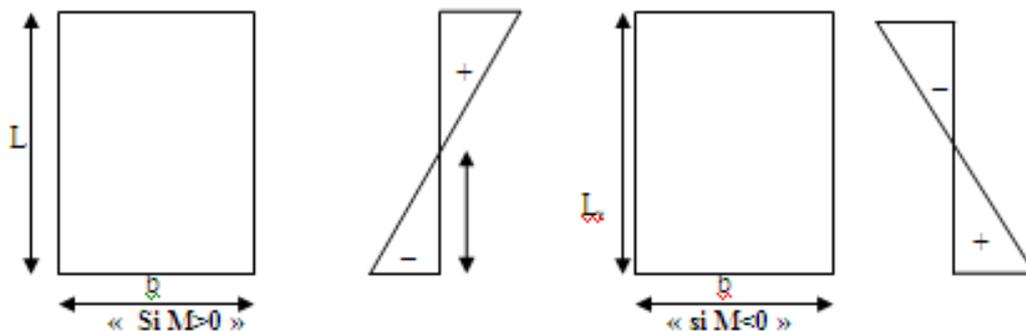


Fig VI.4 : Section partiellement comprimée.

▪ **Section entièrement comprimée SEC :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire et exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).

▪ **Section entièrement tendue SET :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) :

- la longueur tendue est égal à «  $L$  ».....  $L = L_T$ .
- l'effort de traction est donnée par :  $T = (3 * \sigma_A + \sigma_B) * L * b / 2$ .
- La section d'armatures nécessaire est donnée par :  $A_{CAL} = T * \gamma$

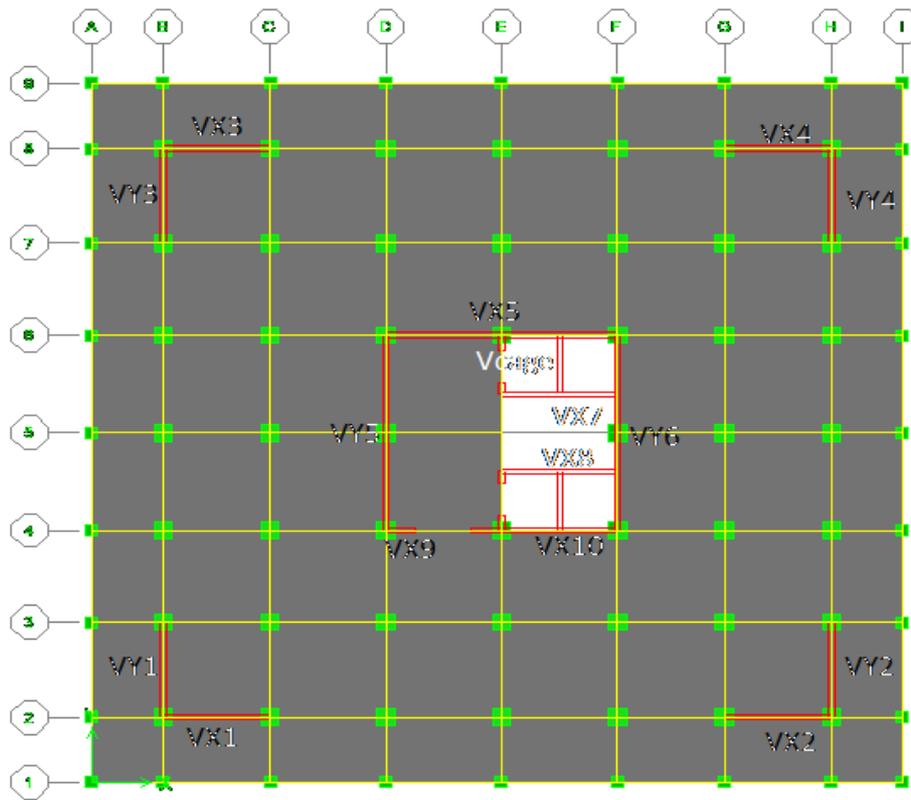
**VI.3.4.3. Ferrailage des voiles :**

**VI.3.4.3.1. Calcul de ferrailage vertical :**

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

$A_{min} = 0.15\% b * L$ ..... globalement dans la section du voile.

$A_{min}=0.10\% b*L$ ..... dans la zone courante.



FigVI.5 :Vue en plan des voiles existants.

• Exemple de calcul (Voile V1) :

Les données utilisées sont les suivantes :

$b = 0.20 \text{ m}$ .  $L = 4.2 \text{ m}$

• Moment d’inertie:

$I = 1.32\text{m}^4$ ,

$S = 0.86 \text{ m}^2$  .

$B = 0,20\text{m}$  .

$M = 2622.086\text{KN.m}$ .

$N = 2789.34\text{KN}$ .

Les valeurs à calculer sont :

$$\begin{cases} \sigma_c = 7779.972\text{KN/m}^2 \\ \sigma_t = -1138.687\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

→ On a deux contraintes de signe opposée, alors SPC.

$$L_t = \frac{L \cdot \sigma_t}{\sigma_c + \sigma_t} = 0.53\text{m}$$

$$T = 0.50 \cdot \sigma_t \cdot L_t \cdot b = 61.060\text{KN} .$$

$$A_s \text{ cal} = T \cdot \gamma S / f_e$$

$$A_s \text{ cal} = 1.52 \text{ cm}^2$$

• **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

D'après le RPA 99/version2003 (Art 7.7.4.1):  $A_{rpa} = 0,20 \% b L_t$ .

b: Epaisseur du voile.

$L_t$  : Longueur de la section tendue.

$$A_{\min RPA} = 2.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.0015 * b * L = 12.6 \text{ cm}^2 .$$

**En zone courant :**

$St \leq \min (1, 5 \text{ e. } 30) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Soit: } St = 20 \text{ cm.}$

**En zone d'about:**

$$S_{ta} = St/2 = 10 \text{ cm.}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

▪ **Suivant XX :**

VOILE	V1,V2,V3,V4	V7,V8	V5,V6	V9	V10
N S	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
L(m)	4.2	4.02	8.4	1.3	5.2
b(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
I(m <sup>4</sup> )	1.32	1.08	9.87	0.036	2.34
S(m <sup>2</sup> )	0.86	0.804	1.68	0.26	1.04
Y(m)	2.15	12.01	4.2	0.65	2.6
M(KN.m)	2622.086	2798.906	31871.054	450.12	5261.138
N(KN)	2789.34	1327,23	9051.85	1075.21	1984.48
$\sigma_b$ (KN/m <sup>2</sup> )	-1138.687	-3545,076	-8162.612	-1914.812	-3928.907
$\sigma_a$ (KN/m <sup>2</sup> )	7779.972	6846,643	18938.624	8634.875	7745.215
Lt(m)	0.536	1.37	2.52	0.29	1.75
T(KN)	61.060	486,171	2065.135	55.607	687.579
AS <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	1.52	12,15	51.62	1.39	17.18
AS <sub>rpa</sub> (cm <sup>2</sup> )	2.14	5,44	10.11	1.16	7
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	12.6	12.06	25.2	4.8	15.6
As=Max(Ascal, Asrpa, Asmin)	12.6	12.15	51.2	4.8	17.18
St <sub>courant</sub> (cm)	20	20	20	15	20
S <sub>tabout</sub> (cm)	10	10	10	7.5	10
Choix des barres	2*11T12 +2*6T12	2*15T12 +2*8T12	2*28T12 +2*14T12	2*4T12 +2*2T12	2*18T12 +2*8T12

**Tableau.V1.8. Résultats de ferrailage.**

▪ Suivant YY :

VOILE	V1,V2,V3,V4	V5,V6	Vcage	V7,V8	V9,V10
N S	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
L(m)	3.5	7.8	2.2	1.15	1.65
b(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
I(m <sup>4</sup> )	0.714	7.90	0.177	0.019	0.074
S(m <sup>2</sup> )	0.7	1.56	0.44	0.21	0.33
Y(m)	1.75	3.9	1.1	0.525	0.825
M(KN.m)	2863.557	12330.811	1101.528	277.487	693.669
N(KN)	3398.77	2023.12	1987.01	963.16	1749.34
σ <sub>b</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	-2157.406	-4783.409	-2311.743	-2964.190	-2342.705
σ <sub>a</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	11868.178	7377.153	11343.562	12137.142	12944.765
Lt(m)	0.53	3.06	0.37	0.20	0.25
T(KN)	116.147	1467.62	86.099	61.092	59.235
AS <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	2.90	36.69	2.15	1.52	1.48
AS <sub>rpa</sub> (cm <sup>2</sup> )	2.15	12.27	1.48	0.82	1.01
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	10.5	23.4	6.6	3.15	4.95
As=Max(Ascal, Asrpa, Asmin)	10.5	36.69	6.6	3.15	4.95
St <sub>courant</sub> (cm)	20	20	20	15	15
S <sub>tabout</sub> (cm)	10	10	10	7.5	7.5
Choix des barres	2*11T12 +2*4T14	2*26T12 +2*12T12	2*8T10 +2*4T10	2*3T12 +2*1T12	2*5T12 +2*2T12

Tab .VI.9. Résultats de ferrailage vertical

• Vérification de la résistance au cisaillement :

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

• Selon BAEL :

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = \frac{1.4 V}{b_0 \cdot 0.9 L} \leq 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Suivant sens xx :

Voiles	V (KN)	b (m)	L (m)	τ (MPa)		τ ≤ τ̄
V1,V2,V3,V4	671.05	0,2	4.2	1.24	5 τ̄ (MPa)	CV
V5,V6	2016.63	0,2	8.4	1.86	5	CV
V7,V8	572.03	0,2	4.02	1.10	5	CV
V9	161.13	0,2	1.6	0.78	5	CV
V10	1063.03	0.2	5.2	1.59	5	CV

Tab.VI.10. Vérification de la contrainte de cisaillement

Suivant sens yy :

Voiles	V (KN)	b (m)	L (m)	$\tau_u$ (MPa)	$5 \bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
V1,V2,V3,V4	716.44	0,2	3.5	1.59	5	CV
V5,V6	1709.93	0,2	7.8	1.70	5	CV
V7,V8	277.11	0,2	1.15	1.87	5	CV
V9,V10	362.54	0,2	1.65	1.70	5	CV
Vcage	435.78	0.2	2.2	1.54	5	CV

Tab.VI.11. Vérification de la contrainte de cisaillement

#### VI.3.4.3.2. Calcul de ferrailage horizontal :

Ces armatures sont parallèles au forces du refend et sont destinées à prendre l'effort tranchant, elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales et empêchant le flambement de celle-ci.

La section des armateurs est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9 \cdot \left( \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \cdot b$$

K=0 => Cas de reprise de bétonnage.

$$\alpha \leq 90^\circ$$

$$St \leq \min (1.5 \cdot b, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On adopter: St =20 cm.

#### ❖ Selon le RPA :

D'après le RPA, le pourcentage minimal exigé pour les parties courantes qui doivent être d'un treillis d'armatures en double nappes et donnés par :

$$\text{Pour: } \tau \leq 0.0025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \dots \dots \dots A_t = 0.0015 \cdot b \cdot L.$$

$$\text{Pour: } \tau > 0.0025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \dots \dots \dots A_t = 0.0025 \cdot b \cdot L.$$

#### • Exemple d'application :

Suivant sens xx :

Voile V1:

$$V = 671.05 \text{ KN}$$

$$\tau = 1.24 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa}.$$

$$A_{BAEL} = \frac{(\tau_u \cdot S_t) \cdot b}{0.9 \cdot (F_e / \gamma_s)} = \frac{1.24 \times 20 \times 20 \times 1}{0.9 \cdot 400}$$

$$At \geq 1.37 \text{ cm}^2.$$

**VI.3.3.3.3. Ferrailage minimal de RPA :**

$$\tau_u = 1.24 > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow A_t = 0,0025 b \cdot h$$

$$A_{RPA} = 0,25\% \times 20 \times 306 = 15.3 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$A_t = \max (15.3 \text{ cm}^2 ; 1.24 \text{ cm}^2) = 15.3 \text{ cm}^2$$

$$A_t (\text{ml/face}) = 15.3 / (2 \times 3.06) = 2,5 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}.$$

$$\text{Soit : } A_{\text{adopté}} (\text{ml/face}) = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	$\tau$ (MPa)	St (m)	b (m)	$A_{BAEL}$ (cm2)	$A_{RPA}$ (cm2)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> /ml/face)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm2)
V1,V2,V3,V4	1,24	0,2	0,2	1.37	15.3	2.5	5T8
V5,V6	1,86	0,2	0,2	2.06	15.3	2.5	5T8
V7,V8	1.10	0,2	0,2	1.22	15.3	2.5	5T8
V9	0.78	0,15	0,2	0.65	15.3	2.5	5T8
V10	1.59	0.2	0.2	1.76	15.3	2.5	5T8

**Tab. VI.12. ferrailage horizontal des voiles.**

Suivant sens yy :

**Voile V1:**

$$V = 716.44 \text{ KN}$$

$$\tau = 1.59 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa}.$$

$$A_{BAEL} = \frac{(\tau_u \cdot S_t) \cdot b}{0,9 \cdot (F_e / \gamma_s)} = \frac{1.59 \times 20 \times 20 \times 1}{0,9 \cdot 400}$$

$$A_t \geq 1.76 \text{ cm}^2.$$

**VI.3.4.3.3. Ferrailage minimal de RPA :**

$$\tau_u = 1.59 > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow A_t = 0,0025 b \cdot h$$

$$A_{RPA} = 0,25\% \times 20 \times 306 = 15.3 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$A_t = \max (15.3 \text{ cm}^2 ; 1.76 \text{ cm}^2) = 15.3 \text{ cm}^2$$

$$A_t (\text{ml/face}) = 15.3 / (2 \times 3.06) = 2,5 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}.$$

$$\text{Soit : } A_{\text{adopté}} (\text{ml/face}) = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	$\tau$ (MPa)	St (m)	b (m)	$A_{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (cm <sup>2</sup> /ml/face)	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
V1,V2,V3,V4	1,59	0,2	0,2	1.76	15.3	2.5	5T8
V5,V6	1,70	0,2	0,2	1.88	15.3	2.5	5T8
V7,V8	1.87	0.15	0,2	1.55	15.3	2.5	5T8
V9,V10	1.70	0,15	0,2	1.41	15.3	2.5	5T8
Vcage	1.54	0.2	0.2	1.71	15.3	2.5	5T8

Tab.VI.13. ferrailage horizontal des voiles.

Le ferrailage :

Suivant sens XX :

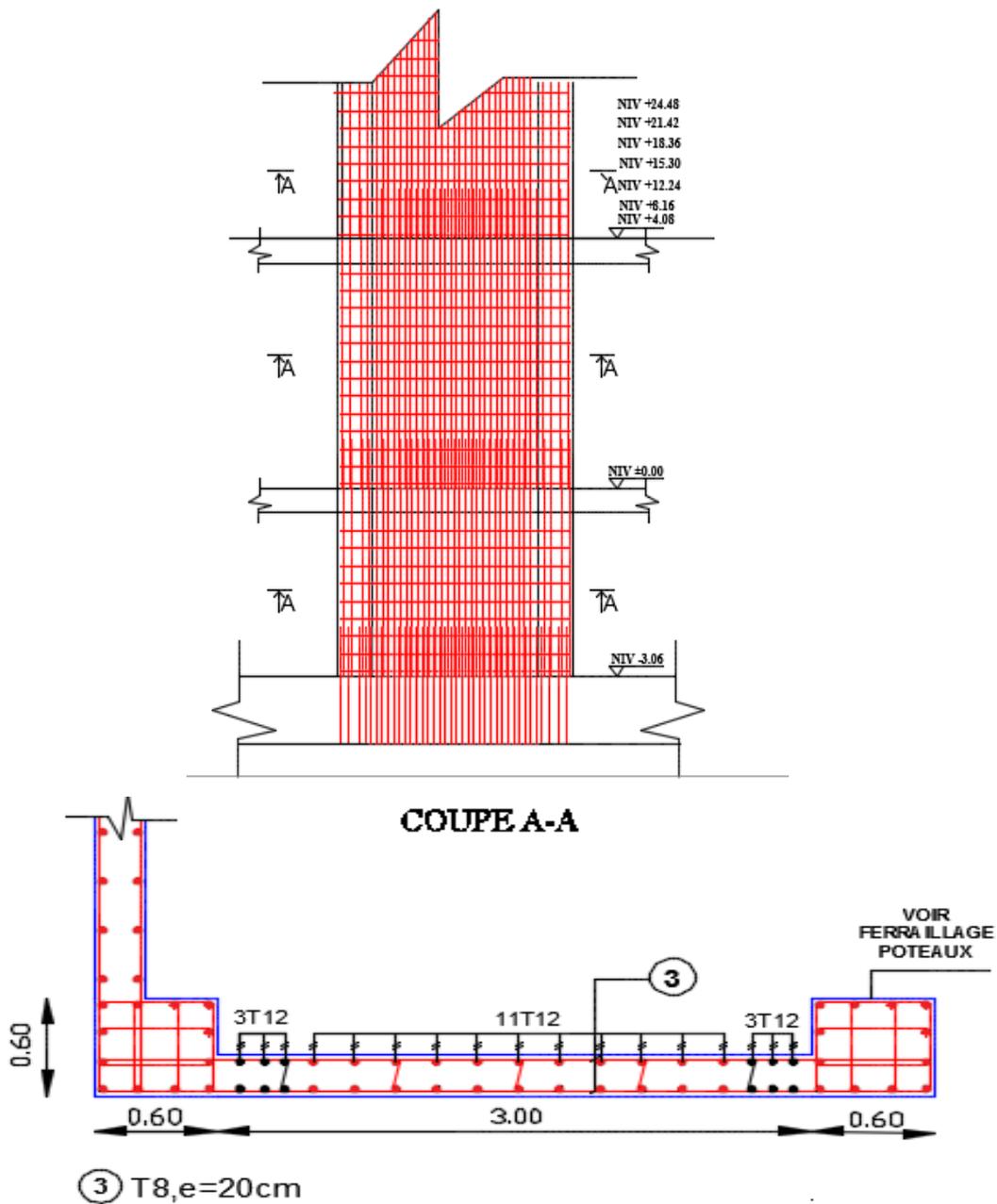


Fig.VI.6. Ferrailage du voile V1, V2, V3, V4.

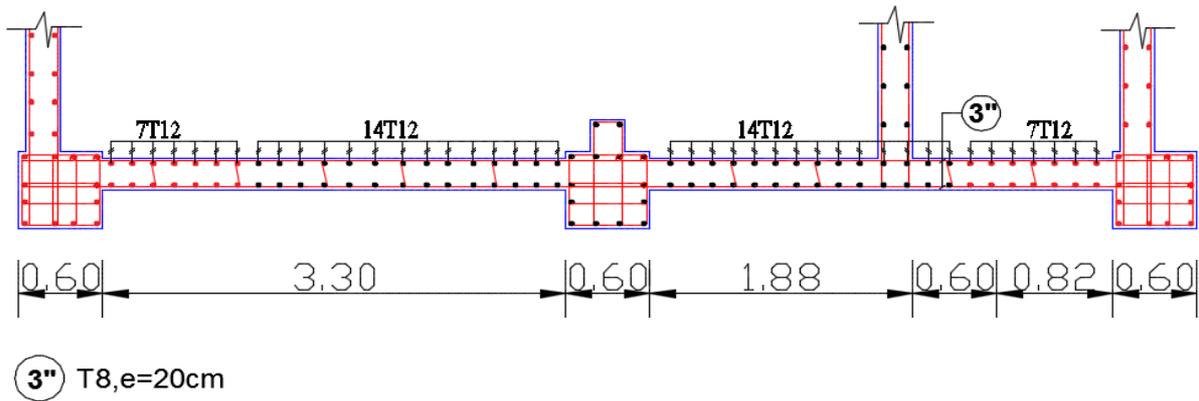


Fig.VI.7. Ferrailage du voile V5, V6.

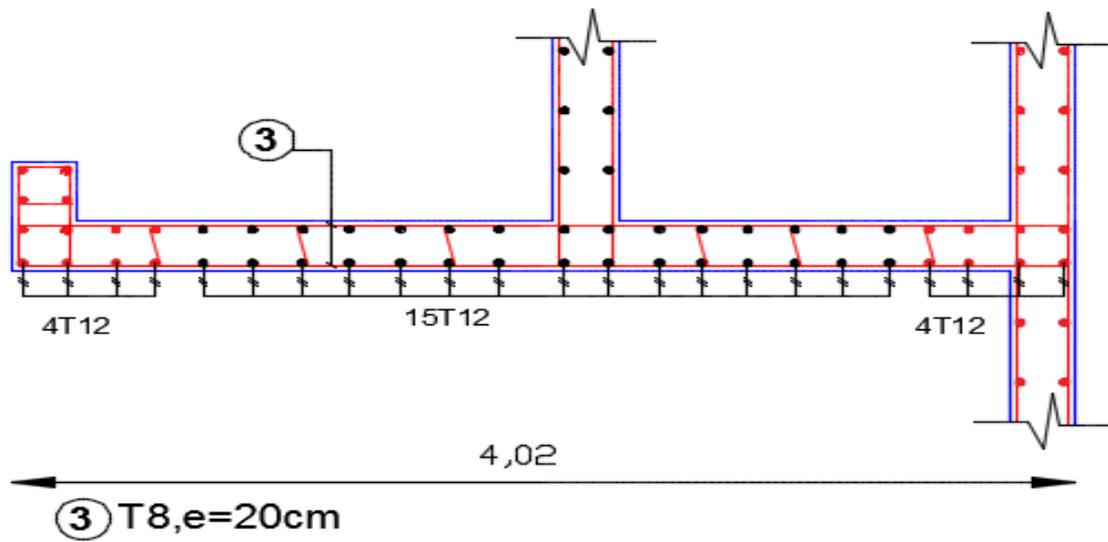


Fig.VI.8. Ferrailage du voile V7, V8.

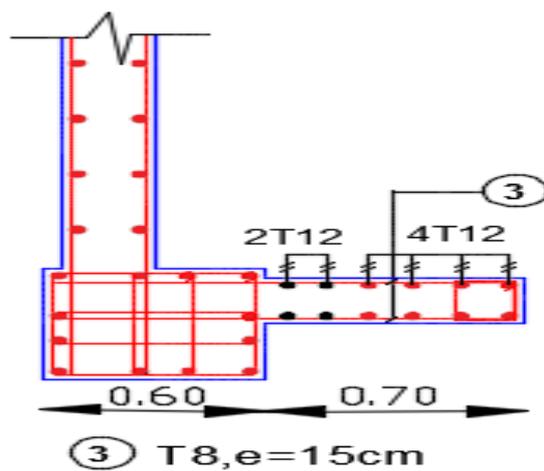


Fig.VI.9. Ferrailage du voile V9.

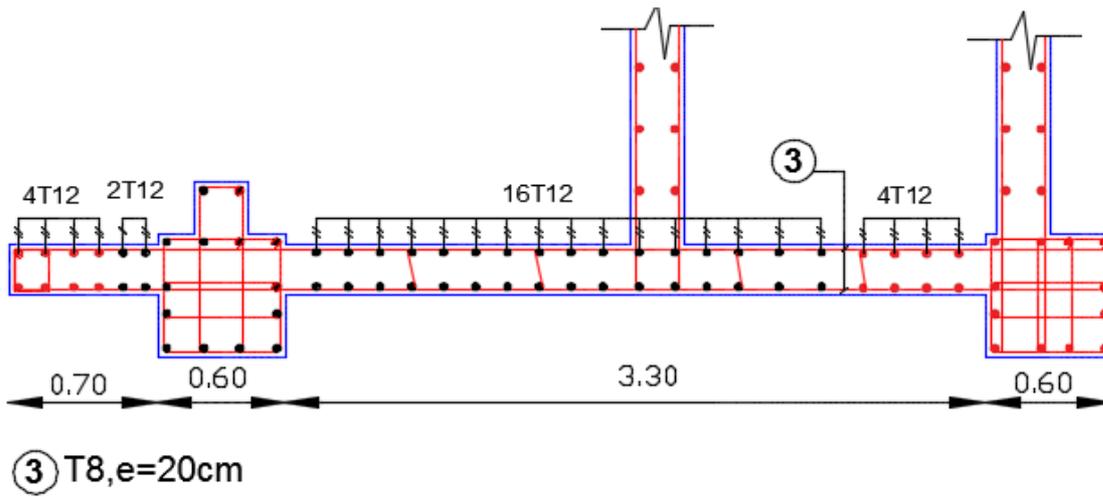


Fig.VI.10. Ferrailage du voile V10.

Suivant sens YY :

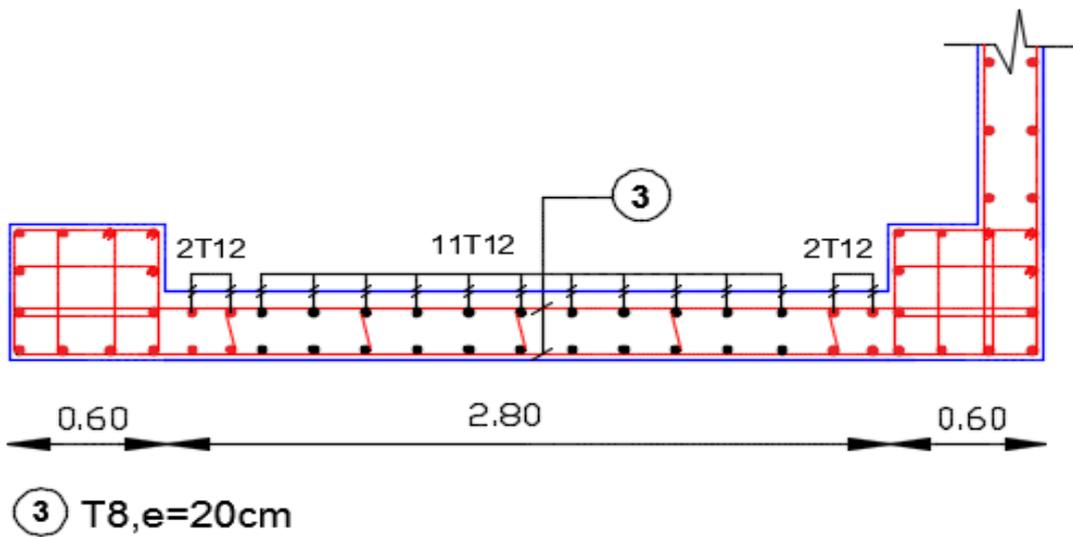


Fig.VI.11. Ferrailage du voile V1, V2, V3, V4.

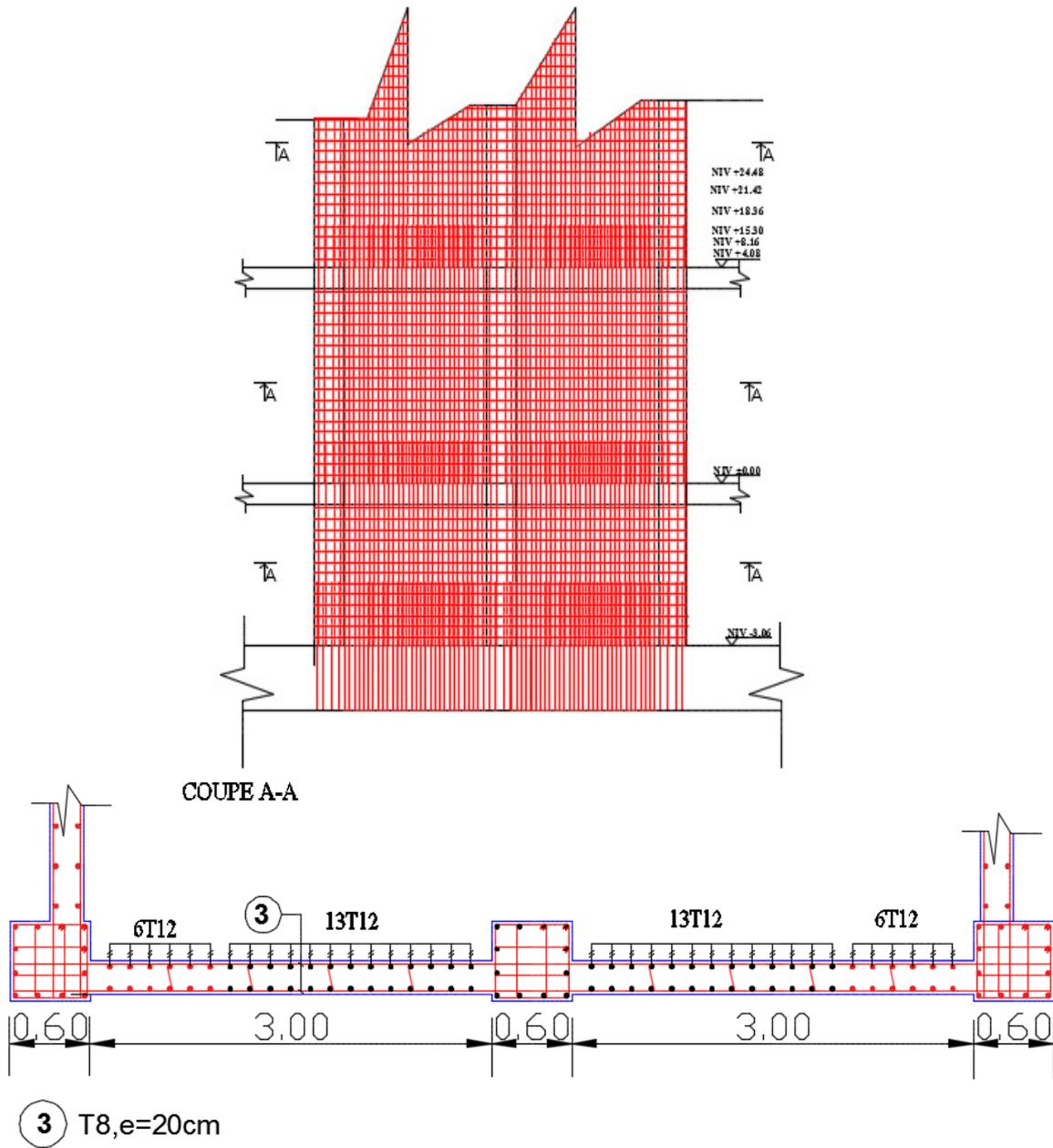


Fig.VI.12. Ferrailage du voile V5,V6.

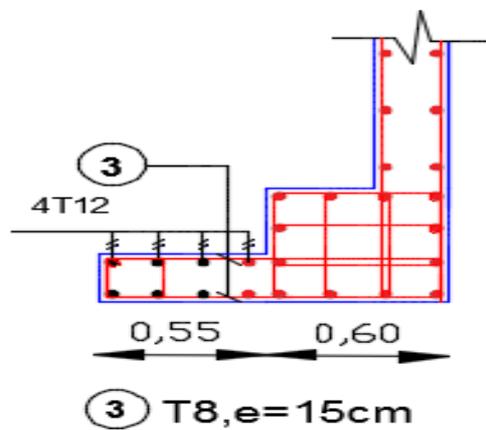


Fig.VI.13. Ferrailage du voile V7,V8.

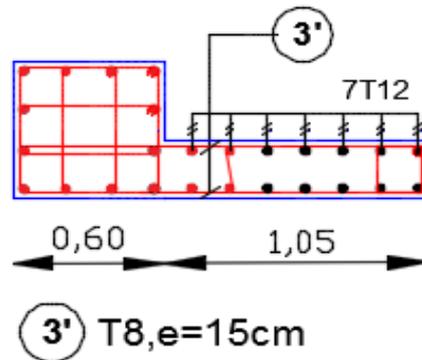


Fig.VI.14. Ferrailage du voile V9,V10.

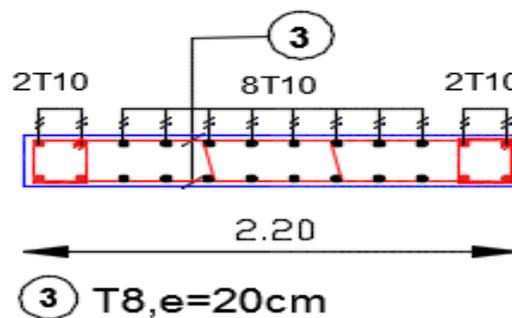


Fig.VI.15. Ferrailage du voile Vcage.

#### VI.4. Calcul d'un voile avec ouverture :

Dans le cas d'un voile avec ouverture, on constate une concentration de contraintes autour de cette ouverture de ce fait ,on procède au renforcement de cette partie en disposant d'un linteau .

##### VI.4.1. Introduction :

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement ( $\lambda_g$ ) , encastrées aux extrémités, reliant les deux trumeaux de voile et ayant des nœuds rigides.les déformations dans les linteaux créent des prolongements, de ce fait la porté du linteau présente des difficultés dans le calcul(la majoration de (T) de 40% peu être justifiée a la limite .

Le calcul de ferrailage du linteau ce fait comme il est indiqué en art 7.7.3 RPA 99.

Dans le calcul du ferrailage du linteau, l'effort tranchant ( $V_u$ ), doit être majoré de 40 %.

##### VI.4.2.Calcul des linteau :

###### VI.4.2.1. Linteau1 :

-Les caractéristiques géométriques de linteau :

He=4.08m , h '= 208 cm , b = 20 cm , L = 1.3 m

-Déterminations des sollicitations:

D'après le fichier des résultants du logiciel « ETAPS7.9 » On a :

Soit :  $V_U = 698.76 \text{ KN}$  .

$V = 1,4 V_U$ .

$V = 1,4 \times 698.76 = 978.264 \text{ KN}$  .

#### VI.4.2.1.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après RPA99, on a :

$\tau_b = V / b_0 d$  ;  $d = 0,9 h = 0,9 \times 2.08 = 1,872 \text{ m}$

$\tau_b = 978.264 \times 10^3 / (200 \times 1872) = 2,61 \text{ Mpa}$

$\tau_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$

$\tau_b = 2,61 \text{ Mpa} < \tau_b = 5 \text{ Mpa}$  ,

la condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

#### VI.4.2.1.2. calcul du ferrailage :

$\tau_b = 2,61 \text{ Mpa} > 0.06 \times 25 = 1,5 \text{ Mpa}$  ; donc on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux ( $A_L, A_L'$ ) de flexion;
- Des aciers transversaux ( $A_t$ );
- Des aciers en partie courante ( $A_c$ ) ;
- Des aciers diagonaux ( $A_d$ )

→ Calcul de ( $A_l$ ) :

$\tau_b = 2,61 \text{ Mpa} > 1,5 \text{ Mpa}$

Section minimale exigée par le RPA99 : ( $A_L, A_L'$ )  $\geq 0.0015.b.h$

( $A_l, A_l'$ )  $\geq 0.0015 \times 20 \times 208 = 6.24 \text{ cm}^2$  .

$A_l = A_l' = 4T16 = 8.04 \text{ cm}^2$

→ Calcul de ( $A_t$ ) :

Condition minimale du RPA 99(art4.3.2.2.B) :

$\tau_b \leq 0.025 f_{c28} \dots \dots \dots A_t \geq 0.0015.b.S$

$\tau_b > 0.025 f_{c28} \dots \dots \dots A_t > 0.0025.b.St$

St: espacement des armatures transversales.

$\tau_b = 2,61 > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$

$A_t \geq 0.0025 \times 20 \times 30 = 1.5 \text{ cm}^2$  .

$St = \frac{h}{4} = 52 \text{ cm} \dots \dots \dots$  on prend  $St = 30 \text{ cm}$ .

→ Calcul de ( $A_c$ ) :  $A_c \geq 0.002.b.h$

$A_c \geq 0.002 \times 20 \times 208 = 8.32 \text{ cm}^2$

On prend :

$$A_c = 2(4T12) = 2(4.52) = 9.04 \text{ cm}^2 .$$

→ Calcul de ( $A_d$ ) :

$$A_d = V / (2f_e \cdot \sin \alpha)$$

$$\tau_b = 2,61 > 1,5 \text{ MPa.}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h-2d'}{l} = 1.28 \dots \alpha = 52^\circ$$

$$A_d = (698.76 \times 10^3 / 2 \cdot 400 \cdot \sin 52) = 11.08 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = 2,61 > 0.06 f_{c28} = 1,5 \text{ Mpa}$$

Section minimale du RPA 99:

$$\rightarrow A_d > 0.0015 \cdot b \cdot h = 0.0015 \times 20 \times 208 = 6.24 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{donc : } A_d = \max (A_{d \text{ calculée}}, A_{d \text{ RPA}})$$

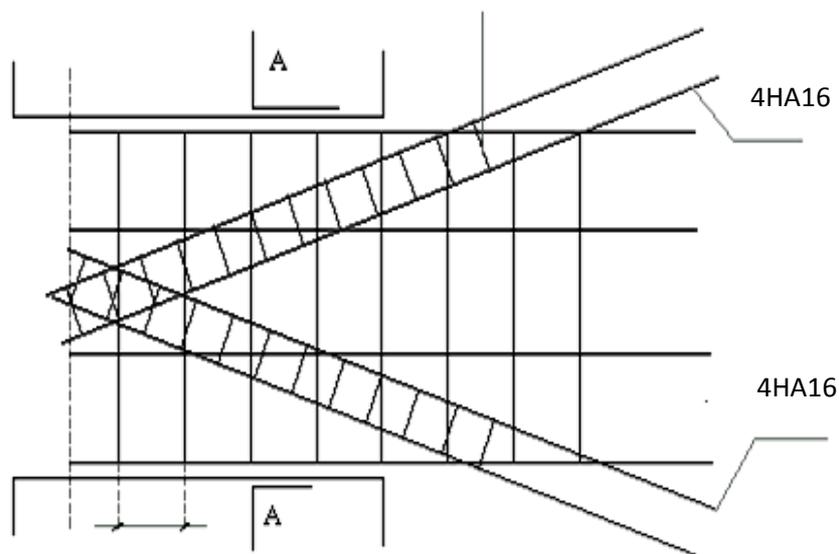
$$A_D = 11.08 \text{ cm}^2$$

#### VI.4.2.1.3. Choix des Barres d'aciers:

Le ferrailage final du linteau se résume comme suite :

- $A_l = 6.24 \text{ cm}^2$ ; soit:  $A_S (4 \Phi 16) = 8.04 \text{ cm}^2$ .
- $A_t = 1,5 \text{ cm}^2$ ; soit:  $A_S (4 \Phi 8) = 2,01 \text{ cm}^2$
- $A_c = 8.32 \text{ cm}^2$  ; soit :  $A_S 2(4T12) = 2(4.52) = 9.04 \text{ cm}^2$
- $A_d = 11.08 \text{ cm}^2$ ; soit:  $A_S (8\Phi 16) = 16.08 \text{ cm}^2$ .

#### VI.4.2.1.4. Croquis de ferrailage :



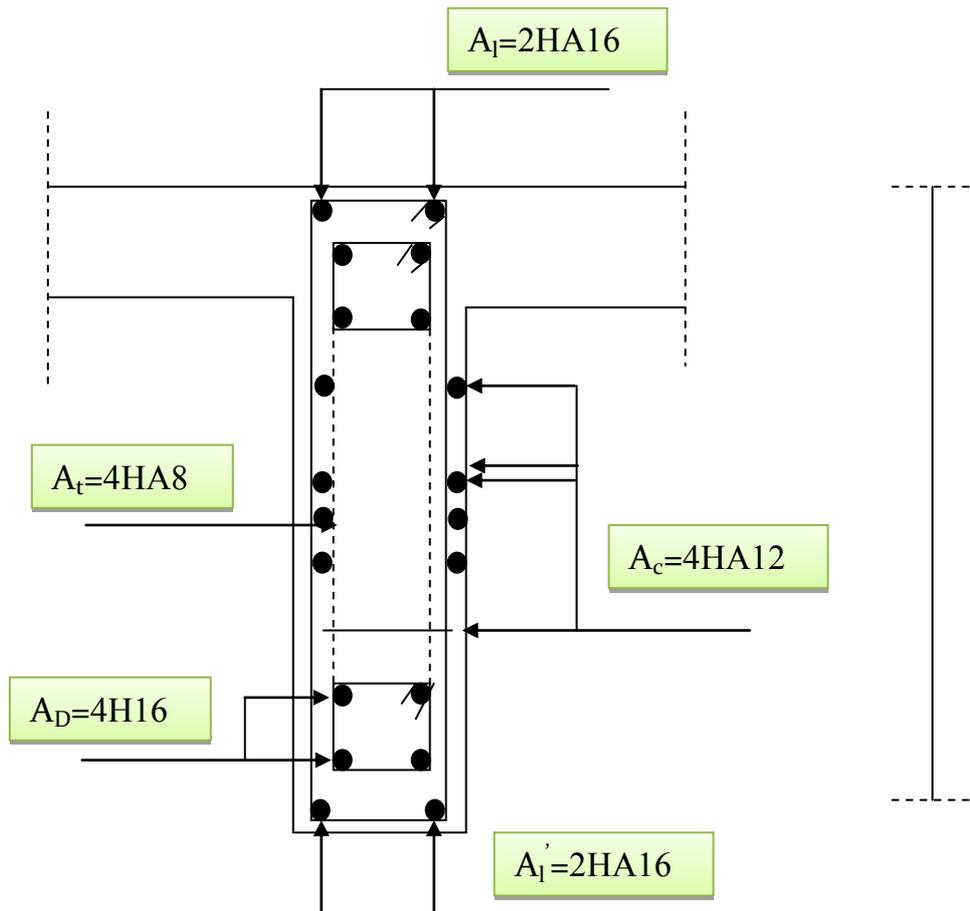


Fig VI.16 : ferrailage de linteau  $L=1.3\text{m}$  (coupe A-A).

#### VI.4.2.2. Linteau 2 :

-Les caractéristiques géométriques de linteau :

$H_e=3.06\text{m}$  ,  $h = 66\text{ cm}$  ,  $b = 20\text{ cm}$  ,  $L = 1.3\text{ m}$

-Déterminations des sollicitations:

D'après le fichier des résultants du logiciel « ETAPS .7.9 » On a :

Soit :  $V_U = 419.50\text{KN}$  .

$V = 1,4 V_U$ .

$V = 1,4 \times 419.50 = 587.3\text{KN}$  .

#### VI.4.2.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après RPA99, on a :

$\tau_b = V / b_0 d$  ;  $d = 0,9 h = 0,9 \times 0,66 = 0.594\text{m}$

$\tau_b = 587.3 \times 10^3 / (200 \times 594) = 4.94\text{ Mpa}$

$\tau_b = 0.2 f_{c28} = 5\text{ Mpa}$

$\tau_b = 4.94\text{Mpa} < \tau_b = 5\text{ Mpa}$  ,

la condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

**VI.4.2.2.2. calcul du ferrailage :**

$\tau_b = 4.94 \text{ Mpa} > 0.06 \times 25 = 1,5 \text{ Mpa}$  ; donc on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux ( $A_L, A_L'$ ) de flexion;
- Des aciers transversaux ( $A_t$ );
- Des aciers en partie courante ( $A_c$ ) ;
- Des aciers diagonaux ( $A_d$ ).

**→ Calcul de ( $A_l$ ) :**

$\tau_b = 4.94 \text{ Mpa} > 1,5 \text{ Mpa}$

Section minimale exigée par le RPA99 : ( $A_L, A_L'$ )  $\geq 0.0015.b.h$

( $A_l, A_l'$ )  $\geq 0.0015 \times 20 \times 66 = \mathbf{1.98 \text{ cm}^2}$  .

$A_l = A_l' = \mathbf{4T10 = 3.14 \text{ cm}^2}$ .

**→ Calcul de ( $A_t$ ) :**

Condition minimale du RPA 99(art4.3.2.2.B) :

$\tau_b \leq 0.025 f_{c28} \dots\dots\dots At \geq 0.0015.b.S$

$\tau_b > 0.025 f_{c28} \dots\dots\dots At > 0.0025.b.St$

St: espacement des armatures transversales.

$\tau_b = 3.58 > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$

$A_t \geq 0.0025 \times 20 \times 15 = \mathbf{0.75 \text{ cm}^2}$  .

$St = \frac{h}{4} = 16.5 \text{ cm} \dots\dots\dots$  on prend  $St = 25 \text{ cm}$ .

**→ Calcul de ( $A_c$ ) :  $A_c \geq 0.002.b.h$** 

$A_c \geq 0.002 \times 20 \times 66 = \mathbf{2.64 \text{ cm}^2}$

**On prend :**

$A_c = 2(3T10) = 2(2.36) = \mathbf{4.72 \text{ cm}^2}$  .

**→ Calcul de ( $A_d$ ) :**

$A_d = V / (2f_e \cdot \sin \alpha)$

$\tau_b = 4.94 > 1,5 \text{ MPa}$ .

$\text{tg} \alpha = \frac{h-2d'}{l} = 0.40 \dots\dots \alpha = 22.10^\circ$

$A_d = (419.50 \times 10^3 / 2 \cdot 400 \cdot \sin 22.10) = \mathbf{13.93 \text{ cm}^2}$

$\tau_b = 4.94 > 0.06 f_{c28} = 1,5 \text{ Mpa}$

Section minimale du RPA 99:

**→  $A_d > 0.0015 .b .h = 0.0015 \times 20 \times 66 = \mathbf{1.98 \text{ cm}^2}$**

**→ donc :  $A_d = \max (A_d \text{ calculée} , A_d \text{ RPA})$**

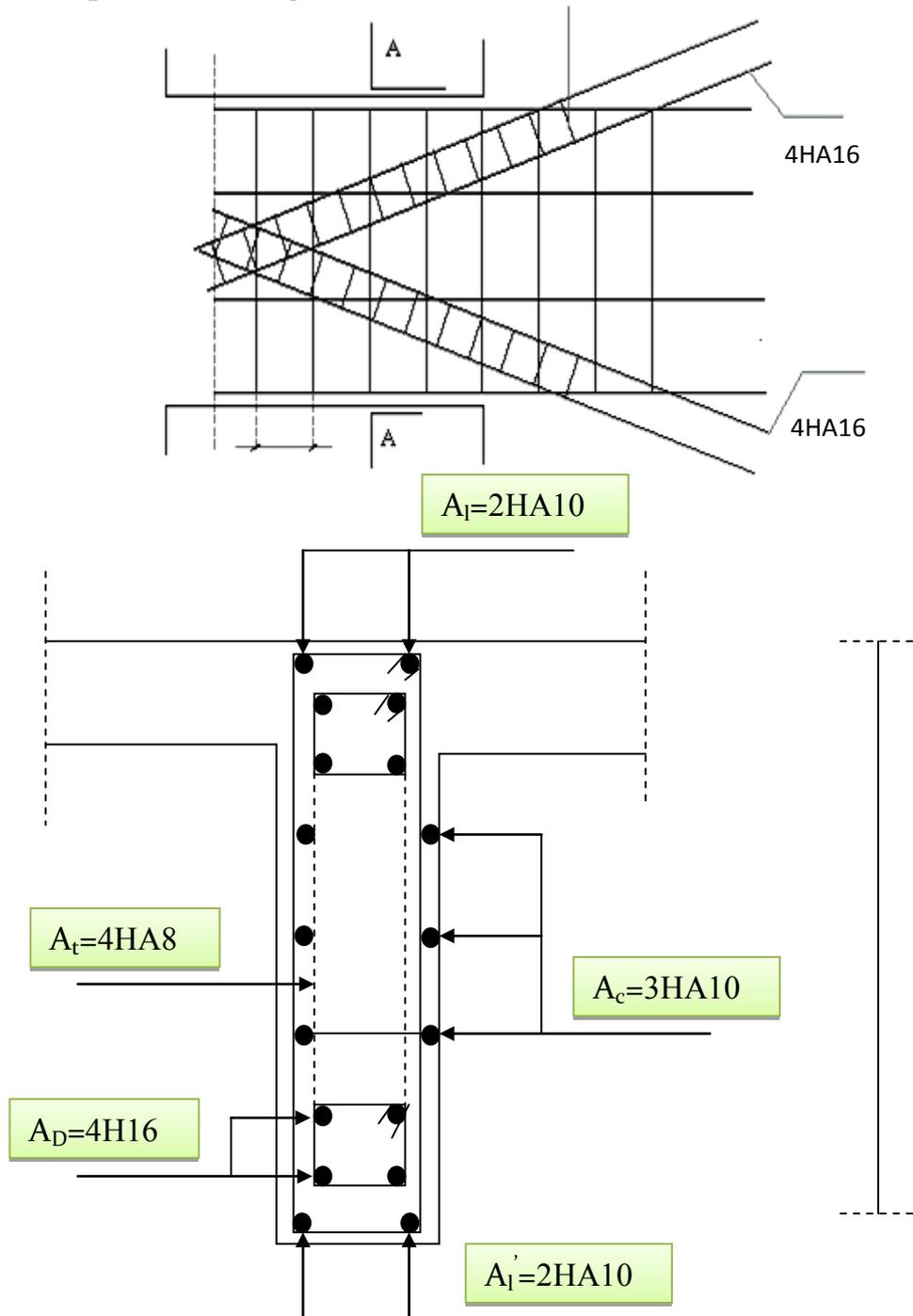
**$A_D = \mathbf{13.93 \text{ cm}^2}$ .**

**VI.4.2.2.3. Choix des Barres d'aciers:**

Le ferrailage final du linteau se résume comme suite :

- $A_l = 1.98\text{cm}^2$ ; soit:  $A_S (4 \Phi 10) = 3.14\text{cm}^2$ .
- $A_t = 0.75\text{cm}^2$ ; soit:  $A_S (4 \Phi 8) = 2,01 \text{ cm}^2$
- $A_c = 2.64 \text{ cm}^2$  ; soit :  $A_S 2( 3T10)=4.72\text{cm}^2$
- $A_d = 13.93\text{cm}^2$ ; soit:  $A_S (8\Phi 16) =16.08 \text{ cm}^2$ .

**VI.4.2.2.4. Croquis de ferrailage :**



**Fig VI.17 : ferrailage de linteau L=1.3m (coupe A-A)**

**VII.1 Introduction :****VII.1.Généralité:**

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques .

Le choix du type de fondation est en fonction de plusieurs paramètres qui sont

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'aspect économique.
- La facilité de la réalisation.

**VII.2 Choix de type de fondation:**

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

**VII.2.1. Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :**

- $S_{bat}$ : Surface total du bâtiment = 704.3m<sup>2</sup>.
- les surfaces des semelles :

Semelles	N (KN)	S (m <sup>2</sup> )	Semelles	N (KN)	S (m <sup>2</sup> )
1	128.39	0.64	41	947.97	4.73
2	236.71	1.18	42	2092.83	10.46
3	275.70	1.37	43	1930.63	9.65
4	306.39	1.53	44	310.94	1.55
5	315.12	1.57	45	308.92	1.54
6	317.58	1.58	46	1855.88	9.27
7	274.08	1.37	47	2192.48	10.96

8	232.09	1.16	48	1408.84	7.04
9	122.64	0.61	49	1198.57	5.99
10	241.08	1.20	50	967.20	4.83
11	1093.14	5.46	51	2032.80	10.16
12	1094.86	5.47	52	1661.96	8.30
13	1557.39	7.78	53	289.24	1.44
14	1661.25	8.30	54	271.94	1.35
15	1862.51	9.13	55	1116.23	5.58
16	1180.95	5.90	56	2020.51	10.10
17	974.48	4.87	57	1892.80	9.46
18	226.02	1.13	58	1882.45	9.41
19	271.94	1.35	59	2044.78	10.22
20	1116.23	5.58	60	1969.54	9.84
21	2020.51	10.10	61	1006.41	5.03
22	1892.80	9.46	62	256.11	1.28
23	1882.45	9.41	63	241.08	1.20
24	2044.78	10.22	64	1093.14	5.46
25	1969.54	9.84	65	1094.86	5.47
26	1006.41	5.03	66	1557.39	7.78
27	256.11	1.28	67	1661.25	8.30
28	308.92	1.54	68	1862.51	9.13
29	1855.88	9.27	69	1180.95	5.90
30	2192.48	10.96	70	974.48	4.87
31	1408.84	7.04	71	226.02	1.13
32	1198.57	5.99	72	128.39	0.64
33	967.20	4.83	73	236.71	1.18
34	2032.80	10.16	74	275.70	1.37
35	1661.96	8.30	75	306.39	1.53
36	289.24	1.44	76	315.12	1.57
37	326.90	1.63	77	317.58	1.58
38	2047.75	10.23	78	274.08	1.37
39	2266.64	11.33	79	232.09	1.16
40	1263.07	6.31	80	122.64	0.61
<b>TOTAL</b>				<b>84140.81</b>	<b>419.99</b>

Tab.VII.1 Les surfaces des semelles isolées.

La surface des semelles filantes des voiles d'après L'ETABS

VOIL	N(KN)	S(m <sup>2</sup> )
V1	2278.02	11.39
V2	2244.09	11.22
V3	776.77	3.88

V4	692.75	3.46
V5	2442.78	12.21
V6	2298.58	11.49
V7	2301.90	11.50
V8	2430.46	12.15
V9	2245.56	11.22
V10	2246.31	11.23
V11	2237.24	11.18
V12	2236.39	11.18
V13	2236.50	11.18
V14	2782.90	13.91
V15	2495.96	12.47
V16	377.48	1.88
V17	267.64	1.33
V18	264.46	1.32
V19	327.96	1.63
V20	1335.05	6.67
V21	1237.76	6.18
V22	1993.83	9.96
V23	1997.06	9.98
V24	2004.99	10.02
V25	2007.42	10.03
<b>TOTALE</b>	<b>43759.86</b>	<b>218.67</b>

**Tab.VII.2 Les surfaces des semelles filante**

Alors,  $S_v = 43759.86 / 200 = 218.67 \text{ m}^2$ .

$S_{TOT} = 419.99 + 218.67 = 638.66 \text{ m}^2$ .

On a  $S_{TOT} / S_{BAT} = 638.66 / 704.3 = 0.90 \dots \dots \dots \mathbf{90\% > 50\%}$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation.

## **VII.2.2 Radier général :**

### **VII.2.2.1 Introduction :**

Un radier est un dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées des grandes hauteurs.

Dans notre cas, nous opterons pour un radier dalle (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les viols.

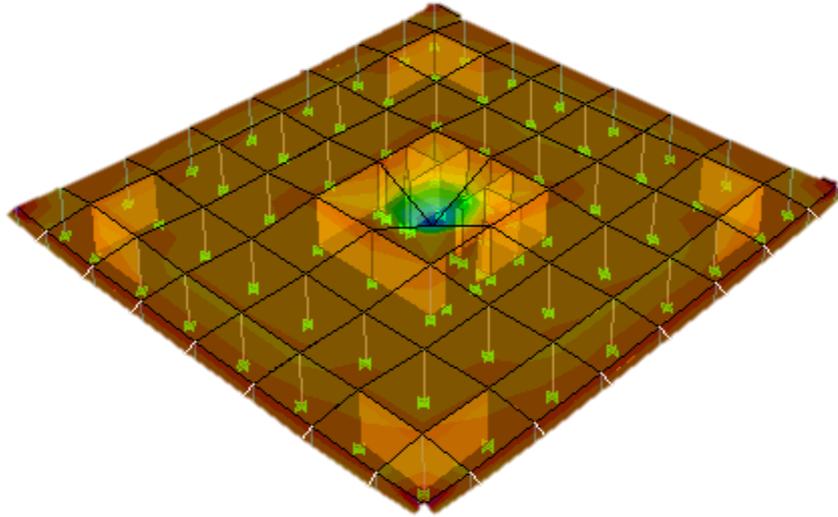


Fig.VII.1 modélisation de radie par etabs.

#### VII.2.2.2 Pré dimensionnement du radier :

##### ✚ L'épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivant :

##### 1. Condition forfaitaire : $h \geq L_{\max}/20$ .

Telle que :  $L_x = 3.9$  m. Donc on a :  $h \geq 19.5$  cm.

On choisit  $h = 60$  cm.

##### 2. Condition de résistance au cisaillement : D'après le règlement A5.1.2.1 de C.B.A 93, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,15 f_{cj} / \gamma_b$$

Où :  $V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant vis a vis l'ELU, On a :  $N_u = 175519.41$  KN

$$\text{Avec : } q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{rad}} = \frac{175519.41}{704.3} \Rightarrow q = 249.21 \text{ KN / ml}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{249.21 \times 3.4}{2} \Rightarrow V_u = 423.65 \text{ KN / ml}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{423.65}{1 \times 0,9 \times 0,5 \times 10^3} = 0.78 \text{ MPA. Avec : } \bar{\tau} = \frac{0.15}{1.5} \times 25 = 2.5 \text{ MPA. ....cv}$$

#### VII.2.2.3 Calcul du D (débordement) :

$D \geq \text{Max} (h_r / 2, 30 \text{ cm}) = 30$  cm..... Soit :  $D = 40$  cm

D'ou :  $S_R = S + D \times P = 704.3 + 0.4 \times 107.8 = 747.42 \text{ m}^2$

Alors la surface du radier est  $S_r = 747.42 \text{ m}^2$ .

**Le choix final :**

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de 50 cm, avec des nervures d'une hauteur h =60 cm. Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

**VII.2.2.4 Vérification au poinçonnement :**

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad (\text{Article A.5.2.4.2}) \quad \text{C.B.A.}$$

$N_u$  : la charge de calcul du poteau le plus sollicité =3077.714KN.

$\mu_c$  : périmètre du contour cisailé :

$$\mu_c = 2(a+b+2h) = 2(0.60+0.60+2*0.6) = 4.8\text{m.}$$

Donc :  $0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 * 4.8 * 0.6 * 25 \cdot 10^3 / 1,5 = 2160\text{KN}$

Alors :  $N = 3077.714\text{KN} < 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2160 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{C.N.V.}$

Donc la condition est non vérifiée, donc on ajoute les poutres de rigidité

Dans notre cas, nous opterons pour un radier nervuré

**VII.3. Pré dimensionnement du Nervure :**

**A. Condition forfaitaire :**  $h_r \geq \frac{L_{\max}}{10}$

$L_{\max} = 3.9 \text{ m}$  d'où:  $h_r \geq 39\text{cm} \dots\dots\dots$  On prend:  $h_r = 60 \text{ cm.}$

**B. Condition de la longueur élastique :**

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

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}} : K=40000\text{KN/m}^3; E=3.21 * 10^7 \text{KN/m}^2.$$

D'où:  $h_1 \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E\pi^4}} = 53\text{cm} \dots\dots$  On adopte  $h=70\text{cm}, b=50\text{cm.}$

**VII.4 Calcul de la surface du radier :**

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

$$N_{SER}/S \leq \sigma_{adm} \dots\dots\dots S \geq N_{SER}/\sigma_{adm}.$$

- $N = (N \text{ bâtiment} + N \text{ radier}) = 127900.67 + 7983.25 = 135883.92 \text{ KN.}$

$\sigma_{adm} = 200\text{KN/m}^2$  Alors:  $S_{MIN} = 679.41 \text{ m}^2$

- L'emprise totale du bâtiment est de:679.41m<sup>2</sup>

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

### VII.5 Caractéristiques géométriques du radier :

Les inerties du radier calculées par SOCETEC on obtient la figure ci-après :



Fig.VII.2 Schéma du radier par SOCETEC.

- Les inerties/X :  $I_{X\text{TOT}}=39069.7\text{m}^4$ .
- Les inerties/Y :  $I_{Y\text{TOT}}=43744.8\text{m}^4$ .

➤ Calcul de l'excentricité :

- Centre de gravité du radier (infrastructure) :  $\begin{cases} X_G = 13.65\text{m} \\ Y_G = 12.90\text{m} \end{cases}$
- Centre des masses du bâtiment (superstructure) : d'après l'ETABS.

$$\begin{cases} X_m = 13.68\text{m} \\ Y_m = 12.90\text{m} \end{cases}$$

Donc: les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivants :

$$\begin{cases} e_x = 0.03\text{ m.} \\ e_y = 0\text{m.} \end{cases}$$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

**VII.6 Vérification de la stabilité du radier:**

**VII.6.1 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 :  $\sigma = N/S_{RAD} \leq \sigma_{ADM}$

$N_T = 143867.17 \text{ KN} \dots \dots \dots N_T/S_{RAD} = \text{KN/m}^2 \Rightarrow 181.80 \leq \sigma_{ADM} = 200 \text{KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$

**VII.6.2 Vérification de la stabilité du radier : sous (0,8G± E).**

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles : **0.8 G ± E :**

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :  $e = M/N \leq L/4$

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison 0.8G± EX :

	N(t)	M <sub>X</sub> (t.m)	M <sub>Y</sub> (t.m)	E <sub>X</sub> (m)	E <sub>Y</sub> (m)	L <sub>X</sub> /4(m)	L <sub>Y</sub> /4 (m)	Observ
<b>0.8G ± E</b>	83686.66	277246.17	282985.70	3.31	3.38	6.92	6.55	CV

**Tab.VII.3 Stabilité du radier.**

Alors, la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens et pour les deux variantes.

**VII.6.3 Diagramme trapézoïdal des contraintes :**

$\sigma_m = (3\sigma_1 + \sigma_2)/4$ , avec:  $\sigma_1 = N/S + M \cdot V/I$        $\sigma_2 = N/S - M \cdot V/I$ .

$I_X = 39069.7 \text{ m}^4$  ;  $I_Y = 43744.8 \text{ m}^4$ .

	Sens X	Sens Y
<b>M (KN.m)</b>	277246.17	282985.70
<b>N (KN)</b>	83686.66	83686.66
<b>σ<sub>1</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	208.83	195.41
<b>σ<sub>2</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	15.104	28.5
<b>σ<sub>m</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	160.39	153.68

**Tab.VII.4 Calcul des contraintes.**

$\sigma_m < \sigma_{adm} = 200 \text{KN/m}^2$ , donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

**VII.6.4 Vérification de la compression sous (G+Q+E):**

Les contraintes sous le Radier sont données par

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} X \leq 1,5 \sigma_s$$

	N(KN)	M <sub>X</sub> (KN.m)	M <sub>Y</sub> (KN.m)	σ <sub>1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>2</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>m</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	Obs.
<b>G+Q+E<sub>x</sub></b>	112007.55	242485.69	/	234.01	65.14	191.79	cv
<b>G+Q+E<sub>y</sub></b>	<b>112007.55</b>	/	<b>267487.05</b>	<b>228.73</b>	<b>70.97</b>	<b>189.29</b>	cv

**Tab.VII.5 Vérification sous G+Q+E.**

Donc, la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

**VII.7 Ferrailage du radier :****VII.7.1 Dalle de radier :****VII.7.1.1. Les combinaisons de charges**

**ELU:**  $q_u = 1,35(G_{\text{rad}} - \sigma_{\text{sol}}) = 213.409 \text{ KN/m}^2$ .

**ELS:**  $q_{\text{ser}} = G_{\text{rad}} - \sigma_s = 158.08 \text{ KN/m}^2$ .

**VII.7.1.2 Ferrailage de panneau le plus sollicité :**

On a pour le panneau le plus sollicité :  $L_x = 3.9 \text{ m}$ ,  $L_y = 3.6 \text{ m}$ ,  $\rho = L_x / L_y$ .

$\alpha = 1.08$  (la dalle porte dans les deux sens).

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \cdot \mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4\rho^3)}$$

$$M_y = \mu_y M_x \mu_y = \rho^3 (1,9 - 0,9\rho)$$

✚ **ELU :**

Panneau	$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	$\rho$	$q_u$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{ox} \text{ (KN.m)}$	$M_{oy} \text{ (KN.m)}$
3.9×3.6	3.9	3.6	1.08	255.58	0.031	1.16	120.50	139.78

**Tab.VII.6 Moments à l'ELU.**

✚ **ELS :**

Panneau	$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	$\rho$	$Q_{\text{ser}}$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{ox} \text{ (KN.m)}$	$M_{oy} \text{ (KN.m)}$
3.9×3.6	3.9	3.6	1.08	189.32	0.031	1.16	89.26	103.54

**Tab.VII.7 Moments à l'ELS.**

**VII.7.1.3. Calcul des sections d'armatures :**

Pour un panneau intermédiaire :

✓ Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,75 \cdot M_x$  ;  $M_{ty} = 0,75 \cdot M_y$ )

✓ Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,5 \cdot M_x$  ;  $M_{ay} = 0,5 \cdot M_y$ )

- **Espacement maximal :**

- **Et travée :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- **Sur appui:**

$$S_t \leq \min(3 \cdot h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

On opte pour un espacement de :  $S_t = 15\text{cm}$ .

ELU	sens (x-x)		sens (y-y)	
	appuis	Travée	appuis	Travée
$M_0(\text{KN,m})$	485.92		414.03	
$M_u(\text{KN,m})$	48.2	102.42	69.89	104.83
$b(\text{cm})$	100	100	100	100

h(cm)	50	50	50	50
d (cm)	45	45	45	45
F <sub>su</sub> (Mpa)	348	348	348	348
F <sub>bu</sub> (Mpa)	14.2	14.2	14.2	14.2
μ <sub>u</sub>	0,016	0,035	0,024	0,036
α	0,020	0,044	0,030	0,045
Z (cm)	44.64	44.20	44.46	44.19
As (cm <sup>2</sup> )	3.10	6.65	4.51	6.81
As min (cm <sup>2</sup> )	5.43	5.43	5.43	5.43
Chois des barres	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14
As adopté (cm <sup>2</sup> )	7.70	7.70	7.70	7.70

Tab.VII.8 Ferrailage à l'ELU.

✚ Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que: 
$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

On' a :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

-Position de l'axe neutre :

$b y^2 + 30 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0$

-Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I)

$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 \dots\dots\dots\text{BAEL 91}$

-Contrainte du béton à la compression :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{\max}}{I} y$

-Contrainte d'acier à la traction :

La fissuration est très préjudiciable :

$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 164,97 \text{ MPa}$

- Vérification des contraintes des armatures tendues :

$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y); \eta = 15, K = \frac{M_{ser}}{I}$

	sens (x-x)		sens (y-y)	
	Appuis	Travée	appuis	Travée
M s (KN.m)	67.88	144.24	83.86	125.79
Ast	7.70	7.70	7.70	7.70
Y	9.10	9.10	9.10	9.10

I	173976.58	173976.58	173976.58	173976.58
K(N/mm <sup>3</sup> )	0,039	0,082	0,048	0,072
$\sigma_{bc}$	3.55	7.54	4.38	6.57
$\sigma_{bc} < \sigma_{adm}$	Cv	Cv	cv	Cv
$\sigma_{st}$	21	44.15	25.84	38.77
$\sigma_{st} < \sigma_{adm}$	Cv	Cv	cv	Cv

TAB VII.9. Vérification des contraintes à l'ELS.

VII.7.1.4 Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L= 50cm, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1mètre avec : h= 0.50 m ; d= 0.9h = 0.45 m

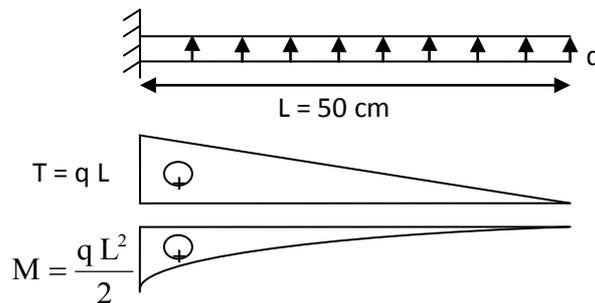


Fig.VII.3. Présentation schématique du débord.

La fissuration est très préjudiciable :  $M_{max} = q L^2 / 2$  ; Donc ont ferraille à l'ELS :

✚ Cas ELS :

$Q_{ser} = 189.32 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots M_{Max} = Q_{ser} * L^2 / 2 = 189.32 * 0.5^2 / 2 = 23.66 \text{ KN.m.}$

$\sigma_{S \text{ limit}} = 164.96 \text{ MPa} \dots \dots \dots \sigma_{bc \text{ limit}} = 15 \text{ MPa.}$

$$\alpha_1 = \frac{15 \times \overline{\sigma_{bc}}}{15 \times \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} = 0.576$$

$$z_b = d \left( 1 - \frac{\alpha_1}{3} \right) \quad A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z_b \times \sigma_s} \quad M_{rb} = \frac{1}{2} \alpha \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) b d^2 \overline{\sigma_{bc}}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \times 0.576 \times \left( 1 - \frac{0.576}{3} \right) \times 1 \times (0.45)^2 \times 15 \times 10^3$$

$M_{rb} = 706.83 \text{ KN.m}$

$M_{ser} < M_{rb}$  : Section simplement armée

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z_b \times \sigma_s}$$

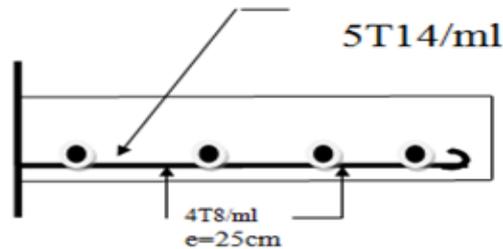
$A_{ser} = 3.56 \text{ cm}^2$

**✚ Condition de non fragilité:**

$$A_{s \min} = 0.23bd f_{t28}/f_e = 5.43 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max(A_{ser}, A_{\min}) \Rightarrow A_s = 5.43 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{ on adopte: } 5T14=7.70 \text{ cm}^2.$$

**✚ Armatures transversales:**  $A_t=A_s/4=1.925\text{cm}^2$ , on adopte 4T8=2.01cm<sup>2</sup>.



Schémas de ferrailage

Fig.VII.4.schéma de ferrailage du débord de radier

**Conclusion :**

Pour l'exécution du ferrailage de débord on gardera les mêmes aciers des appuis de rive (dalle).

**VII.7.1.5. Ferrailage de la nervure :**

Le ferrailage des portiques fait par un calcul automatique à l'aide des logiciels « SOCOTEC, SAP 2000 »

**Diagrammes des sollicitations :**

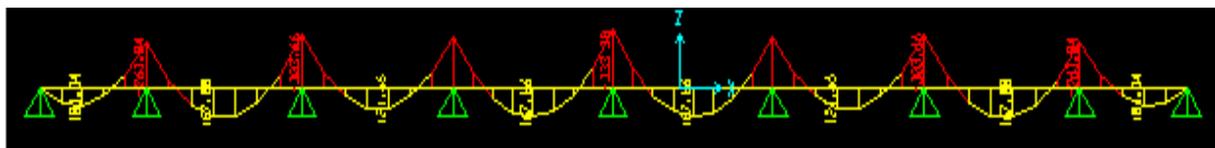


Fig.VII.5.Diagrammes des sollicitations à ELU sens yy

**VII.7.1.6.1ferrailage longitudinal :**

Pour le calcul on prend :  $L_x = 3.9\text{m}$ ,  $L_y=3.6\text{m}$ , et  $(b*h) = (50 \times 70) \text{ cm}^2$ .

- Les résultats de ferrailage sont représentés dans le tableau suivant :

**✚ ELU :**

ELU	Nervure la plus sollicité X		Nervure la plus sollicité Y	
	Appuis	Travée	appuis	Travée
MU (Kn,m)	386.69	201.73	333.30	167.56
b(cm)	50	50	50	50
h(cm)	70	70	70	70
d (cm)	63	63	63	63

$F_{su}$ (Mpa)	348	348	348	348
$F_{bu}$ (Mpa)	14,2	14,2	14,2	14,2
$\mu_u$	0,068	0,035	0,059	0,029
$\alpha$	0.088	0.044	0.076	0.036
Z (cm)	60.78	61.89	61.08	62.09
As (cm <sup>2</sup> )	18.28	9.36	15.68	7.75
As min (cm <sup>2</sup> )	3.80	3.80	3.80	3.80
Chois des barres	4HA16+4HA20	2HA16+2HA20	4HA20+2HA16	4HA16
As adopté (cm <sup>2</sup> )	20.61	10.3	16.59	8.04

Tab.VII.10 Ferrailage de nervure à l'ELU.

**ELS :**

ELS	Nervure la plus sollicité X		Nervure la plus sollicité Y	
	Appuis	Travée	appuis	Travée
MS (KN,m)	204.50	106.08	176.32	88.64
b(cm)	50	50	50	50
h(cm)	70	70	70	70
d (cm)	63	63	63	63
$A_{su}$ (cm <sup>2</sup> )	20.61	10.3	16.59	8.04
$Y_{ser}$ (cm)	22.40	16.88	20.55	15.18
$I$ (cm <sup>4</sup> )	696914.22	408791.44	593066.92	334081.73
$K$ (N/cm <sup>3</sup> )	0.029	0.025	0.029	0.026
$\sigma_{st adm}$ (Mpa)	164.97	164.97	164.97	164.97
$\sigma_{bc adm}$ (Mpa)	15	15	15	15
$\sigma_{st}$ (Mpa)	176.61	172.95	184.65	186.49
$\sigma_{bc}$ (Mpa)	6.496	4.220	5.959	3.946
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	CNV	CNV	CNV	CNV
$\mu_s$	0.0062	0.0032	0.0053	0.0027
B	0.8779	0.9078	0.8855	0.9145
Z(cm)	40.8769	40.1234	40.6854	39.9546
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	30.32	16.02	26.26	13.44
$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	3.803	3.803	3.803	3.803
Chois des barres	4HA25+4HA20	4HA16+4HA16	6HA25	4HA16+2HA14
As adopté (cm <sup>2</sup> )	32.21	16.08	29.45	14.2

Tab.VII.11. Ferrailage de nervure à l'ELS.

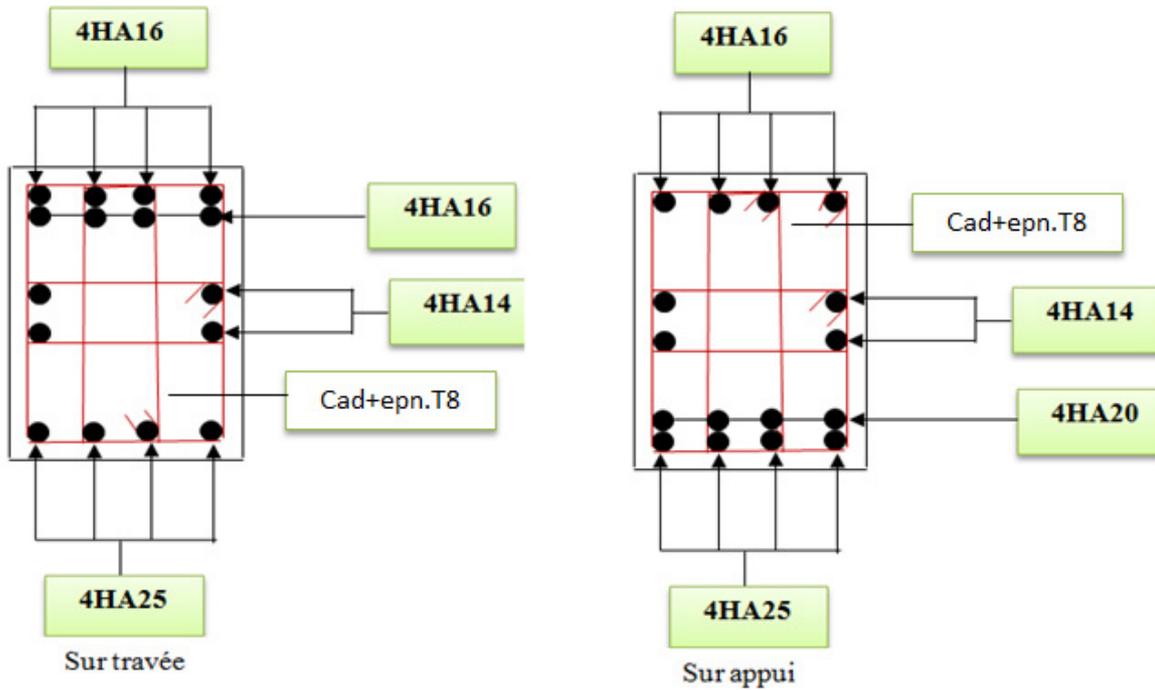
**Espacement :**

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$\Leftrightarrow S_t \left[ \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) \right] = \min(35; 30) = 30 \text{ cm.}$$

Les armatures de peau :  $A_s = 0.1\% \times 70 \times 50 = 3.5$  on adopte :  $A_s = 4HA14$

• Sens XX :



• Sens YY :

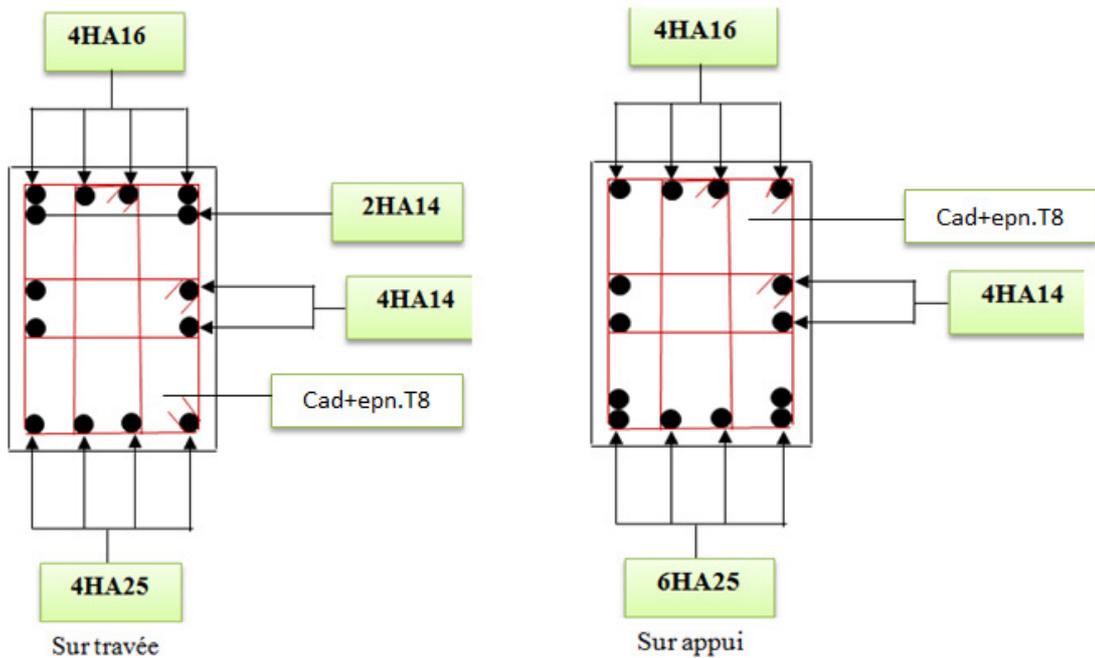


Fig. VII.6. Ferrailage de la nervure.

## VII.8. Etude du voile périphérique:

### VII.8.1 Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causé par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

### VII.8.2. Pré-dimensionnement :

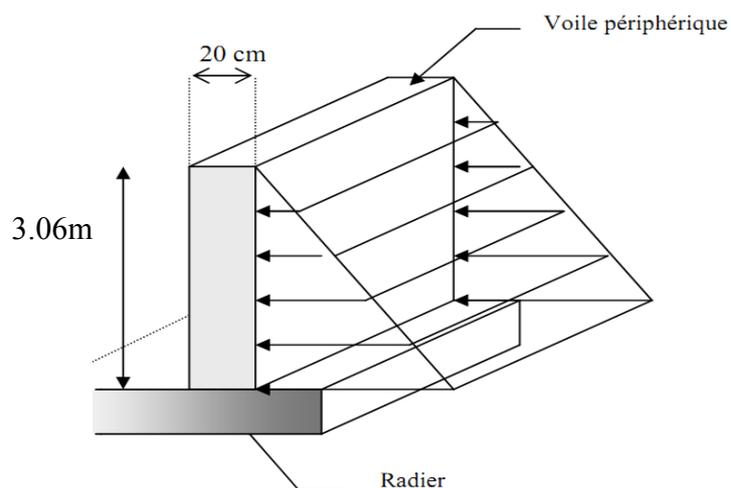
D'après l'article 10.1.2 de RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale égale à 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Un pourcentage minimal des armatures de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Un recouvrement de  $40 \varphi$  pour les renforcements des angles.

On préconise :

Epaisseur :  $e = 20 \text{ cm}$ .

Hauteur  $h = 3.06 \text{ m}$ .



**Fig.VII.7. Poussée de terre sur voile périphérique.**

### VII.8.3 Détermination des sollicitations :

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{\max} = \frac{2 \times P \times h}{9\sqrt{3}} ; P = \frac{P_1 \times h}{2}$$

$$P_1 = \gamma_d \times h \times k_0$$

$$k_0 = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec  $K_0$ , coefficient de poussée.

$\gamma_d$  : poids spécifique du remblai = 18 KN/m<sup>2</sup>.

$\varphi$  : angle de frottement interne du remblai = 30°.

$$K_0 = 0,33$$

$$P_1 = 18 \times 3,06 \times 0,33 = 18,17 \text{ KN/ml.}$$

Donc  $P = 18,17 \text{ KN}$

$$M_{\max} = \frac{2 \times 18,17 \times 3,06}{9\sqrt{3}} = 7,13 \text{ KN.m}$$

#### VII.8.4 Calcul de ferrailage vertical :

Le ferrailage se fera en flexion composée avec fissuration très préjudiciable.

$$M_u = 1,35 \times 7,13 = 9,62 \text{ KN.m; } M_{ser} = 7,13 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1,35 \times (25 \times 0,2 \times 3,06 \times 1) = 20,65 \text{ KN} ; N_{ser} = 15,3 \text{ KN}$$

Le ferrailage sera fait pour une bande de section (100 x 20) cm<sup>2</sup>.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 164,94 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

On utilise le logiciel SOCOTEC pour calculer le ferrailage et pour la vérification des Contraintes

- **Condition exigée par le RPA99/version 2003.**

Le RPA99/version2003 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposée en deux nappes.

$$A_l = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 \quad (\text{sens longitudinal}).$$

$$A_t = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 \quad (\text{sens transversal}).$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}.$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,9 \times 0,2 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

les résultats représentés dans le tableau suivant :

M	N <sub>U</sub> (KN)	b(m)	h(m)	d(m)	A <sub>St</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Sc</sub> (cm)	A <sub>S</sub> /min (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> /ml /face (cm <sup>2</sup> )
9.62	20.65	1	0,2	0,18	1.23	0	2,17	5HA10 = 3.90

Tab VII.12 les sections des armatures verticales à l'ELU.

- **Vérification des contraintes à l'ELS.**

$M_{ser}(KN.m)$	$N_{ser}(KN)$	$b(m)$	$h(m)$	$d(m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_b(MPa)$	<15 MPa	$\sigma_{st} < 164,9$ Mpa
7.13	15.3	1, 00	0, 2	0, 18	2.83	14.32	C.V	C.V

Tab.VII.13 Vérification des contraintes à l'ELS.

**VII.9.5 Armature de répartition :**

$$A_r = 4,71 / 4 = 1,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{r,adp} = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2 .$$

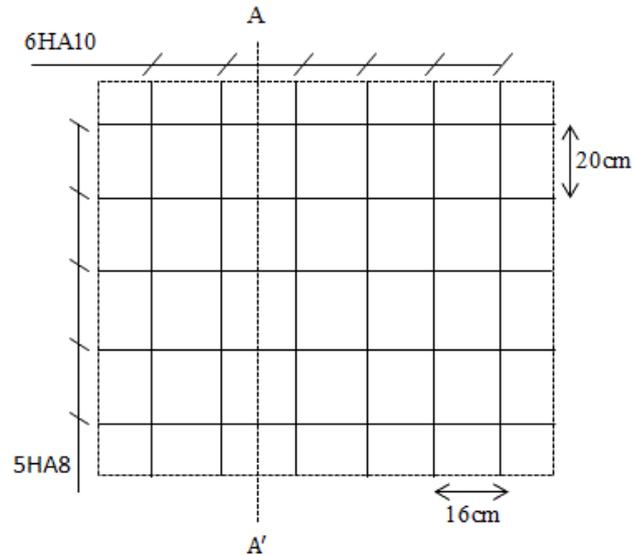
**VII.8.6 Schéma du ferrailage :**

Fig.VII.8. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

**Conclusion général :**

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment..

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

## Bibliographie

### - Règlements :

- RPA99 : règles parasismiques algériennes version 2003.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.
- BAEL91 : Béton armé aux états limite.

### - Livre :

- Pratique du **BAEL93**.....Règles de calcul de Béton Armé Aux Etats Limites
- CBA.....Règles de conception et de calcul des Structures en béton armé.

### - Cours :

- Béton armé.....3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> année.
- Dynamique des structures.....4<sup>eme</sup> année.
- Résistances des matériaux.....3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> année
- Bâtiments.....4<sup>eme</sup> année.

### - Logiciels :

- SAP2000 .....Analyse des structures
- ETABS V8.45..... Analyse des structures
- AutoCAD2015.....Dessin
- EXCEL 2003..... Calcul
- WORD 2007..... Traitement de texte
- SOCOTEK