



République Algérienne Démocratique & Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Université « SAAD DAHLAB » de BLIDA

جامعة سعد دحلب- البليدة
Faculté De Technologie
كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil
دائرة الهندسة المدنية

Mémoire de Projet De Fin d'Etudes

مذكرة نهاية التدرج

Réaliser par :

+ Ben yahia Youcef

+ Boustila Ahmed

Pour l'Obtention du Diplôme de Master2 en génie civil

Option: structures et matériaux

Thème :

**CONCEPTION ET CALCUL PARASISMIQUE
D'UN BATIMENT(R+8+01 S -SOL)
DE FORME IRREGULIERE**

Encadré par :

+ Promoteur: Mr Abed Mohamed (Professeur)

+ Co-promotrice: Mme Badis werda (Magister en génie civil)

Promotion : 2012-2013

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier tout d'abord le Dieu qui nous a donné la force, le courage et la patience durant notre étude pour arriver à ce jour là.

*Nous remercions ensuite Mr **Abed Mohamed** pour son encadrement, ces nombreux conseils, et surtout sa disponibilité le long de notre travail, sans oublier notre co-promotrice M^{me} **Badis werda**.*

Nous remercions les membres de jury qui ont accepté d'examiner ce travail.

Nos remerciements vont également à tous, les enseignants du département de Génie civil, surtout Mr Zahaf.

Enfin, nous adressons aussi nos remerciements à tous ceux qui ont contribué à notre formation de près ou de loin, depuis les premières lettres d'alphabet.

Je dédie ce modeste travail:

- A ma chère mère.

- A mon cher père.

- A ma grande mère et mon grand père.

Que Dieu leurs préserve longue vie et bonne santé.

- A mes frères Sid Ahmed et Amine.

- A mes sœurs Salsabile et Douae.

*- A mon oncle Larbi ridha et a ma tante naima et
à toute ma famille.*

*À mon binôme Ahmed Boustila, et qui je souhaite tout
le bonheur et la belle vie.*

*Mes amis et à ceux qui m'ont aidé durant ma
formation*

*(H.Sedik, R.Largat, DJ.Aissani, A.Boualbai, M.Sakou,
M.Ghazali).*

A tout mes amis d'enfances

(T.Larbi, H.Benyahia, O. Benyahia, I.bouali, A.Larbi).

y.ben yahia

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي+08 طوابق + طابق ارضي سفلي , يتم انجازها بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) .

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران المشكلة من ماجة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (SAP2000).

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifier99) .

للتحقق من نتاج التسليح استعنا بواسطة برنامج إلي متطور .Socotec.

دراسة الطوابق التحت أرضية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

Résumé

Le but de cette étude et la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R +8 étages + un sous sol qui sera implanté dans la wilaya d'Alger, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

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

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (SAP 2000).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (Socotec).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Summary

The aim of this study is the conception of an for dwelling and commercial of R + 8 stages + underground which will be established in the Algiers, classified in zone III according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003).

The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (SAP 2000).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 -Version 2003).

For the checking of reinforcement we used software (Socotec).

In end, the study of the elements of the infrastructure, namely the foundations, also forms part of it project

Sommaire

Remerciement	
Dédicaces	
Résumés	
Sommaire	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles	
Introduction générale.....	1
Chapitre I :	
I.1. Description de l’ouvrage	3
I.2. Caractéristiques géométriques.....	3
I.4. Eléments de l’ouvrage	3
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
Chapitre II: Pré-dimensionnement et descente de charge	
II . Introduction	11
II .1. Les planchers	11
II.2.poutres	12
II.3.Les Poteaux	14
II.4. Loi de dégression des surcharges	17
II.5. Descente de charges	19
II.6. Calcul des surcharges d’exploitations selon la loi de dégression	19
II.7. Vérification des sections des poteaux	22
II.8. Les voile	23
Chapitre III : Calcul des éléments secondaire.	
III.1.Calcul des planchers	22
III.1.1.Planchers en corps creux	22
III.1.2. Détermination des dimensions de la section en T é	25
III.1.3. Calcul de la poutrelle	26
III.1.4. Calcul des armatures	31

III.1.5. Vérification à l'ELU	32
III.1.6. calcul à l'ELS	33
III.1.7. Ferrailage de la dalle de compression	36
III.2.1. Les escaliers type 1 :(RDC-8 ^{eme} étage)	39
III.2.2. Détermination des charges et surcharges	41
III.2.3. calcul des efforts internes à l'ELU	42
III.2.4. Calcul des armatures	43
III.2.5. Vérification à L'ELU	45
III.2.6. Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELS	46
III.2.7. Vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS)	47
III.2.8. Vérifications de la flèche	49
III.3. Calcul des escaliers type 2 :(sous sol- RDC).....	51
III.3.1. Détermination des charges et surcharges	52
III.3.3. diagrammes des efforts internes à l'ELU	53
III.3.4. Calcul des armatures	54
III.3.5. Vérification à L'ELU.....	55
III.3.6. Calcul les moments fléchissant à L'ELS	57
III.3.7. Vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS)	58
III.3.8. Vérifications de la flèche.....	59
III.4. Poutre palière.....	62
III.4.1 Prédimensionnement.....	62
III.4.2. Calcul d'efforts.....	62
III.4.3. Calcul d'armatures en flexion simple.....	63
III.4.4. Vérifications à l'ELU.....	64
III.5.1. Calcul des balcons.....	69
III.5.2. Schéma statique	69
III.5.3. Calcul des efforts.....	69

III.5.4.Ferraillage.....	70
III.5.5. Vérification à l'ELS	71
III.6. L'acrotère.....	76
III.6.1. Introduction	76
III.6.2. Evaluation des charges	76
III.6.3. Calcul des efforts	77
III.6.4. Ferraillage de l'acrotère	78
III.6.5. Vérification de la section d'acier.....	78
III.6.6. Armatures de répartitions	79
III.6.7Vérification de l'effort tranchant	79
III.6.8 Vérifications des contraintes aux états limites de services.....	80
III.7.Etude d'ascenseur.....	83
III.7.1.Pré dimensionnement de la dalle Machine.....	83
III.7.2.Détermination des sollicitations	83
III.7.3.Ferraillage de la dalle	85
Chapitre IV : Etude dynamique	
IV.1.Etude sismique	89
IV.1.1Introduction.....	89
IV.1.2.Choix de la méthode de calcul.....	89
IV.1.3.Méthode d'analyse modale spectrale.....	89
IV.2.Application de l'étude sismique, résultats et vérifications	91
IV.2.1. Modèle 1	91
1. Résultats de l'analyse modale	91
2. Constatation.....	92
3. Calcul de la force sismique	92
4. Vérification des déplacements latéraux inter étages	94
IV.2.2 Modèle 2	95
IV.2.3. Modèle3.....	99

IV .2.4. Modèle 4.....	102
IV .2.5. Modèle finale.....	105
Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants.	
V.1Introduction.....	111
V.2Ferrailage des poteaux.....	111
V.2.1Combinaisons des charges.....	111
V2.2Calcul de ferrailage longitudinal.....	112
V.2.2.3.Résultat des sollicitations	113
V.2.2.4. Etape de calcul en flexion composée à l'ELU	118
V.2.2.5.Résultats du ferrailage des poteaux.....	120
V.2.2.6.Choix des armatures.....	126
V.2.2.7.Condition de non fragilité selon C.B.A 93	127
V.2.2.8.Vérification de l'effort tranchant.....	127
V.2.2.9Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	128
V.2.3 Ferrailage transversal des poteaux.....	129
V.2.4. Ferrailage des Poteaux du Sous Sol.....	132
V.3 Ferrailage des poutres.....	136
V.3.1.Recommandation.....	136
V.3.2 Ferrailage longitudinal.....	137
V.3.3 Armatures transversales.....	137
V.3.4.Justification des poutres sous l'effet de l'effort tranchant	138
V.3.5.Disposition générale	139
V.3.6 Vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS)	139
V.3.7.Arrêt de barres	140
V.3.8 Résultats de ferrailage.....	143
V.4.ferrailage des voiles.....	154

V.4.1 Généralités	154
V.4.2. Introduction au ferrailage des voiles	154
V.4.3. Justifications sous sollicitations normales	155
V.4.4. Procédure de ferrailage des trumeaux	159
V.4.4.1. Introduction.....	159
V.4.4.2. Méthode simplifiée basée sur les contraintes :(calcul des aciers verticaux).....	159
V.4.4.3. Aciers horizontaux	160
V.4.4.4. Aciers supplémentaires et dispositions constructives	160
V.4.4.5. Préconisation du règlement parasismique algérien	161
V.4.5.Exemple de calcul.....	162

Chapitre VI: Etude des fondations

Conclusion du rapport de sol.....	171
VI.1.Introduction.....	171
VI.2. Choix du type de fondation.....	171
VI.3. Radier général (nervuré).....	173
VI.3.1. Pré dimensionnement du radier	173
VI.3.2. Détermination de la surface nécessaire du radier	174
VI.3.3. détermination des efforts.....	175
VI.3.4.Vérification de contrainte de cisaillement	175
VI.3.5.Vérification à l'effort sous pressions.....	175
VI.3.6.Vérification au poinçonnement.....	176
VI.3.7.Vérification de la stabilité du radier	176
VI.3.8.Ferrailage du radier	179
VI.3.8.1.Ferrailage de la dalle	179
VI.3.8.2.Ferrailage de la nervure	184

VI.3.8.3. Etude du débord de radier	187
VI.4 Etude du voile périphérique.....	190
VI.4.1 Introduction.....	190
VI.4.2 Pré-dimensionnement.....	190
VI.4.3 Evaluation de charge.....	190
VI.4.5.Calcul du ferrailage	192
VI.4.6.Conditions exigées par le RPA99.....	192
VI.4.7.Condition de non fragilité.....	192
VI.4.8.Vérification de l'effort tranchant.....	193
VI.4.9.Vérification à l'ELS.....	193

Conclusion générale

Références bibliographiques

Liste des tableaux :

Tableau II.1 : Vérification (RPA 99 version 2003).....	10
Tableau II.2 : descente de charges sur le poteau C3.....	21
Tableau III.1 : moments fléchissant et efforts tranchant.....	30
Tableau III.2: vérification de la contrainte de compression à L'E.L.S	34
Tableau III.3 : (combinaisons des charges).....	41
Tableau III.4 : Tableau récapitulatif pour la vérification de la flèche.....	50
Tableau III.5 : (combinaisons des charges).....	52
Tableau III.6 : Tableau récapitulatif pour la vérification de la flèche.....	60
Tableau III.7 : les efforts interne	63
Tableau III.8: Tableau récapitulatif pour la vérification de la flèche.....	67
Tableau IV.1 : Résultats des caractéristiques dynamique de la structure modèle1.....	91
Tableau IV.2: vérification des déplacements inter étages	94
Tableau IV.3: Résultats des caractéristiques dynamique de la structure (modèle2).....	96
Tableau IV.4: vérification des déplacements inter étages.....	98
Tableau IV.5: Résultats des caractéristiques dynamique de la structure (modèle 3).....	99
Tableau IV.6: vérification des déplacements inter étages	101
Tableau IV.7: Résultats des caractéristiques dynamique de la structure.....	102
Tableau IV.8: vérification des déplacements inter étages.....	104
Tableau IV.9: Résultats des caractéristiques dynamique de la structure.....	106
Tableau IV.10: vérification des déplacements inter étages	108
Tableau IV.11: vérification de l'effort normale réduit à $G+Q+E$	109
Tableau V.1 : Ferrailage minimal des poteaux selon RPA99 version 2003.....	112
Tableau V.2 : Ferrailage maximal des poteaux en zone courante selon RPA99 version 2003.....	113

Tableau V.3 : Ferrailage maximal des poteaux en zone de recouvrement

Courante selon RPA99 version 2003.....	113
Tableau V.4 : Ferrailage minimal des poteaux selon C.B.A 93.....	114
Tableau V.5: Résultats des sollicitations des poteaux adhérents aux voiles (ELU).....	114
Tableau V.6: Résultats des sollicitations des poteaux adhérents aux voiles (ELS).....	114
Tableau V.7: Résultats des sollicitations des poteaux adhérents aux voiles (0.8G+E).....	115
Tableau V.8: Résultats des sollicitations des poteaux adhérents aux voiles (G+Q+E).....	115
Tableau V.9: Résultats des sollicitations des poteaux non adhérents aux voiles (ELU).....	116
Tableau V.10: Résultats des sollicitations des poteaux non adhérents aux voiles (ELS).....	116
Tableau V.11: Résultats des sollicitations des poteaux non adhérents aux voiles (0.8G+E).....	117
Tableau V.12: Résultats des sollicitations des poteaux non adhérents aux voiles (G+Q+E).....	117
Tableau V.13: Ferrailage des poteaux selon la combinaison 1.35G+1.5Q.....	120
Tableau V.14: Ferrailage des poteaux selon la combinaison 1.35G+1.5Q.....	120
Tableau V.15: Ferrailage des poteaux selon la combinaison 1.35G+1.5Q.....	120
Tableau V.16: Ferrailage des poteaux selon la combinaison 0,8G+E.....	121
Tableau V.17: Ferrailage des poteaux selon,la combinaison 0,8G+E.....	121
Tableau V.18: Ferrailage des poteaux selon la combinaison 0,8G+E.....	122
Tableau V.19: Ferrailage des poteaux selon la combinaison G+Q+E.....	122
Tableau V.20: Ferrailage des poteaux selon la combinaison G+Q+E.....	122
Tableau V.21: Ferrailage des poteaux selon la combinaison G+Q+E.....	123
Tableau V.22: Ferrailage des poteaux selon la combinaison 1.35G+1.5Q.....	123
Tableau V.23: Ferrailage des poteaux selon la combinaison 1.35G+1.5Q.....	123
Tableau V.24: Ferrailage des poteaux selonla combinaison 1.35G+1.5Q.....	124
Tableau V.25: Ferrailage des poteaux selon la combinaison 0,8G+E.....	124
Tableau V.26: Ferrailage des poteaux selon la combinaison 0,8G+E.....	124
Tableau V.27: Ferrailage des poteaux selon la combinaison 0,8G+E.....	125
Tableau V.28: Ferrailage des poteaux selon la combinaison G+Q+E.....	125

Tableau V.29: Ferrailage des poteaux selon la combinaison G+Q+E.....	125
Tableau V.30: Ferrailage des poteaux selon la combinaison G+Q+E.....	126
Tableau V.31: Résultats du ferrailage des poteaux adhérents aux voiles.....	126
Tableau V.32: Résultats du ferrailage des poteaux non adhérents aux voiles.....	126
Tableau V.33: Ferrailage minimal des poteaux selon C.B.A 93.....	127
Tableau V.34: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	128
Tableau V.35: Vérification de la contrainte du béton à l'ELS pour les poteaux non adhérent aux voiles.....	129
Tableau V.36: Vérification de la contrainte du béton à l'ELS pour les poteaux adhérent aux voiles.....	129
Tableau V.37: Espacements maximaux selon RPA99.....	131
Tableau V.38: Choix des Armatures Transversales pour les Poteaux.....	131
Tableau V.39: La quantité d'armatures transversales minimale.....	131
Tableau V.40: Ferrailage des Poteaux du Sous Sol.....	134
Tableau V.41: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	142
Tableau V.42: ferrailage de la poutre principale non adhérent aux voiles.....	143
Tableau V.43: ferrailage de la poutre principale adhérent aux voiles.....	143
Tableau V.44: ferrailage de la poutre secondaire non adhérent aux voiles.....	144
Tableau V.45: ferrailage de la poutre secondaire adhérent aux voiles.....	144
Tableau V.46: Vérification de l'effort tranchant pour les poutres.....	144
Tableau V.47: Vérification des contraintes à (ELS) Sens porteur.....	145

Tableau V.48 : Vérification des contraintes à (ELS) Sens non porteur.....	145
Tableau V.49 : Vérification des contraintes à (ELS) Sens porteur.....	146
Tableau V.50 : Vérification des contraintes à (ELS) Sens non porteur	147
Tableau V.51 : Valeurs de l_f/l	156
Tableau V.52: Calcul de $\sigma_{u\ lim}$	157
Tableau V.53 : Aciers verticaux et horizontaux.....	158
Tableau V.54 : Aciers transversaux.....	158
Tableau V.55 : Aciers supplémentaires.....	160
Tableau : V.56.Les contraintes limites du voile	162
TableauV.57 :Les armatures verticales du voile(exemple)	163
Tableau V.58 :Les armatures de couture du voile(exemple).....	164
TableauV.59 : Les contraintes dans les voiles sens longitudinal.....	165
Tableau : V.60.des armatures du voile (V1).....	165
Tableau V.61.des armatures du voile (V2).....	166
Tableau V.62:des armatures du voile (V3).....	166
Tableau V.63:des armatures du voile (V4).....	167
Tableau V.64 : des armatures horizontales des voiles.....	167
Tableau VI.1 : Vérification de la stabilité au renversement.....	179
Tableau VI.2 : les moments en travée et sur appui du panneau de rive.....	181
Tableau VI.3 : les moments en travée et sur appui du panneau intermédiaire.....	182
Tableau VI.4 : Résultats de ferrailage de la dalle du radier.....	182
Tableau VI.5 : vérification des contraintes de la dalle à l'ELS.....	184
Tableau VI.6 : Résultats de ferrailage de la nervure dans le sens xx.....	185
Tableau VI.7 : Résultats de ferrailage de la nervure dans le sens yy.....	185

Tableau VI.8 : vérification des contraintes de nervure à l'ELS.....	185
Tableau VI.9 : vérification des contraintes de nervure à l'ELS.....	186
Tableau VII.1: Ferrailage du voile périphérique.....	192
Tableau VII.2: Vérification des contraintes à l'ELS.....	194

Liste des figures

Figure I. 1. Diagramme contraintes – déformations à l’ELU.....	7
Figure I.2 - Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS).....	7
Figure 1.3. Diagramme contraintes déformations de l’acier (L’ELU).....	9
Figure .I .4. Diagramme contrainte – déformations.....	9
Figure II.1 : Schéma descriptif d’un plancher courant.....	12
Figure II.2 : Dimensions des poutres principales et secondaires.....	13
Figure II.3 : Dimensions à respecter par les poutres	14
Figure II.4 : Localisation du poteau le plus sollicité.....	15
Figure II.5 : Coupe verticale d’un plancher terrasse.....	15
Figure II.6 Coupe verticale d’un plancher étage courant - corps creux.....	16
Figure II.7 : coupe verticale d’un mur extérieure	16
Figure II.8 : section réduite de poteau carré.....	20
Figure III.1 : Diagramme des moments fléchissant.....	30
Figure III.2 : Diagramme des efforts tranchants.....	30
Figure III.3 : Diagramme des moments fléchissant.....	33
Figure III.4 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	37
Fig. III.5 : Ferrailage du plancher + poutrelle.....	38
Figure III.6 : Vue en plan escalier type1.....	39
Figure III.7 : Schéma statique.....	39
Figure III.8 : ferrailage de l’escalier type1.....	50
Figure III.9 : Schéma statique.....	51
Figure III.10 : Ferrailage des escaliers type2.....	61
Figure .III.11: Schéma de ferrailage pour la poutre palière.....	68
Figure III.12 : Ferrailage des balcons.....	75

Figure III.13 : dessin de l'Acrotère.....	76
Figure III.14 : Ferrailage de l'acrotère.....	82
Figure III.15 : plan de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	88
Figure IV.1 : Disposition des voiles modèle 1.....	91
Figure IV.2 : Disposition des voiles modèle 2.....	95
Figure IV.3: coffrage des poteaux.....	99
Figure IV.4: coffrage des poteaux.....	105
Figure IV.5 : Disposition des voiles modèle finale.....	105
Figure V.1: schéma de ferrailage des poteaux adhérant aux voiles pour (s.sol- DC-1 ^{ere} et 2 ^{eme} étage).....	134
Figure V.2: schéma de ferrailage des poteaux non adhérant aux voiles pour (s.sol- DC-1 ^{ere} et 2 ^{eme} étage).....	134
Figure V.3: schéma de ferrailage des poteaux non adhérant et adhérant aux voiles Pour(3 ^{eme} -4 ^{eme} -5 ^{eme}) étages.....	135
Figure V.4: schéma de ferrailage des poteaux non adhérant et adhérant aux voiles Pour(6 ^{eme} -7 ^{eme} -8 ^{eme}) étages.....	135
Figure V.5: schéma de ferrailage des poutres non adhérant aux voiles (sens porteur).....	148
Figure V.6: schéma de ferrailage des poutres adhérant aux voiles (sens porteur).....	150
Figure V.7: schéma de ferrailage des poutres non adhérant aux voiles (sens non porteur).151	
Figure V.8: schéma de ferrailage des poutres adhérant aux voiles (sens non porteur).....	153
Figure V.9 : Modèle simple d'un voile	154
Figure VII.10: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	155
Figure VII.11: Définition de l'élément mur.....	160
Figure VII.12: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	168
Figure V.13 : Vue de face du voile.....	169
Figure V.14 : Ferrailage du voile V1-Coupe A-A de V 1-RDC+1 ^{ere} étage.....	169

Figure V.15: Ferrailage du voile V1-Coupe A-A de V 1-2 ^{eme} -->8 ^{eme} étage.....	170
Figure V.16 : les différent type des voiles.....	162
Figure VI.2 : Schéma de ferrailage des nervures du radier	188
Figure VI.1 : Schéma de ferrailage du radier	189
Figure VI.3: voile périphérique.....	191
Figure VI.4.: Ferrailage du voile périphérique (sens x-x').....	195
Figure VI.5: Ferrailage du voile périphérique (sens y-y').....	195
Figure VI.5:Ferrailage du voile périphérique.....	196

Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à une grande activité et risque sismique. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

L'ingénieur est donc appelé à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par la structure.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans la wilaya d'Alger, classé par les règlements parasismiques Algérien (RPA99/version 2003) comme une région de forte sismicité (zone III). Comportant un RDC, 14 étages et un sous-sol.

Le mémoire est constitué de six chapitres :

Le premier chapitre constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation, des éléments structuraux et non structuraux et des caractéristiques des matériaux utilisés.

L'objectif du deuxième chapitre est l'évaluation des charges et surcharges selon le DTR B.C.2.2 et le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres et voiles) qui est une étape préliminaire avant d'entamer l'étude dynamique.

Le but du troisième chapitre est l'étude des éléments non structuraux. (L'acrotère, les poutrelles, les escaliers...)

Dans le quatrième chapitre nous nous intéressons à la modélisation de la structure et la détermination des modes de vibrations, en renforçant l'ossature par des voiles, on observe ainsi le comportement de la structure jusqu'à la vérification des déplacements.

Pour que la structure résiste aux différentes sollicitations nous calculerons le ferrailage de ses éléments résistants, à partir des résultats obtenus par l'analyse dynamique, qui sera l'objectif du cinquième chapitre.

Le sixième chapitre consiste à dimensionner et ferrailer les éléments de l'infra structure. Ainsi, Nous terminons ce mémoire par une conclusion générale.

I.1. Description de l'ouvrage :

Notre travail consiste à étudier et calculer des éléments de résistance d'un hôtel (R+8), qui sera implanté à Saïd Hamdine, zone classée, selon le **RPA99 version 2003**, comme étant zone de forte sismicité (zone III) l'hôtel comporte :

- 1 rez de chaussée à usage service client.
- 1 sous sol à usage parking.
- 8 étage courant à usage hôtel.
- 2 cage d'escaliers.
- 2 cage d'ascenseur.
- 1 terrasse inaccessible.

I.2. Caractéristiques géométriques :

La présente structure a pour dimensions :

- longueur total du bâtiment : 36,00 m
- largeur total du bâtiment : 17,00 m
- hauteur du rez de chaussée : 3,40m
- hauteur de l'étage courant : 3,40m
- hauteur total du bâtiment : 30,6 m
- hauteur du sous sol : 3,06 m

I.3. Caractéristiques du sol d'assise :

Le PV géotechnique nous a fourni les données suivantes :

- la contrainte du sol : **2 bar**

I.4. Eléments de l'ouvrage :**. Plancher :**

a- Planchers en corps creux : ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, le plancher terrasse comporte un complexe d'étanchéité et une forme de pente en ciment pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

b- Dalles pleines en béton armé : elles sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux.

. Maçonnerie :

Deux types de murs sont présents dans notre structure :

- a- Murs de façade réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur (10+5+10).
- b- Murs de séparation intérieure réalisée en simples cloisons de briques creuses de 10 cm.

. Escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers assurant la circulation sur toute sa hauteur. Elle est réalisée en béton armé, ces escaliers sont en paillasses adjacentes avec palier intermédiaire.

. Revêtement :

- mortier de ciment pour murs de façades et les salles d'eau.
- plâtre pour les cloisons intérieurs et plafond.
- céramiques pour les salles d'eau.
- carrelage pour les planchers et les escaliers.

. Coffrage :

On opte pour un coffrage métallique de façon à limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**1. Béton :****a. Généralités :**

Le béton est un mélange de granulats, de ciment et d'eau de gâchage. Il sera fabriqué suivant une composition établie par le laboratoire. Le béton sera à 350 Kg par m³ de ciment CPA 325.

b. Résistance caractéristiques à la compression : (BAEL 91 modifié 99) :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge de durcissement, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton, la résistance à l'âge $j < 28j$, est calculée comme suit (art A-2.11 BAEL 91) :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad [\text{MPa}] \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad [\text{MPa}] \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour l'étude de notre projet on adoptera $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

c. Résistance caractéristiques à la traction :

Conventionnellement, elle est définie en fonction de celle à la compression par la formule suivante (art A-2.12 BAEL 91 modifié 99)

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_j$$

$$\text{D'où : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

d. Déformation longitudinale du béton :

- module de déformation instantanée E_{ij} (art A-2.1.21 BAEL91 modifié 99)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{MPa}] \quad . \quad \text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Nous avons : } E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,2 \quad [\text{MPa}]$$

- module de déformation différé E (art A-2.1.22 BAEL91 modifié 99)

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad . \quad \text{À } j = 28j$$

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,865 \quad [\text{MPa}]$$

e. Déformation transversale du béton :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{avec : } E : \text{Module de Young (module d'élasticité)}$$

ν : Coefficient de poisson

f. Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales

$$\nu = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l} = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \quad . \quad \text{Il sera pris égal à :}$$

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service (ELS)

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU)

g. Contraintes limites :**. Contrainte de service de compression :(BAEL 91)**

Elle est donnée à l'ELS par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 F_{c28} \quad \text{D'où } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

. Contrainte ultime de compression :

Elle est donnée à l'ELU par la formule

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad \text{Avec :}$$

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante $F_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $F_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

θ : Coefficient d'application des actions considérées

$\theta = 1$ si la durée d'application des actions est $>24\text{h}$

$\theta = 0,9$ si la durée d'application des actions est entre 1 h et 24h

$\theta = 0,85$ si la durée d'application des actions est $<1\text{h}$

Remarque : Quand les conditions de bétonnage sont sévères, on prend le coefficient 0,8 au lieu de 0,85

. Diagramme Contrainte – Déformation du béton a (L'ELU) :

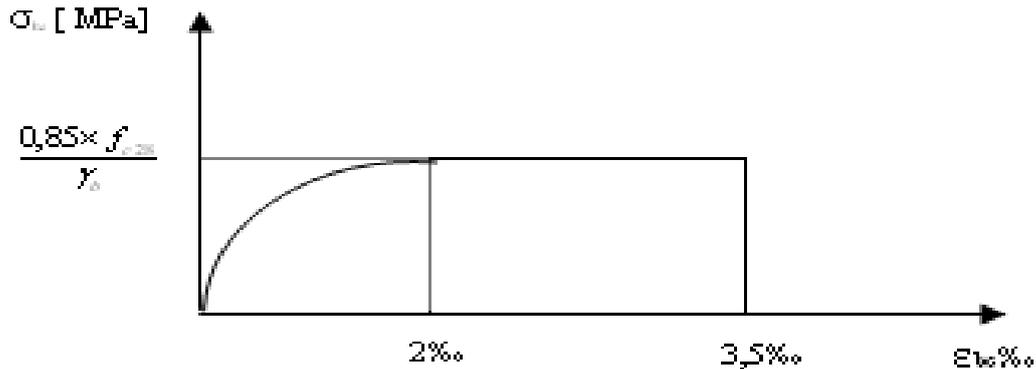


Figure I. 1. Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

ELS (Etat Limite de Service) :

c'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$ Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS

A j = 28 jour : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Fig I.I. Diagramme contrainte – déformation du béton (ELU)

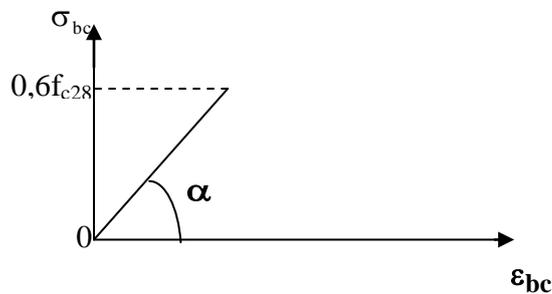


Figure I.2 - Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS)

. Contrainte limite de cisaillement :(BAEL 91)

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{\gamma_u}{b.d}$$

γ_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (ELS)

b : Valeur de la largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile.

La contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

$$\tau_u \leq \min \left[\frac{2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right] \text{ pour la fissuration peu nuisible .}$$

$$\tau_u \leq \min \left[\frac{1,5}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ MPa} \right] \text{ pour la fissuration préjudiciable .}$$

2. Acier:

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous aurons à utiliser deux types d'acier :

1. Aciers à haute adhérence : F_e E 400

F_e=400 MPa : limites d'élasticité

$\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

$\psi = 1,5$: coefficient de scellement

2. Treillis soudés :

F_e=520 MPa $\eta = 1,3$ $\psi = 1$

a. Limite d'élasticité longitudinale :

Elle est notée (E_s), sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier,

E_s= 200000 MPA. **(BAEL 91)**

$\nu = 0,3$: Coefficient de poisson.

b. Diagramme contrainte déformation de l'acier a (L'ELU) :

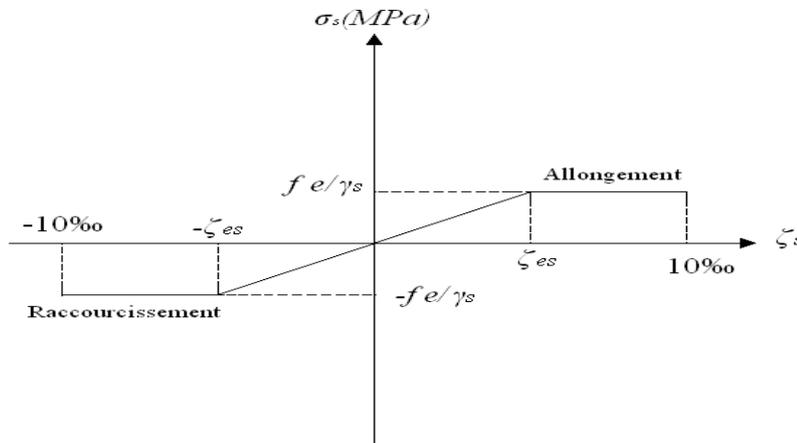


Figure 1.3. Diagramme contraintes déformations de l'acier (L'ELU)

c. Limite d'élasticité de l'acier :

• ELU : $\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$ avec :

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,50$ en situation courante.

$\gamma_s = 1,00$ en situation accidentelle. (Art A 4.3.2 BAEL91)

$\sigma_s = 348$ MPA pour les aciers haute adhérence $F_e E 400$

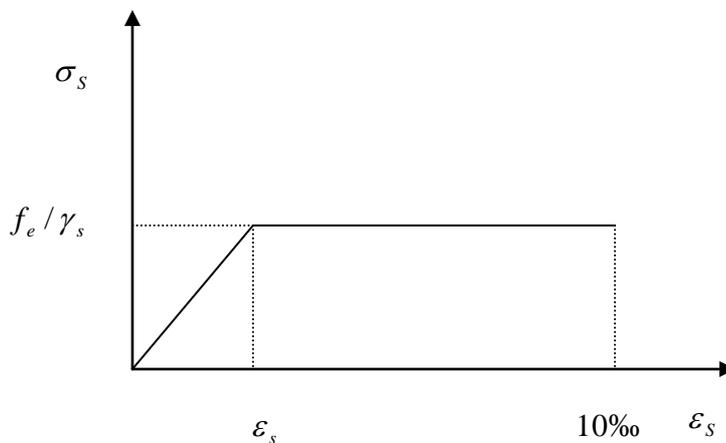


Figure .I .4. Diagramme contrainte – déformations

. ELS :

Fissuration peu nuisible : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire

$$\overline{\sigma}_{st} = F_e$$

Fissuration préjudiciable : cas où les éléments sont exposés aux Intempéries (art A 4.5.33 BAEL 91 modifié 99)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} F_e ; \text{Max} (0,5 F_e , 110 \sqrt{\eta F_{ij}}) \right]$$

Fissuration très préjudiciable : cas où les éléments sont exposés aux milieux agressif (art A 4.5.33 BAEL91 modifié 99)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{1}{2} F_e ; 90 \sqrt{\eta F_{ij}} \right]$$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les (rl).

$\eta = 1,6$ pour les (HA) quand $\Phi \geq 6\text{mm}$.

$\eta = 1,3$ pour les (HA) quand $\Phi < 6\text{mm}$.

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

d. Protection d'armatures :(BAEL91):

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- . $c \geq 5 \text{ cm}$ pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillard salins et aux atmosphères agressives.
- . $c \geq 3\text{cm}$ pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, Canalisations).
- . $c \geq 1\text{cm}$ pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Pour notre structure, nous avons adopté un enrobage de 3 cm

II. Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliqués aux différents éléments de la structure.

II.1. Les planchers :

Les planchers constituant le bâtiment seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression. Les corps creux seront posés sur des poutrelles préfabriquées.

La hauteur totale du plancher à corps creux est donnée par la relation suivante :

$$h_t = e_p + e_c$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher.

e_p : Epaisseur de la poutrelle.

e_c : Epaisseur de la dalle de compression.

Elle est déduite de la plus grande des deux valeurs données par les expressions suivantes :

[BAEL 91 modifié99]

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5} \quad \text{et} \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \quad (\text{II -1})$$

Avec :

l_{\max} : Portée libre de la poutre la plus longue dans le sens des poutrelles ;

M_t : Moment fléchissant maximal en travée ;

M_0 : Moment isostatique dans la travée de comparaison (de référence).

$$h_t \geq \frac{470}{22,50} = 20,88 \text{ cm.}$$

On opte pour un plancher **(16 + 5) cm**.

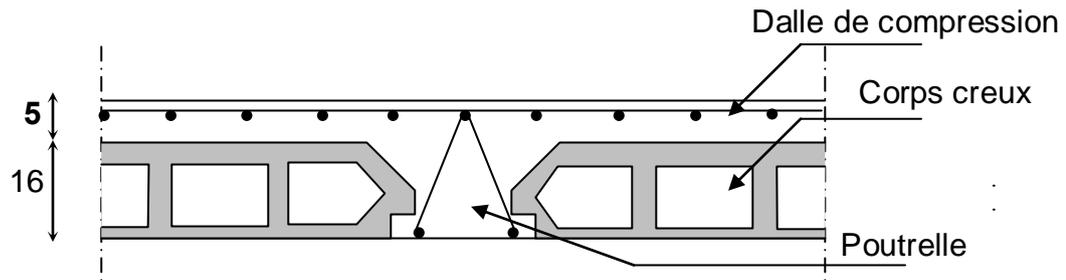


Figure II.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

II.2.poutres :

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre à savoir la hauteur totale h_t et la largeur b doivent répondre aux conditions suivantes.

Par ailleurs, d'autres conditions sont recommandées par le RPA 99 (version 2003) liées à la zone III telles que :

$$\text{Min}(b ; h) \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b ; h) \geq h_e / 20 \text{ cm} \quad (\text{II-2})$$

$$1/4 < b/h < 4$$

Hauteur des poutres h_p :

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h_p \leq \frac{l_{\max}}{10} \quad (\text{II-3})$$

Largeur des poutres b :

$$0,4h_p \leq b \leq 0,7h_p \quad (\text{II-4})$$

Avec :

h_p : Hauteur totale de la poutre ;

l_{\max} : Portée maximale de la poutre considérée entre nus d'appuis ;

b : Largeur de la poutre.

II.2.1. Poutres principales :

Sachant que $l_{\max} = 520 \text{ cm}$ il vient :

$$520 / 15 \leq h_p \leq 520 / 10 \text{ ce qui donne } 34,66 \leq h_p \leq 52,5 \text{ cm}$$

On prend $h_p = 45 \text{ cm}$

Par conséquent la largeur b sera :

$$0,4 h_p = 18 \text{ cm}$$

$$0,7 h_p = 31,5 \text{ cm}$$

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

II.2. 2. Poutres secondaires :

Sachant que $L_{\max} = 470$ cm il vient :

$$470/15 = 31.33 \text{ cm} \qquad L/10 = 47,00\text{cm}$$

donc $31.33 \leq ht \leq 47,00$ on prend $ht = 45$ cm

La largeur b sera donc :

$$0,4 h_p = 18\text{cm}$$

$$0,7 h_p = 31,5 \text{ cm}$$

$18 \leq b \leq 31,5\text{cm}$ On prend $b = 30\text{cm}$.

Remarque :

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 version 2003 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

Poutres principales (30x 45) cm^2

Poutres secondaires (30 x 45) cm^2

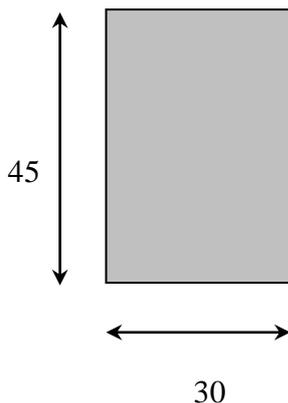


Figure II.2 : Dimensions de la poutre principale

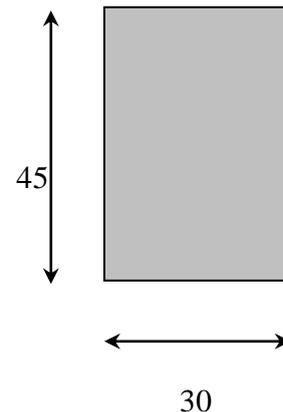


Figure II.2 : Dimensions de la poutre secondaire

	Poutres Principales	Poutres secondaires	Vérifié (Oui / Non)
Hauteur (cm)	$45 > 30$	$45 > 30$	Oui
Largeur (cm)	$30 > 20$	$30 > 20$	Oui
Hauteur / Largeur	$1.5 < 4$	$1.5 < 4$	Oui

Tableau II.1 : Vérification (RPA 99 version 2003)

➤ COFFRAGE :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après : [RPA99 version 2003]

- $b \geq 20 \text{ cm}$.
- $h \geq 30 \text{ cm}$.
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

h peut-être ramené à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

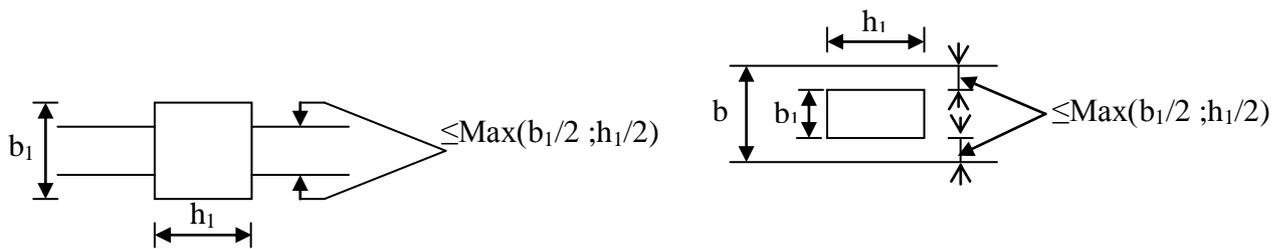


Figure II.3 : Dimensions à respecter par les poutres

II.3. Les Poteaux :

Les poteaux ont pour rôle de :

- Constituer les éléments porteurs du système plancher-poutres et plancher-voile par point d'appuis isolés.
- Supporter les charges verticales (effort de compression dans les poteaux)
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux-poutre (Reprendre les efforts horizontaux) :
 - ❖ effet du vent ;
 - ❖ effet de la dissymétrie des charges ;
 - ❖ effet des changements de température.
- Servir de chaînages verticaux

Les poteaux en béton armé sont soumis à la fois :

- à un effort de compression.
- à un moment de flexion.

Ils nécessitent des aciers verticaux et cadres transversaux.

Ils sont calculés conventionnellement en compression (centrée), d'autre part, ils sont dimensionnés pour résister au phénomène d'instabilité qui est le flambement.

II.3.1. Etapes de Prédimensionnement :

Le Pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

1. Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
2. Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
3. La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
4. La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le "RPA99 version 2003".
5. Vérifier la section à l'ELS.

II.3.2. Evaluation des charges et surcharges :

- Pour déterminer les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q nous allons nous référer au DTR B.C.22
- Localisation du poteau le plus sollicité :

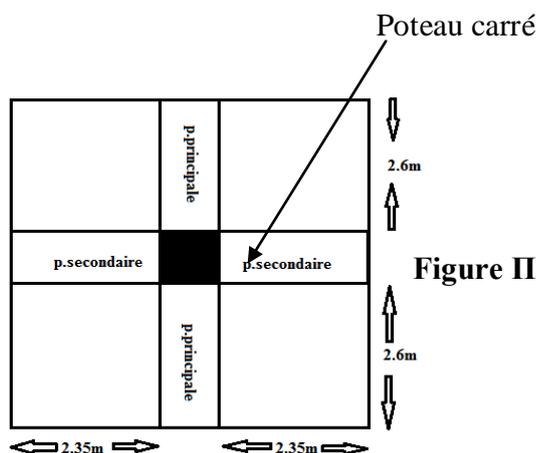


Figure II.4 : Localisation du poteau le plus sollicité.

II.3.3. Descente de charge :

II.3.3.1. Les surfaces des planchers à considérer :

La surface du plancher terrasse et celle des étages courants revenant au poteau C3:

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = 2 \times (2,6 \times 2,35) \times 2 \implies S = 24,44 \text{ m}^2$$

II.3.3.2. Charges permanentes

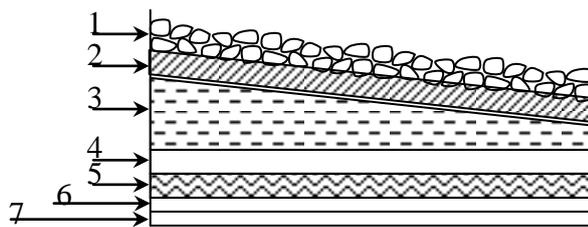


Figure II.5 : Coupe verticale d'un plancher terrasse.

a) Plancher terrasse

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	5	0.17	0.85
2	Étanchéité multicouche	2	0.095	0.19
3	Forme de pente en béton	7	0.22	1.54
4	Isolation thermique (liège)	4	0.04	0.16
5	Feuille de polyane	/	/	0.01
6	Plancher en corps creux (16+ 5)	21	/	3,1
7	Enduit plâtre	2	0.1	0.2
			G_{Total}	6,05

b) Plancher d'étage courant

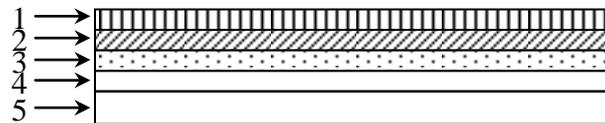


Figure II.6 Coupe verticale d'un plancher étage courant (corps-creux).

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	0.22	0.44
2	Mortier de pose	2	0.20	0.40
3	Couche de sable	2	0.18	0.36
4	Plancher en corps creux	21	/	3.10
5	Enduit en plâtre	2	0.1	0.20
6	Cloisons de distribution	10	/	1
			G_{Total}	5,6

c) Murs extérieurs

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm.

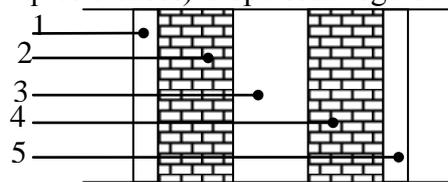


Figure II.7 : coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	2	0.22	0.44
2	Briques creuses	10	0,09	0.90
3	Lame d'air	5	/	0.00
4	Briques creuses	10	0,09	0.90
5	Enduit plâtre	2	0.1	0.20
			G_{Total}	2.44

d) balcons d'étage courant :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ² /cm)	G (KN / m ²)
1	Revêtement carrelage	2	0,22	0,44
2	Mortier de pose	2	0,2	0,4
3	Couche de sable	2	0,18	0,36
4	Dalle pleine en béton armé	20	0,25	5,00
5	Enduit ciment	2	0,1	0,2
6	Briques creuses	10	0,09	0,9
			G_{Total}	7,3

II.3.3.3. Les surcharges d'exploitations :Q

- Plancher terrasse.....Q = 1.00 KN/m².
- Plancher étage courant.....Q = 1.50 KN/m².
- Escaliers desservants les différents étages.....Q = 2.50 KN/m².
- balconsQ= 3,50 KN /m²
- plancher RDCQ=2,50 KN /m²
- plancher 1^{ère} étage Q=2,50 KN/m²

II.4. Loi de dégression des surcharges :

Les règles **BAEL** nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanété du chargement sur tous les planchers.

Q_0		
Q_1	Q_0	
Q_2	Q_0+Q_1	
Q_3	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2).$	
Q_4	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3).$	
Q_5	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4).$	
Q_6	.	
Q_7	.	
Q_8	.	
Q_9	.	
Q_{10}	.	

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i \quad \text{pour } n \geq 5.$$

Figure II.10 : Loi de dégression des surcharges

II.5. Descente de charges

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

Dans notre cas, on dimensionne le poteau C3 (voir plan).

a- Surface revenant au poteau C3 :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 24,44 \text{ m}^2$$

b- Poids propre du plancher terrasse :

$$P_{pt} = G_t \times S = 6,05 \times (2,35 + 0,3 + 2,35) \times (2,6 + 0,3 + 2,6) = 166,375 \text{ KN}$$

c- Poids propre du plancher étage courant :

$$P_{pc} = G_c \times S = 5,6 \times (2,35 + 0,3 + 2,35) \times (2,6 + 0,3 + 2,6) = 154 \text{ KN}$$

d- Poids des poutres :

- Poutres principales :

$$P_{pp} = (0,30 \times 0,45 \times 5,5) \times 25 = 18,56 \text{ KN.}$$

- Poutres secondaires :

$$P_{ps} = (0,3 \times 0,45 \times 4,7) \times 25 = 15,86 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc le poids des poutres : } P_{tot} = P_{p.p} + P_{p.s} \cdot \quad P_{tot} = 34,42 \text{ KN.}$$

II.6. Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression

$$S_9 = Q_1 = 24,44 \text{ KN.}$$

$$S_8 = Q_1 + Q_2 = 61,1 \text{ KN.}$$

$$S_7 = Q_1 + 0,95(Q_2 + Q_3) = 94,1 \text{ KN.}$$

$$S_6 = Q_1 + 0,90(Q_2 + Q_3 + Q_4) = 123,42 \text{ KN.}$$

$$S_5 = Q_1 + 0,85(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 149,1 \text{ KN.}$$

$$S_4 = Q_1 + 0,80(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 171,1 \text{ KN.}$$

$$S_3 = Q_1 + 0,75(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 189,41 \text{ KN.}$$

$$S_2 = Q_1 + 0,71(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 206,64 \text{ KN.}$$

$$S_1 = Q_1 + 0,68(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 240,5 \text{ KN.}$$

$$S_0 = Q_1 + 0,66(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 274,46 \text{ KN.}$$

Q_1 : surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible: $Q_1 = 1 \times 24,44 = 24,44 \text{ KN.}$

Q_2 à Q_8 : surcharges d'exploitations du plancher étage courant : Q_2 à $Q_8 = 1,5 \times 24,44 = 36,66 \text{ KN.}$

Q_9 à Q_{10} : surcharges d'exploitations du plancher RDC et SS : Q_9 à $Q_{10} = 2,5 \times 24,44 = 61,1 \text{ KN}$

a) La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression).
 $N_u = 1,35 (G + N_{\text{poteau}}) + 1,5 Q$.
 N_{poteau} : poids propre du poteau pré dimensionné.
 G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.
 Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ : L'élancement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend

$$L_f = 0,7.L_0 = 0,7.h_e$$

$$\lambda = \frac{(3,5 \times 0,5 \times h_o)}{a}$$

- a : dimension de la section du béton du poteau.
- L_f : longueur de flambement.
- i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et Perpendiculaire au plan de flambement.
- B : aire total de la section du poteau.
- A_S : section d'acier minimale.
- f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 400$ MPa.
- B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

Poteau carré $B_r = (a - 0,02)^2 \text{ m}^2$.

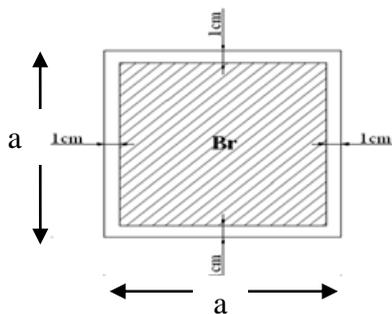


Figure III.8. Section Réduite du Poteau Carré.

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{Situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{Situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1,0 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

- a) On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

On obtient :

$$B_r \geq 0,062 N_u$$

- b) La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA 99 version 2003 (zone III).

$$\begin{cases} \text{Min}(a, b) \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

Avec :

a, b : dimensions de la section.

h_e : la hauteur de l'étage.

c) On calcule la section minimale du béton « B » aux ELS selon l'EUROCODES 02 c à d :

$$\frac{N_s}{B + n A_s} \leq 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : effort normal pondéré à l'ELS tel que $N_s = G + Q$

B : section de béton du poteau.

n : coefficient d'équivalence $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

A_s : section des armatures, supposée égale à 1% B.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Niveau	G _{tot} KN	G _{cum} KN	Qc KN	N _u KN	S _{trouée} Cm ²	S (axa) Cm ²	N _{ser} (kN)	σ _{ser} (MPa)	Obs
Terrasse	182,3	182.3	24.44	282.76	175.31	30 x30	206.74	2	OK
8	213	395.3	61.1	625.3	387.7	30 x30	456.4	4.4	OK
7	213	608.3	94.1	962.35	596.65	30 x30	702.4	6.78	OK
6	213	821.3	123.42	1293.88	802.2	35 x35	944.72	6.70	OK
5	213	1034.3	149.1	1619.95	1004.37	35 x35	1183.4	8.40	OK
4	215.37	1249.7	171.1	1943.74	1205.11	40 x40	1420.8	7.72	OK
3	215.37	1465.1	189.41	2262	1402.44	40 x40	1654.51	8.99	OK
2	218.125	1683.23	206.64	2582.32	1601.03	45 x45	1889.87	8.11	OK
1	218.125	1901.36	240.5	2927.58	1815.10	45 x45	2141.86	9.19	OK
RDC	221.3	2122.7	274.46	3140.1	1946.86	50 x50	2397.16	8.33	OK

Tableau II.2 : descente de charges sur le poteau C3

-Niveau terrasse : plancher : $G = g \times S = 6.05 \times 24.44 = 147.86 \text{ KN}$

pp de la poutre : $gp = g \times L = 0.45 \times 0.3 \times 25 \times (5.2+5) = 34.425 \text{ KN}$

-étage courante : plancher : $G = g \times S = 5.6 \times 24.44 = 136.86 \text{ KN}$

pp de la poutre : $gp = g \times L = 0.45 \times 0.3 \times 25 \times (5.2+5) = 34.425 \text{ KN}$

pp de murs : $G = g \times h \times L = 1.2 \times 2.95 \times (5.2+5) = 35.04 \text{ KN}$

pp de poteau : $G = b \times h \times l = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 2.95 = 6.64 \text{ KN}$

II.7. Vérification des sections des poteaux : RPA 99 version 2003 (zone III).

$$\left\{ \begin{array}{l} - \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm condition vérifiée} \\ - \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{295}{20} = 14.75 \text{ cm condition vérifiée} \\ - \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4. \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

II.7.1. Vérifications au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux est : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$.

Avec l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7l_0$)

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$). l_0 : hauteur libre du poteau.

S : section transversale du poteau (axa). I : moment d'inertie ($I = \frac{a^4}{12}$).

Les vérifications :

pour le sous sol (poteau 50×50) cm^2 : $l_0 = 2.61 \text{ m} \rightarrow \lambda = 18,08 < 50$.

Pour RDC et 1^{er} étage (poteau 45×45) cm^2 : $l_0 = 2.95 \text{ m} \rightarrow \lambda = 22,7 < 50$.

Pour 2^{eme} et 3^{eme} étage (poteau 40×40) cm^2 : $l_0 = 2.95 \text{ m} \rightarrow \lambda = 25,54 < 50$.

Pour 4^{eme} et 5^{eme} étage (poteau 35×35) cm^2 : $l_0 = 2.95 \text{ m} \rightarrow \lambda = 29,19 < 50$.

Pour 6^{eme} \rightarrow 8^{eme} étage (poteau 30×30) cm^2 : $l_0 = 2.95 \text{ m} \rightarrow \lambda = 34,06 < 50$.

Conclusion :

Tous les poteaux sont vérifiés vis-à-vis du flambement et les contraintes à l'ELS.

II.8. Les voiles

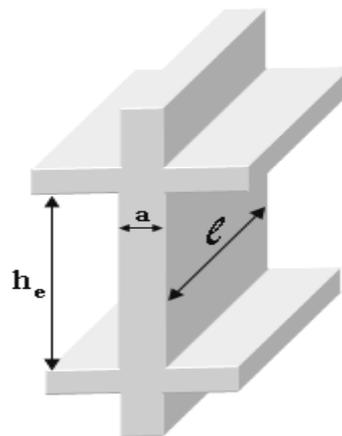
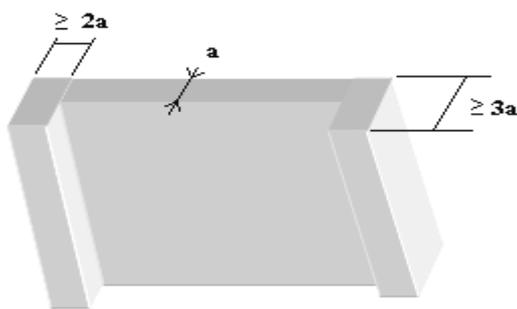
Les voiles sont des éléments constitués par une série de murs porteurs pleins ou comportant des ouvertures .Ils assurent deux fonctions principales :

- 1- Ils sont porteurs ce qui leurs permet le transfert des charges verticales.
- 2- Une fonction de contreventement qui garantie la stabilité sous l'action des charges Horizontales.

Le pré dimensionnement des voiles est effectué suivant les règles parasismiques Algérienne (RPA).

➤ Epaisseur : [RPA99 **version 2003**].

L'épaisseur minimale des voiles (a) est de 15 cm .de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (he) et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée ci-dessous :



$$a \geq \frac{h_e}{25} \quad \text{donc : } a \geq \text{Max} \left\{ 15 \text{ cm}; \frac{h_e}{25} \right\}$$

On a : $h_e = h - e_p^{\text{dalle}}$

he : hauteur du voile

h : hauteur d'étage

$$h_e = 3,4 - 0,21 = 3,19 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{3,19}{25} = 12,76 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{3,19}{20} = 15,95 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{3,19}{22} = 14,5 \text{ cm}$$

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

➤ **Largeur :**

Sont considérés comme voiles, les éléments satisfaisants à la condition $l \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

$$L_{\min} \geq 4 \times a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow L_{\min} = 80 \text{ cm.}$$

Avec $L_{\min} = 1 \text{ m}$ la condition est vérifiée.

Tous les voiles de structure seront considérés comme étant des voiles de contreventement.

CONCLUSION :

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

Hauteur du plancher $ht = 21 \text{ cm}$ soit un plancher de $(16 + 5) \text{ cm}$

section des poutres principales $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

Section des poutres secondaires $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

Section des poteaux

Sous sol $\rightarrow (50 \times 50) \text{ cm}^2$

RDC et 1^{er} étage $\rightarrow (45 \times 45) \text{ cm}^2$

2^{eme} et 3^{eme} étage $\rightarrow (40 \times 40) \text{ cm}^2$

4^{eme} et 5^{eme} étage $\rightarrow (35 \times 35) \text{ cm}^2$

6^{eme} \rightarrow 8^{eme} étage $\rightarrow (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Pour les voiles on opte pour **a = 20 cm** sur toute la hauteur de l'ouvrage.

PLANCHERS

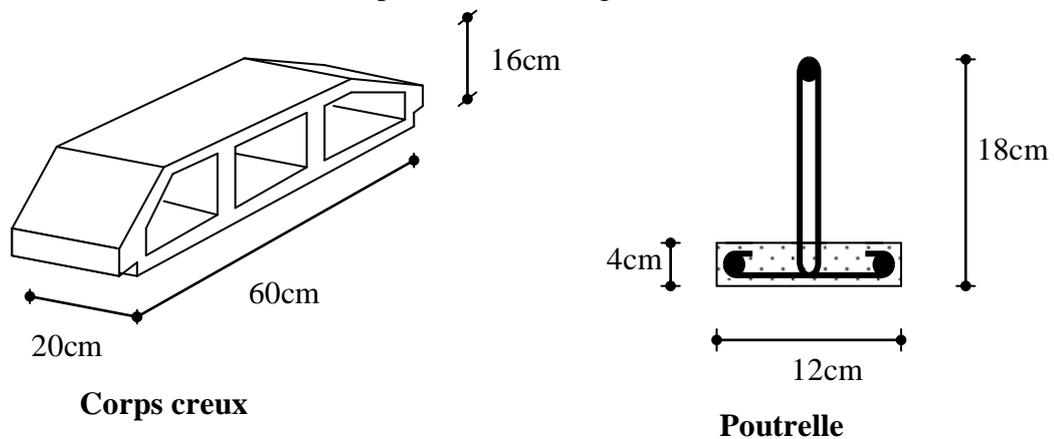
III.1. Calcul des planchers :

III.1.1. Planchers en corps creux :

Tous les planchers de notre hôtel sont à corps creux d'épaisseur (16 + 5), avec une dalle de compression de 5cm, sauf pour les balcons, et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur), ainsi que la dalle couvrant celui-ci ou des dalles pleines seront prévus.

Le plancher en corps creux est constitué de ;

1. Nervures appelées poutrelles de section en T.
2. Corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique sa dimension est de 16cm.
3. Une dalle de compression en béton de 5cm d'épaisseur elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour buts :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait ;
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites ;
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges, localisée notamment celles correspondant aux charges.



III.1.2. Détermination des dimensions de la section en T :

$$h = 16 + 5 = 21 \text{ cm (hauteur de la section)}$$

$$h_0 = 5 \text{ cm (épaisseur de la dalle de compression)}$$

$$C = 3 \text{ cm (enrobage)}$$

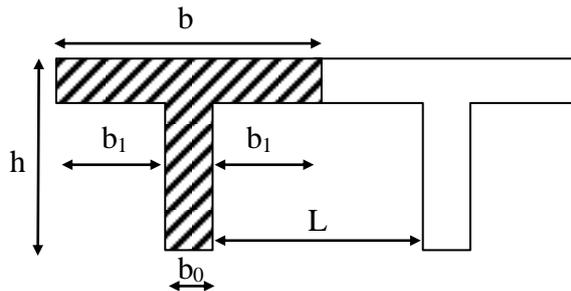
$$d = 18 \text{ cm (hauteur utile)}$$

b : largeur de la dalle de compression.

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

$$b_1 = (b - b_0) / 2$$

$$L = 2b_1$$

**Conclusion:**

$$G = 5.6 \times 0.65 = 3,64 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \times 0.65 = 1,625 \text{ KN/ml}$$

III.1.3. Calcul de la poutrelle :

a) Avant le coulage : avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posées sur deux appuis simples et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ Kg/ml}$
- poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ Kg/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ Kg/ml}$

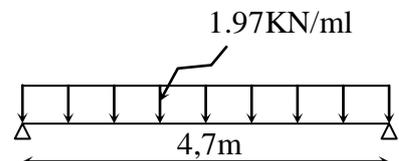
a.1) combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.97 \text{ KN/ml}$$

a.2) calcul du moment isostatique :

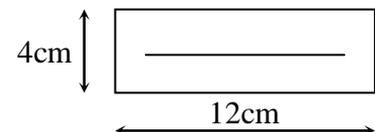
$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1.97 \times 4,7^2}{8} = 5,44 \text{ KN.m.}$$

$$V = \frac{q_u l}{2} = \frac{1.97 \times 4,7}{2} = 4,62 \text{ KN}$$

**a.3) ferrailage de la poutrelle :**

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{5,44 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 7,9 > 0,392$$



$\mu_b > \mu_c = 0,392 \Rightarrow$ Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

b) Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en T qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher : $G = 5.6 \times 0,65 = 3.64 \text{ KN/ml}$.
- surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0,65 = 1,62 \text{ kN/ml}$.

b.1) combinaison d'actions :

$$\text{À l'ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 7,34 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{À l'ELS : } q_s = G + Q = 5,26 \text{ KN/ml.}$$

b.2) détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants :

- **vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

$$1. \left\{ \begin{array}{ll} Q < 2G & \text{on a: } Q = 2.50 \text{ KN/ml} < 2 \times 3.64 \\ Q \leq 5 \text{ KN} & \text{et } Q = 2.50 \text{ KN} < 5 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifiée}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. Condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\left. \begin{array}{l} \frac{4,7}{4,7} = 1 \\ \frac{4,7}{4,7} = 1 \\ \frac{4,7}{4,7} = 1 \end{array} \right\} \quad 0,8 < \frac{L_{i1}}{L_{i+1}} < 1,25 \quad \text{Condition vérifiée}$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. Condition vérifiée

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

b.3) calcul des coefficients :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée est soumise aux mêmes charges (moments isostatique) M_w , M_e , M_t : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches, de droites ainsi que celle du moment en travée.

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

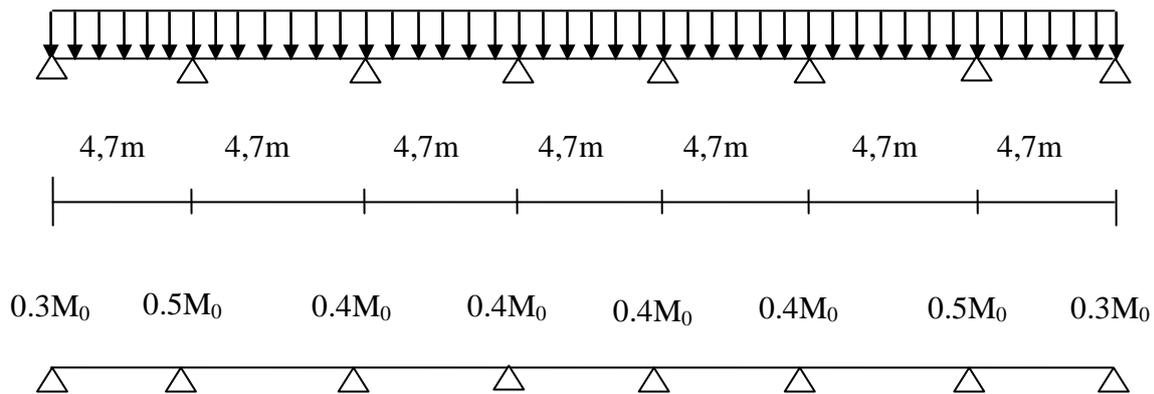
$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.50}{5.6+2.5} = 0,3 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

Les valeurs prise pour M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,05M_0 \end{cases}$$

$$\text{- travée intermédiaire : } M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$$

$$\text{- travée de rive : } M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$$



On aura après calcul : $\alpha = 0.30$

$$1 + 0.3 \alpha = 1.09$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.54$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.64$$

c) calcul des moments en travée :

- **travée de rive :**

$$- M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.64 M_0$$

$$- M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.09M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.69M_0$$

$$- M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.65M_0$$

On prend $M_t = 0,7 M_0$

- **Travée intermédiaire :**

$$- M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.09M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.64M_0$$

$$- M_t + \frac{0.4M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.6M_0$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.54M_0$$

On prend $M_t = 0.65 M_0$

- **calcul des moments isostatiques :**

$$q_u = 7,34 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 20,26 \text{ KN.m}$$

d) calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

Avec T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appuis.

Travée	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6	6-7	7-8
M_w (KN.m)	6,07	10,13	8,1	8,1	8,1	8,1	10,13
M_e (KN.m)	10,13	8,1	8,1	8,1	8,1	10,13	6,07
T_w (KN)	-18,11	-16,81	-17,25	-17,25	-17,25	-17,68	-16,38
T_e (KN)	16,38	17,68	17,25	17,25	17,25	16,81	18,11
M_t (KN.m)	14,18	13,17	13,17	13,17	13,17	13,17	14,18

Tableau III.1 : moments fléchissant et efforts tranchant

1) diagramme des moments :

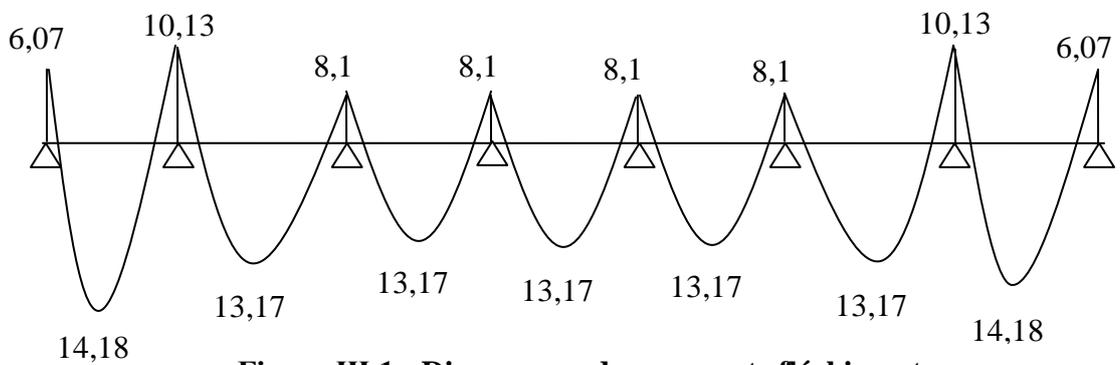


Figure III.1 : Diagramme des moments fléchissant

2) Diagramme des efforts tranchants :

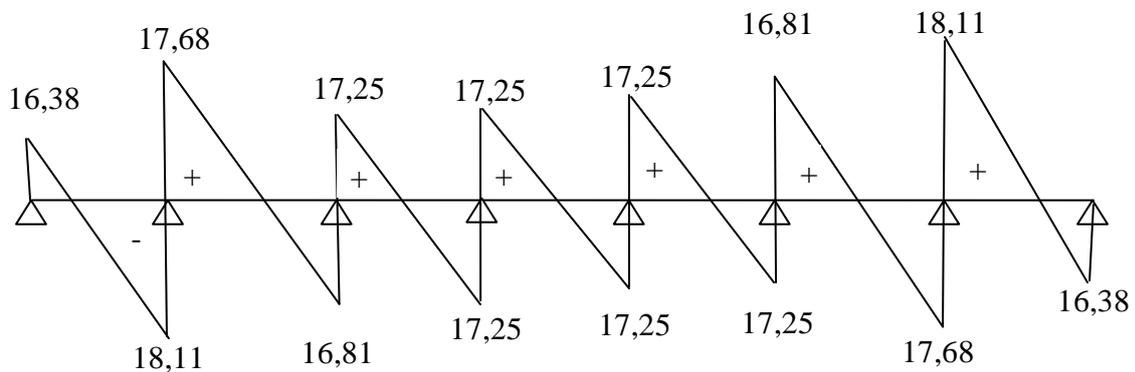


Figure III.2 : Diagramme des efforts tranchants.

III.1.4. Calcul des armatures :

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont

$$M_t^{\max} = 14,18 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 10,13 \text{ KN.m}$$

a) calcul à l'ELU :

- Armature en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,05 \times 0,65 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,05}{2} \right) \times 10^3 = 71,53 \text{ KN.m}$$

$M_t = 71,53 \text{ KN.m} > M_t = 14,18 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{14,18 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,047 < 0,392$$

$$\mu_b = 0,047 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{14,18 \times 10^3}{0,975 \times 18 \times 348} = 2,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,32 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

- Armatures aux appuis :**

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire (bx h).

$$M_a^{\max} = 10,13 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{10,13 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,033 < 0,392$$

$$\mu_b = 0,033 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{10,13 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 348} = 1,64 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,64 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max}\right) \quad (\text{Art 7.2.21/BAEL91})$$

$$\min\left(\frac{210}{35}; \frac{120}{10}; 12\right) = 6\text{mm} = 0.6\text{cm}$$

$$\phi \leq 0.6\text{cm} \quad \text{On prend } \phi = 6\text{mm}$$

$$\text{On adopt: } 2\phi 6 \rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$

- b) Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) = \min(16,2, 40) = 16,2\text{cm}$$

$$S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,57 \times 400}{12 \times 0,4} = 47,5\text{cm}$$

$$\text{On prend } S_t = 16 \text{ cm}$$

III.1.5. Vérification à l'ELU :

- a) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91 modifié 99)**

On doit vérifier que

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5\text{MPa}, 5\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{18,11 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,83\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,83\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

- b) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26\text{cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_t = 2,36\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

- Aux appuis :

$$A_a = 1,64 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91 modifié99)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{18,11 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times (1 \times \pi \times 12 + 1 \times \pi \times 10)} = 1,62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

f) Calcul des scellements droit : (BAEL91 modifié99)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

III.1.6. calcul à l'ELS :

a) calcul des moments isostatiques :

$$q_s = 5,26 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{5,26 \times 4,7^2}{8} = 14,52 \text{ KN.m}$$

Par la méthode forfaitaire : $M_t = 0,7 M_0 \rightarrow$ travée de rive

$M_t = 0,65 M_0 \rightarrow$ travée intermédiaire

b) diagramme des moments fléchissant :

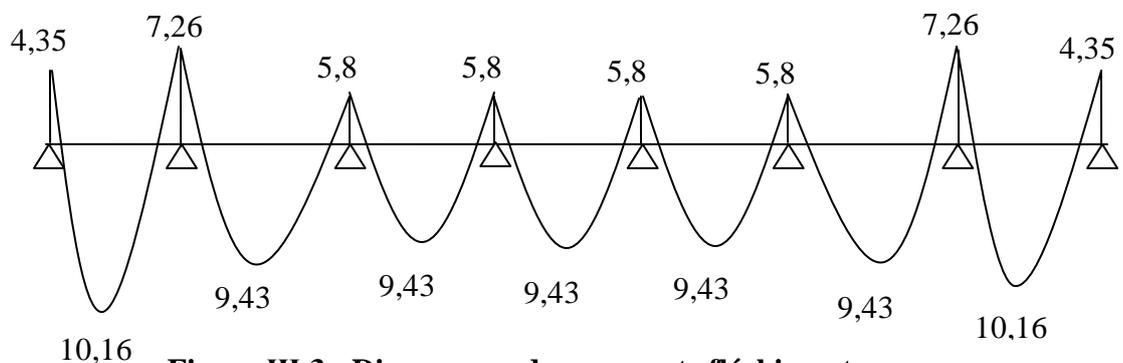


Figure III.3 : Diagramme des moments fléchissant

c) Vérification des contraintes à L'ELS (BAEL91 modifié99)

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

Tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

I: moment d'inertie de la section:

$$I = \frac{1}{3} b \times y^3 + 15 A_s (d - y)^2 + 15 A_s' (y - c')^2$$

Y: position de l'axe neutre :

$$(b/2) \cdot y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

Si : $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée.

Si : $y > h_0 \Rightarrow$ on trie Y de l'équation suivante :

$$(b/2) \cdot y^2 + (b - b_0 / 2) (y - h_0) + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

	$M_{ser} (kN.m)$	$A_s (cm^2)$	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	10,16	2,36	3,82	8877,7	4,37	vérifié
Appui	7,26	2,01	3,57	7275,3	3,56	vérifié

Tableau III.2: vérification de la contrainte de compression à L'E.L.S

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 243 \text{ MPa}$$

d) Etat limite de déformation (BAEL91 modifié99) :

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e}$$

Avec

h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle est comprise)

M₀ : Moment isostatique

L : portée libre

M_t : moment de flexion

b₀ : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{21}{470} = 0,0446 > \frac{1}{22,5} = 0,0444 \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée »}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0,0446 > \frac{10,16}{15 \times 14,52} = 0,046 \quad \Rightarrow \quad \text{« condition non vérifiée »}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2,36}{18 \times 12} = 0,01 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition non vérifiée »}$$

2^{eme} et 3^{eme} condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

e) Calcul de la flèche : (BAEL91 modifié99)

$$a) f_v = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E_v I f_v}$$

$$b) f_i = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E_i I f_i} < \frac{L}{500}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 21 + (65 - 12) \times 5 + 15 \times 2,36 = 552,4 \text{ cm}^2$$

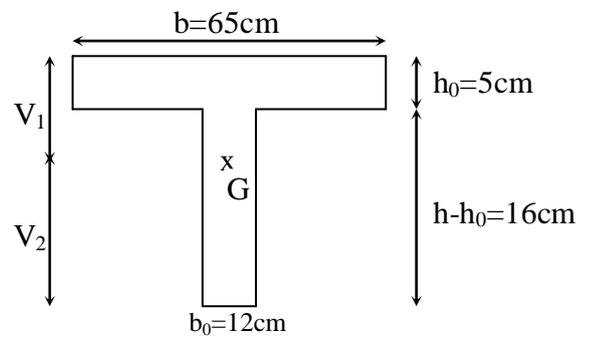
Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 21^2}{2} + (65 - 12) \frac{5^2}{2} + 15 \times 2,36 \times 18 = 3945,7 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3945,7}{552,4} = 7,14 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 21 - 7,14 = 13,86 \text{ cm}$$



$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,14^3 + 13,86^3) + (65 - 12) \times 5 \left[\frac{5^2}{12} + (7,14 - \frac{5}{2})^2 \right] + 15 \times 2,36(13,86 - 3)^2$$

$$I_0 = 22538,46 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0109 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 3,77 \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,509$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 243 + 2,1} = 0,71$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 22538,46}{1 + 3,77 \times 0,71} = 6743,08 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 22538,46}{1 + 1,509 \times 0,71} = 11968,9 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{10,16 \times (4,7)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 6743,08} = 1,03 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{10,16 \times (4,7)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 11968,9} = 1,73 \text{ cm}$$

$$\delta_{total} = f_v - f_i = 0,7 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,94 \text{ cm} \quad \dots \dots \dots \text{ V é r i f i é e}$$

III.1.7. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression de 5 cm doit être armée de quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- 30cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles.

$$A_2 = A_1 / 2$$

$F_e = 520 \text{ MPa}$ 'quadrillage de T.S.TIE 520.

On a: $L_1 = 65 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

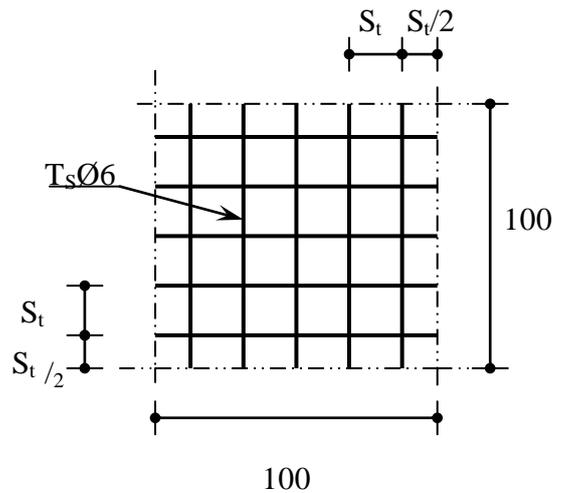


Figure III.4 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

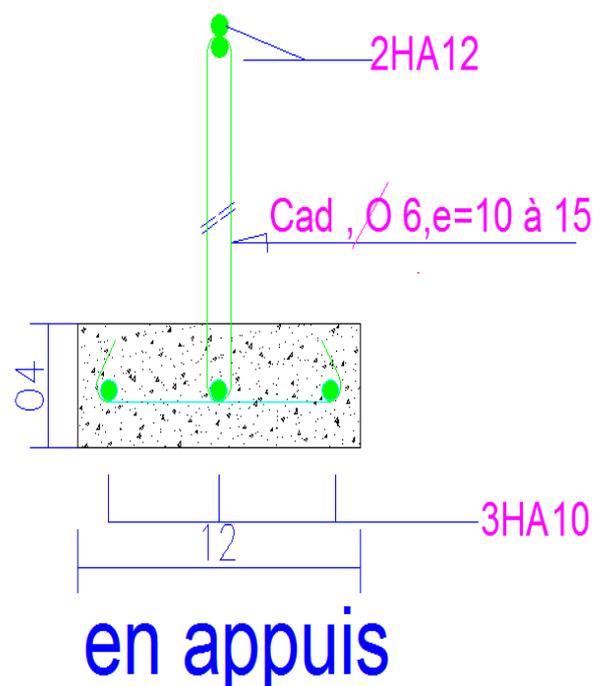
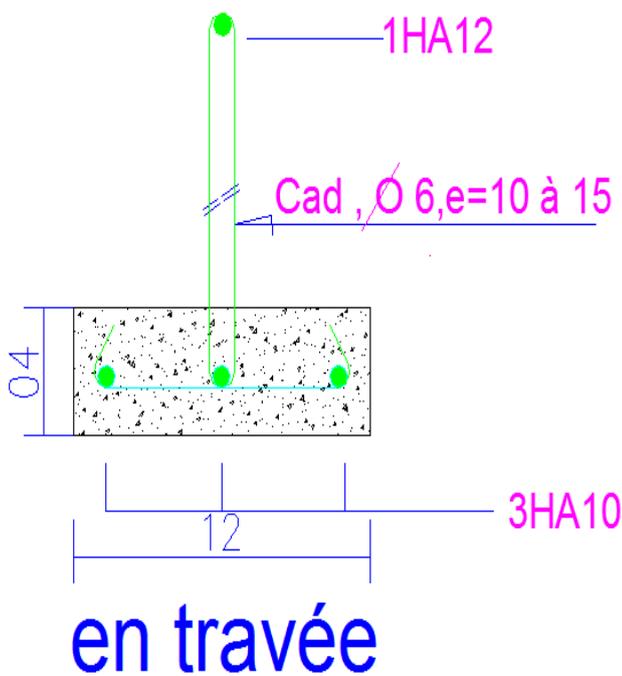
a) Armature de répartition :

$$A_2 = A_1 / 2 = 0.71 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6 $\Rightarrow A_2 = 1.41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

b) Schéma de Ferrailage :



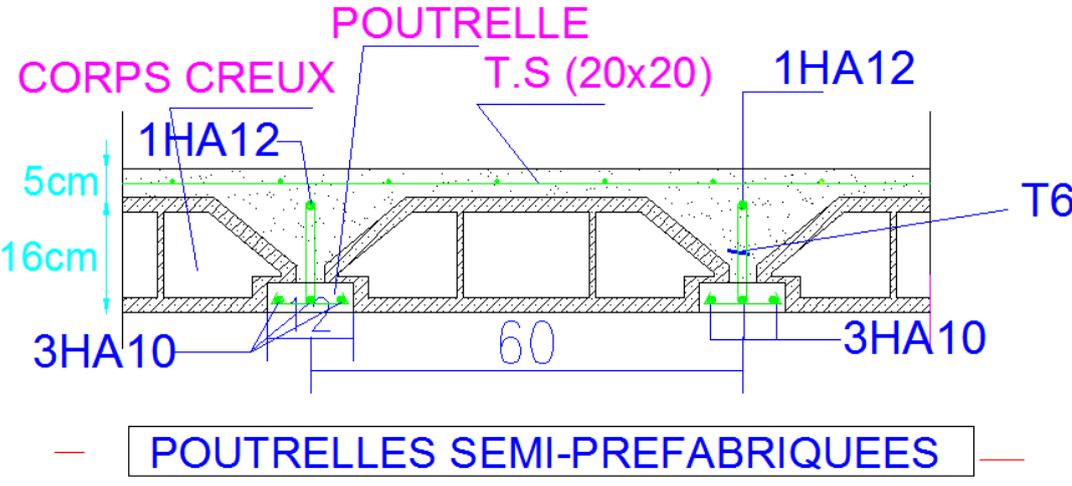


Figure. III.5. Ferrailage du plancher.

III2. Les escaliers Type1 entre (RDC et 8^{ème} étage) :

III2.1.Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure est munie d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux.

Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulés sur place.

a-Escalier d'étage courant :

b-Prédimensionnement :

b-1 DEFINITION DES ÉLÉMENTS D'UN ESCALIER

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale ($C.M$) de ces gradins.

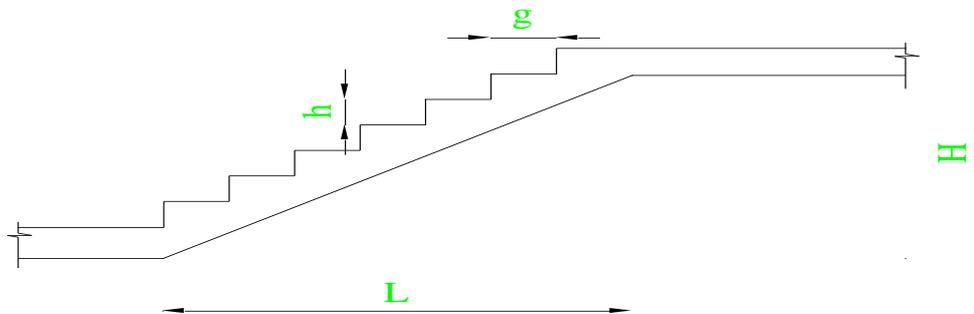


Figure III.6 : Vue en plan escalier type1

Notations utilisées

G : giron,

h : hauteur de la contre marche,

ep : épaisseur de la paillasse,

H : hauteur de la volée,

L : longueur de la volée projet

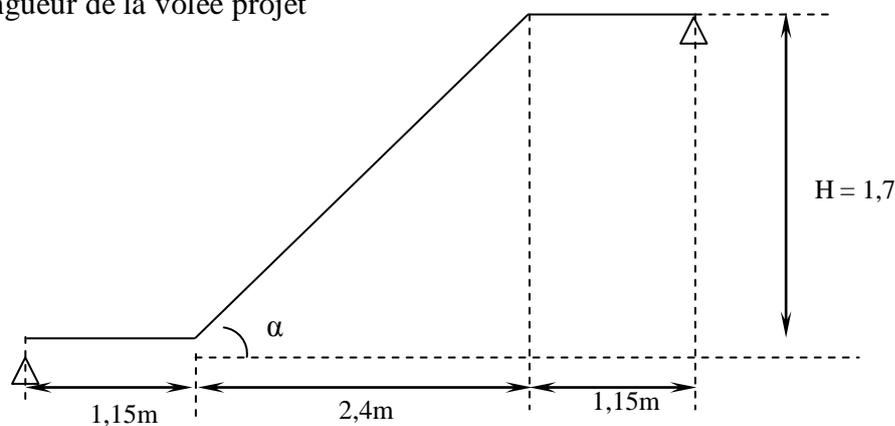


Figure III.7 : Schéma statique

n : Nombre des marches ;

n-1 : Nombre des contre marches ;

Avec une hauteur d'étage de 3,40m, nous avons : Hauteur de marche : h = 17 cm.

Nombre de contre marche : $n = \frac{170}{17} \rightarrow n=10$

On prend : n = 10 contres marches.

On aura alors : n-1 = 9 marches réparties sur un volée de 9 marches chacune.

La relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace de

Façon confortable c'est la relation de **BLONDEL**.

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

Pour h = 17 cm, on aura : $59 \text{ cm} \leq 2(17)+g \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 32 \text{ cm}$

On prend : g = 26 cm

b-2 Vérification de la loi de BLONDEL :

$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm} \Leftrightarrow g+2h=60 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

b-3 dimensionnement de la pailasse :

$$\frac{L'}{30} \leq ep \leq \frac{L'}{20}$$

Avec : $L=9 \times 26 = 2,34 \text{ m} \approx 2,40 \text{ m}$

$Tg \alpha = H / L \rightarrow Tg \alpha = \frac{1.7}{2.40} = 0,708 \rightarrow \alpha = 35,31^\circ$

$$L' = \sqrt{L^2 + H^2} + 1.15 + 1.15 \Rightarrow L' = \sqrt{2.4^2 + 1.7^2} = 5.24 \text{ m}$$

$$\frac{524.10}{30} \leq ep \leq \frac{524.10}{20} \Leftrightarrow 17.47 \text{ cm} \leq ep \leq 26.2 \text{ cm}$$

on prend ep=20cm

III.2.2. Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse ; on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

1-Charges permanentes :

- **Palier :**

1) Revêtement en carrelage (2cm).....	0.44 kN/m ²
2) Mortier de pose (2cm).....	0.4 kN/m ²
3) Couche de sable (2cm).....	0.36 kN/m ²
4) Dalle en béton armé (20cm).....	5 kN/m ²
5) Enduit de ciment (2cm).....	0.36 kN/m ²

$$G=6.56 \text{ kN/m}^2 .$$

- **Surcharge :**

$$Q= 2.5 \text{ kN/m}^2$$

- **Volée :**

1) Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = 6.13 \text{ kN/m}^2$
2) Poids propre des marches (17 cm)	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125 \text{ kN/m}^2$
3) Revêtement de carrelage (2 cm).....	$22 \times 0,02 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
4) Mortier de pose (2 cm)	$20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
5) Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
6) Enduit de ciment (2 cm).....	$18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
7) Poids propre du garde corps.....	1.62 kN/m ²

$$G=11.44 \text{ kN/m}^2$$

- **Surcharge :**

$$Q=2.5 \text{ kN/m}^2$$

- **Combinaison des charges :**

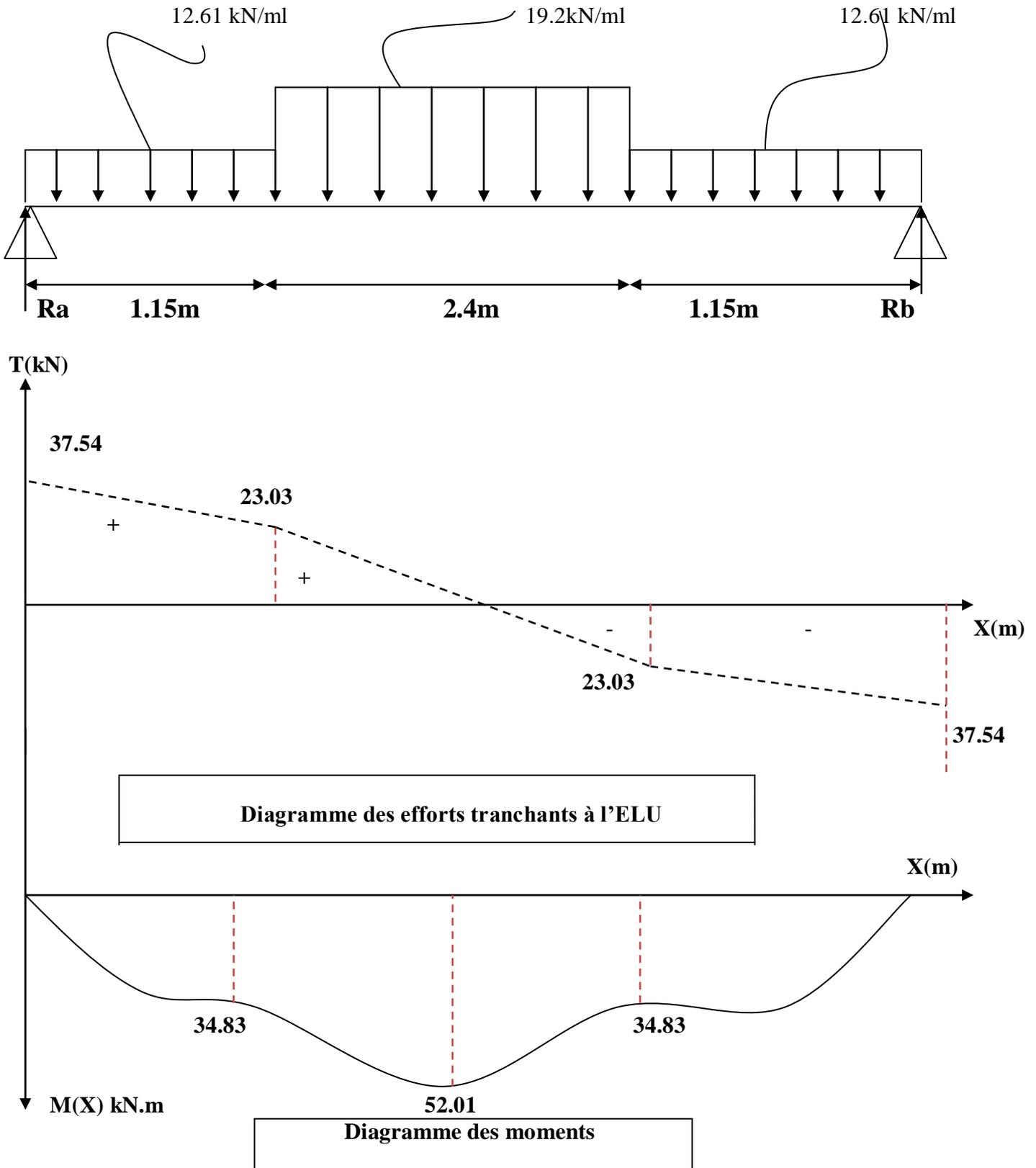
	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
paillasse	11.44	2.5	19.2	13.94
palier	6.56	2.5	12.61	9.06

Tableau III.3 : (combinaisons des charges).

Remarque : Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur

III.2.3. calcul des efforts internes à l'ELU :

a- Réaction d'appuis :



Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u_{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

$$M_{u_{app}} = (0,5) M_{u_{max}} = (-0,5) \times 52,01 = -26,00 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée :

$$M_{ut} = (0,85) M_{u_{max}} = (0,85) \times 52,01 = 44,21 \text{ KN.m}$$

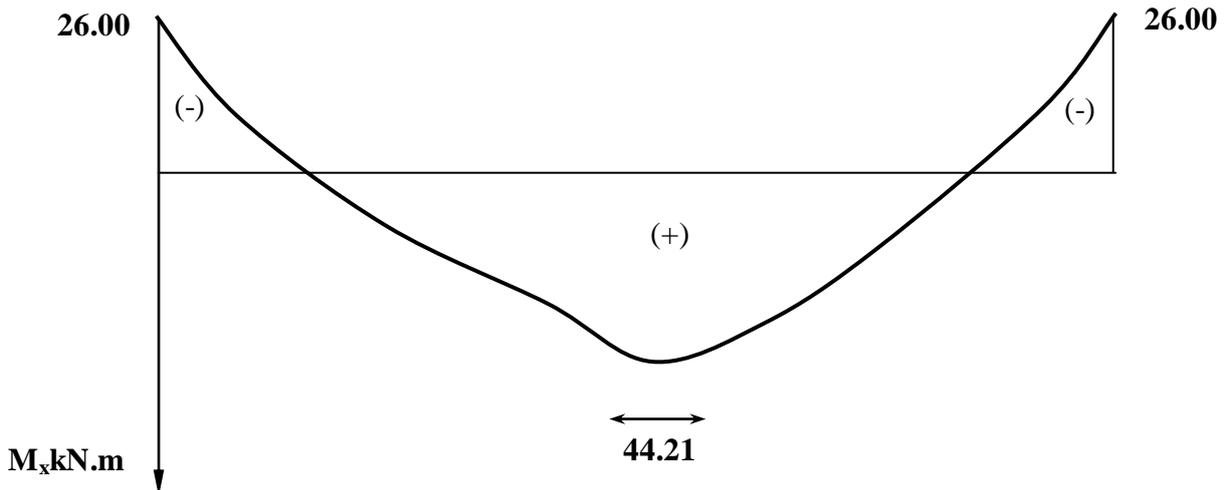


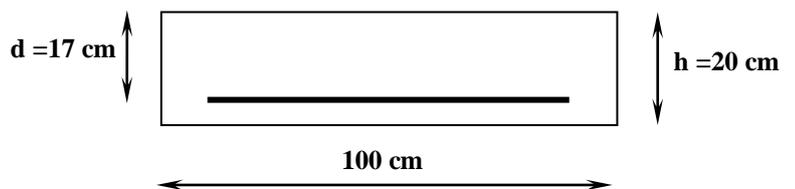
Diagramme des moments fléchissant en tenant compte de semi-encastrement à l'ELU

III.2.4. Calcul des armatures :

$b = 100 \text{ cm}$, $d = 0,85 h = 17 \text{ cm}$.

❖ Aux appuis :

$$M_a = 26,00 \text{ KN.m}$$



▪ Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{26,00 \times 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14,2} = 0,063 < \mu_L = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée : $\mu_b = 0,063 \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ α

$$= 0,081 \Rightarrow z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 16,44 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{26.00 \times 10^3}{16.44 \times 348} = 4.54 \text{ cm}^2$$

Soit : A_a : 5HA12 avec : $A_a = 5,65 \text{ cm}^2$ (St = 20 cm)

▪ **Armatures de répartitions :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2.825 \text{ cm}^2 \geq A_r \geq 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA10 avec $A_r = 2.36 \text{ cm}^2$ (St = 33 cm)

❖ **En travée :**

▪ **Armatures principales :**

$$M_t = 44.21 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{44.21 \times 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14,2} = 0,108$$

$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,108 \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) , \alpha = 0.143 \Rightarrow Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 16.026 \text{ cm}$$

$$A_T = \frac{M_T}{Z \sigma_{St}} = \frac{44.21 \times 10^3}{16.026 \times 348} = 7.92 \text{ cm}^2$$

Soit : A_T : 6HA14 avec : $A_T = 9,24 \text{ cm}^2$ (St = 16 cm)

▪ **Armatures de répartitions :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 4.62 \text{ cm}^2 \geq A_r \geq 2.31 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 avec $A_r = 4.52 \text{ cm}^2$ (St = 25 cm)

III.2.5. Vérification à L'ELU :**a- Condition de non fragilité : (BAEL91 modifié 99 A4.21)**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 2,052 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 9,24 \text{ cm}^2 > 2,052 \text{ cm}^2 \\ A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > 2,052 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

b- Répartition des barres :**▪ Armatures principales :**

$$St < \min (3h ; 33) = \min (60 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 20, 16 \right\} [\text{cm}] < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ Armatures de répartitions :

$$St < \min (4h ; 45) = \min (80 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 25, 33 \right\} [\text{cm}] < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**❖ Influence sur le béton :**

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0,9d$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,17 \times 1}{1,5} = 1020 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 37,54 \text{ kN} < 1020 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$V_u^{\max} = 37,54 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 9 \times \pi \times 1,4 = 26.376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{37.54 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 263.76} = 0,93 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{37.54 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0,22 < 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f- Ancrage de barres :

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,52 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

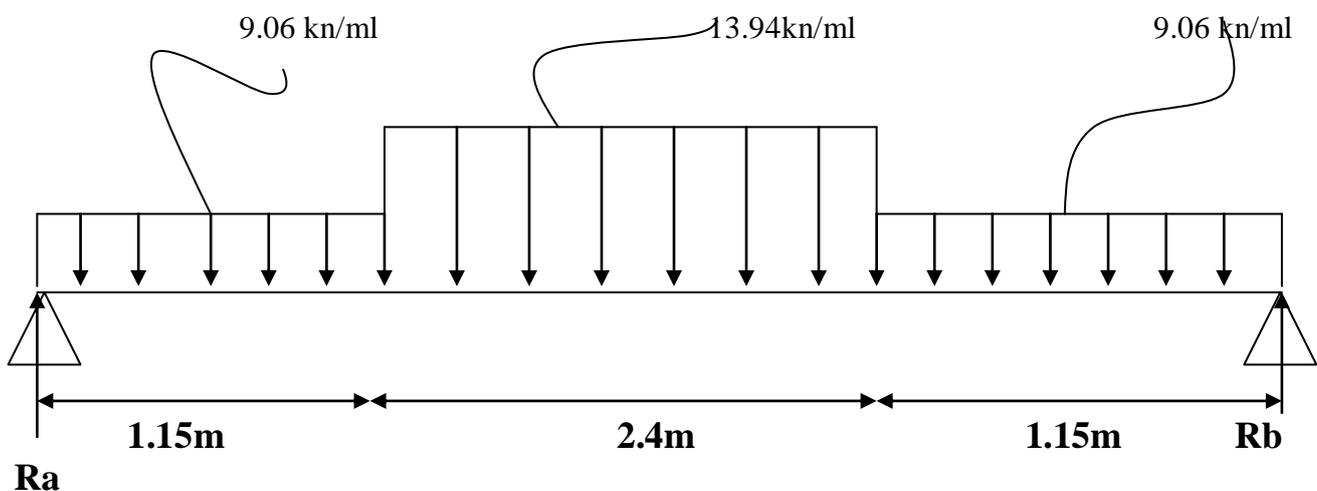
- longueur de scellement droit: $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{1,4 (400)}{4 (2.835)} = 49,4 \text{ cm.}$

- longueur d'ancrage mesurée hors crochets: $L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 49,4 = 20 \text{ cm.}$

III.2.6. Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELS :

➤ palier : $q_{ser} = 9.06 \text{ kN/ml}$

➤ Volée : $q_{ser} = 13.94 \text{ kN/ml}$ Réaction d'appuis :



Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{ser} au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

$$M_{SER}^A = (0,5) M^{max} = (-0,5) \times 37.67 = -18.83 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée :

$$M_{SER}^T = (0,85) M^{max} = (0,85) \times 37.67 = 32.02 \text{ KN.m}$$

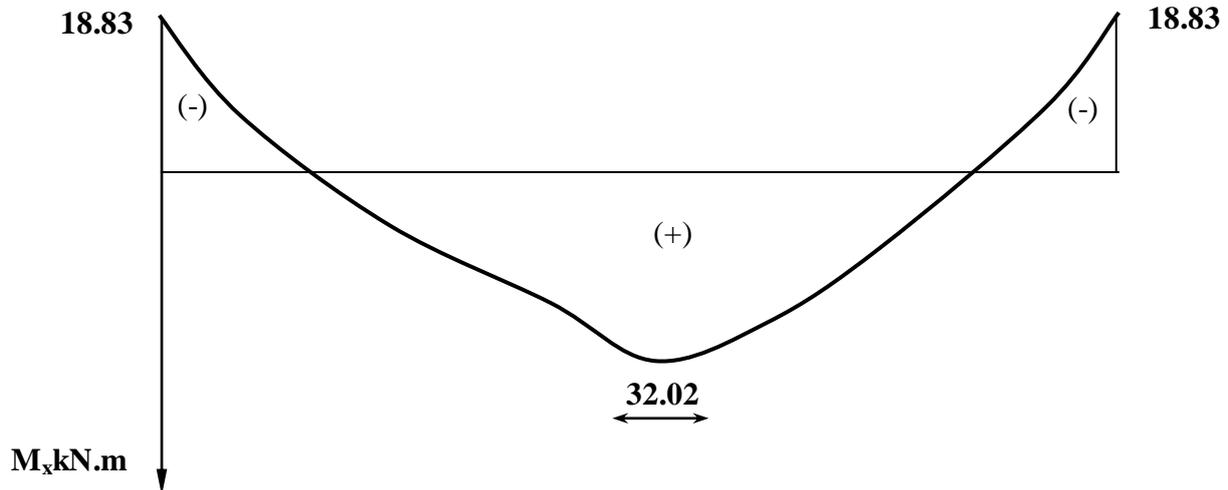


Diagramme des moments fléchissant en tenant compte de semi-encastrement à l'ELS

III.2.7. Vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS) :

a- En travée :

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état des ouvertures des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression.

Il est nécessaire de vérifier que:

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

Tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

I: moment d'inertie de la section:

$$I = \frac{1}{3} b_0 \cdot y^3 + 15A_s \cdot (d - y)^2$$

Y: position de l'axe neutre :

$$(b/2).y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec: } \eta = 15 ; b=100\text{cm} ; d=17\text{cm}; A_s=9.24 \text{ cm}^2$$

$$50y^2 + 138.6 y - 2356.2 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 700.32 \Rightarrow y = 5,61 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = 23866.15 \text{ cm}^4.$$

Ce qui donne :

$$\sigma_{bc} = \frac{32.02 \cdot 10^6}{23866.15 \cdot 10^4} \cdot 56.1 = 7.52 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 7.52 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

b- Sur appuis :

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état des ouvertures des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression.

Il est nécessaire de vérifier que:

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

Tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

I: moment d'inertie de la section:

$$I = \frac{1}{3} b_0 \cdot y^3 + 15 A_s \cdot (d - y)^2$$

Y: position de l'axe neutre :

$$(b/2).y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec: } \eta = 15 ; b=100\text{cm} ; d=17\text{cm}; A_s=5.65 \text{ cm}^2$$

$$50y^2 + 84.75 y - 1440.75 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 543.44 \Rightarrow y = 4.58 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = 16275.63 \text{ cm}^4.$$

Ce qui donne :

$$\sigma_{bc} = \frac{18.83 \cdot 10^6}{16275.63 \cdot 10^4} \cdot 45.8 = 5.3 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 5.3 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

III.2.8. Vérifications de la flèche :

Selon (CBA 93), on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de

Procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Leftrightarrow \frac{0,20}{4,7} = 0,043 \leq \frac{0,85}{10} = 0,085 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{9,24}{100.170} = 0,0054 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,043 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

◆ Flèche totale :

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq f^-$$

f_i : la flèche dues aux charges instantanée.

f_v : la flèche dues aux charges de long durée.

◆ Moment d'inerte de la section totale homogène I_0 :

$$\frac{bh^3}{12} 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15 A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

◆ Calcule des moments d'inerte fictifs :

$$If_i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad , \quad If_v = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

Avec $\lambda_i = \frac{0,05 \cdot ft_{28}}{\delta \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)}$: coefficient pour la déformation instantanée

$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot ft_{28}}{\delta \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)}$: Coefficient pour la déformation différée

$\delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$: Pourcentage des armateurs

$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot ft_{28}}{4\delta\sigma_s + fc_{28}}$

- ◆ **Contrainte de traction dans l'armateur correspondant au cas de charge étudiée :**

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot d}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

M_{SER} (kn.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_o (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
32.02	9.24	0.0054	203.84	3.88	1.55	0.43	74802.45	30281.77	44079.25

Tableau III.4 : Tableau récapitulatif pour la vérification de la flèche.

- ◆ **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 \left(f_{c_{28}} \right)^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c_{28}}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

- ◆ **Calcul de la flèche due à la déformation instantanée**

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 E_i \cdot I_{fi}} = 7.26 \text{ mm} \quad , L = 4.70 \text{ m}$$

- ◆ **Calcul de la flèche due à la déformation différée**

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = 14.96 \text{ mm} \quad L = 4.70 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i = 0,77 \text{ cm}$$

$$f^- = \frac{l}{500} \Rightarrow \bar{f} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm}$$

$f_t < \bar{f}$: D'où la flèche est vérifiée donc il n'y a pas le risque de la flèche.

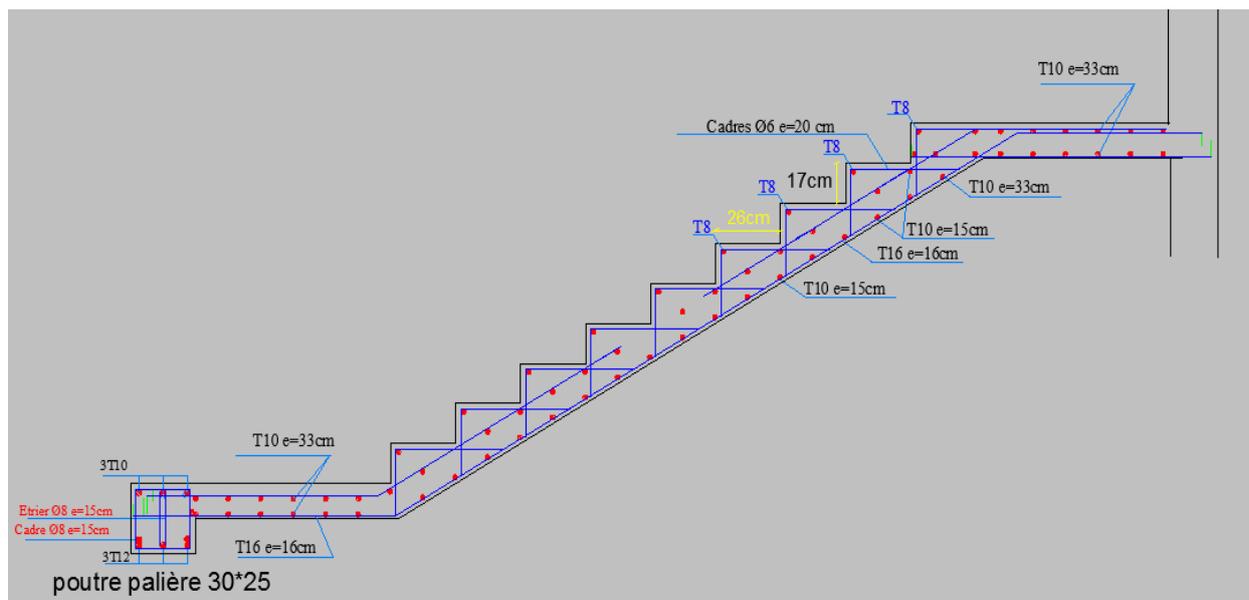


Figure III.8 : Ferrailage de l'Escalier type1

III.3.Calcul des escaliers type 2 :(sous sol- RDC)

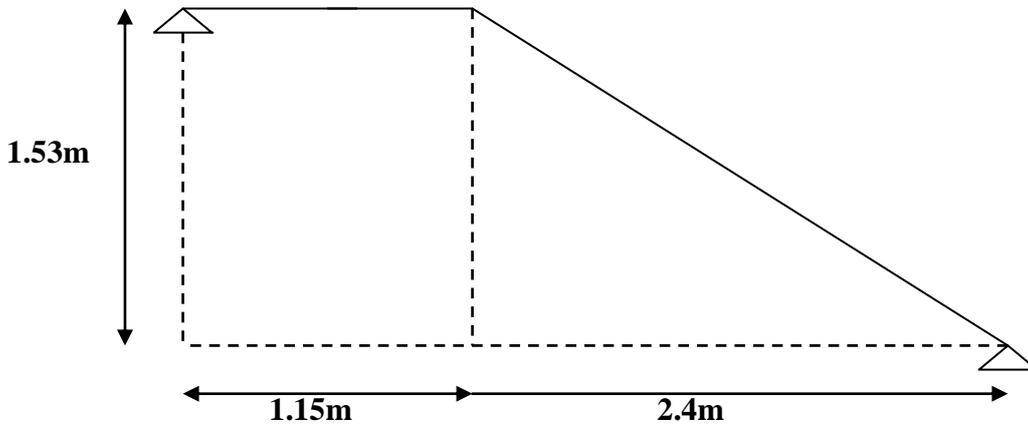


Figure III.9 : Schéma statique

n : Nombre des marches ;

$n-1$: Nombre des contre marches ;

Avec une hauteur d'étage de 3 ,40m, nous avons : Hauteur de marche : $h=17$ cm.

Nombre de contre marche : $n = \frac{153}{17} \rightarrow n=9$

On prend : $n = 9$ contre marches.

On aura alors : $n-1 = 8$ marches réparties sur un volée de 8 marches chacune.

La relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace de Façon confortable c'est la relation de **BLONDEL**.

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

Pour $h = 17$ cm, on aura : $59 \text{ cm} \leq 2(17) + g \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 32 \text{ cm}$

On prend : $g = 30$ cm

a.1) Vérification de la loi de BLONDEL :

$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm} \Leftrightarrow g+2h=66 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

a.2) dimensionnement de la paillasse :

$$\frac{L'}{30} \leq ep \leq \frac{L'}{20}$$

Avec : $L=8 \times 30= 2,40\text{m}$

$\text{Tg } \alpha = H / L \rightarrow \text{Tg } \alpha = \frac{1.53}{2.40} \rightarrow \alpha = 32.51^\circ$

$$L' = \sqrt{L^2 + H^2} + 1.15 + 1.15 \Rightarrow L' = \sqrt{2.4^2 + 1.7^2} = 4 \text{ m}$$

$$\frac{400}{30} \leq ep \leq \frac{400}{20} \Leftrightarrow 13.33\text{cm} \leq ep \leq 20\text{cm}$$

on prend $ep=20\text{cm}$

III.3.1. Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse ; on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

1-Charges permanentes :

- **Palier :**

- 1) Revêtement en carrelage (2cm).....0.44 kN/m²
- 2) Mortier de pose (2cm).....0.4 kN/m²
- 3) Couche de sable (2cm).....0.36 kN/m²
- 4) Dalle en béton armé (15cm).....3.75 kN/m²
- 5) Enduit de ciment (2cm).....0.36 kN/m²

$$G=5.31 \text{ kN/m}^2$$

- **Surcharge :**

$$Q= 2.5 \text{ kN/m}^2$$

- **Volée :**

- 1) Poids propre de la paillasse $\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = 4.44 \text{ kN/m}^2$
- 2) Poids propre des marches (17 cm) $\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125 \text{ kN/m}^2$
- 3) Revêtement de carrelage (2 cm)..... $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
- 4) Mortier de pose (2 cm) $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- 5) Couche de sable (2 cm) $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- 6) Enduit de ciment (2 cm)..... $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- 7) Poids propre du garde corps.....1.62 kN/m²

$$G=9.745 \text{ kN/m}^2$$

- **Surcharge :**

$$Q=2.5 \text{ kN/m}^2$$

- **Combinaison des charges :**

	G (kn/m ²)	Q (kn/m ²)	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
paillasse	9.745	2.5	16.91	12.25
palier	5.31	2.5	10.92	7.81

Tableau III.5 : (combinaisons des charges)

Remarque : Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur

III.3.3. diagrammes des efforts internes à l'ELU :

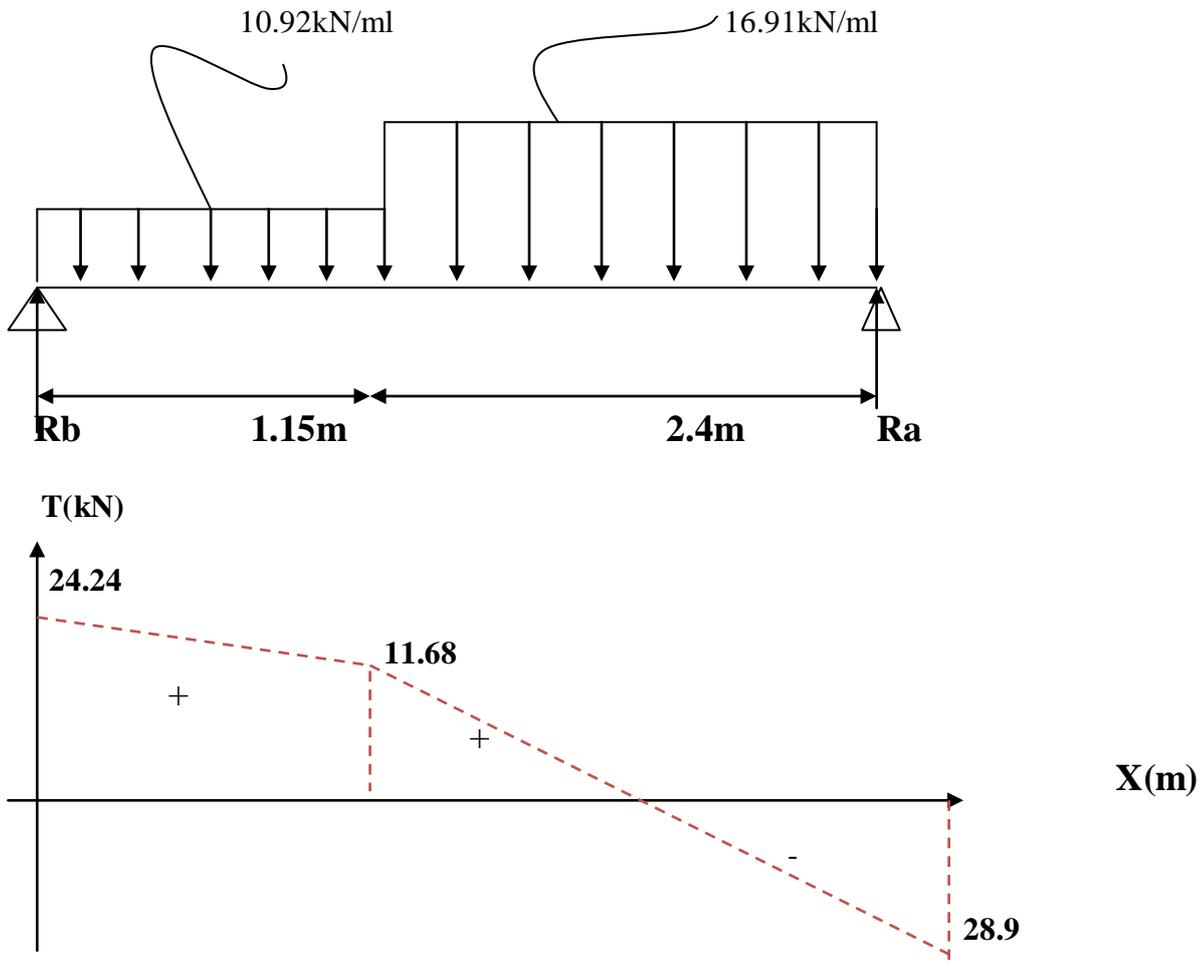


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

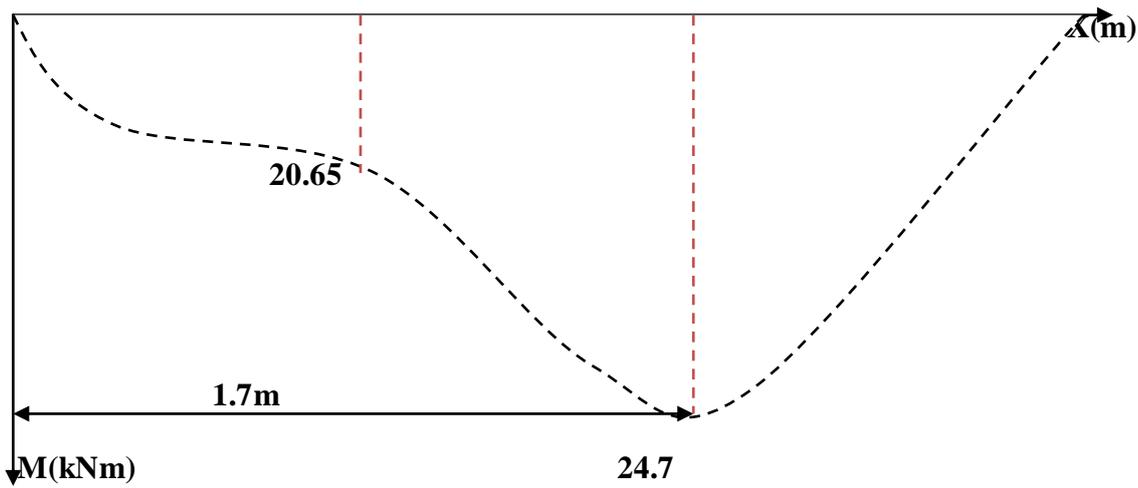


Diagramme des moments

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u_{\max}}$ au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

$$M_{u_{\text{app}}} = (0,5) M_{u_{\max}} = (-0,5) \times 24.7 = -12.35 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée :

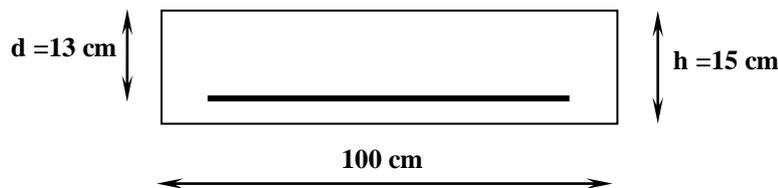
$$M_{u_{\text{tr}}} = (0,85) M_{u_{\max}} = (0,85) \times 24.7 = 21 \text{ KN.m}$$

III.3.4. Calcul des armatures :

$b = 100 \text{ cm}$, $d = 0.85 h = 17 \text{ cm}$.

❖ Aux appuis :

$$M_a = 12.35 \text{ KN.m}$$

**▪ Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{12.35 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,051 < \mu_L = 0,392$$

\Rightarrow La section est simplement armée : $\mu_b = 0,063 \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ α

$$= 0,066 \Rightarrow z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 12,65 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{12.35 \times 10^3}{12,65 \times 348} = 2,80 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a : 4\text{HA}10$ avec : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2$ (St = 25 cm)

▪ **Armatures de répartitions :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.57 \text{ cm}^2 \geq A_r \geq 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA8 avec $A_r = 1.51 \text{ cm}^2$ (St = 33 cm)

❖ **En travée :**

▪ **Armatures principales :**

$$M_t = 21 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{21 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,087$$

$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,108 \Rightarrow \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right), \alpha = 0.114 \Rightarrow Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 12.40 \text{ cm}$$

$$A_T = \frac{M_T}{Z \sigma_{St}} = \frac{21 \times 10^3}{12.40 \times 348} = 4.86 \text{ cm}^2$$

Soit : A_T : 5HA12 avec : $A_T = 5.65 \text{ cm}^2$ (St = 20 cm)

▪ **Armatures de répartitions :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2.825 \text{ cm}^2 \geq A_r \geq 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 avec $A_r = 2.36 \text{ cm}^2$ (St = 33 cm)

III.3.5. Vérification à L'ELU :

a- Condition de non fragilité : (BAEL91 modifié 99)

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \\ A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

b- Répartition des barres :▪ **Armatures principales :**

$$St < \min(3h; 33) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 20, 25 \right\} [\text{cm}] < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Armatures de répartitions :**

$$St < \min(4h; 45) = \min(60; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 33, 33 \right\} [\text{cm}] < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :❖ **Influence sur le béton :**

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0,9d$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,13 \times 1}{1,5} = 780 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 28.9 \text{ kN} < 780 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

d- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$V_u^{\max} = 28.9 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 1,2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.9 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188.4} = 1.31 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{28.9 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,22 < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f- Ancrage de barres :

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,52 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

- longueur de scellement droit: $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{1,2 (400)}{4 (2,835)} = 42,4 \text{ cm.}$

- longueur d'ancrage mesurée hors crochets: $L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,4 = 17 \text{ cm}$

III.3.6. Calcul les moments fléchissant à l'ELS :

➤ palier : $q_{\text{ser}} = 7.81 \text{ kN/ml}$

➤ Volée : $q_{\text{ser}} = 12.25 \text{ kN/ml}$

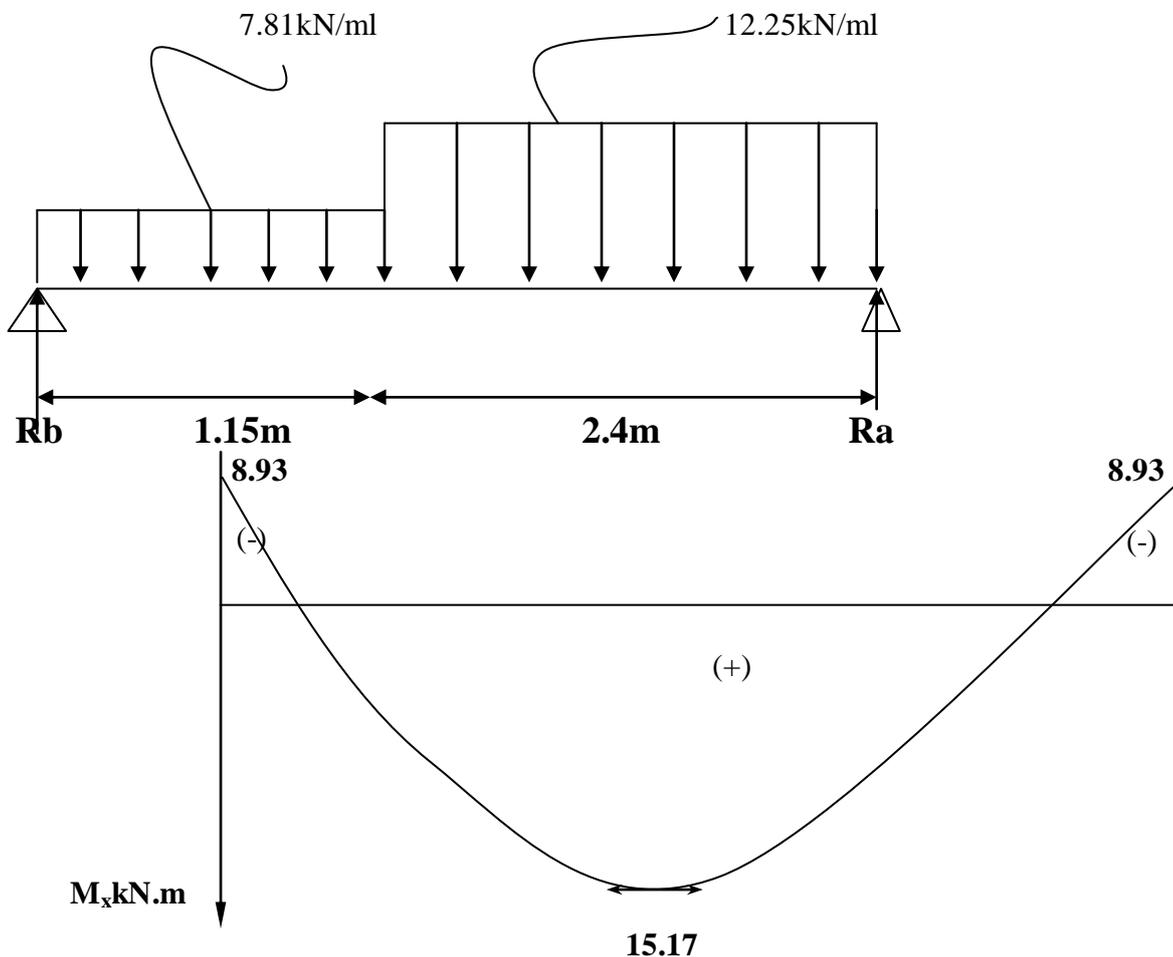


Diagramme des moments fléchissant en tenant compte de semi-encastrement à l'ELS

III.3.7. Vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS) :**a- En travée :**

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état des ouvertures des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression. Il est nécessaire de vérifier que:

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

Tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

I: moment d'inertie de la section:

$$I = \frac{1}{3} b_0 \cdot y^3 + 15 A_s \cdot (d - y)^2$$

Y: position de l'axe neutre :

$$(b/2) \cdot y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec: } \eta = 15 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm} ; A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$50y^2 + 84.75y - 1101.75 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 477 \Rightarrow y = 3.92 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = 8995.20 \text{ cm}^4.$$

Ce qui donne :

$$\sigma_{bc} = \frac{15.17 \cdot 10^6}{8995.2 \cdot 10^4} \cdot 39.2 = 6.61 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 6.61 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

b-Sur appuis :

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état des ouvertures des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression. Il est nécessaire de vérifier que:

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

Tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

I: moment d'inertie de la section:

$$I = \frac{1}{3} b_0 \cdot y^3 + 15 A_s \cdot (d - y)^2$$

Y: position de l'axe neutre :

$$(b/2) \cdot y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec: } \eta = 15 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$50y^2 + 47.1 y - 612.3 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 353.098 \Rightarrow y = 3.06 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 5608.73 \text{ cm}^4.$$

Ce qui donne :

$$\sigma_{bc} = \frac{8.93 \cdot 10^6}{5608.73 \cdot 10^4} \cdot 30.6 = 4.872 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4.872 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ (condition vérifiée).}$$

III.3.8. Vérifications de la flèche :

Selon (CBA 93), on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de

Procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Leftrightarrow \frac{0.15}{3.55} = 0,042 \leq \frac{0,85}{10} = 0,085 \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5.65}{100 \cdot 170} = 0,0043 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,042 < 0,0625 \dots \text{condition non vérifiée}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

♦ Flèche totale :

$$\Delta f_i = f_v - f_i \leq f^-$$

f_i : la flèche dues aux charges instantanée.

f_v : la flèche dues aux charges de long durée.

♦ **Moment d'inerte de la section totale homogène I_0**

$$\frac{bh^3}{12} 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15 A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

♦ **Calcul des moments d'inerte fictifs :**

$$Ifi = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad , \quad Ifv = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

Avec $\lambda_i = \frac{0,05 \cdot ft_{28}}{\delta \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)}$: coefficient pour la déformation instantanée

$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot ft_{28}}{\delta \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)}$: Coefficient pour la déformation différée

$\delta = \frac{As}{b_0 \cdot d}$: Pourcentage des armateurs

$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot ft_{28}}{4\delta\sigma_s + fc_{28}}$

♦ **Contrainte de traction dans l'armateur correspondant au cas de charge étudiée :**

$$\sigma_s = \frac{Mser}{As \cdot d}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

M_{SER} (kN.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
15.17	5.65	0.0043	206.57	4.88	1.95	0.35	30688.68	12465.68	18239.92

Tableau III.6 : Tableau récapitulatif pour la vérification de la flèche.

♦ **Calcul des modules de déformation :**

$Ei = 11000 \left(fc_{28} \right)^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ MPa}$

$Ev = 3700 \sqrt[3]{fc_{28}} = 10818,87 \text{ MPa}$

♦ **Calcul de la flèche due à la déformation instantanée**

$f_i = \frac{Mser \cdot l^2}{10Ei \cdot Ifi} = 0,47 \text{ cm} \quad , \quad L = 3,55 \text{ m}$

♦ **Calcul de la flèche due à la déformation différée**

$f_v = \frac{Mser \cdot l^2}{10Ev \cdot Ifv} = 0,97 \text{ cm} \quad L = 3,55 \text{ m}$

$\Delta f_t = f_v - f_i = 0,5 \text{ cm}$

$$f^- = \frac{l}{500} \Rightarrow \bar{f} = \frac{355}{500} = 0.71 \text{ cm}$$

$f_r < \bar{f}$: D'où la flèche est vérifiée donc il n'y a pas le risque de la flèche.

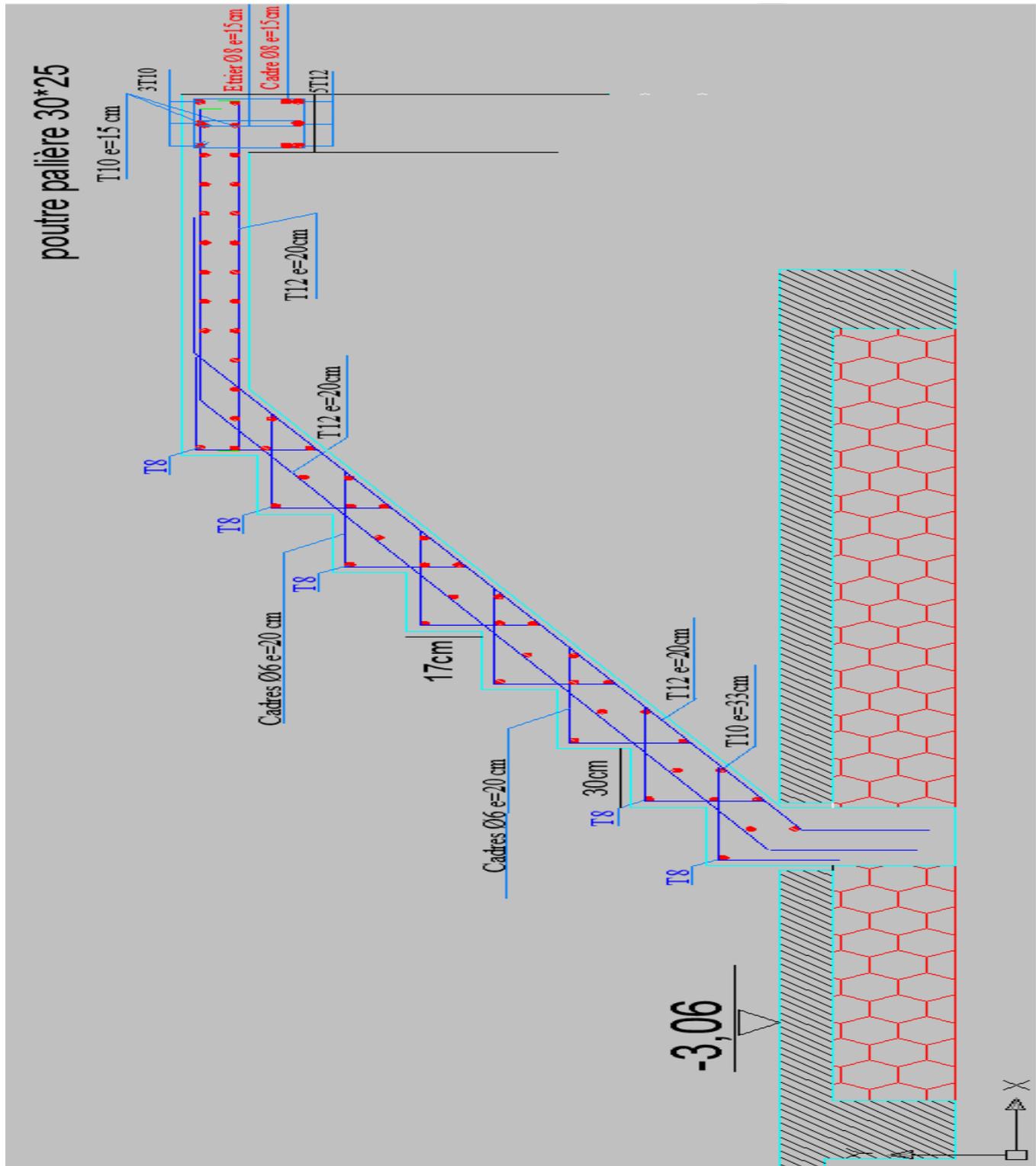


Figure III.10:ferrailage des escaliers type2

III.4. Poutre palière:

III.4.1 Prédimensionnement:

- **Hauteur (ht):** la hauteur ht est donnée par :

$$L_{\max}/15 \leq ht \leq L_{\max}/10$$

L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis.

ht: hauteur totale de la poutre.

$$L_{\max} = 5,00\text{m} \Leftrightarrow \frac{500}{15} \leq h_t \leq \frac{500}{10}$$

$$33.33 \text{ cm} \leq ht \leq 50\text{cm} \text{ on prend } h = 35\text{cm}$$

- **Largeur (b):**

$$0,4 ht = 14 \text{ cm} \leq b \leq 0,7ht = 24.5\text{cm} \quad 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

Nous adopterons $b = 25\text{cm}$.

- **Exigences du RPA 99 (art 7-4-1) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ ht \geq 30 \text{ cm.} \\ ht/b < 4. \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les conditions sont vérifiées}$$

Donc (b x h) = (25 x 30)

III.4.2. Calcul d'efforts:

a. Charges:

Poids de poutre..... $G = 0,25 \times 0,35 \times 25 = 2.1875 \text{ KN/ml}$.

L'effort tranchant de paillasse..... $T_u = 37.54 \text{ KN}$.

..... $T_s = 27.147 \text{ KN}$.

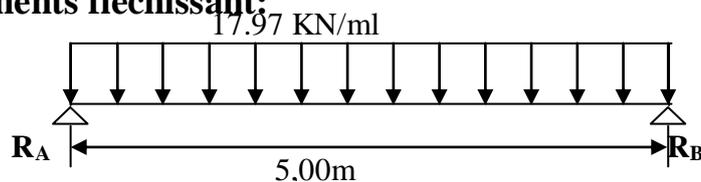
Hypothèse: Nous considérons que la poutre palière est uniformément chargée.

b. Combinaison des charges:

ELU: $q_u = 1,35G + (2T_u/L) = 1,35(2.1875) + (2 \times 37.54/5,00) = 17.97 \text{ KN/ml}$.

ELS: $q_s = G + (2T_s/L) = 2.1875 + (2 \times 27.147/5,00) = 13.05 \text{ KN/ml}$.

C. Moments fléchissant:



ELU:

$$M_{0u} = q_u L^2 / 8 = 17.97 \times 5,00^2 / 8 = 56.15 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0,85 M_{0u} = 47.72 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = 0,3 M_{0u} = -16.845 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_{0s} = q_s L^2 / 8 = 13.05 \times 5,00^2 / 8 = 40.78 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = \mathbf{0,85} M_{0s} = 34.66 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = \mathbf{0,3} M_{0s} = 12.23 \text{ KN.m}$$

	q_t (KN/ml)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)
ELU	17.97	56.15	47.72	16.84
ELS	13.05	40.78	34.66	12.23

Tableau III.7 : Efforts Interne

d .Efforts tranchants:

$$T_u = q_u L / 2 = 17.97 \times 5,00 / 2 = 44.93 \text{ KN.}$$

$$T_s = q_s L / 2 = 13.05 \times 5,00 / 2 = 32.625 \text{ KN.}$$

III.4.3. Calcul d'armatures en flexion simple:**a) En travée :****▪ Armatures principales :**

$$M_t = 47.72 \text{ KN.m}$$

$$B=25 \text{ cm} , d=0.9h=31.5 , f_{bc}=14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{47.72 \times 10^3}{25 \times (31.5)^2 \times 14,2} = 0,135$$

$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,135 \Rightarrow \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) , \alpha = 0.182 \Rightarrow Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 29.2 \text{ cm}$$

$$A_T = \frac{M_T}{Z \sigma_{St}} = \frac{47.72 \times 10^3}{29.2 \times 348} = 4.7 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_T : 5\text{HA}12$ avec : $A_T = 5.65 \text{ cm}^2$ (St = 20 cm)

Nous adopterons $5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$

b) Sur appuis :**Aux appuis :**

$$M_a = 16.845 \text{ KN.m}$$

▪ Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{16.845 \times 10^3}{25 \times (31.5)^2 \times 14,2} = 0.047 < \mu_L = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée : $\mu_b = 0,047 \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$

$$\alpha = 0,06 \Rightarrow z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 30,47 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{16,845 \times 10^3}{30,74 \times 348} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Soit : A_a : 3HA10 avec : $A_a = 2,36 \text{ cm}^2$ (St = 33 cm)

Nous adopterons 3HA10 = 2,36 cm²

III.4.4. Vérifications à l'ELU:

1. Condition de non fragilité : (BAEL91 modifié 99)

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,95 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > 0,95 \text{ cm}^2 \\ A_a = 2,36 \text{ cm}^2 > 0,95 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

2. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 modifié 99)

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$V_u^{\max} = 44,93 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 1,2$$

$$\tau_{se} = \frac{44,93 \times 10^3}{0,9 \times 315 \times 5 \times 3,14 \times 1,2} = 0,84 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3. Calcul d'armatures transversales (BAEL91 modifié 99):

Le diamètre des armatures transversales est donné par:

$$\Phi_t = \min \{ h/35, b/10, \Phi_l \}.$$

h : hauteur totale d'élément (h=30cm).

Φ_l : diamètre maximal d'armatures longitudinales.

b : Largeur d'élément (b=25cm).

$\Phi_t = \min \{ 10\text{mm}, 25\text{mm}, 12\text{mm} \} = 10\text{mm}.$

Donc, nous choisirons le $\Phi 8$.

Nous adopterons $A_t = 2\Phi 10 = 1,58 \text{ cm}^2$

On adopte (1 cadre + 1 étrier) $\Phi 10$

4. Calcul d'espacements:

L'espacement entre les armatures transversales doit respecter les conditions suivantes :

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$
- Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi\right) = 8.5 \text{ cm}$.

Nous adoptons les espacements suivants :

- Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$.
- Zone nodale : $S_t = 8 \text{ cm}$.

5. Vérification d'efforts tranchants:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{44.93 \times 10^3}{250 \times 315} = 0,57 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5. Vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS)

a. En travée :

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état des ouvertures des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression. Il est nécessaire de vérifier que:

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

Tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

I: moment d'inertie de la section:

$$I = \frac{1}{3} b_0 \cdot y^3 + 15 A_s \cdot (d - y)^2$$

Y: position de l'axe neutre :

$$(b/2) \cdot y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec: } \eta = 15 ; b = 25 \text{ cm} ; d = 31.5 \text{ cm} ; A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$12.5y^2 + 84.75y - 2669.625 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 375.05 \Rightarrow y = 11.61 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = 46569.26 \text{ cm}^4$$

Ce qui donne :

$$\sigma_{bc} = \frac{34.66 \cdot 10^6}{46569.26 \cdot 10^4} \cdot 116.1 = 8.64 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 8.64 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

b. Sur appuis :

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état des ouvertures des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression. Il est nécessaire de vérifier que:

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

Tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

I: moment d'inertie de la section:

$$I = \frac{1}{3} b_0 \cdot y^3 + 15 A_s \cdot (d - y)^2$$

Y: position de l'axe neutre :

$$(b/2) \cdot y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec: } \eta = 15 ; b = 25 \text{ cm} ; d = 31.5 \text{ cm} ;$$

$$12.5 y^2 + 35.4 y - 1115.1 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 238.76 \Rightarrow y = 8.13 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = 23812.02 \text{ cm}^4.$$

Ce qui donne :

$$\sigma_{bc} = 4.17 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4.17 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

6. Vérifications de la flèche :

Selon (CBA 93), on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de

Procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Leftrightarrow \frac{35}{500} = 0.07 \leq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5.65}{25 \times 31.5} = 7.17 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.07 > 0.0625 \dots \text{condition vérifiée}$$

♦ **Flèche totale** : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq f^-$

f_i : la flèche dues aux charges instantané.

f_v : la flèche dues aux charges de long durée.

♦ **Moment d'inerte de la section totale homogène I_0** :

$$\frac{bh^3}{12} 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15 A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

♦ **Calcul des moments d'inerte fictifs** :

$$Ifi = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad , \quad Ifv = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

Avec $\lambda_i = \frac{0,05 \cdot ft_{28}}{\delta \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)}$: coefficient pour la déformation instantanée

$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot ft_{28}}{\delta \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)}$: Coefficient pour la déformation différée

$\delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$: Pourcentage des armateurs

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot ft_{28}}{4\delta\sigma_s + fc_{28}}$$

♦ **Contrainte de traction dans l'armateur correspondant au cas de charge étudiée** :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot d}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

M_{SER} (kn.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
34.66	5.65	0.0071	194.74	2.95	1.18	0.51	119917.66	52177.3	74353.98

Tableau III.8 : Tableau récapitulatif pour la vérification de la flèche.

♦ **Calcul des modules de déformation** :

$$E_i = 11000 \left(fc_{28} \right)^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{fc_{28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

♦ **Calcul de la flèche due à la déformation instantanée**

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10E_i \cdot Ifi} = 5.16 \text{ mm} \quad , \quad L=5 \text{ m}$$

♦ Calcul de la flèche due à la déformation différée

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = 10.87 \text{ mm} \quad L=5 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i = 0,571 \text{ cm} \quad f^- = \frac{l}{500} \Rightarrow \bar{f} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

$f_t < \bar{f}$: D'où la flèche est vérifiée donc il n'y a pas le risque de la flèche.

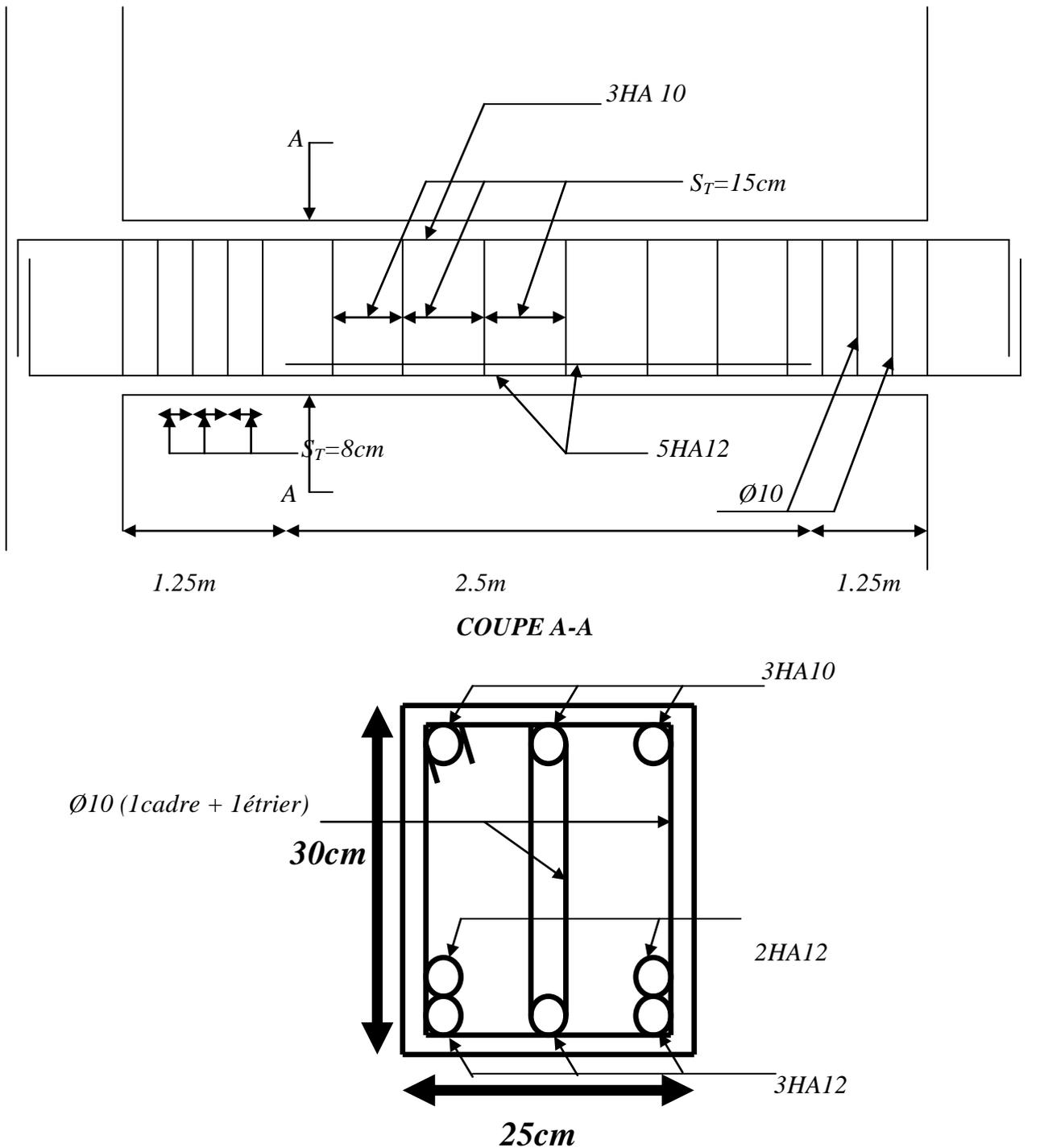


Figure .III.11: Schéma de ferrailage pour la poutre palière

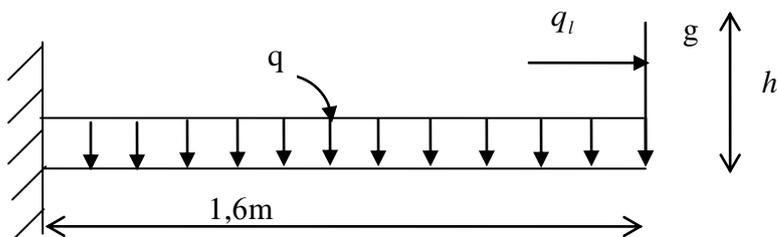
III.5. Calcul des balcons :**III.5.1. Calcul des balcons (étage courant):**

Les balcons sont des éléments de structure qui vont subir des charges particulières, ils sont également soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructives spéciales. Dans notre cas ces derniers seront réalisés en dalle pleine, ils sont calculés comme des consoles encastrées dans la poutre de rive.

- largeur $L = 1,6 \text{ m} = 160 \text{ cm}$

- épaisseur du balcon $e \geq \frac{L}{10} = \frac{160}{10} \geq 16 \text{ m}$.

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

III.5.2. Schéma statique**III.5.3. Calcul des efforts :****a. charges et surcharges revenant à la dalle :**

- $G = 7,3 \text{ KN/m}^2$ charges permanentes
- $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ surcharges d'exploitation
- $q = 1 \text{ KN/m}^2$ charge horizontale due à la main courante
- $g_l = 0,9 + 0,8 = 1,7 \text{ KN}$ charge de concentration due au poids du mûr extérieur ($h' = 1,1 \text{ m}$) ; $g = 1,7 \times 1,1 = 1,87 \text{ KN/ml}$

b. Combinaisons des charges :

- ♦ Combinaison de charge à l'ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml}$$

- la dalle : $q_u = (1,35 \times 7,3) + (1,5 \times 3,5) = 15,1 \text{ KN/ml}$
- la main courante $q_{lu} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$
- mûr extérieur $g_u = 1,35 \times 1,87 = 2,52 \text{ KN/ml}$

- ◆ Combinaison de charge à l'ELS:

$$q_s = (G + Q)$$

- la dalle : $q_s = 7.3 + 3.5 = 10.8 \text{ KN/ml}$
- la main courante $q_{ls} = 1 \text{ KN/ml}$
- mûr extérieur $g_s = 1.87 \text{ KN/ml}$

III.5.4. Ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée



Soit e : l'excentricité de l'effort normal par rapport au **CDG** de la section considérée.

◆ Calcul à l'ELU :

$$N_u = q \times L = -1.5 \text{ KN/ml} \quad \text{effort de traction}$$

a. le moment total aura pour valeur :

$$M_u = \frac{qu.L^2}{2} + g_u \cdot L + q_{lu} \cdot h' = \frac{15.1 \times 1.6^2}{2} + 2.52 \times 1.6 + 1.5 \times 1.1$$

$$M_u = 20.01 \text{ KNm} \quad \text{la fibre supérieur est tendues}$$

b. détermination du centre de pression :

• Calcul de l'effort de compression centre maximal :

$$N_{b \max} = b \times h \times f_{bc} = 20 \times 100 \times 14.2 \times 10^{-1} = 2840 \text{ KN/ml}$$

• Calcul du coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_{b \max}} = \frac{1.5}{2840} = 5.28 \cdot 10^{-4}$$

Calcul de l'excentricité relative :

$$\psi_1 \leq \frac{2}{3} \quad \cdot \quad \varepsilon = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0.1667$$

$$e_{nc} = \varepsilon \times h = 0.1667 \times 20 = 3.33 \text{ cm}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{25.01}{1.5} = 16.67 \text{ m}$$

$$h/2 - c = 20/2 - 3 = 0.07 \text{ m} \Rightarrow e_u > h/2 - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal est de traction, d'où la section est partiellement comprimée (SPC).

c. Calcul des armatures en flexion simple :

. Moment fictif :

$$M_f = N_u(e_u + \frac{h}{2} - c) = 1,5(16,67 + 0,07) = 25,11 \text{ KNm}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{25,11 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,17)^2 \cdot 14,2} = 0,0612$$

$$\mu_b = 0,0612 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,0612 \Rightarrow \beta = 0,968$$

d. Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{25,11 \cdot 10^3}{0,968 \cdot 17 \cdot 348} = 4,38 \text{ cm}^2$$

e. Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 4,38 + \frac{1,5 \times 10}{348} = 4,42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA } 12 = 4,52 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA } 8 = 1,51 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

III.5.5. Vérification à l'ELS :

1. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} - \frac{(e_s - 0,445d)}{(e_s - 0,185d)}$$

Calcul de e_s :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$M_s = q_{ls} \cdot h' + q_s \cdot L^2 / 2 + g_s \cdot L$$

$$M_s = 1 \times 1,1 + 10,8 \times (1,6)^2 / 2 + 1,87 \times 1,6$$

$$M_s = 17,9 \text{ KNm}$$

$$N_s = 1 \text{ KNm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 17 \times 2,1}{400} - \frac{17,9 - 0,445 \times 0,17}{17,9 - 0,185 \times 0,17} = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,52 > A_{\min} = 1,05 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Espacement des barres :

Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition : $S_t \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} > S_t = 33 \text{ cm}$

\rightarrow Condition vérifiée

3. Vérification de l'ancrage :

$$\tau_{se} = 0,6\psi^2 f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

On prévoit des crochets :

$$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm} \text{ on adopte : } L_a = 17 \text{ cm}$$

4. Vérification au cisaillement :

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où :

$$V_u = q_u \times L + g_u = 15,1 \times 1,6 + 2,52 = 26,68 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{26,68 \times 10}{100 \times 17} = 0,156 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,156 \text{ MPA} \leq \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5. Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum U_i = n \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,07 \text{ cm}$$

Avec : n nombre de barres

$$\tau_{se} = \frac{26,68 \times 10}{0,9 \times 17 \times 15,07} = 1,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6. Vérification des contraintes à l'ELS :

◆ Dans le béton :

$$\sigma_{bc\max} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ et}$$

$c = e_s - h/2$ avec, c : distance entre le centre de pression et la fibre la plus

Comprimé de la section

$$c = 179 - 20/2 = 169 \text{ cm}$$

y_1 : racine de l'équation $y^3 + py + q = 0$

$$As = 4,52 \text{ cm}^2, \quad As' = 1,51 \text{ cm}^2, \quad d^- = 3$$

$$p = -3c^2 + (90As/b)(c+d^-) = -84983,304 \text{ cm}^2$$

$$q = 2c^3 - (90As/b)(c+d^-)^2 = 9533270,28 \text{ cm}^3$$

$$\Delta = q^2 + 4\left(\frac{p}{3}\right)^3 < 0$$

$$\phi = \arccos \left[\frac{q}{2} \left(\frac{-p}{3} \right)^{\frac{-3}{2}} \right] = 0,022 \text{ rad}$$

$$y_c = -2\sqrt{\frac{-p}{3}} \cos \left[\frac{2\pi}{3} + \frac{\phi}{3} \right] = 170,44 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_c - c = 1,44 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc\max} = \frac{Ns \times y_1}{\frac{by_1^2}{2} + 15 \times As(y_1 - d^-)} = 7,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc\max} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• dans les aciers :

$$\sigma_{s2} \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\sigma_{s2} = 15 \times \sigma_{bc\max} \frac{d - y_1}{y_1} = 1183,2 \text{ MPa}$$

la fissuration est préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 Fe : 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \right\}$$

Avec $n = 1,6$ pour les barres HA

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \sigma_{s2} < \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Solution $\implies \bar{A}_s = 3HA8 \rightarrow St = 33cm$

$$\sigma_{bc\max} = 0,88mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Et

$$\sigma_{s,2} = 69mpa < \bar{\sigma}_s = 201,63MPa \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

7. Vérification de la flèche :

$$f_v = \frac{M_s \times L^2}{4 \times E_v \times I_{fv}} \quad \Leftrightarrow (1)$$

Avec :

- $E_v = 10818,865 \text{ MPa} \rightarrow$ module de déformation différée

- $I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + u\lambda_v}$

Calcul des coefficients de : I_{fv}

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{d}\right) \rho_1} \quad \text{avec : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 17} = 0,266$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{100}{17}\right) 0,266} = 0,8$$

$$u = 1 - \left[\frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] \quad \text{si } \mu > 0 ; \text{ si non } \mu = 0$$

$$\text{Avec } \rho = \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{4,52}{100 \times 17} = 0,00266$$

$$\sigma_s = 69 \text{ MPA}$$

$$u = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00266 \times 69 + 2,1} \right] = -0,29$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_s (V_1 - c)^2$$

Position du centre de gravite : le centre de gravite est déterminé, en prenant les moments statique par rapport à l'arrête supérieure.

$$V_1 = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + n \cdot A_s (h - d)}{b \cdot h + n \cdot A_s}$$

$$V_1 = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4,52 \times (20 - 17)}{(100 \times 20) + (15 \times 4,52)} = 9,77 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 9,77 = 10,27 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} ((9,77)^3 + (10,27)^3) + 15 \times 4,52 \times (9,77 - 3)^2$$

$$I_0 = 70300,18 \text{ cm}^4$$

$$\text{Alors : } I_{fv} = \frac{1,1 \times 70300,18 \times 10^{-8}}{1 + 0 \times 0,8}$$

$$I_{fv} = 7,7 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$(1) \Leftrightarrow f_v = \frac{17,9 \times (1,6)^2 \times 10^{-3}}{4 \times 10818,866 \times 7,7 \times 10^{-4}} = 1,37 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_v = 1,37 \cdot 10^{-3} \text{ m} < \bar{f} = \frac{L}{250} = 6,4 \cdot 10^{-3} \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

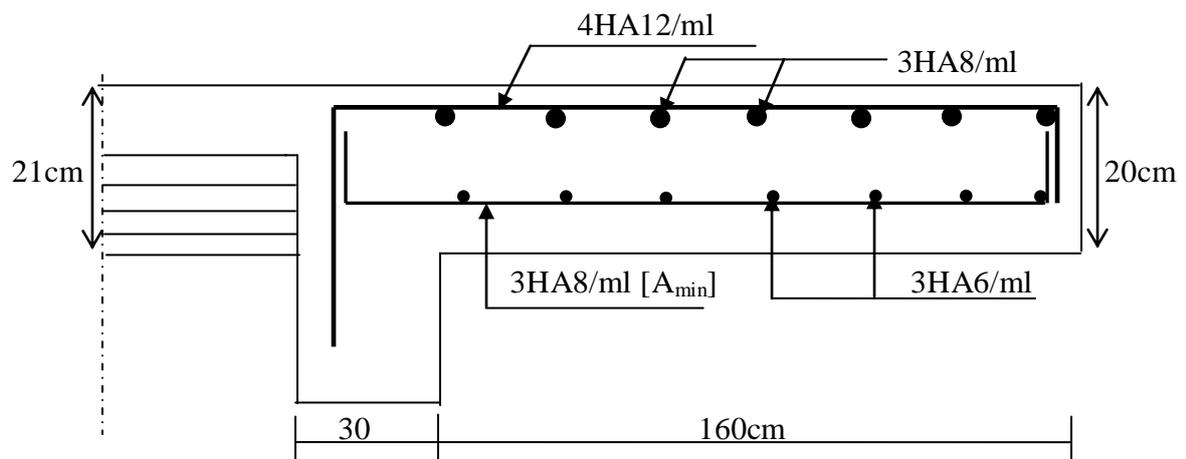


Figure III.12 : Ferrailage des balcons

III.6. L'ACROTÈRE :

III.6.1. Introduction :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propres sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

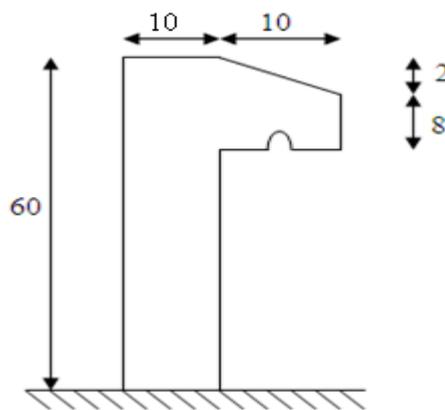


Figure III.13 : Acrotère.

III.6.2. Evaluation des charges :

a-Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,10 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,02 \times 0,1)}{2} \right] = 0,069 \text{ cm}^2$$

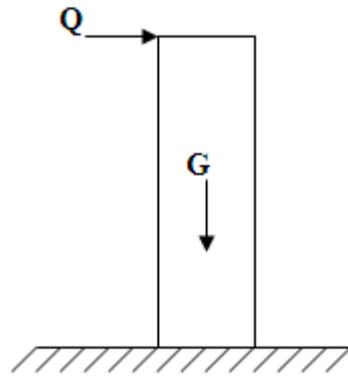
- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN / ml}$$

- Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18 \text{ kN/m}^3$) :

$$G = 18 \times 0,02(60+10) \times 0,02 = 0,504 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{G=2,23\text{kN/ml}}$$



Sollicitation de l'acrotère.

b-Charge d'exploitation

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

L'action des forces horizontales Q_h ; (F_p).

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p=4AC_pW_p$ (6-3)[3]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1)RPA pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,25$].....groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) [3]..... [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère =2,23kN.

$$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,23=1,784\text{kN}.$$

$$Q_u=\text{Max}(1,5Q ; F_p) \rightarrow Q_u=\text{Max}(1,5 ; 1,784) =1,784 \text{ kN/ml}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur

$$G=2,23\text{kN/ml et } Q_h=1,784\text{kN/ml}$$

III.6.3. Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

- **E.L.U :** $N_u=1,35G=3,01\text{kN}$
 $M_u=1,5.Q_h.h=1,5 \times 1,784 \times 0,6 =1,6 \text{ kN.m}$
 $T_u=1,5.Q_h=2,676 \text{ kN}$
- **E.L.S :**
 $N_{ser}=G=2,23\text{kN}$
 $M_{ser}=Q_h.h=1,07\text{kNm}$
 $T_{ser}=Q_h=1,784\text{kN}$

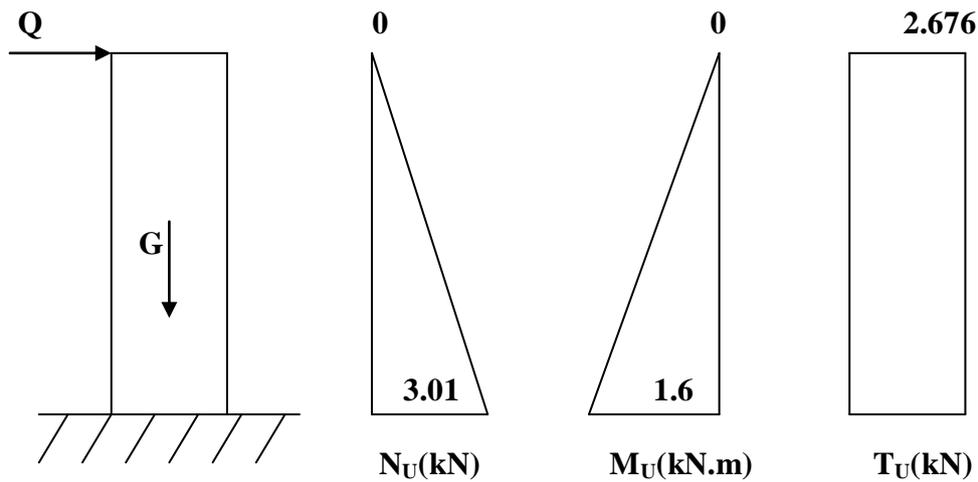


Diagramme des efforts à l'ELU.

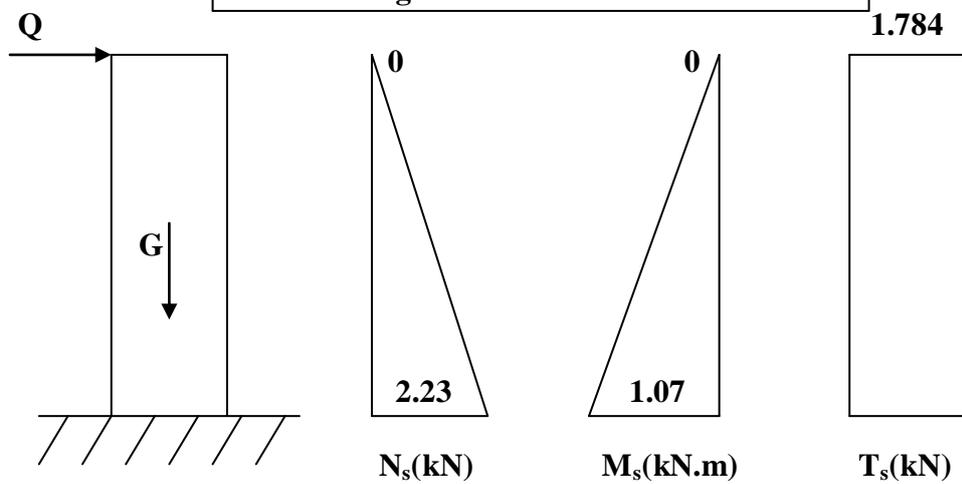
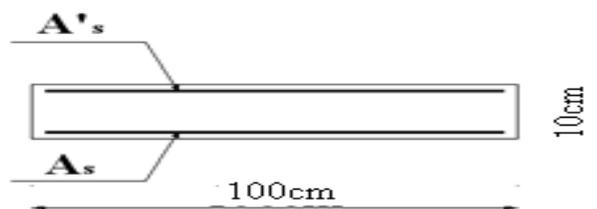


Diagramme des efforts à l'ELS.

III.6.4. Ferrailage de l'acrotère :

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=1\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$



Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1.6}{3.01} = 0.5316 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} &e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.} \\ &\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 1 = 4 \text{ cm} \end{aligned} \right\}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la l'acrotère.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

$$\bullet \quad M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - C \right) = 1.6 + 3.01 (0.05 - 0.01)$$

$$\Rightarrow M_f = 1.72 \text{ KNm.}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0.0149 \Rightarrow \mu < \mu_R \Rightarrow A'_s = 0.$$

$$\bullet \quad \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.018$$

$$\bullet \quad z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,932 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \mu = 0.018 < 0.186 \Rightarrow \xi_s = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{SF} = M_f / Z \sigma_s = \frac{1.72 * 10^3}{8.932 * 348} = 55.34 \text{ mm} \rightarrow A_{SI} = A'_s = 0$$

$$\bullet \quad A_s = A_{1S} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 46.7 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 0.467 \text{ cm}^2.$$

III.6.5. Vérification de la section d'acier selon « BAEI 91 modifier 99 »

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \text{ Avec :}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 1,087 \text{ cm}^2 \} = 1,087 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\text{On opte finalement pour } 6T6 = 1,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

III.6.6. Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T6 = 1,13 cm² avec un espacement $S_t = (50 - 5) / 3 = 15 \text{ cm}$

III.6.7 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{2.676 \cdot 10^3}{1000 \cdot 90} = 0,029 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

⇒ La vérification de l'effort tranchant est vérifiée.

III.6.8 Vérifications des contraintes aux états limites de services Sachant que :

$$M_{ser} = 0,82 \text{ kN.m} ; N_{ser} = 1,72 \text{ kN.}$$

$$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm.}$$

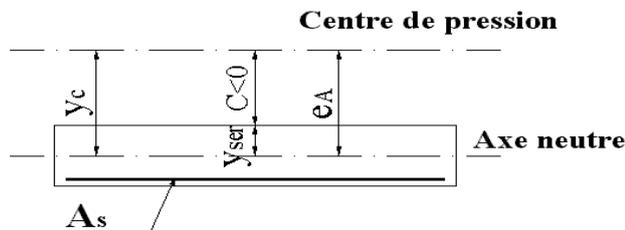
$$d = 9 \text{ cm} ; C_1 = 1 \text{ cm.}$$

Nous allons calculer et vérifier la contrainte du béton et d'acier :

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.07}{2.23} = 47,98 \text{ cm} . \Leftrightarrow e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$C = d - e_a$$

C : la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.



Avec :

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 52 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow C = d - e_a = 9 - 52 = -43 \text{ cm} \Rightarrow C < 0.$$

D'après [1], il faut résoudre l'équation suivante afin de déterminer le moment d'inertie de la section totale :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Tel que :

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

$$\begin{cases} p = -3C^2 + 6n(C - C') \frac{A_s}{b} + 6n(d - C) \frac{A_s}{b} \\ q = -2C^3 - 6n(C - C')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - C')^2 \frac{A_s}{b} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } n=15 \Rightarrow \begin{cases} P = 5534.76 - \text{cm}^2 \\ q = 155898.92 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

En remplaçant p et q ; l'équation (1) peut s'écrire comme suit :

$$(1) \Rightarrow y_c^3 - 5353,39 y_c + 148092,59 = 0$$

d'où:

$$\Delta = q^2 + 4 \left(\frac{p}{3}\right)^3 = -8.14 \cdot 10^8 < 0$$

$$\varphi = \cos^{-1} \left[\frac{q}{2} \left(\frac{-p}{3}\right)^{\frac{-3}{2}} \right] = 0.181 \text{ rad}$$

$$\Rightarrow y_c = -2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \cdot \cos \left(\frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{2} \right) = 49.42 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow y_1 = y_c + C = 49.42 - 42,3 = 6,42 \text{ cm.}$$

a. Calcul de moment d'inertie :

Le moment d'inertie de la section est calculé à partir de l'équation suivante :

$$I = \frac{b y_1^3}{2} + n[A_s(d - y_1)^2 + A_s(y_1 - C')^2].$$

$$\Rightarrow I = \frac{100 \times 6.42^3}{2} + 15[1.7(9 - 6,42)^2 + 1.7(6.42 - 1)^2].$$

$$\Rightarrow I = 14149.3 \text{ cm}^4$$

❖ **Contrainte du béton** Il est nécessaire de vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \cdot y_1 \cdot y_c}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{2.23 \times 10^3 \times 64.2 \times 494.2}{15663,07 \times 10^4}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0,5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b. Contrainte d'acier :

La contrainte d'acier doit respecter la condition suivante :

$$\sigma_s = n \sigma_{bc} \left(\frac{d - y_1}{y_1} \right) \leq \bar{\sigma}_s.$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}.$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times 0,5 \left(\frac{90 - 64,2}{64,2} \right) = 3.014 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 3.014 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

⇒ Donc la section est partiellement comprimée.

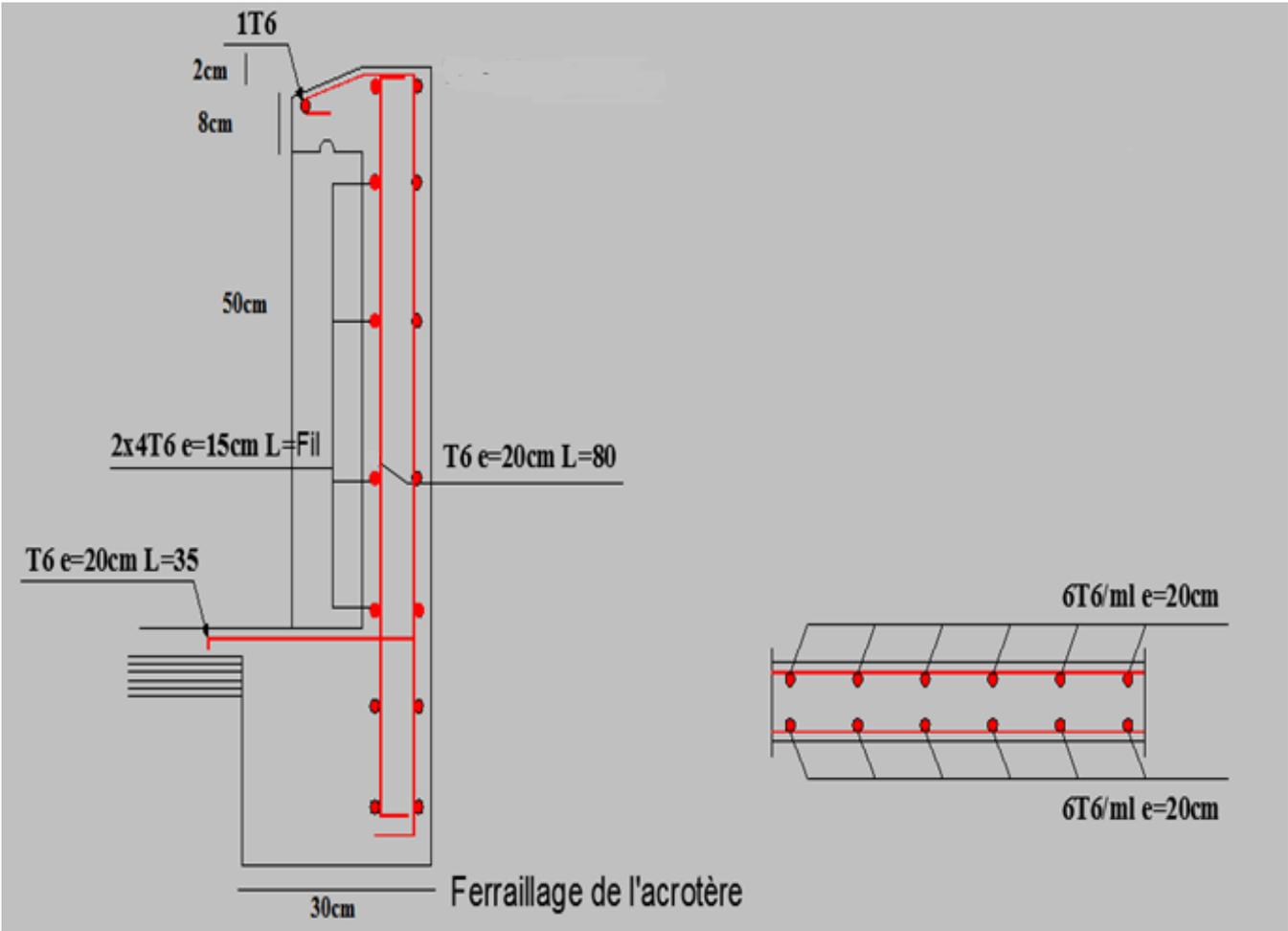


Figure III.14 : Ferraillage de l'acrotère.

III.7. Etude d'ascenseur

Un ascenseur est un dispositif assurant le déplacement en hauteur d'une charge. Souvent ils sont des appareils destinés au transport vertical de personnes dans les bâtiments à niveaux multiples. Un ascenseur se compose d'une cabine qui se meut dans une cage, la cabine est suspendue à un ou plusieurs câbles et contre balancée par un contre poids.

La dalle machine est réalisée en dalle pleine qui reprend un chargement important par rapport à celui des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine.

III.7.1. Pré dimensionnement de la dalle Machine

D'après **CBA 93**, pour que la dalle puisse avoir une bonne résistance à la flexion, l'épaisseur de la dalle doit être :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{190}{50} \leq e \leq \frac{190}{40}$$

$$\Rightarrow 3.8 \leq e \leq 4.75 \text{ cm.}$$

a. Condition de l'E.N.A

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25 \text{ cm}$.

On prend : $e=25\text{cm}$

III.7.2. Détermination des sollicitations

- ✓ Charges et surcharges
- Charge permanente :
- Poids supporté par la dalle machine = 50 KN/m^2 .

Poids propre de la dalle = $0.25 \times 25 = 6.25 \text{ KN/m}^2$.

$$\Rightarrow G = 56.25 \text{ KN/m}^2$$

- Surcharges d'exploitation :
- $Q = 4 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ Combinaisons de charges

- A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 81.93 \text{ KN/m}^2$$

- A l'ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 60.25 \text{ KN/m}^2.$$

- ✓ Calcul des efforts

Le calcul des efforts se fait selon **CBA 93**, sachant que la dalle s'appuie sur quatre appuis et soumise à une double flexion (sollicité dans les deux sens x et y).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,9}{1,9} = 1.$$

$$\Rightarrow 0,4 \leq \rho = 1 \leq 1.$$

⇒ Les moments fléchissant au centre de panneau de flexion pour une bande de 1m sont :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot Q_{u/ser} \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

▪ A l'ELU :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x = 0,0368 \times 81,93 \times 1,90^2 = 10,88 \text{ kN.m} \\ M_y = 1 \times 10,88 = 10,88 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appui, nous obtenons les moments Suivants :

▪ Moment en travée :

$$M_{tr y} = M_{tr x} = 0,95 \times M_x = 0,95 \times 10,88$$

$$\Rightarrow M_{tr x} = 10,33 \text{ kN.m}$$

▪ Moment sur appui :

$$M_{a y} = M_{a x} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 10,88 = 3,26 \text{ kN.m}$$

$$M_a = \max\{M_{a x}; M_{a y}\} = 3,26 \text{ kN.m}$$

▪ A l'ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 0,0368 \times 60,25 \times 1,90^2 = 8 \text{ kN.m} \\ M_y = 1 \times 8 = 8 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, nous obtenons les moments Suivants :

▪ Moment en travée :

$$M_{tr y} = M_{tr x} = 0,95 \times M_x = 0,95 \times 8$$

$$\Rightarrow M_{tr y} = M_{tr x} = 7,6 \text{ kN.m}$$

▪ Moment sur appui :

$$M_{a y} = M_{a x} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 8 = 2,4 \text{ kN.m}$$

$$M_a = \max\{M_{a x}; M_{a y}\} = 2,4 \text{ kN.m}$$

III.7.3.Ferraillage de la dalle

Le ferraillage de la dalle machine se fait pour une bonde de 1m.

Nous aurons une section (b x h) = (100 x 25) cm² qui travaille en flexion Simple.

a) Ferraillage en travée

Les données sont :

$$b=100\text{cm} ; h=25\text{cm};$$

$$d=0,9h = 22,5\text{cm}; C=2\text{cm};$$

$$\sigma_s = 14,17\text{MPa} ;$$

$$M_{tr y} = M_{tr x} = 10,33 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{10,33 \cdot 10^6}{1000 \cdot 225^2 \cdot 14,17} = 0,0144 < \mu_R$$

$$\Rightarrow A'_s = 0.$$

$$\cdot \quad \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,018$$

$$\cdot \quad z = d(1 - 0,4\alpha) = 223,3 \text{ mm} .$$

$$\cdot \quad A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{10,33 \cdot 10^6}{223,3 \times 348} = 132,89 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 1,33 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures :

Nous choisissons $5T_8 = 2,51 \text{ cm}^2$, Avec un espacement $\text{esp} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Tel que : $\text{esp} = 25 < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

\Rightarrow L'espacement vérifié.

b) Ferraillage sur appui

Les données sont :

$$b=100\text{cm} ; h=25\text{cm};$$

$$d=0,9h = 22,5\text{cm}; C=2\text{cm};$$

$$\sigma_s = 14,17\text{MPa} ;$$

$$M_a = 3,26 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{3,26 \cdot 10^6}{1000 \cdot 225^2 \cdot 14,17} = 0,0045 < \mu_R$$

$$\Rightarrow A'_s = 0.$$

$$\cdot \quad \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0056.$$

$$\cdot \quad z = d(1 - 0,4\alpha) = 224,5 \text{ mm} .$$

$$\cdot \quad A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{3,26 \cdot 10^6}{224,5 \times 348} = 41,7 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 0,41 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures :

Nous choisissons $5T_8 = 2,51 \text{ cm}^2$, Avec un espacement $\text{esp} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Tel que : $\text{Esp} = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

\Rightarrow L'espacement est vérifié.

C) Calcul des armatures transversales

Il n'est pas nécessaire de disposer d'armatures transversales si la Condition de l'effort tranchant est vérifiée :

- $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$
- $T_x = \frac{q_u l_x l_y}{2l_x + l_y} = \frac{81,93 \times 1,9 \times 1,9}{2 \times 1,9 + 1,9} = 51,89 \text{ kN}$
- $T_y = \frac{q_u l_x}{3} = \frac{81,93 \times 1,9}{3} = 51,89 \text{ kN}$.
- $T_u^{\max} = \max(T_x; T_y) = 51,89 \text{ kN}$.

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} = \frac{51,89 \cdot 10^3}{1000 \times 225} = 0,230 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 0,230 < \bar{\tau} = 1,25 \text{ MPa}$. Condition vérifiée.

d) Vérification de la condition de non fragilité

Nous avons : $h=25\text{cm}$, $b=100\text{cm}$.

$$\begin{cases} A_x > \varphi_0 \frac{(3-\varphi)}{2} b h = 0,0008 \frac{(3-1)}{2} 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2 \\ A_y > \varphi_0 b h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 25 = 2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Avec :
$$\begin{cases} \varphi_0 = 0,0008 & \text{pour les barres HA} \\ \varphi = \frac{l_x}{l_y} = 1 \end{cases}$$

• Sens (x-x ; y-y) :

sur appuis $\Rightarrow A_y = A_x = 2,51 \text{ cm}^2 > 2 \text{ cm}^2$.

sur travée $\Rightarrow A_y = A_x = 2,51 \text{ cm}^2 > 2 \text{ cm}^2$.

La condition de non fragilité est vérifiée.

e) Vérification à l'état limite de service (ELS)**1) Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

• **Acier :**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{n \cdot f_{c28}} \right) \right\} = 201,6 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\eta = 1.6 \text{ pour HA}$$

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

$$M_{tr y} = M_{tr x} = 7,6 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 2,4 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre « y » :

$$\frac{b}{2} y^2 + \eta A'_s (y - C') - \eta A_s (d - y) = 0$$

Avec :

$$\eta = 15; \quad b=100\text{cm} \quad ; \quad d=22.5\text{cm} \quad ; \quad A_s=2.51 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow y = 3.75 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b y^3}{3} + \eta A'_s (d - C')^2 + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = 14994.13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \begin{cases} (y - y; x - x) \rightarrow \sigma_{bc} = 1,9 \text{ MPa} \\ \text{appuis} \rightarrow \sigma_{bc} = 0.6 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = \begin{cases} (y - y; x - x) \rightarrow \sigma_s = 142,55 \text{ MPa} \\ \text{appuis} \rightarrow \sigma_s = 45 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa.}$$

⇒ Les contraintes vérifiées les conditions de vérification à l'ELS.

2) Vérification de la flèche

Selon **CBA 93**, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\bullet \begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,25}{1,9} = 0,13 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044. \\ \frac{h}{L_y} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,25}{1,9} = 0,13 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044. \end{cases}$$

$$\bullet \begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0,13 \geq \frac{10,33}{15 \times 10,88} = 0,06. \\ \frac{h}{L_y} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0,13 \geq \frac{10,33}{15 \times 10,88} = 0,06. \end{cases}$$

- $\rho_0 = \frac{A_{x,y}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e}$; Sachant que : ρ_0 : Le pourcentage de l'air A de la section d'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\Rightarrow \rho_0 = \frac{2,51}{100 \times 22,5} = 0,001 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

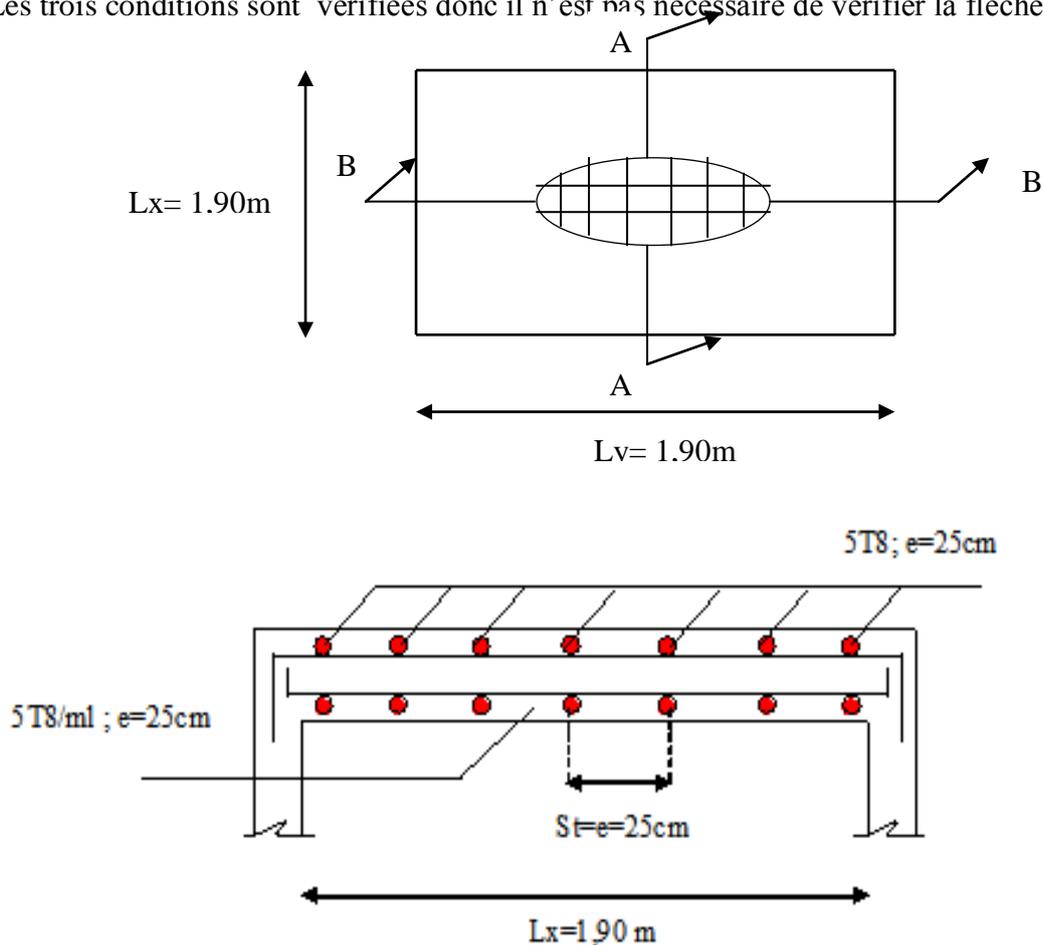


Figure III.15 : plan de ferrillage de la dalle d'ascenseur

IV.1. Etude sismique :

IV.1.1. Introduction:

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

IV.1.2. Choix de la méthode de calcul:

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas satisfaites dans notre cas (vus l'irrégularité en plan (forme L)) ; nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale d'après la RPA99 version 2003.

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation) ; les caractéristiques dynamiques de la structure sont déterminées par le logiciel calcul et ceci on adoptant une modélisation par un modèle tridimensionnel encastré a la base et ou les masses sont concentrées au niveau des centre de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

IV.1.3. Méthode d'analyse modale spectrale:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Les réponses de la structure sont déterminées par le logiciel **SAP2000** celui-ci un programme de calcul statique et dynamique de structure à comportement linéaire. Nous avons fait appel au logiciel «**SAP2000**» pour déterminer les réponse de la structure

a) Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation :

- ✓ Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- ✓ Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- ✓ Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- ✓ La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toute fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- ✓ Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- ✓ Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

c) Domaine d'application :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.2. Application de l'étude sismique, résultats et vérifications :

IV.2.1. Modèle 1:

La figure qui suit détermine la position et le nombre de voiles.

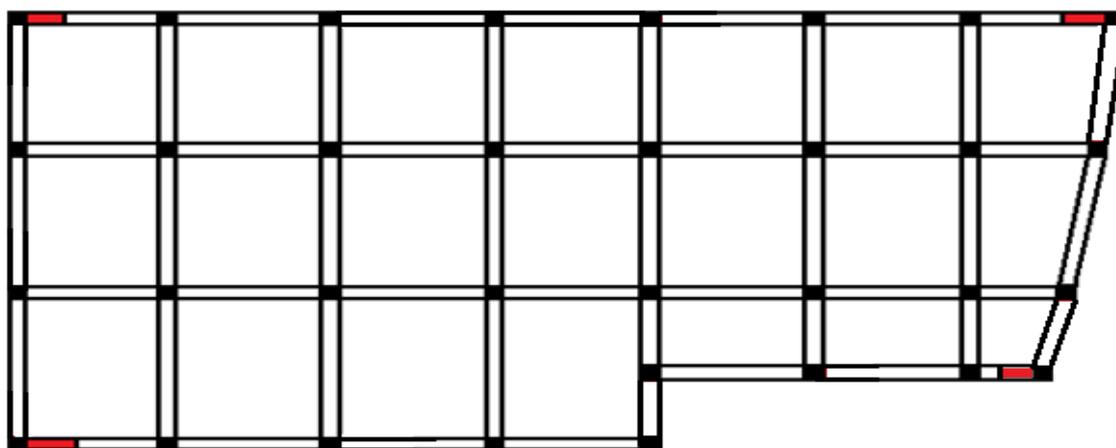


Figure IV.1 : Disposition des voiles modèle 1

1. Résultats de l'analyse modale :

Les caractéristiques dynamiques de la structure sont données dans le tableau suivant:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,324419	0,00029	0,67795	5,873E-07	0,00029	0,67795
MODAL	Mode	2	1,069011	0,10792	0,08592	0,00001107	0,1082	0,76386
MODAL	Mode	3	1,052657	0,64641	0,01892	1,371E-07	0,75462	0,78278
MODAL	Mode	4	0,444311	0,00004909	0,10101	0,000001661	0,75466	0,88379
MODAL	Mode	5	0,350982	0,0029	0,0153	0,0000507	0,75756	0,89909
MODAL	Mode	6	0,336651	0,12013	0,00063	4,867E-07	0,87769	0,89972
MODAL	Mode	7	0,250055	0,000004439	0,03851	6,196E-07	0,8777	0,93824
MODAL	Mode	8	0,191004	0,00031	0,00546	0,00001817	0,878	0,9437
MODAL	Mode	9	0,175449	0,04989	0,00009149	2,576E-07	0,92789	0,94379

Tableau IV.1 : Résultats des caractéristiques dynamique de la structure modèle 1

2. Constatation:

- La participation massique dépasse 90% au 7^{ème} mode selon le plan (yy).
- La participation massique dépasse 90% au 9^{ème} mode selon le plan (xx).
- 1^{ère} mode on a translation suivant y-y.
- 2^{ème} mode est une rotation.
- 3^{ère} mode on a translation suivant x-x.

3. Calcul de la force sismique :

$$V_{x,y} = \frac{A \cdot D_{x,y} \cdot Q}{R} W.$$

Avec:

$A = 0,3$ car le bâtiment est classifié en "groupe B1" implanté en zone III.

$Q = 1,20$.

$R = 5$.

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \text{ avec } h_N = 30,6 \text{ m et } C_T = 0,05 \Rightarrow T = 0,05 \cdot 30,6^{3/4} = 0,65 \text{ s}$$

D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans le sens xx : nous avons $h_N = 30,6 \text{ m}$ et $D_x = 35 \text{ m}$.

$$\Rightarrow T_{1X} = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 30,6}{\sqrt{35}} = 0,46 \text{ s.}$$

Dans le sens yy : nous avons $h_N = 30,6 \text{ m}$ et $D_y = 16,5 \text{ m}$.

$$\Rightarrow T_{1y} = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 30,6}{\sqrt{16,5}} = 0,67 \text{ s.}$$

Dans ce cas il y a lieu de retenir dans chaque direction la valeur de la période la plus petite entre les deux valeurs données par les deux formules précédentes, c'est-à-dire :

Selon le sens xx : $T_X = \min(T, T_X) = \min(0,65\text{s}, 0,46\text{s}) = 0,46\text{s}$.

Selon le sens yy: $T_y = \min(T, T_y) = \min(0,65\text{s}, 0,67\text{s}) = 0,67 \text{ s}$.

Pour un coefficient d'amortissement $\xi = 7\%$ cas de portique en béton armé dense. Nous avons :

$$T = 0,65 \text{ s}, T_X = 0,46\text{s}, T_y = 0,67 \text{ s.}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88 \geq 7. \text{ Et } T_2 = 0,50 \text{ s}$$

Ce qui donne :

❖ Dans le sens yy:

$$D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} \quad \text{pour} \quad T_2 \leq T_x \leq 3,0 \text{ s.}$$

$$D_y = 2,5 \cdot 0,88 \left(\frac{0,50}{0,65}\right)^{2/3} \quad \text{pour} \quad 0,50 \text{ s} \leq T_y = 0,65 \text{ s} \leq 3,0 \text{ s}$$

⇒

$$D_y = 1,85$$

❖ Dans le sens xx:

$$D_y = 2,5\eta \quad \text{pour} \quad 0 \leq T_x \leq T_2 \quad .$$

$$D_y = 2,5 \cdot 0,88 \quad \text{pour} \quad 0 \leq T_x = 0,46 \text{ s} \leq 0,50 \text{ s}$$

⇒

$$D_x = 2,2$$

Nous avons ainsi :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

$$W = 43029,83 \text{ KN (calculé automatiquement par le logiciel).}$$

La force sismique statique sera égale à :

Selon le sens xx:

$$\Rightarrow V_{x, \text{ statique}} = \frac{0,3 \times 2,2 \times 1,20}{5} \cdot 43029,83$$

$$\Rightarrow V_{x, \text{ statique}} = 6815,92 \text{ kN}$$

Selon le sens yy:

$$\Rightarrow V_{y, \text{ statique}} = \frac{0,3 \times 1,85 \times 1,20}{5} \cdot 43029,83$$

$$\Rightarrow V_{y, \text{ statique}} = 5731,57 \text{ kN}$$

➤ L'effort tranchant à la base obtenu par la méthode dynamique suivant le sens x:

$$V_{x \text{ Dynamique}} = 2997,72 \text{ kN}$$

L'effort tranchant à la base obtenu par la méthode Statique suivant le sens x:

$$V_{x \text{ Statique}} = 6815,92 \text{ kN}$$

$$0,8 V_{\text{statique}} = 5452,73 \text{ kN} \Rightarrow V_{\text{Dynamique}} \leq 0,8 V_{\text{statique}} \quad \text{non vérifié.}$$

Alors, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale (forces, déplacement, moment....) dans le rapport:

$$r_x = \frac{0,8 \cdot V_{x, \text{ statique}}}{V_{x, \text{ Dy}}} = \frac{5452,73}{2997,72}$$

$$\Rightarrow r_x = 1,82.$$

- L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivant le sens y :

$$V_{yDynamique} = 2439,36 \text{ kN.}$$

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique suivant le sens y :

$$V_{yStatique} = 5731,57 \text{ kN.}$$

$0.8 V_{statique} = 4585 \text{ kN} \Rightarrow V_{Dynamique} \leq 0.8 V_{statique}$ **non vérifié.**

$$r_y = \frac{0,8 \cdot V_{y,statique}}{V_{y,Dy}} = \frac{4585,25}{2439,36}$$

$$\Rightarrow r_y = 1,88.$$

Donc, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale (forces, déplacement, moment....) dans le rapport:

4. Vérification des déplacements latéraux inter étages :

Selon **RPA99 modifié 2003**, Il est nécessaire de vérifier l'inégalité ci dessous:

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$$

Sachant que:

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e = 0,01 \cdot 340 = 34 \text{ mm.}$$

h_e : Hauteur d'étage.

$$\Delta_k^y = R \cdot \delta_{ek}^y \quad \text{et} \quad \Delta_k^x = R \cdot \delta_{ek}^x$$

$$\delta_{ek}^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \delta_{ek}^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y.$$

Données : $r_x = 1,82$; $r_y = 1,88$; $R = 5$

Z(m)	δ_k^x (mm)	δ_k^y (mm)	δ_{ek}^x (mm)	δ_{ek}^y (mm)	Δ_k^x (mm)	Δ_k^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
3.40	2,18	4,77	2,18	4,77	19,83	44,8	34	Non Vérifier
6.80	6,67	12,77	4,49	8	40,85	75,2	34	Non Vérifier
10.2	11,75	21,36	5,08	8,59	46,2	80,7	34	Non Vérifier
13.6	17,12	29,3	5,37	7,94	48,8	74,6	34	Non Vérifier
17	22,2	38,33	5,08	9,03	46,2	84,8	34	Non Vérifier
20.4	27,04	45,5	4,84	7,17	44,04	67,4	34	Non Vérifier
23.8	31,35	52,15	4,31	6,65	39,2	62,5	34	Non Vérifier
27.2	34,88	57,19	3,53	5,04	32,1	47,3	34	Non Vérifier
30.6	37,66	60,6	2,78	3,41	25,3	32,05	34	Vérifier

Tableau IV.2: vérification des déplacements inter étages.

Remarque :

Les déplacements latéraux inter étage dépassant les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure pour cela on peut rajouter des voiles dans la structure.

IV.2.2 Modèle 2 :

La figure qui suit détermine la position et le nombre de voiles.

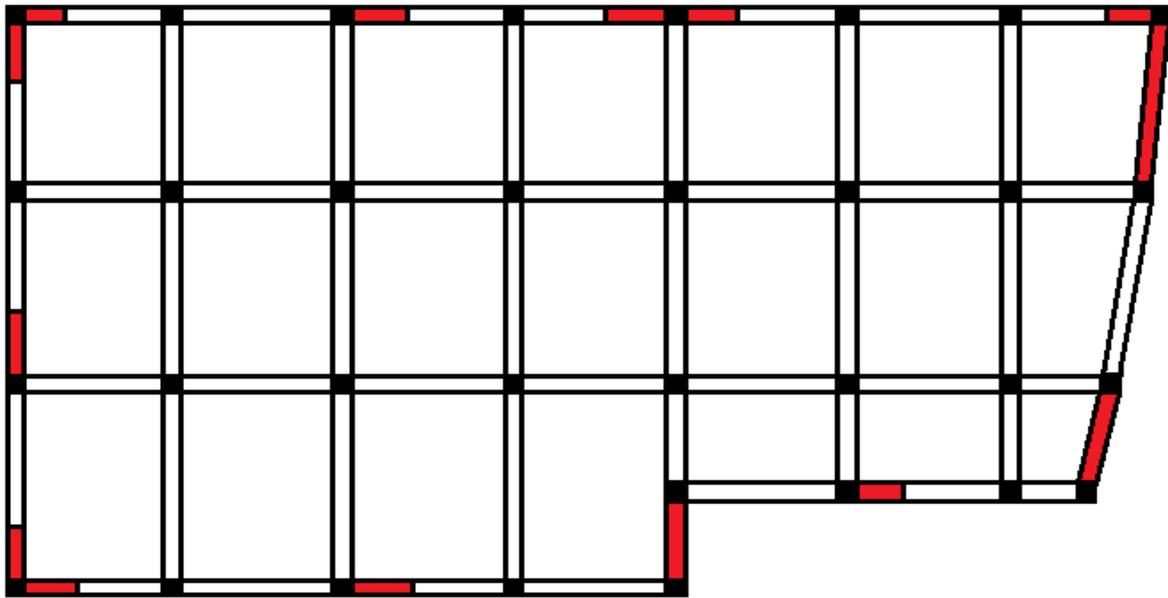


Figure IV.2. : Disposition des voiles modèle 2

1. Résultats de l'analyse modale :

Les caractéristiques dynamiques de la structure sont données dans le tableau suivant:

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
MODAL	Mode	1	0,789214	0,67007	0,02122	1,00000002596	0,67007	0,02122
MODAL	Mode	2	0,717774	0,02577	0,63695	0,00001164	0,63584	0,65818
MODAL	Mode	3	0,48765	0,00482	0,02498	0,000008445	0,70066	0,68316
MODAL	Mode	4	0,20782	0,15354	0,00458	0,000006487	0,8542	0,68773
MODAL	Mode	5	0,17729	0,00649	0,1554	0,00009287	0,86069	0,84313
MODAL	Mode	6	0,114464	0,000007562	0,00001752	0,23219	0,86069	0,84315
MODAL	Mode	7	0,113091	0,00102	0,02185	0,00045	0,86171	0,86499
MODAL	Mode	8	0,108767	0,000002134	0,00018	0,03203	0,86172	0,86518
MODAL	Mode	9	0,107059	0,000007053	0,00019	0,04351	0,86172	0,86537
MODAL	Mode	10	0,106015	0,000004235	0,000003272	0,0162	0,86173	0,86537
MODAL	Mode	11	0,10139	0,000004171	0,000004527	0,0000006834	0,86173	0,86538
MODAL	Mode	12	0,100896	0,00001193	0,000001056	0,00581	0,86174	0,86538
MODAL	Mode	13	0,097763	0,0000205	0,000002269	0,00944	0,86176	0,86538
MODAL	Mode	14	0,097019	0,0009	0,00003013	0,02527	0,86267	0,86541
MODAL	Mode	15	0,095054	0,000001558	0,00001828	0,00027	0,86267	0,86543
MODAL	Mode	16	0,091397	0,05925	0,00187	0,00078	0,92192	0,86729
MODAL	Mode	17	0,084894	0,00017	0,00002156	0,04224	0,9221	0,86732
MODAL	Mode	18	0,082307	0,000002415	0,0000247	0,01747	0,9221	0,86734
MODAL	Mode	19	0,081601	0,000001704	0,00007022	0,00153	0,9221	0,86741
MODAL	Mode	20	0,080952	0,00015	0,00076	0,03908	0,92225	0,86818
MODAL	Mode	21	0,07772	0,00279	0,05151	0,00003835	0,92505	0,91968
MODAL	Mode	22	0,076377	0,00002518	0,00073	0,00012	0,92507	0,92041
MODAL	Mode	23	0,075298	0,00004534	0,0011	0,00017	0,92512	0,92151
MODAL	Mode	24	0,073779	0,000007566	0,00064	0,00011	0,92512	0,92215
MODAL	Mode	25	0,071561	0,000001225	0,0005	0,00005797	0,92513	0,92264

Tableau IV.3: Résultats des caractéristiques dynamique de la structure.

2. Constatation:

- La participation massique dépasse 90% au 21^{ème} mode selon le plan (yy).
- La participation massique dépasse 90% au 16^{ème} mode selon le plan (xx).
- 1^{ère} mode on a translation suivant x-x.
- 2^{ème} mode on a translation suivant y-y.
- 3^{ème} mode est une rotation.

3. Calcul de la force sismique :

$$V_{x,y} = \frac{A \cdot D_{x,y} \cdot Q}{R} W.$$

Avec:

$A = 0,3$ car le bâtiment est classifié en "groupe B1" implanté en zone III.

$Q = 1,20$.

$R = 5$.

Nous avons ainsi :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

$W = 50161,262$ KN (calculé automatiquement par le logiciel).

La force sismique statique sera égale à :

Selon le sens xx:

$$\Rightarrow V_{x, \text{statique}} = \frac{0,3 \times 2,2 \times 1,20}{5} \cdot 50161,262$$

$$\Rightarrow V_{x, \text{statique}} = 7945,54 \text{ kN}$$

Selon le sens yy:

$$\Rightarrow V_{y, \text{statique}} = \frac{0,3 \times 1,850 \times 1,20}{5} \cdot 50161,262$$

$$\Rightarrow V_{y, \text{statique}} = 6681,48 \text{ kN}$$

➤ L'effort tranchant à la base obtenu par la méthode dynamique suivant le sens x :

$$V_{xDynamique} = 8161,246 \text{ kN}$$

L'effort tranchant à la base obtenu par la méthode Statique suivant le sens x :

$$V_{xStatique} = 7945,54 \text{ kN}$$

$0,8 V_{\text{statique}} = 6356,43 \text{ kN} \Rightarrow V_{\text{Dynamique}} \geq 0,8 V_{\text{statique}}$ **vérifié.**

$$\Rightarrow r_x = 1.$$

➤ L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivant le sens y :

$$V_{yDynamique} = 8243,827 \text{ kN}.$$

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique suivant le sens y :

$$V_{y\text{Statique}} = 6681,48 \text{ kN} .$$

$0.8 V_{\text{statique}} = 5345,18 \text{ kN} \Rightarrow V_{\text{Dynamique}} \geq 0.8 V_{\text{statique}}$ **vérifié.**

$$\Rightarrow r_y = 1.$$

4. Vérification des déplacements latéraux inter étages :

Selon **RPA99 modifié 2003**, Il est nécessaire de vérifier l'inégalité ci dessous:

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$$

Sachant que:

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e = 0,01 \cdot 340 = 34 \text{ mm}.$$

h_e : Hauteur d'étage.

$$\Delta_k^y = R \cdot \delta_{ek}^y \quad \text{et} \quad \Delta_k^x = R \cdot \delta_{ek}^x$$

$$\delta_{ek}^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{Et} \quad \delta_{ek}^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y.$$

Données : $r_x=1.$; $r_y=1.$; $R=5$

Z(m)	δ_k^x (mm)	δ_k^y (mm)	δ_{ek}^x (mm)	δ_{ek}^y (mm)	Δ_k^x (mm)	Δ_k^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
3.40	1.94	1.93	1.94	1.93	9,7	9,65	34	Vérifier
6.80	6.38	6.23	4.44	4.3	22,2	21,5	34	Vérifier
10.2	12.33	12.12	5.95	5.89	29,75	29,45	34	Vérifier
13.6	19.19	19	6.86	6.88	34,2	34,4	34	Non Vérifier
17	26.41	26.36	7.22	7.36	36,1	36,8	34	Non Vérifier
20.4	33.61	33.81	7.2	7.45	36	37,25	34	Non Vérifier
23.8	40.59	41.11	6.98	7.3	34,9	36,5	34	Non Vérifier
27.2	47.14	48.08	6.55	6.97	32,75	34,85	34	Non Vérifier
30.6	53.25	54.64	6.11	6.56	30,55	32,8	34	Vérifier

Tableau IV.4: vérification des déplacements inter étages.

Remarque :

Les déplacements latéraux inter étage dépassant les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure pour cela on peut augmenter les sections des Poteaux.

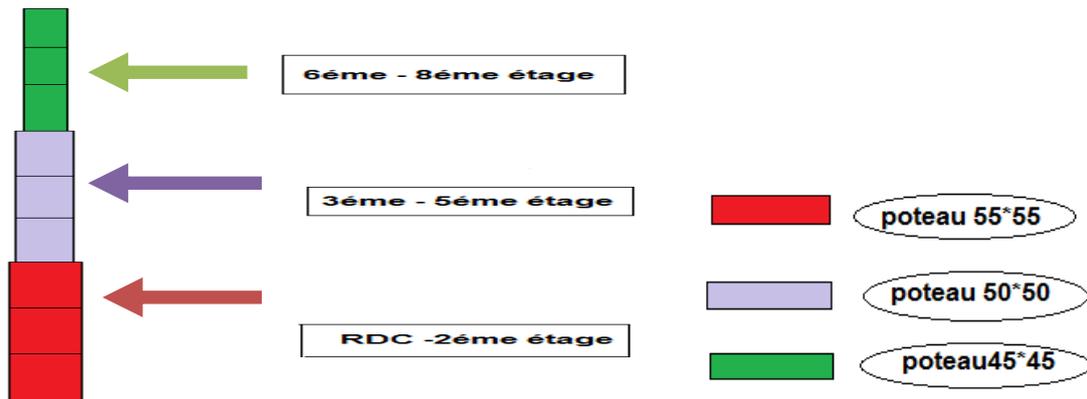


Figure IV.3: coffrage des poteaux

IV.2.3 Modèle 3 :

1. Résultats de l'analyse dynamique :

Les caractéristiques dynamiques de la structure sont données dans le tableau suivant:

Modal Participating Mass Ratios

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Modal Participating Mass Ratios

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
▶	MODAL	Mode	1	0,765556	0,66413	0,02997	0,0000001728	0,66413	0,02997
	MODAL	Mode	2	0,700171	0,03614	0,62607	0,00001012	0,70028	0,65603
	MODAL	Mode	3	0,477153	0,00468	0,02882	0,000005399	0,70496	0,68485
	MODAL	Mode	4	0,203229	0,14933	0,00539	0,000003995	0,85429	0,69024
	MODAL	Mode	5	0,174338	0,00741	0,1519	0,00007407	0,8617	0,84214
	MODAL	Mode	6	0,111438	0,00084	0,02391	0,00002326	0,86254	0,86606
	MODAL	Mode	7	0,104857	0,0000002969	0,000000504	0,24158	0,86254	0,86606
	MODAL	Mode	8	0,100441	0,0000001604	0,00004645	0,03335	0,86254	0,8661
	MODAL	Mode	9	0,099005	0,000001154	0,00003891	0,02164	0,86254	0,86614
	MODAL	Mode	10	0,098063	0,0000105	0,000006915	0,02748	0,86255	0,86615
	MODAL	Mode	11	0,094412	0,00006205	0,00001116	0,00003308	0,86262	0,86616
	MODAL	Mode	12	0,094119	0,00005022	0,00000007958	0,00568	0,86267	0,86616
	MODAL	Mode	13	0,091672	0,01079	0,00059	0,02394	0,87345	0,86675
	MODAL	Mode	14	0,091284	0,00267	0,00007013	0,00454	0,87613	0,86682
	MODAL	Mode	15	0,089875	0,04601	0,00143	0,00537	0,92213	0,86825
	MODAL	Mode	16	0,089346	0,00008151	0,000008122	0,00069	0,92222	0,86826
	MODAL	Mode	17	0,080132	0,00012	0,0002	0,04097	0,92234	0,86846
	MODAL	Mode	18	0,077766	0,00004777	0,00104	0,00922	0,92239	0,8695
	MODAL	Mode	19	0,077081	0,00146	0,02375	0,01135	0,92385	0,89325
	MODAL	Mode	20	0,076769	0,00141	0,02207	0,00528	0,92526	0,91532
	MODAL	Mode	21	0,075918	0,00025	0,00692	0,03799	0,92551	0,92223
	MODAL	Mode	22	0,073050	0,0000000000	0,0000000000	0,00011	0,92551	0,92223

Record: 1 of 40

Add Tables... Done

Tableau IV.5: Résultats des caractéristiques dynamique de la structure .

2. Constatation des résultats :

- La participation massique dépasse 90% au 20^{ème} mode selon le plan (yy).
- La participation massique dépasse 90% au 15^{ème} mode selon le plan (xx).
- 1^{er} mode Translation selon xx
- 2^{ème} mode Translation selon yy
- 3^{ème} mode est une rotation.

3. Calcul de la force sismique :

$$V_{x,y} = \frac{A \cdot D_{x,y} \cdot Q}{R} W$$

Avec:

A= 0,3 car le bâtiment est classifié en "groupe2" implanté en zone III.

Q= 1,20.

R=5.

Nous avons ainsi :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

W=51360,4 KN (calculé automatiquement par le logiciel). La force sismique statique sera

Égale à :

Selon le sens xx:

$$\Rightarrow V_{x, \text{statique}} = \frac{0,3 \times 2,2 \times 1,20}{5} \cdot 51360,4$$

$$\Rightarrow V_{x, \text{statique}} = 8135,48 \text{ KN}$$

Selon le sens yy:

$$\Rightarrow V_{y, \text{statique}} = \frac{0,3 \times 1,85 \times 1,20}{5} \cdot 51360,4$$

$$\Rightarrow V_{y, \text{statique}} = 6841,2 \text{ KN}$$

L'effort tranchant à la base obtenu par la méthode dynamique suivant le sens x:

$$V_{x \text{ Dynamique}} = 8499,07 \text{ K}$$

L'effort tranchant à la base obtenu par la méthode Statique suivant le sens x:

$$V_{x \text{ Statique}} = 8135,48 \text{ KN}$$

$$0.8 V_{\text{statique}} = 6508,38 \Rightarrow V_{\text{Dynamique}} \geq 0.8 V_{\text{statique}} \quad \text{vérifié.}$$

$$\Rightarrow r_x = 1.$$

L'effort tranchant à la base obtenu par la méthode dynamique suivant le sens y :

$$V_{yDynamique} = 8512,5 \text{ KN}$$

L'effort tranchant à la base obtenu par la méthode Statique suivent le sens y:

$$V_{yStatique} = 6841,2 \text{ KN}$$

$0.8 V_{statique} = 5472,96 \Rightarrow V_{Dynamique} > 0.8 V_{statique}$ **vérifié.**

$$\Rightarrow r_y = 1$$

4. Vérification des déplacements latéraux inter étages :

Le **RPA99 modifié 2003** exige de vérifier que les déplacements ente niveaux ne doivent

Pas dépasser 1% de la hauteur d'étage

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$$

Sachant que:

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e = 0,01 \cdot 340 = 34 \text{ mm.}$$

h_e : Hauteur d'étage.

$$\Delta_k^y = R \cdot \delta_{ek}^y \quad \text{et} \quad \Delta_k^x = r_x \cdot R \cdot \delta_{ek}^x$$

$$\delta_{ek}^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \delta_{ek}^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y.$$

Données : $r_x = 1$; $r_y = 1$; $R = 5$.

Z(m)	δ_k^x (mm)	δ_k^y (mm)	δ_{ek}^x (mm)	δ_{ek}^y (mm)	Δ_k^x (mm)	Δ_k^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	obs
3.40	1.9	1.92	1.9	1.92	9,5	9,6	34	Vérifier
6.80	6.18	6.18	4.28	4.26	21,4	21,3	34	Vérifier
10.2	11.89	11.99	5.17	5.81	25,85	29,05	34	Vérifier
13.6	18.44	18.47	6.55	6.75	32,75	33,75	34	Vérifier
17	25.27	25.93	6.83	7.19	34,15	35,95	34	Non Vérifier
20.4	32.03	33.17	6.76	7.24	33,8	36,2	34	Non Vérifier
23.8	38.49	40.22	6.46	7.05	32,3	35,25	34	Non Vérifier
27.2	44.49	46.09	6	5.87	30	29,35	34	Vérifier
30.6	50	53.15	5.51	7.06	27,55	35,3	34	Non Vérifier

Tableau IV.6: Résultats des déplacements inter étages

Remarque :

Les déplacements latéraux inter étage dépassant les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure pour cela on peut augmenter les sections des poteaux.

IV .2.4.Modèle 4 :

- rdc, 1^{ère} étage et 2^{ème} étage ==> 65cm × 65cm
- 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage ==> 60cm × 60cm
- 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage ==> 55cm × 55cm

1. Résultats de l'analyse dynamique :

Les caractéristiques dynamiques de la structure sont données dans le tableau suivant:

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,739841	0,65341	0,04318	9,111E-10	0,65341	0,04318
MODAL	Mode	2	0,677546	0,05222	0,60453	0,000007635	0,70562	0,64771
MODAL	Mode	3	0,461741	0,00383	0,03874	9,494E-08	0,70945	0,68645
MODAL	Mode	4	0,197391	0,14443	0,00661	0,000001111	0,85388	0,69306
MODAL	Mode	5	0,170134	0,00877	0,14641	0,0000487	0,86265	0,83947
MODAL	Mode	6	0,108882	0,0005	0,02785	0,00001859	0,86315	0,86731
MODAL	Mode	7	0,090534	0,00001238	0,000006694	0,26068	0,86317	0,86732
MODAL	Mode	8	0,088607	0,05767	0,00243	0,00004911	0,92084	0,86975
MODAL	Mode	9	0,087941	0,0000227	0,00003447	0,02542	0,92086	0,86979
MODAL	Mode	10	0,086702	0,000001982	0,000005764	0,00451	0,92086	0,86979
MODAL	Mode	11	0,085878	0,00017	5,471E-07	0,03071	0,92103	0,8698
MODAL	Mode	12	0,083603	0,00035	0,00001663	0,00012	0,92138	0,86981
MODAL	Mode	13	0,083407	0,000005476	0,000004522	0,00489	0,92138	0,86982
MODAL	Mode	14	0,082653	0,00082	0,00008443	0,02695	0,9222	0,8699
MODAL	Mode	15	0,081109	0,00005109	4,586E-08	0,00471	0,92225	0,8699
MODAL	Mode	16	0,080083	0,00000101	0,00004378	0,00072	0,92225	0,86994
MODAL	Mode	17	0,075487	0,00348	0,05204	0,00031	0,92573	0,92198

Tableau IV.7: Résultats des caractéristiques dynamique de la structure.

2. Constatation des résultats :

- La participation massique dépasse 90% au 17^{ème} mode selon le plan (yy).
- La participation massique dépasse 90% au 8^{ème} mode selon le plan (xx).
- 1^{er} mode Translation selon xx
- 2^{ème} mode Translation selon yy
- 3^{ème} mode est une rotation.

3. Calcul de la force sismique :

$$V_{x,y} = \frac{A \cdot D_{x,y} \cdot Q}{R} W$$

Avec:

$A = 0,3$ car le bâtiment est classifié en "groupe2" implanté en zone III.

$Q = 1,20$.

$R = 5$.

Nous avons ainsi :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

$W = 54137,35 \text{ KN}$ (calculé automatiquement par le logiciel). La force sismique statique sera égale à :

Selon le sens xx:

$$\Rightarrow V_{x, \text{statique}} = \frac{0,3 \times 2,2 \times 1,20}{5} \cdot 54137,35$$

$$\Rightarrow V_{x, \text{statique}} = 8575,35 \text{ KN}$$

Selon le sens yy:

$$\Rightarrow V_{y, \text{statique}} = \frac{0,3 \times 1,85 \times 1,20}{5} \cdot 54137,35$$

$$\Rightarrow V_{y, \text{statique}} = 7211,09 \text{ KN}$$

*L'effort tranchant à la base obtenu par la méthode dynamique suivant le sens x:

$$V_{xDynamique} = 9111,85 \text{ KN}$$

*L'effort tranchant à la base obtenu par la méthode Statique suivant le sens x:

$$V_{xStatique} = 8575,35 \text{ KN}$$

$0,8 V_{\text{statique}} = 6860,28 \Rightarrow V_{\text{Dynamique}} \geq 0,8 V_{\text{statique}}$ **Vérfifié.**

$$\Rightarrow r_x = 1.$$

➤ L'effort tranchant à la base obtenu par la méthode dynamique suivant le sens y :

$$V_{yDynamique} = 8937,07 \text{ KN}$$

➤ L'effort tranchant à la base obtenu par la méthode Statique suivant le sens y:

$$V_{yStatique} = 7211,09 \text{ KN}$$

$0,8 V_{\text{statique}} = 5768,87 \Rightarrow V_{\text{Dynamique}} > 0,8 V_{\text{statique}}$ **vérfifié.**

$$\Rightarrow r_y = 1$$

4. Vérification des déplacements latéraux inter étages :

Selon **RPA99 modifié 2003** exige de vérifier que les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$$

Sachant que:

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e = 0,01 \cdot 340 = 34 \text{ mm.}$$

h_e : Hauteur d'étage.

$$\Delta_k^y = R \cdot \delta_{ek}^y \quad \text{et} \quad \Delta_k^x = r_x \cdot R \cdot \delta_{ek}^x$$

$$\delta_{ek}^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \delta_{ek}^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y.$$

Données : $r_x=1$; $r_y=1$; $R=5$.

Z(m)	δ_k^x (mm)	δ_k^y (mm)	δ_{ek}^x (mm)	δ_{ek}^y (mm)	Δ_k^x (mm)	Δ_k^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	obs
3.40	1,8	1,87	1,8	1,87	9	9,35	34	Vérifier
6.80	6,07	6,02	4,27	4,15	21,35	20,75	34	Vérifier
10.2	11,66	11,63	5,59	5,61	27,95	28,05	34	Vérifier
13.6	18,01	18,11	6,35	6,48	31,75	32,4	34	Vérifier
17	24,6	24,95	6,59	6,84	33,45	34,2	34	Non Vérifier
20.4	31,04	31,78	6,44	6,83	32,2	34,15	34	Non Vérifier
23.8	37,13	38,34	6,09	6,56	30,45	32,8	34	Vérifier
27.2	42,69	44,5	5,56	6,16	27,8	30,8	34	Vérifier
30.6	47,75	50,19	5,06	5,59	25,3	27,95	34	Vérifier

Tableau IV.8: vérification des déplacements inter étages.

Remarque :

Les déplacements latéraux inter étage dépassant les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure pour cela on peut augmenter les sections des poteaux.

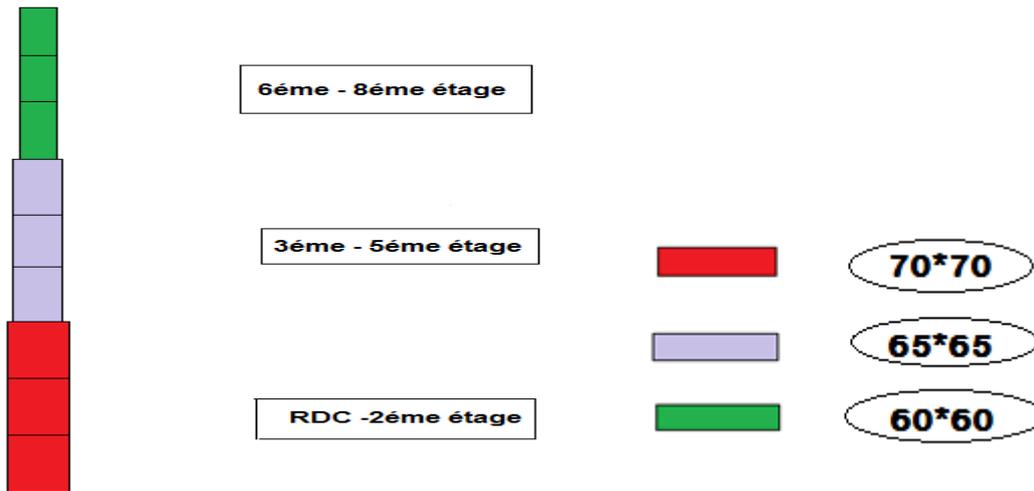


Figure IV.4: coffrage des poteaux

IV 2.5.Modèle final :

La figure qui suit détermine la position et le nombre de voiles.

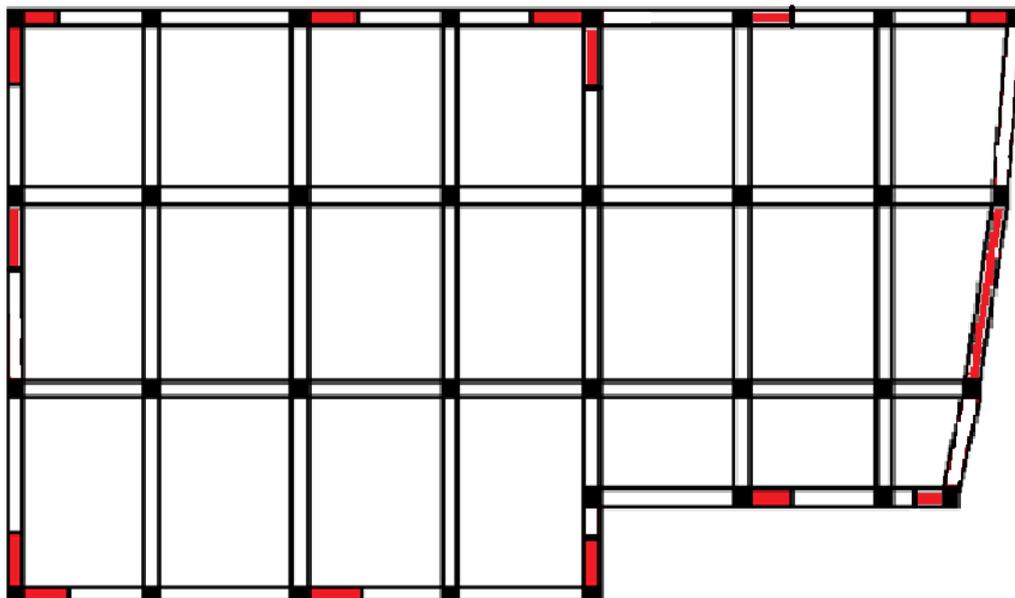


Figure IV.5 : Disposition des voiles Modèle final

1. Résultats de l'analyse dynamique :

Les caractéristiques dynamiques de la structure sont données dans le tableau suivant:

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
▶	MODAL	Mode	1	0,831831	0,72007	0,02712	0,000004149	0,72007	0,02712
	MODAL	Mode	2	0,764287	0,02138	0,55028	0,000008496	0,74144	0,57739
	MODAL	Mode	3	0,479857	0,00773	0,13453	0,0000304	0,74918	0,71192
	MODAL	Mode	4	0,249652	0,12109	0,00198	0,0000168	0,87027	0,7139
	MODAL	Mode	5	0,214362	0,00052	0,11802	0,000002229	0,87078	0,83192
	MODAL	Mode	6	0,127614	0,00392	0,04223	0,00018	0,87471	0,87415
	MODAL	Mode	7	0,123782	0,04959	0,00189	0,000006359	0,9243	0,87604
	MODAL	Mode	8	0,1004	0,00008909	0,04391	0,00002396	0,92439	0,91996
	MODAL	Mode	9	0,084963	0,0000001948	0,000001501	0,3399	0,92439	0,91996
	MODAL	Mode	10	0,082786	0,00000115	0,0000004824	0,00278	0,92439	0,91996
	MODAL	Mode	11	0,080402	0,0000004167	0,0000008358	0,00038	0,92439	0,91996

Tableau IV.9: Résultats des caractéristiques dynamique de la structure .

2. Constatation des résultats:

- La participation massique dépasse 90% au 8^{ème} mode selon le plan (yy).
- La participation massique dépasse 90% au 7^{ème} mode selon le plan (xx).
- 1^{ère} mode on a translation suivant x-x.
- 2^{ème} mode on a translation suivant y-y.
- 3^{ème} mode est une rotation.

3. Calcul de la force sismique :

$$V_{x,y} = \frac{A \cdot D_{x,y} \cdot Q}{R} \cdot W.$$

Avec:

A= 0,3 car le bâtiment est classifié en "groupe B1" implanté en zone III.

Q= 1,20.

R=5 cas mixte portiques/voiles avec interaction.

Nous avons ainsi :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

$$W = 52035.09 \text{ KN (calculé automatiquement par le logiciel).}$$

La force sismique statique sera égale à :

Selon le sens xx:

$$\Rightarrow V_{x. \text{ statique}} = \frac{0,3 \times 2,2 \times 1,20}{5} \cdot 52035.09$$

Selon le sens yy:

$$\Rightarrow V_{y. \text{ statique}} = \frac{0,3 \times 1.850 \times 1,20}{5} \cdot 52035.09$$

- Selon **RPA99 modifié 2003**. La résultante de la force sismique obtenue par la méthode dynamique ne doit pas être inférieure à 80% de la force sismique obtenue par la méthode statique équivalente.
- effort tranchant à la base obtenu par la méthode dynamique suivant le sens **x**:
 $V_{xDynamique} = 4100.36 \text{ kN}$
- L'effort tranchant à la base obtenu par la méthode Statique suivant le sens **x**:
- $0.8 V_{statique} = 6593.88 \text{ kN} \Rightarrow V_{Dynamique} \leq 0.8 V_{statique}$ **non vérifié**.

Alors, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale (forces, déplacement, moment....) dans le rapport:

$$r_x = \frac{0,8 \cdot V_{x. \text{ statique}}}{V_{x. Dy}} = \frac{6593.88}{4100.36}$$

$$\Rightarrow r_x = 1,60$$

- L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivant le sens **y** :

$$V_{yDynamique} = 3628.54 \text{ kn.}$$

- L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique suivant le sens **y**:
- $0.8 V_{statique} = 5544.85 \text{ kn} \Rightarrow V_{Dynamique} \leq 0.8 V_{statique}$ **vérifié**.

Donc, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale (forces, déplacement, moment....) dans le rapport:

$$r_y = \frac{0,8.V_{y,\text{statique}}}{V_{y,Dy}} = 1.52$$

4 Vérification des déplacements latéraux inter étages :

Selon RPA99 modifié 2003 il est nécessaire de vérifier l'inégalité ci dessous:

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$$

Sachant que:

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e = 0,01.340 = 34\text{mm.}$$

h_e : Hauteur d'étage.

$$\Delta_k^y = R. \delta_{ek}^y \quad \text{et} \quad \Delta_k^x = R. \delta_{ek}^x$$

$$\delta_{ek}^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \delta_{ek}^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y.$$

Données : $r_x=1,60$; $r_y=1.52$; $R=5$

Z(m)	δ_k^x (mm)	δ_k^y (mm)	δ_{ek}^x (mm)	δ_{ek}^y (mm)	Δ_k^x (mm)	Δ_k^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
3.40	1.37	1.32	1.37	1.32	10.56	10.03	34	Vérifier
6.80	4.25	4.21	2.88	2.89	23.04	21.96	34	Vérifier
10.2	7.8	7.90	3.55	3.96	28.4	28.04	34	Vérifier
13.6	11.56	11.99	3.76	4.09	30.08	30.85	34	Vérifier
17	15.20	16.15	3.64	4.16	29.12	31.61	34	Vérifier
20.4	18.5	20.11	3.30	3.96	26.4	30.09	34	Vérifier
23.8	21.34	23.75	2.84	3.64	22.72	27.66	34	Vérifier
27.2	23.65	26.98	2.31	3.23	18.48	24.54	34	Vérifier
30.6	25.47	29.78	1.82	2.8	15.56	21.28	34	Vérifier

Tableau IV.10: vérification des déplacements inter étages

5. Vérification spécifique sous sollicitation de l'effort normal réduit :

La vérification prescrit par **RPA**, dans le but d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations sismiques, l'effort normal de compression réduit doit vérifier la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30.$$

D'où :

N_d : L'effort normal exerçant sur une section de béton.

B_c : La section brute.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Niveau	N_d (kN)	a x b (cm ²)	B_c (cm ²)	v	Observation
8 ^{ème} étage	243.50	60*60	3600	0.027	vérifiée
7 ^{ème} étage	488.01	60*60	3600	0.054	vérifiée
6 ^{ème} étage	756.65	60*60	3600	0.083	vérifiée
5 ^{ème} étage	1043.00	65*65	4225	0.098	vérifiée
4 ^{ème} étage	1339.98	65*65	4225	0.126	vérifiée
3 ^{ème} étage	1644.13	65*65	4225	0.155	vérifiée
2 ^{ème} étage	1957.68	70*70	4900	0.16	vérifiée
1 ^{ème} étage	2266.42	70*70	4900	0.18	vérifiée
RDC	2480.92	70*70	4900	0.20	vérifiée

Tableau IV.11: vérification de l'effort normale réduit à G+Q±E

6. Justification du coefficient de comportement :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles : Selon RPA99 modifié 2003.

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.

1^{er} condition

- Les sollicitations totales de la structure dues aux charges verticales : 78461.28 kn.
- Les sollicitations dues aux charges verticales repris par les voiles : 14703.63 kn.

Nous avons :

$$\frac{14703.63}{78461.28} = 18.73\% < 20\%$$

Donc la condition est vérifiée.

2^{ème} condition

niveau	V _{k tot}		V _{k port}		Vk port x	Vk port y	obs
	x	y	x	y	Vk tot x	Vk tot y	
RDC	5126,56	4486,12	2083,13	1392,89	40,63	31,04	vérifiée
1 ^{ème} étage	5031,95	4401,23	3092,7	1888,88	61,46	42,21	vérifiée
2 ^{ème} étage	4788,5	4195,05	3125,74	2102,65	65,27	50,12	vérifiée
3 ^{ème} étage	4429,89	3897,51	2785,74	1932,09	62,88	49,57	vérifiée
4 ^{ème} étage	3962,95	3512,15	2587,68	1864,97	65,29	53,1	vérifiée
5 ^{ème} étage	3373,3	3019,79	2290,00	1736,57	67,88	57,5	vérifiée
6 ^{ème} étage	2689,79	2435,4	1686,29	1329,9	62,69	54,6	vérifiée
7 ^{ème} étage	1916,91	1759,57	1270,31	1087,45	66,26	61,8	vérifiée
8 ^{ème} étage	995,96	930,01	968,35	904,1	97,22	97,2	vérifiée

Donc la condition est vérifiée.

✓ Interprétation des résultats :

Le modèle final de la structure satisfait la vérification des déplacements latéraux inter étages, et la vérification de la condition de l'effort normale réduit donc nous pouvons conserver notre structure telle qu'elle est sans augmentation de section des poteaux.

V.1.Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **CBA 93**

V.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue **SET**.
- Section entièrement comprimée **SEC**.
- Section partiellement comprimée **SPC**.

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

. Situation durable

- Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14,17$ MPa
- Acier : $\gamma_s = 1,15$; Nuance E400 ; $\sigma_s = 348$ MPa

. Situation accidentelle

- Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18,48$ MPa
- Acier : $\gamma_s = 1,00$; Nuance E400 ; $\sigma_s = 348$ MPa

V.2.1.Combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

➤ Selon C.B.A 93: (Situation durable)

Etat limite ultime (E L U)1,35 G + 1,5 Q

Etat limite de service (E L S) G + Q

➤ D'après RPA 99 : (situation accidentelle)

G + Q ± E

0,8 G ± E

Avec :

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

La section d'acier sera calculée pour les différentes combinaisons d'efforts internes

$N^{\max} \rightarrow M^{\text{correspondant}}$

$N^{\min} \rightarrow M^{\text{correspondant}}$

$M^{\max} \rightarrow N^{\text{correspondant}}$

V2.2. Calcul de ferrailage longitudinal :

V2.2.1. Recommandation selon RPA99 version 2003

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Le pourcentage minimal sera de 0,9% ($A \times B$)
- Le pourcentage minimal sera $\begin{cases} 4\%(A \times B) \text{ en zone courante (Z. C)} \\ 6\%(A \times B) \text{ en zone de recouvrement (Z. R)} \end{cases}$
- Le diamètre minimal est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 20 cm
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

✓ Ferrailage minimal selon RPA99 version 2003

Le pourcentage minimal sera de 0,9% ($A \times B$) :

Étage	A_{\min} [cm^2]
RDC-(1 ^{ère} + 2 ^{ème}) étage [poteau (70×70)]	44.1
(3 ^{ème} + 4 ^{ème} + 5 ^{ème}) étage [poteau (65×65)]	38.025
(6 ^{ème} + 7 ^{ème} + 8 ^{ème}) étage [poteau (60×60)]	32.4

Tableau V.1 : Ferrailage minimal des poteaux selon RPA99 version 2003

✓ **Ferrailage maximal selon RPA99 version 2003**

Le pourcentage maximal sera de : $\begin{cases} 4\%(A \times B) \text{ en zone courante (Z. C)} \\ 6\% (A \times B) \text{ en zone de recouvrement (Z. R)} \end{cases}$

➤ **Zone courante**

Etage	A_{\min} [cm ²]
RDC-(1 ^{ere} +2 ^{eme}) étage [poteau (70×70)]	196
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme}) étage [poteau (65×65)]	169
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme}) étage [poteau (60×60)]	144

Tableau V.2 : Ferrailage maximal des poteaux en zone courante selon RPA99
version 2003

➤ **Zone de recouvrement**

Etage	A_{\min} [cm ²]
RDC-(1 ^{ere} +2 ^{eme}) étage [poteau (70×70)]	294
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme}) étage [poteau (65×65)]	253.50
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme}) étage [poteau (60×60)]	216

Tableau V.3 : Ferrailage maximal des poteaux en zone de recouvrement
Courante selon RPA99 version 2003

V2.2.2 Condition de non fragilité Selon C.B.A 93 :

Par définition, une section est considérée comme non fragile, tendue ou fléchie, telle que la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée. Ceci entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie.

$$A_S \geq A_{CNF} = 0,23b_0 \cdot d \cdot f_{t28}/f_e$$

Etage	A_{\min} [cm ²]
RDC-(1ere +2 ^{eme}) étage [poteau (70×70)]	5.32
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme}) étage [poteau (65×65)]	4.59
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme}) étage [poteau (60×60)]	3.91

Tableau V.4 : Ferrailage minimal des poteaux selon C.B.A 93**V.2.2.3.Résultat des sollicitations :**

Les efforts (M, N) obtenus avec le logiciel **SAP2000** sont donnés dans les tableaux suivants : sélection des M et N pour chaque niveau.

a) Les Poteaux adhérents aux voiles

ETAGE	N_{\max} et M correspondant		N_{\min} et M correspondant		M_{\max} et N correspondant	
	N [kN]	M [kN.m]	N [kN]	M [kN.m]	N [kN]	M [kN.m]
RDC(1ere+2 ^{eme})	-2018.06	35.09	-569.19	5.36	-1308.01	80.67
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} +5 ^{eme})	-1304.71	33.69	-290.47	1.76	-564.78	74.78
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	-603.08	33.33	-33.19	2.31	-108.49	133.33

Tableau V.5: Résultats des sollicitations des poteaux adhérents aux voiles (ELU).

ETAGE	N_{\max} et M correspondant		N_{\min} et M correspondant		M_{\max} et N correspondant	
	N [kN]	M [kN.m]	N [kN]	M [kN.m]	N [kN]	M [kN.m]
RDC-(1ere +2 ^{eme})	-1468.81	25.10	-418.33	3.90	58.07	-957.34
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	-949.87	24.64	-213.31	1.61	54.26	-413.08
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	-439.61	24.45	-24.27	1.71	97.31	-79.46

Tableau V.6: Résultats des sollicitations des poteaux adhérents aux voiles (ELS).

ETAGE	N_{\max} et M correspondant		N_{\min} et M correspondant		M_{\max} et N correspondant	
	N [kN]	M [kN.m]	N [kN]	M [kN.m]	N [kN]	M [kN.m]
RDC-(1ere +2 ^{eme})	-2882.27	194.90	1653.05	76.39	-1633.36	197.50
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	-1149.33	68.38	378.89	76.49	-544.59	97.11
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	-472.03	44.69	161.46	56.68	-172.66	114.19

Tableau V.7: Résultats des sollicitations des poteaux adhérents aux voiles(0.8G+E).

ETAGE	N_{\max} et M correspondant		N_{\min} et M correspondant		M_{\max} et N correspondant	
	N [kN]	M [kN.m]	N [kN]	M [kN.m]	N [kN]	M [kN.m]
RDC-(1ere +2 ^{eme})	-3153.60	196.58	1447.62	73.91	-1911.58	200.86
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	-1308.34	65.95	291.26	77.49	-574.3	105.96
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	-611.16	51.31	138.40	56.85	-195.05	144.14

Tableau V.8: Résultats des sollicitations des poteaux adhérents aux voiles(G+Q+E).

b) Les Poteaux non adhérents aux voiles

ETAGE	N_{\max} et M correspondant		N_{\min} et M correspondant		M_{\max} et N correspondant	
	N [kN]	M [kN.m]	N [kN]	M [kN.m]	N [kN]	M [kN.m]
RDC-(1ere +2 ^{eme})	-3135.64	2.5	-740.15	30.92	-1524.94	85.86
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	-2028.72	6.54	-386.25	39.95	-804.08	90.33
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	-999.42	9.54	-60.35	57.94	-196.88	140.45

Tableau V.9: Résultats des sollicitations des poteaux non adhérents aux voiles (ELU).

ETAGE	N_{\max} et M correspondant		N_{\min} et M correspondant		M_{\max} et N correspondant	
	N [kN]	M [kN.m]	N [kN]	M [kN.m]	N [kN]	M [kN.m]
RDC-(1ere +2 ^{eme})	-2283.04	1.80	-542.72	22.44	-1114.73	61.80
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	-1478.81	4.71	-283.148	29.01	-587.33	65.52
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	-729.06	6.90	44.21	42.14	-144.20	102.28

Tableau V.10: Résultats des sollicitations des poteaux non adhérents aux voiles (ELS).

ETAGE	N_{\max} et M correspondant		N_{\min} et M correspondant		M_{\max} et N correspondant	
	N [kN]	M [kN.m]	N [kN]	M [kN.m]	N [kN]	M [kN.m]
RDC-(1ere +2 ^{eme})	-1909.35	236.38	609.48	59.25	423.02	330.62
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	-1210.78	160.57	246.17	278.71	69.70	295.79
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	-557.23	104.45	79.96	94.34	-16.68	269.96

Tableau V.11: Résultats des sollicitations des poteaux non adhérents aux voiles (0.8G+E).

ETAGE	N_{\max} et M correspondant		N_{\min} et M correspondant		M_{\max} et N correspondant	
	N [kN]	M [kN.m]	N [kN]	M [kN.m]	N [kN]	M [kN.m]
RDC-(1ere +2 ^{eme})	-2480.92	206.78	408.61	58.11	-1585.08	331.48
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	-1644.13	164.14	65.24	285.83	-46.33	304.93
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	-756.65	109.82	47.16	72.96	-39.61	283.63

Tableau V.12: Résultats des sollicitations des poteaux non adhérents aux voiles (G+Q+E).

V.2.2.4. Etape de calcul en flexion composée à l'ELU :

a) on calcule l'effort de compression centrée maximale supportable par le

Béton :

$$N_b^{\max} = b \times h \times f_{bc}$$

b) on calcule le coefficient de remplissage ψ_1 égal au rapport entre l'effort normal réel et l'effort de compression centrée maximal

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_b^{\max}} = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}}$$

c) on compare le coefficient ψ_1 à 0,81

➤ si $\psi_1 \leq 0,81$:

On détermine l'excentricité critique ζ :

$$\psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})}$$

$$\psi_1 \geq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{(3\psi_1 - 1)(1 - \psi_1)}{4\psi_1}$$

On calcule $e_{nc} = \zeta \times h$ & $e = \frac{M_u}{N_u}$

$e \leq e_{nc} \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée et l'ELU n'est pas atteint,

On place le pourcentage minimal d'armatures

$e > e_{nc} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée et l'ELU peut ne pas être atteint

➤ si $\psi_1 > 0,81$:

On détermine le coefficient « x »

$$x = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \psi_1 \left(0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{e}{h} \right)}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}}$$

$x \geq 0,19 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

$0 \leq x < 0,19 \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée et pas besoin d'aciers

Inférieurs A_s mais seulement d'aciers supérieurs A_s'

d) Dimensionnement :

➤ **Section partiellement comprimée :**

- On calcule un moment de flexion fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

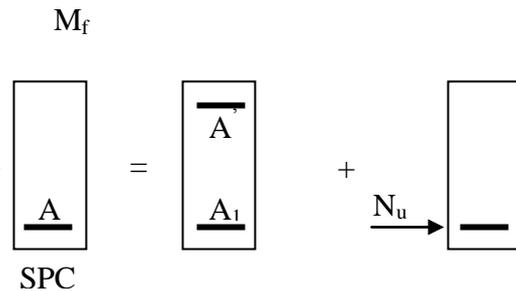
- Calcul des armatures :

On calcule les armatures de la section étudiée en flexion simple sous le Moment fictif.

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

- Si : $\mu \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$



La section réelle d'armature est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

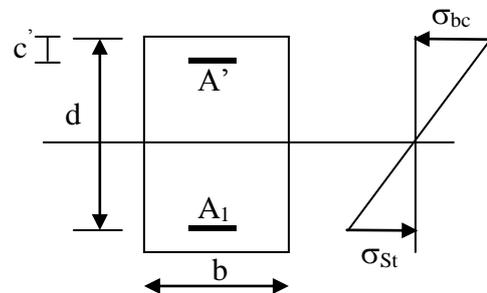
- Si : $\mu \geq \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée

On calcule

$$M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :



M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature : $A_s = A'_s$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

➤ **Section entièrement comprimée :**

Les sections d'armatures valent

$$\begin{cases} A'_s = \frac{N_u - (d - 0,5h + e) - b \times h \times f_{bc}(d - 0,5h)}{(d - d')\sigma'_{s2}} \\ A'_s = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma'_{s2}} - A'_s \end{cases}$$

σ'_{s2} Contrainte de compression des aciers correspondant à une déformation de 2 ‰

V.2.2.5. Résultats du ferrailage des poteaux :

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

N.B : Le logiciel de SOCOTEC et utilisé pour le ferrailage des sections soumises à la flexion composée.

✓ A1-Poteaux non adhérents aux voiles (1.35G+1.5Q)

➤ Cas 1 : [$N^{max} \rightarrow M^{correspondant}$]

Niveaux	Section	N_{max} [kN]	M_{corr} [kN.m]	sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	A_{smin} [cm ²]
RDC-(1ere +2 ^{eme})	70*70	-3135.64	2.5	SEC	0	0	44.1
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	-2028.72	6.54	SEC	0	0	38.025
(6 ^{eme} + 7 ^{eme} + 8 ^{eme})	60*60	-999.42	9.54	SEC	0	0	32.4

Tableau V.13: Ferrailage des poteaux selon la combinaison 1.35G+1.5Q

➤ Cas 2 : [$N^{min} \rightarrow M^{correspondant}$]

Niveaux	Section	N_{min} [kN]	M_{corr} [kN.m]	sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	A_{smin} [cm ²]
RDC-(1ere +2 ^{eme})	70*70	-740.15	30.92	SEC	0	0	44.1
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	-386.25	39.95	SEC	0	0	38.025
(6 ^{eme} + 7 ^{eme} + 8 ^{eme})	60*60	-60.35	57.94	SPC	2.18	0	32.4

Tableau V.14: Ferrailage des poteaux selon la combinaison 1.35G+1.5Q

➤ Cas 3 : [$M^{max} \rightarrow N^{correspondant}$]

Niveaux	Section	N_{COR} [kN]	M_{MAX} [kN.m]	sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ [cm ²]
RDC-(1ere +2 ^{eme})	70*70	-1524.94	85.86	SEC	0	0	44.1
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	-804.08	90.33	SEC	0	0	38.025
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	60*60	-196.88	140.45	SPC	4.76	0	32.4

Tableau V.15: Ferrailage des poteaux selon la combinaison 1.35G+1.5Q

✓ A2-Poteaux non adhérents aux voiles (0.8G+E)

➤ Cas 1 : [$N^{max} \rightarrow M^{correspondant}$]

Niveaux	Section	N_{max} [kN]	M_{corr} [kN.m]	sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ [cm ²]
RDC-(1ere +2 ^{eme})	70*70	-1909.35	236.38	SEC	0	0	44.1
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	-1210.78	160.57	SEC	0	0	38.025
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	60*60	-557.22	104.45	SEC	0	0	32.4

Tableau V.16: Ferrailage des poteaux selon la combinaison 0,8G+E

➤ Cas 2 : [$N^{min} \rightarrow M^{correspondant}$]

Niveaux	Section	N_{min} [kN]	M_{corr} [kN.m]	sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ [cm ²]
RDC-(1ere +2 ^{eme})	70*70	609.48	59.25	SET	10.26	4.97	44.1
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	246.17	278.71	SPC	15.73	0	38.025
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	60*60	79.96	94.34	SPC	5.52	0	32.4

Tableau V.17: Ferrailage des poteaux selon la combinaison 0,8G+E

➤ Cas 3 : [$M^{max} \rightarrow N^{correspondant}$]

Niveaux	Section	N_{corr} [kN]	M_{max} [kN.m]	sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ [cm ²]
RDC-(1 ^{ere} + 2 ^{eme})	70*70	423.02	330.62	SPC	19.18	0	44.1
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	69.70	295.79	SPC	14.18	0	38.025
(6 ^{eme} + 7 ^{eme} + 8 ^{eme})	60*60	-16.68	269.96	SPC	12.87	0	32.4

Tableau V.18: Ferrailage des poteaux selon la combinaison 0,8G+E

✓ **A3-Poteaux non adhérents aux voiles (G+Q+E)**

➤ Cas 1 : [$N^{max} \rightarrow M^{correspondant}$]

Niveaux	Section	N_{max} [kN]	M_{corr} [kN.m]	sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ [cm ²]
RDC-(1 ^{ere} + 2 ^{eme})	70*70	-2480.92	206.78	SEC	0	0	44.1
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	-1644.13	164.14	SEC	0	0	38.025
(6 ^{eme} + 7 ^{eme} + 8 ^{eme})	60*60	-756.65	109.82	SEC	0	0	32.4

Tableau V.19: Ferrailage des poteaux selon la combinaison G+Q+E

➤ Cas 2 : [$N^{min} \rightarrow M^{correspondant}$]

Niveaux	Section	N_{min} [kN]	M_{corr} [kN.m]	sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ [cm ²]
RDC-(1 ^{ere} + 2 ^{eme})	70*70	408.61	58.11	SET	7.7	2.51	44.1
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	65.24	285.83	SPC	13.66	0	38.025
(6 ^{eme} + 7 ^{eme} + 8 ^{eme})	60*60	47.16	72.96	SPC	2.78	0	32.4

Tableau V.20: Ferrailage des poteaux selon la combinaison G+Q+E

➤ Cas 3 : [$M^{max} \rightarrow N^{correspondant}$]

Niveaux	Section	N_{corr} [kN]	M_{cmax} [kN.m]	sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ [cm ²]
RDC-(1ere +2 ^{eme})	70*70	-1585.08	331.48	SEC	0	0	44.1
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	-46.33	304.93	SPC	13.09	0	38.025
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	60*60	-39.61	283.63	SPC	13.28	0	32.4

Tableau V.21: Ferrailage des poteaux selon la combinaison G+Q+E

✓ **B1-Poteaux non adhérents aux voiles (ELU)**

➤ Cas 1 : [$N^{max} \rightarrow M^{correspondant}$]

Niveaux	Section	N_{max} [kN]	M_{corr} [kN.m]	sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ [cm ²]
RDC-(1ere +2 ^{eme})	70*70	-2018.06	35.09	SEC	0	0	44.1
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	-1304.71	33.69	SEC	0	0	38.025
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	60*60	-603.08	33.33	SEC	0	0	32.4

Tableau V.22: Ferrailage des poteaux selon la combinaison 1.35G+1.5Q

➤ Cas 2 : [$N^{min} \rightarrow M^{correspondant}$]

Niveaux	Section	N_{min} [kN]	M_{corr} [kN.m]	sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ [cm ²]
RDC-(1ere +2 ^{eme})	70*70	-569.19	5.36	SEC	0	0	44.1
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	-290.47	1.76	SEC	0	0	38.025
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	60*60	-33.19	2.31	SEC	0	0	32.4

Tableau V.23: Ferrailage des poteaux selon la combinaison 1.35G+1.5Q

➤ Cas 3 : [$M^{max} \rightarrow N^{correspondant}$]

Niveaux	Section	N_{corr} [kN]	M_{max} [kN.m]	sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ [cm ²]
RDC-(1ere +2 ^{eme})	70*70	-1308.01	80.67	SEC	0	0	44.1
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	-564.78	74.78	SEC	0	0	38.025
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	60*60	-108.49	133.33	SPC	5.67	0	32.4

Tableau V.24: Ferrailage des poteaux selon la combinaison 1.35G+1.5Q

✓ B2-Poteaux non adhérents aux voiles (0.8G+E)

✓ Cas 1 : [$N^{max} \rightarrow M^{correspondant}$]

Niveaux	Section	N_{max} [kN]	M_{corr} [kN.m]	sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ [cm ²]
RDC-(1ere +2 ^{eme})	70*70	-2882.27	194.90	SEC	0	0	44.1
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	-1149.33	68.38	SEC	0	0	38.025
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	60*60	-472.03	44.69	SEC	0	0	32.4

Tableau V.25: Ferrailage des poteaux selon la combinaison 0,8G+E

➤ Cas 2 : [$N^{min} \rightarrow M^{correspondant}$]

Niveaux	Section	N_{min} [kN]	M_{corr} kN.m	sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ [cm ²]
RDC-(1ere +2 ^{eme})	70*70	1653.05	76.39	SET	24.07	17.25	44.1
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	378.89	76.49	SET	8.49	0.99	38.025
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	60*60	161.46	56.68	SPC	4.87	0	32.4

Tableau V.26: Ferrailage des poteaux selon la combinaison 0,8G+E

➤ Cas 3 : [$M^{max} \rightarrow N^{correspondant}$]

Niveaux	Section	N_{corr} [kN]	M_{max} [kN.m]	sollicitatin	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ [cm ²]
RDC-(1ere +2 ^{eme})	70*70	-1633.36	197.50	SEC	0	0	44.1
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	-544.59	97.11	SEC	0	0	38.025
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	60*60	-172.66	114.19	SPC	3.08	0	32.4

Tableau V.27: Ferrailage des poteaux selon la combinaison 0,8G+E

✓ B3-Poteaux non adhérents aux voiles (G+Q+E)

➤ Cas 1 : [$N^{max} \rightarrow M^{correspondant}$]

Niveaux	Section	N_{max} [kN]	M_{corr} [kN.m]	sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ [cm ²]
RDC-(1ere +2 ^{eme})	70*70	-3153.60	196.58	SEC	0	0	44.1
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	-1308.34	65.95	SEC	0	0	38.025
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	60*60	-611.16	51.31	SEC	0	0	32.4

Tableau V.28: Ferrailage des poteaux selon la combinaison G+Q+E

➤ Cas 2 : [$N^{min} \rightarrow M^{correspondant}$]

Niveaux	Section	N_{min} [kN]	M_{corr} [kN.m]	sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ [cm ²]
RDC-(1ere +2 ^{eme})	70*70	1447.62	73.91	SET	21.39	14.8	44.1
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	291.26	77.49	SPC	7.42	0	38.025
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	60*60	138.40	56.85	SPC	4.56	0	32.4

Tableau V.29: Ferrailage des poteaux selon la combinaison G+Q+E

➤ Cas 3 : [$M^{max} \rightarrow N^{correspondant}$]

Niveaux	Section	N_{corr} [kN]	M_{max} [kN.m]	sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ [cm ²]
RDC-(1ere +2 ^{eme})	70*70	-1911.58	200.86	SEC	0	0	44.1
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	-574.3	105.96	SEC	0	0	38.025
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	60*60	195.05	144.14	SPC	4.25	0	32.4

Tableau V.30: Ferrailage des poteaux selon la combinaison G+Q+E

V.2.2.6.Choix des armatures :

Le choix des armatures des poteaux est présenté dans le tableau suivant :

✓ **Poteaux adhérent aux voiles**

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} Z.C.cm ²	A_s^{max} (Z.R)cm ²	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC-(1ere +2 ^{eme})	70*70	77.02	44.1	196	294	16HA25	78.57
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	27.16	38.025	169	253.50	4HA25+12HA16	43.76
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	60*60	18.14	32.4	144	216	4HA25+8HA16	35.52

Tableau V.31: Résultats du ferrailage des poteaux adhérents aux voiles

✓ **Poteaux non adhérent aux voiles**

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} Z.C.cm ²	A_s^{max} Z.R.cm ²	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC-(1ere +2 ^{eme})	70*70	57.08	44.1	196	294	4HA25+12HA20	57.34
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	43.28	38.025	169	253.50	4HA25+12HA16	43.76
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	60*60	31.8	32.4	144	216	4HA25+8HA16	35.52

Tableau V.32: Résultats du ferrailage des poteaux non adhérents aux voiles

V.2.2.7. Condition de non fragilité selon C.B.A 93 :

Par définition, une section est considérée comme non fragile, tendue ou fléchie, telle que la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée. Ceci entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie.

$$A_S \geq A_{CNF} = 0,23b_0 \cdot d \cdot f_{t28}/f_e$$

niveaux	Section cm ²	A_{CNF} (cm ²)	A_S cm ² Adhérent au voile	A_S cm ² non adhérent au voile	obs
RDC-(1 ^{ere} +2 ^{eme})	70*70	5.32	78.57	57.34	vérifier
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	4.59	43.76	43.76	vérifier
(6 ^{eme} + 7 ^{eme} + 8 ^{eme})	60*60	3.91	35.52	35.52	vérifier

Tableau V.33: Ferrailage minimal des poteaux selon C.B.A 93

V.2.2.8. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite selon C.B.A 93

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le CBA93

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5\text{MPa})$$

$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon le RPA 99 version 2003

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\begin{cases} \rho_d = 0,075 & \dots \dots \dots \text{si l'élancement } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,040 & \dots \dots \dots \text{si l'élancement } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} ; \frac{L_f}{b} \right)$$

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	Λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	obs
RDC-(1 ^{ere} + 2 ^{eme})	70*70	208.80	0.47	3.4	0.04	1	2.5	vérifier
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	199.45	0.52	3.66	0.04	1	2.5	vérifier
(6 ^{eme} + 7 ^{eme} + 8 ^{eme})	60*60	163.86	0.51	3.94	0.04	1	2.5	vérifier

Tableau V.34: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

V.2.2.9. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

● **Béton :** $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$

● **Acier:** → Fissuration peu nuisible..... Pas de vérification.

→ Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right)$

→ Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8 \zeta_s$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 201.63MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

niveaux	Section cm ²	Effort Normal (kN)	Moment (kN.m)	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	obs
RDC-(1ere +2 ^{eme})	70*70	$N_{max}=-2283.04$	$M_{cor}=1.80$	62.8	201.6	4.2	15	Ok
		$N_{cor}=-114.73$	$M_{max}=61.80$	30.1	201.6	1.5	15	Ok
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme})	65*65	$N_{max}=-1478.81$	$M_{cor}=4.7$	48.2	201.6	3.23	15	Ok
		$N_{cor}=-587.33$	$M_{max}=65.52$	32.7	201.6	2.43	15	Ok
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	60*60	$N_{max}=-729.06$	$M_{cor}=6.90$	29.1	201.6	1.97	15	Ok
		$N_{cor}=-144.20$	$M_{max}=102.28$	103.7	201.6	3.93	15	Ok

Tableau V.35: Vérification de la contrainte du béton à l'ELS pour les poteaux non adhérent aux voiles

niveaux	Section cm ²	Effort Normal (kN)	Moment (kN.m)	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	obs
RDC-(1ere +2 ^{eme})	70*70	$N_{max}=-1468.81$	$M_{cor}=25.10$	45.4	201.6	3.1	15	Ok
		$N_{cor}=-957.34$	$M_{max}=58.07$	37	201.6	2.64	15	Ok
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} +5 ^{eme})	65*65	$N_{max}=-949.87$	$M_{cor}=24.64$	35.6	201.6	2.47	15	Ok
		$N_{cor}=-413.08$	$M_{max}=54.26$	24.8	201.6	1.87	15	Ok
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	60*60	$N_{max}=-439.61$	$M_{cor}=24.45$	23.1	201.6	1.65	15	Ok
		$N_{cor}=-79.31$	$M_{max}=97.31$	117.2	201.6	3.69	15	Ok

Tableau V.36: Vérification de la contrainte du béton à l'ELS pour les poteaux adhérent aux voiles

V.2.3.Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

* Selon CBA 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

*** Selon le RPA99 version 2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10 \text{ cm}$ Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t \right)$ Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$ (FeE400).

Niveaux	Section (cm ²)	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
			Z C	Z N
RDC-(1ere +2 ^{eme})	70*70	25	15	10
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} +5 ^{eme})	65*65	25	15	10
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	60*60	25	15	10

Tableau V.37: Espacements maximaux selon RPA99

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC-(1ere +2 ^{eme})	70*70	2.38	3.4	3.75	208.80	N	10	2.79	6HA10	4.71
						C	15	4.2	6HA10	4.71
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} +5 ^{eme})	65*65	2.38	3.66	3.75	199.4	N	10	2.87	6HA10	4.71
						C	15	4.31	6HA10	4.71
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	60*60	2.38	3.94	3.75	163.86	N	10	2.56	6HA10	4.71
						C	15	3.84	6HA10	4.71

Tableau V.38: Choix des Armatures Transversales pour les Poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	A _t (cm ²)	zone	S _t (cm)	A _t /(S _t *b) (%)	A _s ^{min} (%)	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC-(1ere +2 ^{eme})	70*70	208.80	4.71	N	10	0.67	0.3-0.8	Ok
				C	15	0.44	0.3-0.8	Ok
(3 ^{eme} + 4 ^{eme} +5 ^{eme})	65*65	199.4	4.71	N	10	0.72	0.3-0.8	Ok
				C	15	0.48	0.3-0.8	Ok
(6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme})	60*60	163.86	4.71	N	10	0.78	0.3-0.8	Ok
				C	15	0.52	0.3-0.8	Ok

Tableau V.39: La quantité d'armatures transversales minimale.

- **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone III.

Pour :

T25..... $L_r = 125$ cm.

T20..... $L_r = 100$ cm.

T16..... $L_r = 80$ cm.

V.2.4. Ferrailage des Poteaux du Sous Sol :

Les poteaux du sous sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-2)(b-2)$) cm^2
 - Poteau rectangulaire : $B_r = (a-2)(b-2)$ cm^2
 - Poteau circulaire : $B_r = \pi(D-2)^2 / 4$
- α : Coefficient dépendant de l'élancement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.
- B : Section du poteau ($B = a \times b$).
- N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.
- La longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de :

$$N_u(\text{RDC}) = 3135.64 \text{ kN}$$

- Poids du plancher (S.S.1)

$$P_{pc} = G_c \times S = 5.6 \times (2,35+0,3+2,35) \times (2,6+0,3+2,6) = 154 \text{ KN}$$

- Poids du poteau $25 \times 0,7 \times 0,7 \times 3,40 = 41.65 \text{ KN}$

- Poids de la poutre principale

$$P_{pp} = (0.30 \times 0.45 \times 5,5) \times 25 = 18,56 \text{ KN.}$$

- Poutres secondaires

$$P_{ps} = (0,3 \times 0,45 \times 4,7) \times 25 = 15,86 \text{ KN.}$$

$$G_1 = 230.07 \text{ KN}$$

- Surcharge d'exploitation : $Q_{\text{RDC}} = 2.5 \times 27.5 = 68.75 \text{ kN}$

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 413.71 \text{ kN}$$

$$N_u = 3459.35 \text{ kN}$$

b. Calcul du ferrailage

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 20.20 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0,70 \times 3,40 \cdot 10^2}{20.20} = 11,78 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,83$
- $Br = (70 - 2)^2 = 4624 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{3549.35 \times 10^3}{0,83} - \frac{4624 \times 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400} = -123.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

$$A_s^{\min} = 0,9\% B \text{ selon RPA99 version 2003} \longrightarrow A_s = A_s^{\min} = 44,10 \text{ cm}$$

CONCLUSION :

Le calcul en compression simple des poteaux du sous sol à donné une section inférieure à celle exigée par le R.P.A. version 2003, par conséquent on retient pour le ferrailage de ces poteaux les mêmes sections d'armature des poteaux du RDC, soit :

Type du poteau	section	Chois	$A_S^{adopté}$
	cm ²		cm ²
poteau de rive	70x70	16T25	78,54

Tableau V.40: Ferrailage des Poteaux du Sous Sol.

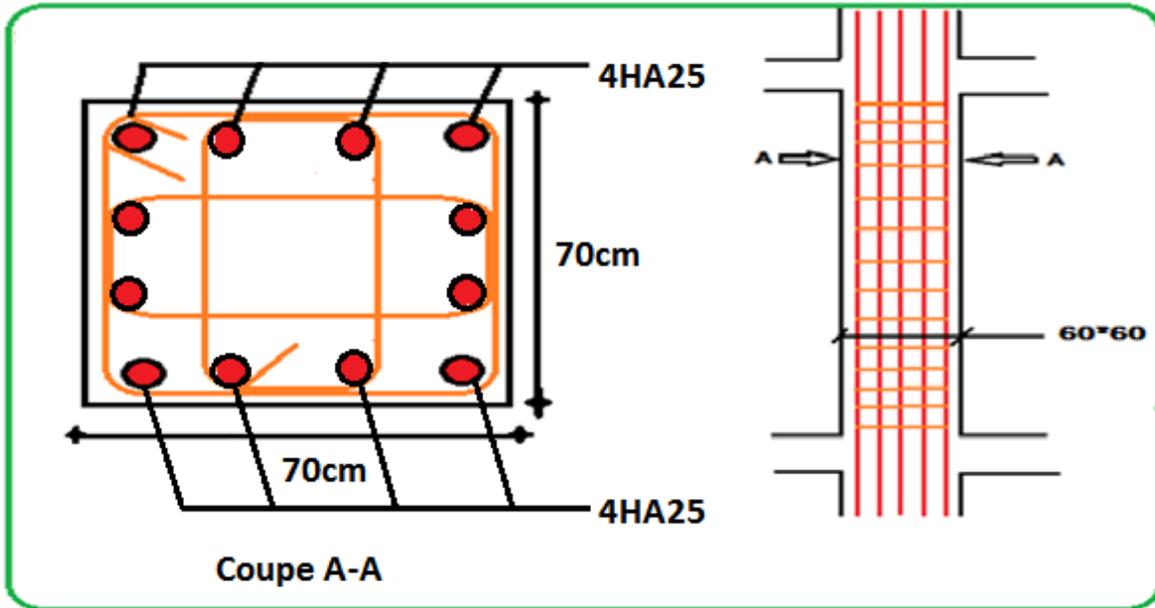


Figure V.1: schéma de ferrailage des poteaux adhérant aux voiles pour (s.sol- DC-1^{ère} et 2^{ème} étage)

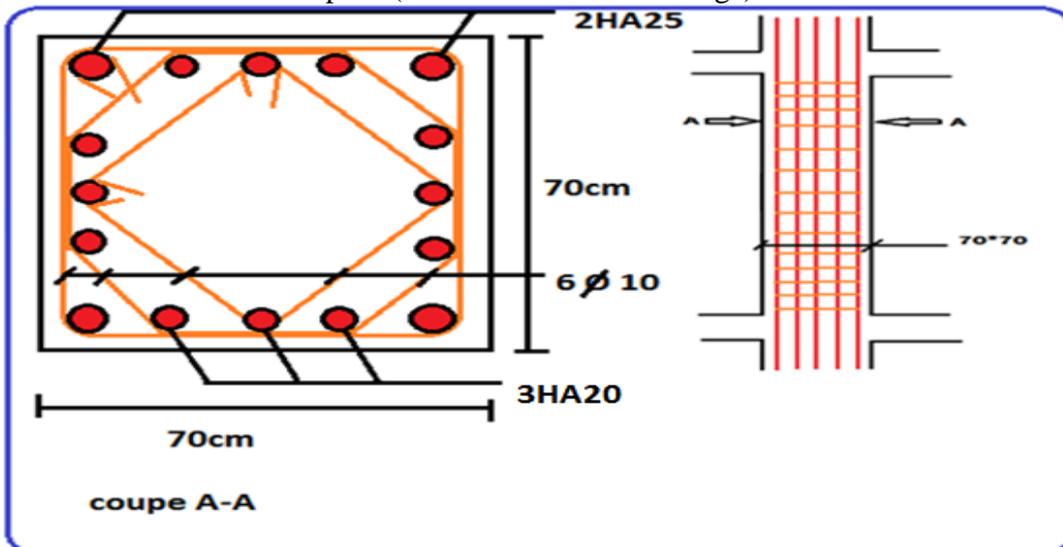


Figure V.2: schéma de ferrailage des poteaux non adhérant aux voiles pour (s.sol- DC-1^{ère} et 2^{ème} étage)

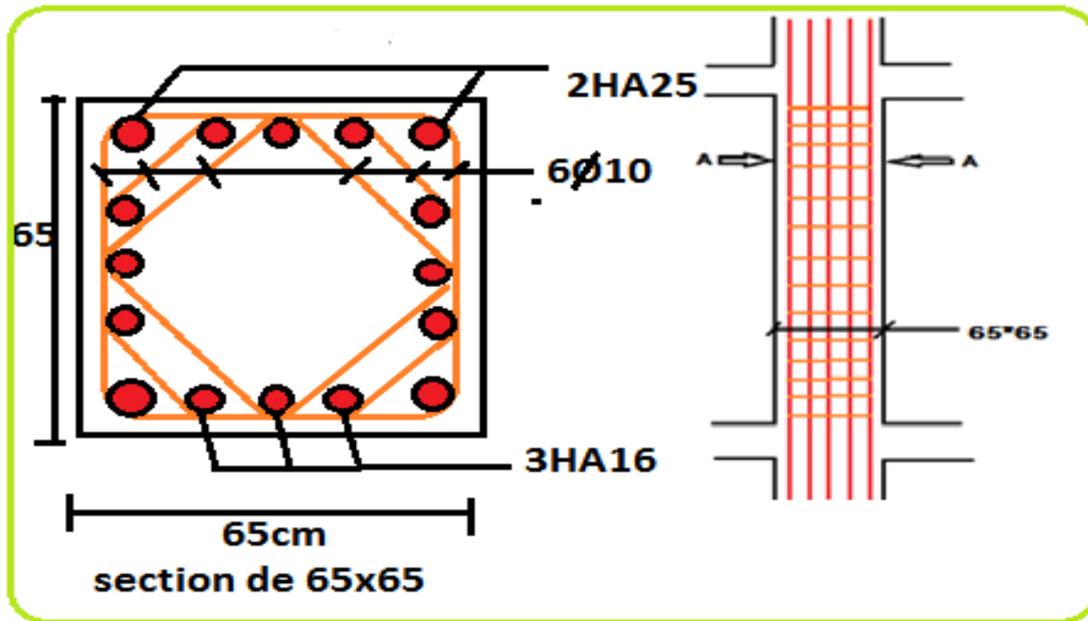


Figure V.3: schéma de ferrailage des poteaux non adhérent et adhérent aux voiles

Pour(3^{eme}-4^{eme}-5^{eme}) étages.

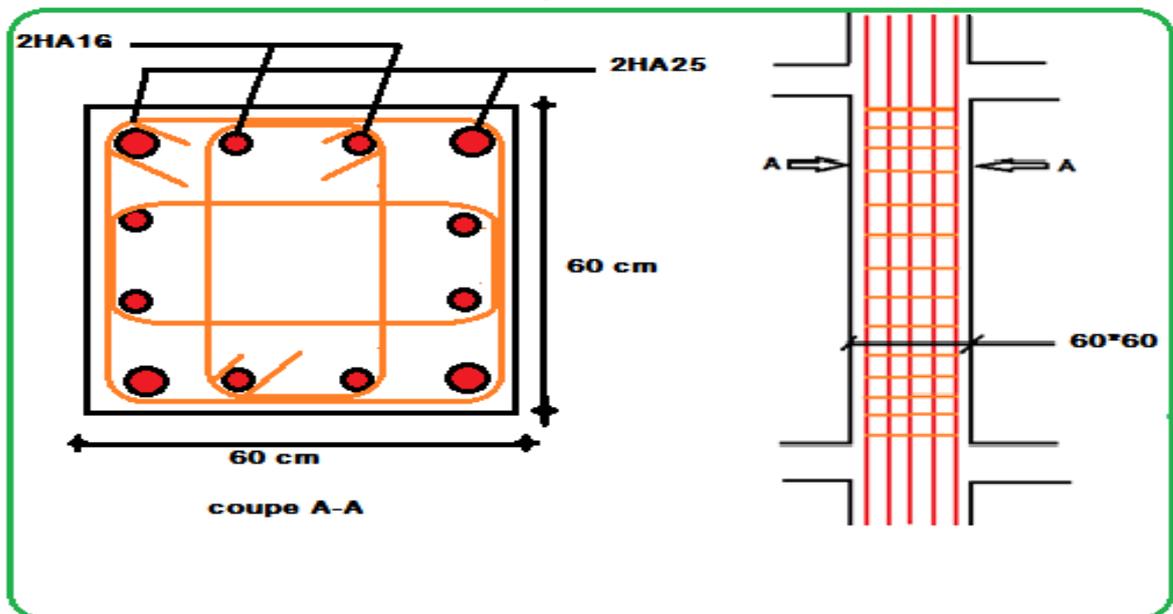


Figure V.4: schéma de ferrailage des poteaux non adhérent et adhérent aux voiles

Pour(6^{eme}-7^{eme}-8^{eme}) étages.

V.3.Ferraillage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc elles sont calculées en flexion simple.

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

- . Situation durable.
- . Situation accidentelle.

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

➤ Selon C.B.A 93: (Situation durable)

Etat limite ultime (E L U) $1,35 G + 1,5 Q$

Etat limite de service (E L S) $G + Q$

➤ Selon RPA 99 : (situation accidentelle)

$G + Q \mp E$

$0,8 G \mp E$

Avec

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

V.3.1.Recommandation selon RPA99 version 2003 :

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.2.Ferrailage longitudinal:

V.3.2.1.Condition de non fragilité :

Par définition, une section est considérée comme non fragile tendue ou fléchie, telle que la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée. Ceci entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie.

$$A_S \geq A_{CNF} = 0,23b_0 \cdot d \cdot f_{t28}/f_e$$

➤ les poutres principales (30x45) $A_{\min} = 1.46\text{cm}^2$.

V.3.2.2.Pourcentage des aciers d'après selon RPA99 version 2003 :

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

$$A_{\min} = 0,5\%(b \times h)$$

➤ Les poutres principales (30x45) $A_{\min} = 6,75 \text{ cm}^2$

✓ Le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

➤ les poutres principales (30x45) :

4 % en zone courante $\Rightarrow A_{\max} = 54,00 \text{ cm}^2$.

6 % en zone de recouvrement $\Rightarrow A_{\max} = 81,00 \text{ cm}^2$.

➤ les poutres secondaires (30x45) :

4 % en zone courante $\Rightarrow A_{\max} = 54,00 \text{ cm}^2$.

6 % en zone de recouvrement $\Rightarrow A_{\max} = 81,00 \text{ cm}^2$.

✓ La longueur minimale de recouvrement est 50ϕ en zone III.

V.3.3.Armatures transversales :

Le ferrailage transversal doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le RPA99 version 2003 et le CBA 93

Selon CBA 93

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{c28}K}{0.8f_e} \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Selon RPA 99

$$\begin{cases} A_t = 0,003 S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1 \right) \dots \dots \dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10} \right)$

φ_t : Diamètre des armatures transversales.

φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

V.3.4. Justification des poutres sous l'effet de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous Combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite.

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le CBA93

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5MPa)$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

V.3.5. Disposition générale Selon CBA 93 :

Les déformations des différents éléments de planchers doivent rester suffisamment faible pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, pour ne pas occasionner de l'utilisation, pour ne pas occasionner du désordre dans les éléments porteurs, et pour que les revêtements, les cloisons ne soient pas endommagés d'une façon inadmissible par suite des déformations excessives de leurs supports. Les déformations ne doivent également pas conduire par leurs effets à une redistribution des efforts susceptibles de remettre en cause certaines des hypothèses de calcul.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \end{array} \right.$$

M_t : le moment fléchissant maximal en travée.

b_0 : la largeur de la nervure.

d : la hauteur utile de la poutre.

f_e : la limite d'élasticité exprimée en MPa .

Nous pouvons admettre qu'il n'est pas nécessaire de justifier l'état limite de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

V.3.6. Vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS) :

Nous devons vérifier que :

- **Contrainte de béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

- **Contrainte d'acier**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \max (0,5f_e; 110\sqrt{nf_{c28}}) \right)$$

Sachant que :

Y : Position de l'axe neutre égale à :

$$\frac{b}{2} y^2 + \eta A'_s (y - C') - \eta A_s (d - y) = 0$$

I : Moment d'inertie égal à :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A'_s (d - C')^2 + \eta A_s (d - y)^2$$

V.3.7.Arrêt de barres Selon CBA 93 :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \frac{L^{\max}}{4}$ appuis en travée de rive.

$h' \geq \frac{L^{\max}}{5}$ appuis en travée intermédiaire.

Avec :

$L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

1) Disposition constructive

Selon CBA 93 :

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

Selon RPA 99 :

$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1\right) = 11,25 \text{ cm}$ zone nodale.

$S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm}$ zone courante.

Nous optons pour :

$S_t = 10 \text{ cm}$ zone nodale.

$S_t = 20 \text{ cm}$ zone courante.

✓ **Ferraillage transversal :**

Selon CBA 93 :

$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,57 \rightarrow A_t \geq \frac{0,57 \times b_0 \times S_t}{f_e} = 0,85 \text{ cm}^2$

$A_t \geq 0,85 \text{ cm}^2$.

Selon RPA 99 :

$A_t \geq 0,003 S_t \cdot b = 1,8 \text{ cm}^2$

Nous optons pour un cadre et un étrier de ϕ_8

Donc nous avons $4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$

✓ **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions sont vérifiées :

RDC $\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,086 \geq 0,079 \dots\dots\dots V \\ \frac{11,31}{30 \times 40,5} \leq \frac{4,2}{400} \dots\dots\dots V \\ \frac{45}{520} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots V \end{array} \right.$

1^{ere} ==> 8^{eme} étage

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,086 \geq 0,081 \dots\dots\dots V \\ \frac{15.2}{30 \times 40,5} \leq \frac{4,2}{400} \dots\dots\dots NV \\ \frac{45}{520} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots V \end{array} \right.$$

Terrasse :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,086 \geq 0,081 \dots\dots\dots V \\ \frac{11.31}{30 \times 40,5} \leq \frac{4,2}{400} \dots\dots\dots V \\ \frac{45}{520} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots V \end{array} \right.$$

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire pour les poutres principales.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que : Poutre porteuse : $\bar{f}_1 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,02cm$ ($L = 5.2m > 5m$)

Poutre secondaire : $\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0,94cm$ ($L = 4,7m < 5m$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Position de l'axe neutre " y_1 ":

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène " I_0 ":

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{d} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{d} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}, \quad I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15 A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$E_i = 32164,20 \text{MPa}$; $E_v = 10721,40 \text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ _s (Mpa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)
30x45	47,72	6,79	21	0,00558	173,5	4,45	1,78	0,384	192121,54
30x45	43,28	21,93	26,03	0,018	48,73	1,38	0,53	0,345	175758,87

I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	obs
78017,46	114118,95	5,14	10,54	5,4	10,2	OK
130976,74	147727,56	2,27	6,04	3,77	9,4	OK

Tableau V.41: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

V.3.8. Résultats de ferrailage :

a) Calcul des sections d'armatures longitudinales :

1) les poutres principales

➤ non adhérent aux voiles :

niveau	Séction	Position	M_{\max} KN.m	As cal cm^2	As min Cm^2	A_s^{inf} (cm^2)	A_s^{sup} (cm^2)
Ss+rdc	30×45	Travée	66.31	4.96	6.75	8HA14	4HA16
		Appui	134.88	9.08	6.75	8HA14	8HA16
1 ^{er} ..7 ^{eme}	30×45	Travée	157.62	10.08	6.75	8HA16	4HA20
		Appui	177	12.32	6.75	8HA16	6HA20
terrasse	30×45	Travée	82.5	5.36	6.75	8HA14	4HA16
		Appui	115.16	9.02	6.75	8HA14	8HA16

Tableau V.42: ferrailage de la poutre principale non adhérent aux voiles

➤ adhérent aux voiles:

niveau	séction	position	M_{\max} KN.m	As cal cm^2	As min Cm^2	A_s^{inf} (cm^2)	A_s^{sup} (cm^2)
Ss+rdc	30×45	travée	182.26	12.74	6.75	4HA16+4HA14	4HA16
		appui	192.59	13.58	6.75	4HA16	4HA16+4HA14
1 ^{er} ..7 ^{eme}	30×45	travée	320.77	25.99	6.75	4HA20+4HA16+4HA14	4HA20
		appui	318.47	25.72	6.75	4HA20	4HA20+4HA16+4HA14
terrasse	30×45	travée	121.16	8.08	6.75	8HA12	4HA14
		appui	141.73	9.59	6.75	6HA12	4HA14+4HA12

Tableau V.43: ferrailage de la poutre principale adhérent aux voiles

2) les poutres secondaires:

➤ non adhérent aux voiles :

niveau	séction	position	M _{max} KN.m	As cal cm ²	As min Cm ²	A _s ^{inf} (cm ²)	A _s ^{sup} (cm ²)
Ss+rdc	30×45	travée	101.46	6.67	6.75	6HA14	4HA12
		Appui	124.76	8.34	6.75	4HA14	8HA12
1 ^{er} ..7 ^{eme}	30×45	travée	158.54	10.87	6.75	8HA14	4HA16
		Appui	179.21	12.49	6.75	6HA14	4HA16+4HA14
terrasse	30×45	travée	77.22	5	6.75	8HA12	4HA12
		Appui	109.73	7.26	6.75	6HA12	8HA12

Tableau V.44: ferrailage de la poutre secondaire non adhérent aux voiles

➤ adhérent aux voiles :

niveau	séction	position	M _{max} KN.m	As cal cm ²	As min Cm ²	A _s ^{inf} (cm ²)	A _s ^{sup} (cm ²)
Ss+rdc	30×45	travée	206.89	14.77	6.75	8HA16	4HA16
		appui	200.18	14.21	6.75	4HA16	8HA16
1 ^{er} ..7 ^{eme}	30×45	travée	275.88	21.12	6.75	6HA20+2HA14	4HA20
		appui	260.3	19.58	6.75	4HA20	4HA20+4HA16
terrasse	30×45	travée	102.05	6.71	6.75	8HA12	4HA12
		appui	105.47	6.95	6.75	4HA12	8HA12

Tableau V.45: ferrailage de la poutre secondaire adhérent aux voiles

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0, 10 f_{c28}; 4MPa)$$

niveau	Section	Tu(KN)	b ₀ .d (cm ²)	τ _u (MPa)	τ' _u (MPa)	Obs
Ss+rdc	30×45	139.34	1215	1.146	2.5	V
1 ^{er} ..7 ^{eme}	30×45	129.97	1215	1.07	2.5	V
terrasse	30×45	214.86	1215	1.76	2.5	V

Tableau V.46: Vérification de l'effort tranchant pour les poutres.

c) Vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS)

➤ **Sens porteur :**

niveau	séction	Zone	M _{ser} KN.m	A _s ^{inf} (cm ²)	A _s ^{sup} (cm ²)	σ _s (MPa)	σ' _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ' _{bc} (MPa)	Obs
Ss+rdc	30×45	travée	47.72	12.32	8.05	108.8	201.6	4.31	15	V
		appui	80.28	12.32	16.09	107.6	201.6	3.63	15	V
1 ^{er} ..7 ^{eme}	30×45	travée	42.96	16.09	12.54	75.2	201.6	3.24	15	V
		appui	93.51	16.09	18.86	162.5	201.6	6.24	15	V
terrasse	30×45	travée	42.68	12.32	8.05	97.3	201.6	3.85	15	V
		appui	84.02	12.32	16.09	189.5	201.6	6.39	15	V

Tableau V.47: Vérification des contraintes à (ELS) Sens porteur

➤ **Sens non porteur :**

niveau	séction	Zone	M _{ser} KN.m	A _s ^{inf} (cm ²)	A _s ^{sup} (cm ²)	σ _s (MPa)	σ' _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ' _{bc} (MPa)	Obs
Ss+rdc	30×45	travée	32.29	9.24	4.53	97.5	201.6	3.49	15	V
		appui	41.37	6.16	9.05	183.7	201.6	4.6	15	V
1 ^{er} ..7 ^{eme}	30×45	travée	43.28	12.32	8.05	98.6	201.6	3.91	15	V
		appui	46.8	9.24	14.21	139.8	201.6	4.05	15	V
terrasse	30×45	travée	37.9	9.05	4.53	116.8	201.6	4.12	15	V
		appui	44	6.79	9.05	177.8	201.6	4.72	15	V

Tableau V.48 : Vérification des contraintes à (ELS) Sens non porteur

d) étude thermique :

Le règlement **CBA93** exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots \dots \dots (1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots \dots \dots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\zeta = \alpha \Delta T \dots \dots \dots (3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E.\zeta \dots\dots\dots(4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E.\alpha.\Delta T \dots\dots\dots(5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température ($\Delta T=20c^\circ$).

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha=10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young ($E=32164,20MPa$).

Donc : $\sigma=32164,20 \times 10^{-5} \times 20=6,43MPa$

- La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifiée que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa \end{cases}$$

1) Sens porteur :

niveau	séction	Zone	M _{ser} KN.m	σ _{bc} (MPa)	σ' _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _t (MP)	σ _s +σ _t (MPa)	σ̄ _s (MPa)	obs
Ss+rdc	30×45	travée	47.72	4.31	15	108.8	6.43	115.23	201.6	V
		appui	80.28	3.63	15	107.6	6.43	114.03	201.6	V
1 ^{er} ..7 ^e me	30×45	travée	42.96	3.24	15	75.2	6.43	81.63	201.6	V
		appui	93.51	6.24	15	162.5	6.43	168.93	201.6	V
terrasse	30×45	travée	42.68	3.85	15	97.3	6.43	103.73	201.6	V
		appui	84.02	6.39	15	189.5	6.43	195.93	201.6	V

Tableau V.49 : Vérification des contraintes à (ELS) Sens porteur

2) Sens non porteur :

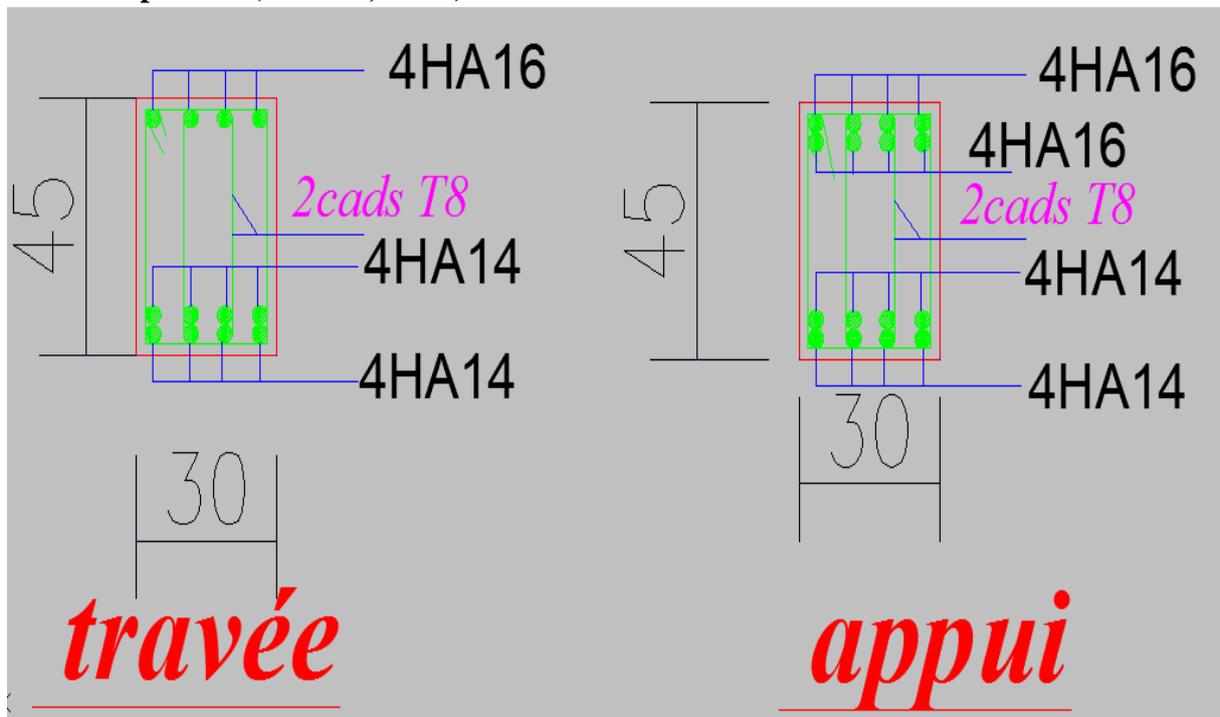
niveau	séction	Zone	M _{ser} KN.m	σ _{bc} (MPa)	σ' _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _t (MP)	σ _s +σ _t (MPa)	σ̄ _s (MPa)	obs
Ss+rdc	30×45	travée	32.29	3.49	15	97.5	6.43	103.93	201.6	V
		appui	41.37	4.6	15	183.7	6.43	190.13	201.6	V
1 ^{er} ..7 ^{eme}	30×45	travée	43.28	3.91	15	98.6	6.43	105.03	201.6	V
		appui	46.8	4.05	15	139.8	6.43	146.23	201.6	V
terrasse	30×45	travée	37.9	4.12	15	116.8	6.43	123.23	201.6	V
		appui	44	4.72	15	177.8	6.43	184.23	201.6	V

Tableau V.50 : Vérification des contraintes à (ELS) Sens non porteur

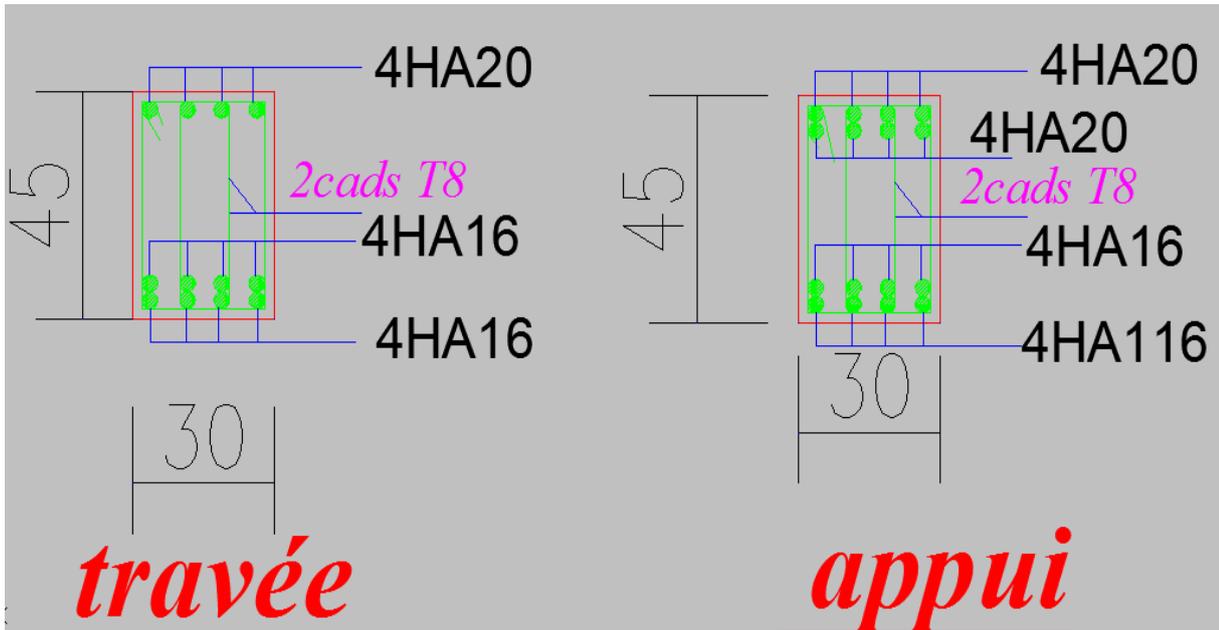
Dessin de ferrailage :(sens porteur) :

a/ les poutres non adhérent aux voiles :

a-1/les poutres (sous-sol, RDC) :



a-2/les poutres (1^{ère} étage -7^{ème} étage) :



a-3/les poutres (terrasse) :

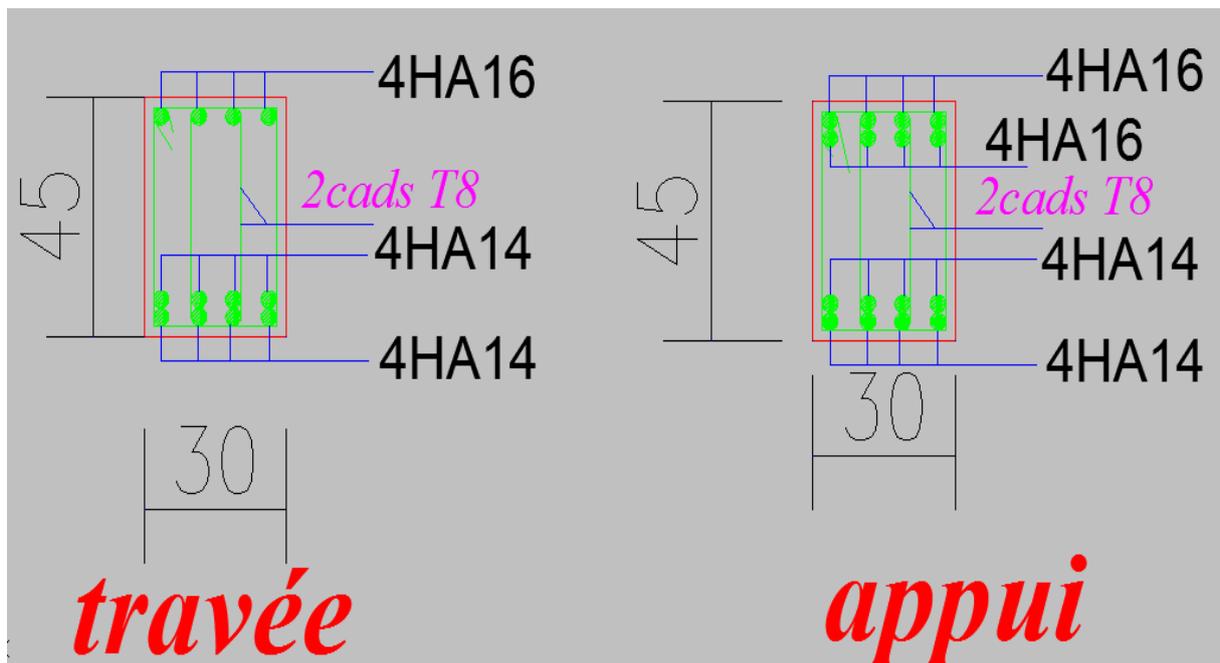
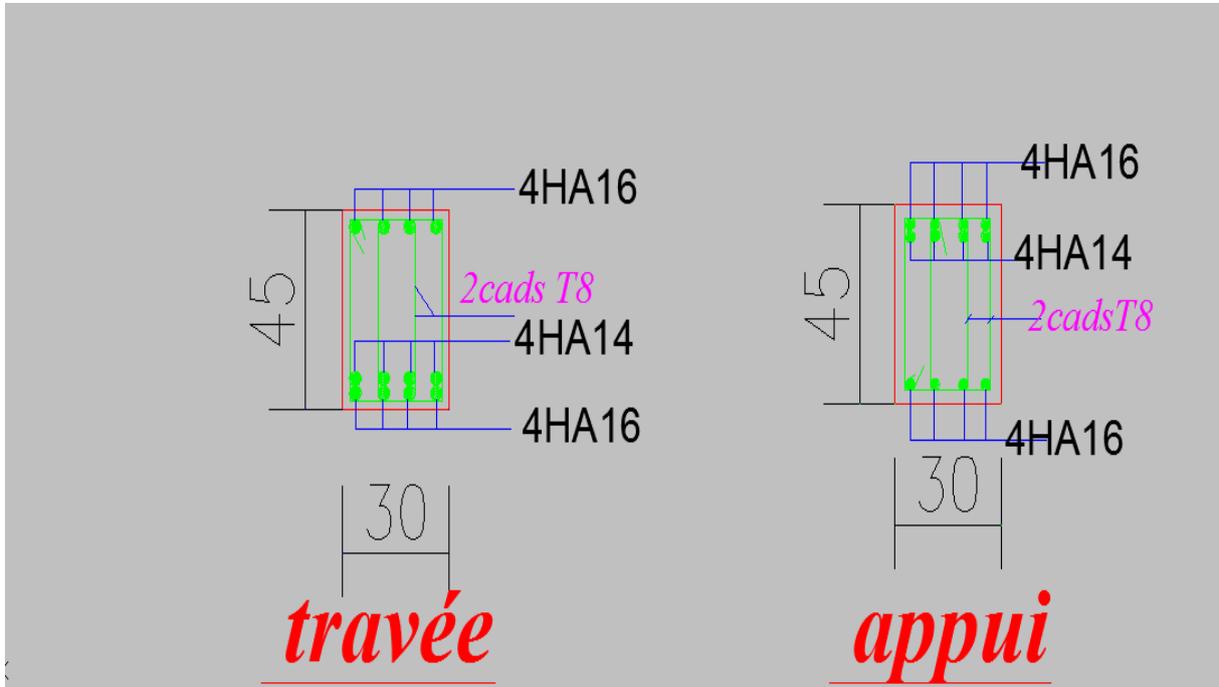


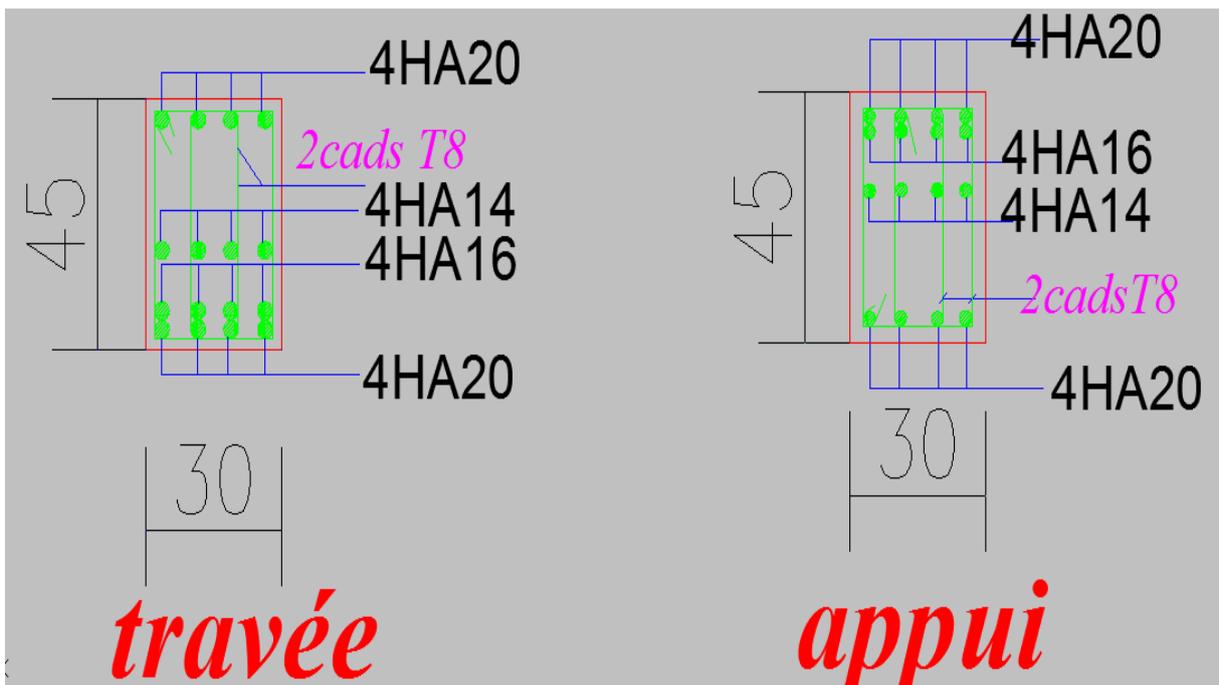
Figure V.5: schéma de ferrailage des poutres non adhérent aux voiles (sens porteur).

b/ les poutres adhérant aux voiles :

b-1/les poutres (sous-sol, RDC) :



b-2/les poutres (1^{ère} étage -7^{ème} étage) :



b-3/les poutres (terrasse) :

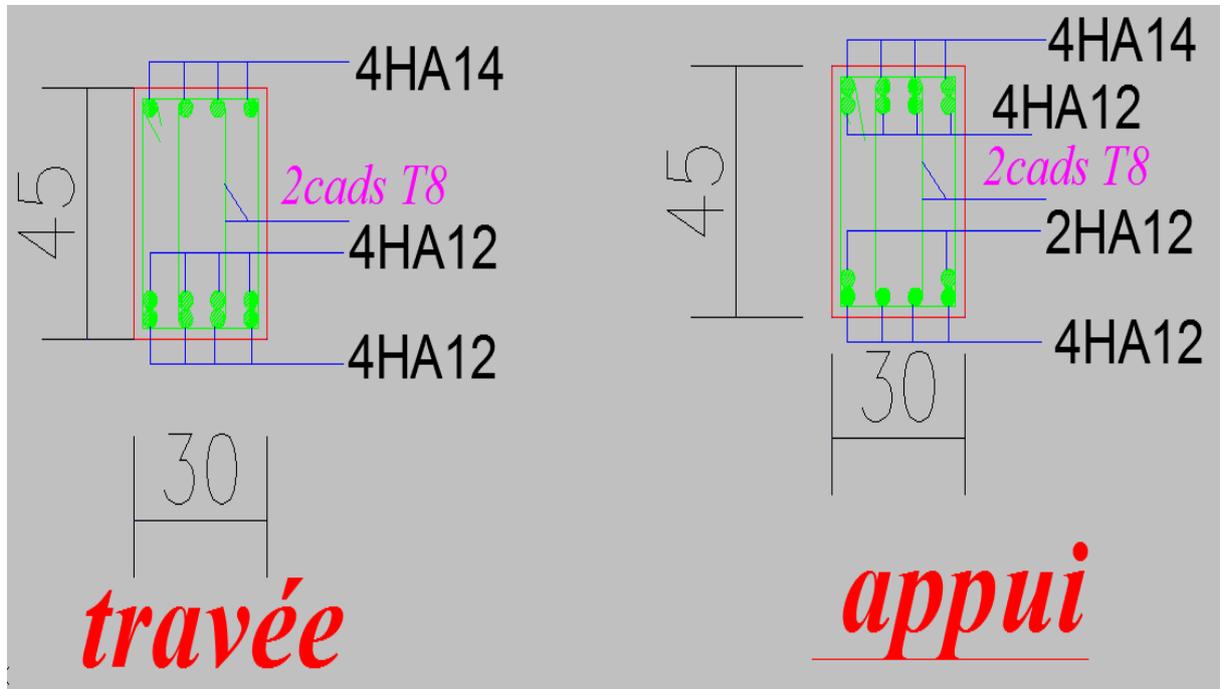
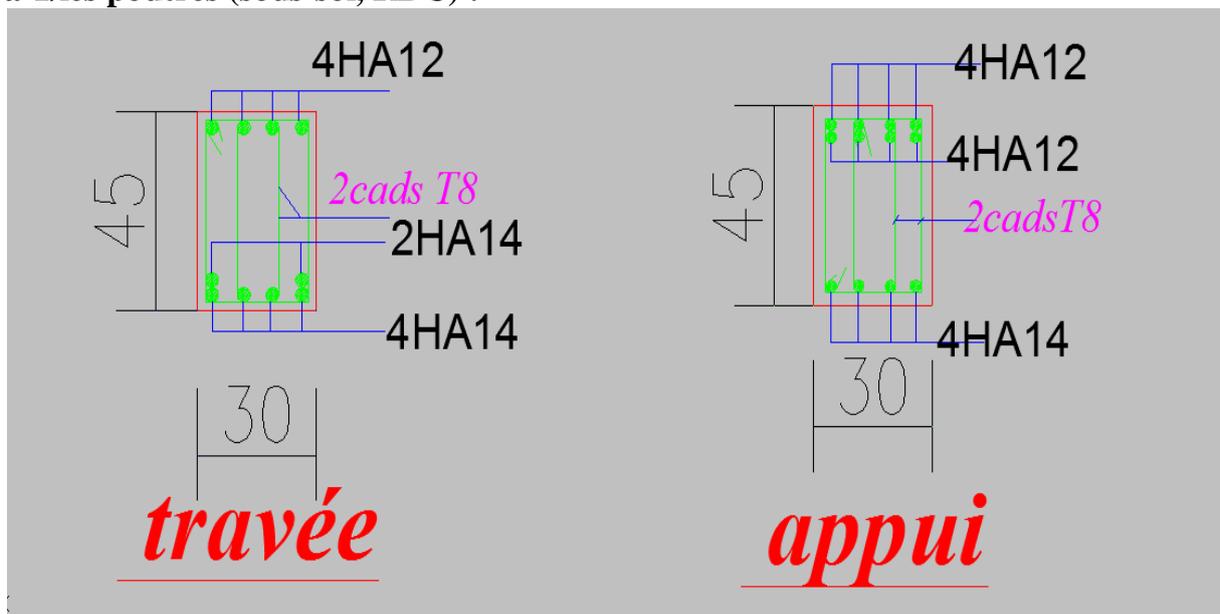


Figure V.6: schéma de ferrailage des poutres adhérent aux voiles (sens porteur).

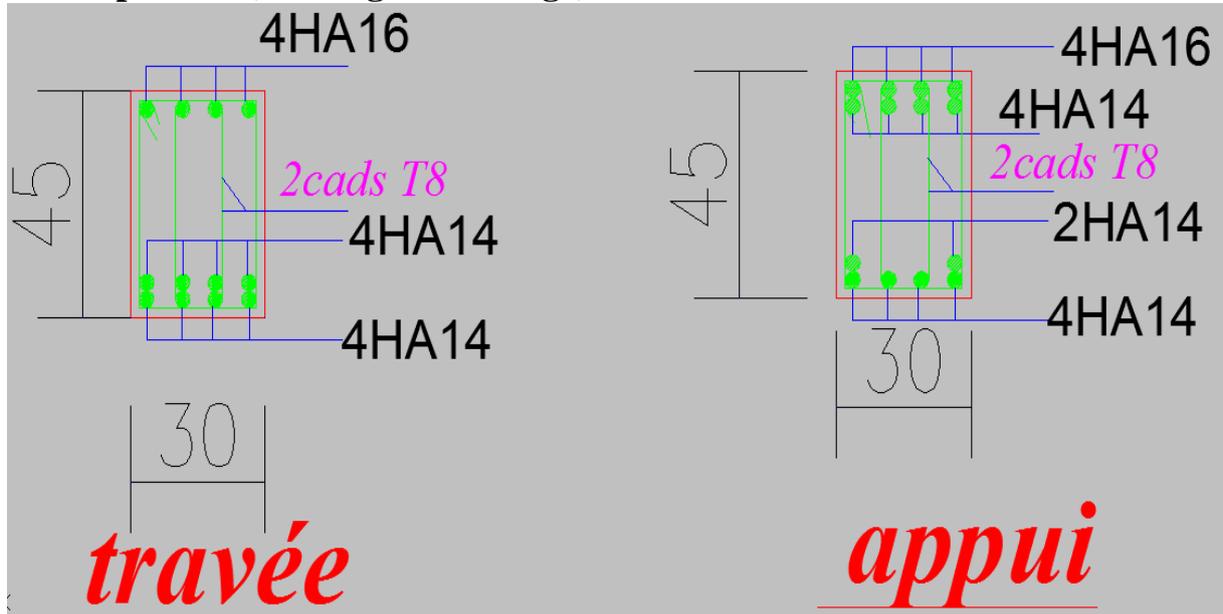
Dessin de ferrailage :(sens non porteur)

a/ les poutres non adhérent aux voiles :

a-1/les poutres (sous-sol, RDC) :



a-2/les poutres (1^{ère} étage -7^{ème} étage) :



a-3/les poutres (terrasse) :

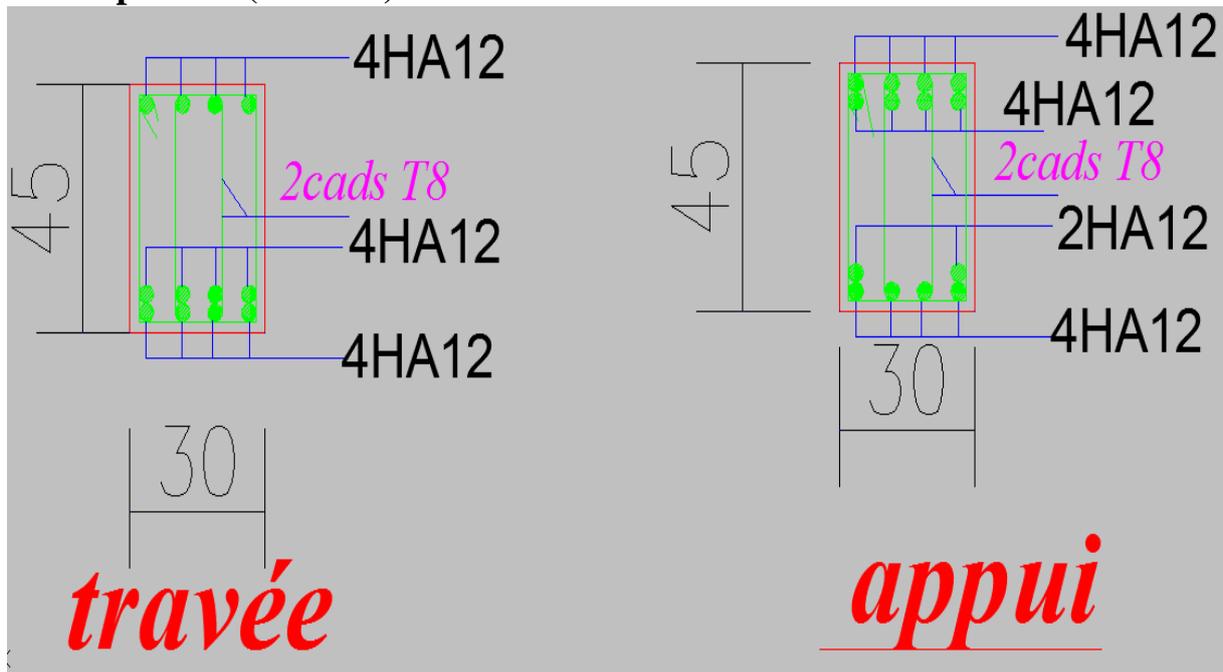
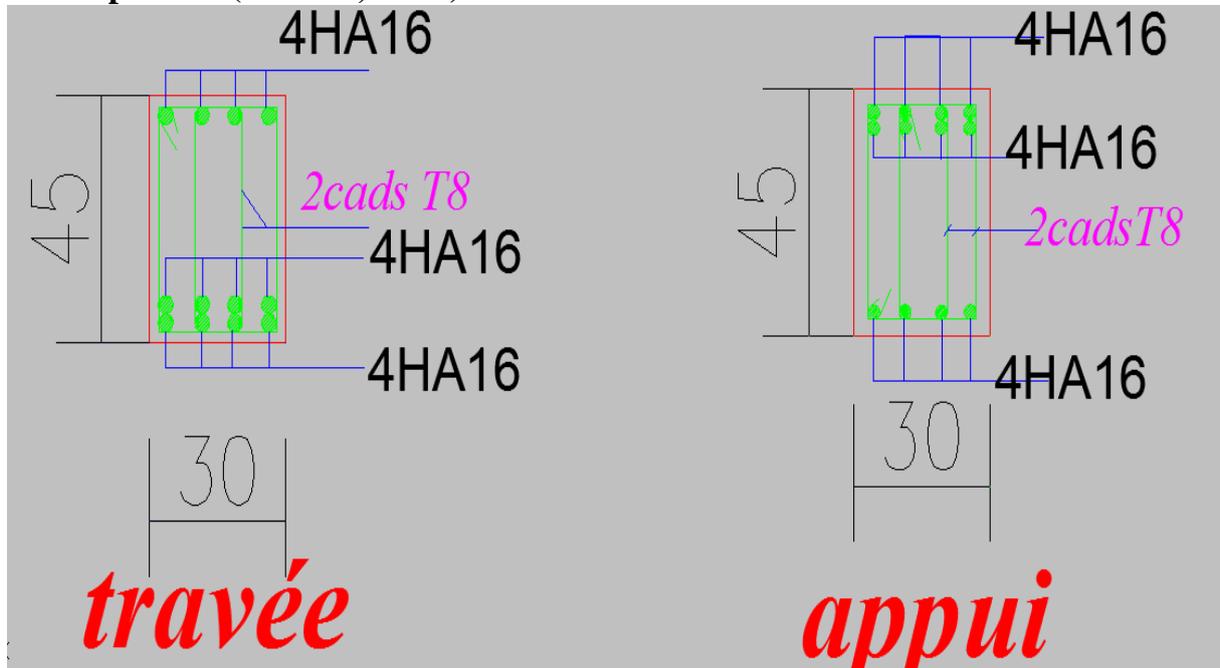


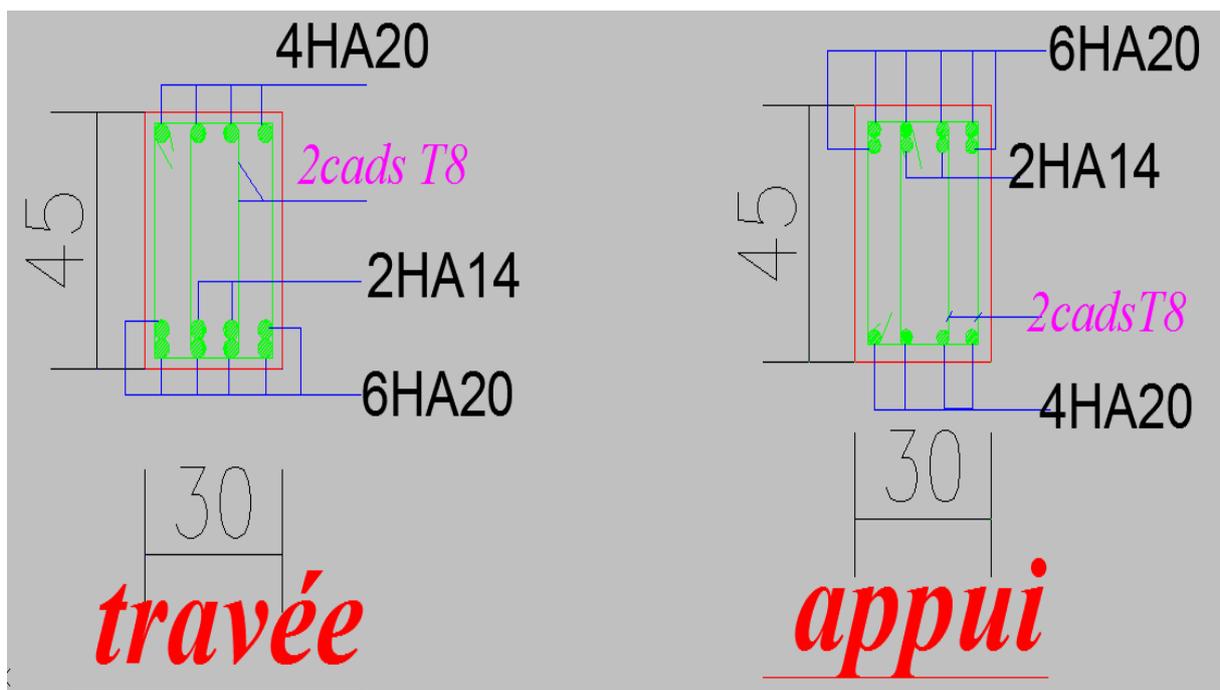
Figure V.7: schéma de ferrailage des poutres non adhérent aux voiles (sens non porteur).

b/ les poutres adhérant aux voiles :

b-1/les poutres (sous-sol, RDC) :



b-2/les poutres (1^{ère} étage -7^{ème} étage) :



b-3/les poutres (terrasse) :

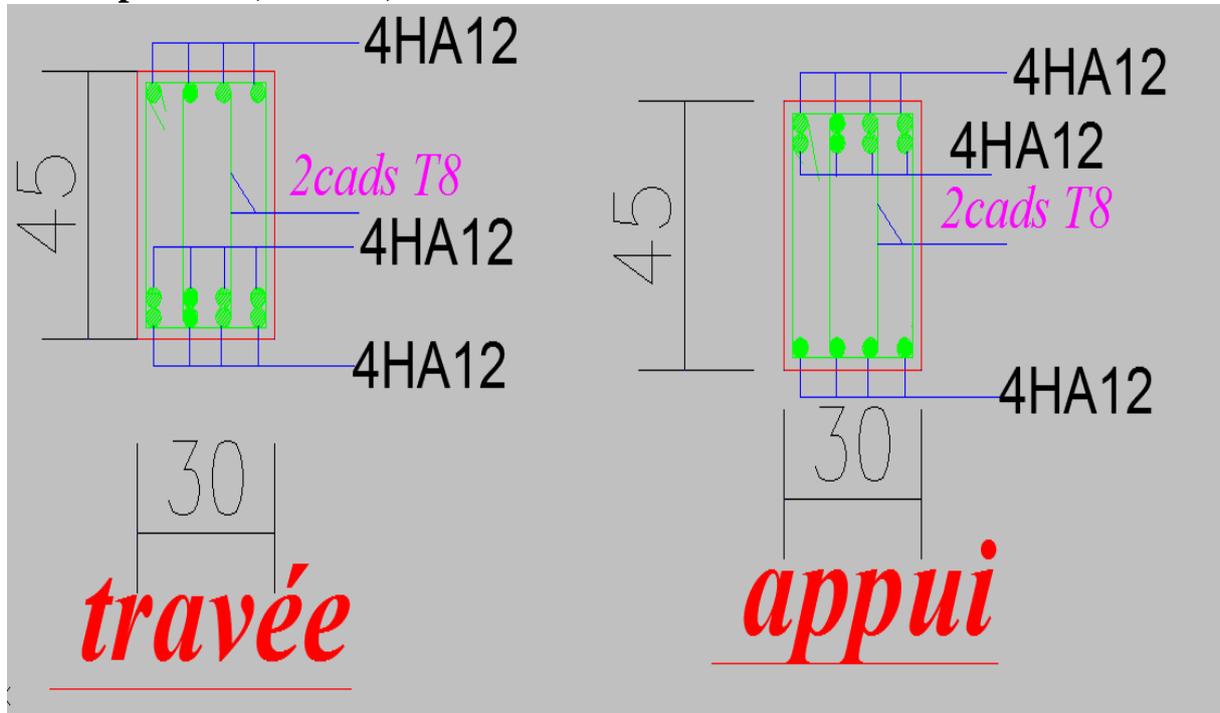


Figure V.8: schéma de ferrailage des poutres adhérent aux voiles (sens non porteur)

V.4.FERRAILLAGE DES VOILES :

V.4.1 Généralités :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur. Ils sont généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé, et appelés voiles.

Remarque :

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1 « murs en béton banché »**.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé, ou légèrement armés

V.4.2. Introduction au ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La **figure ci-après** montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

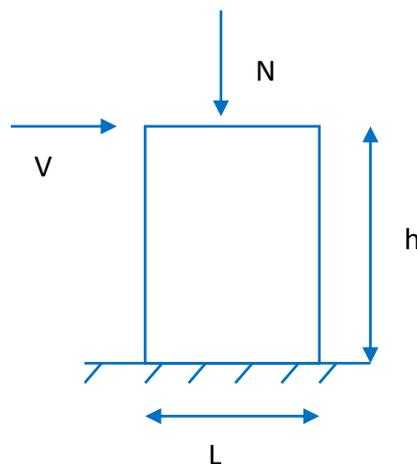


Figure V.9 : Modèle simple d'un voile

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)

- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué à la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

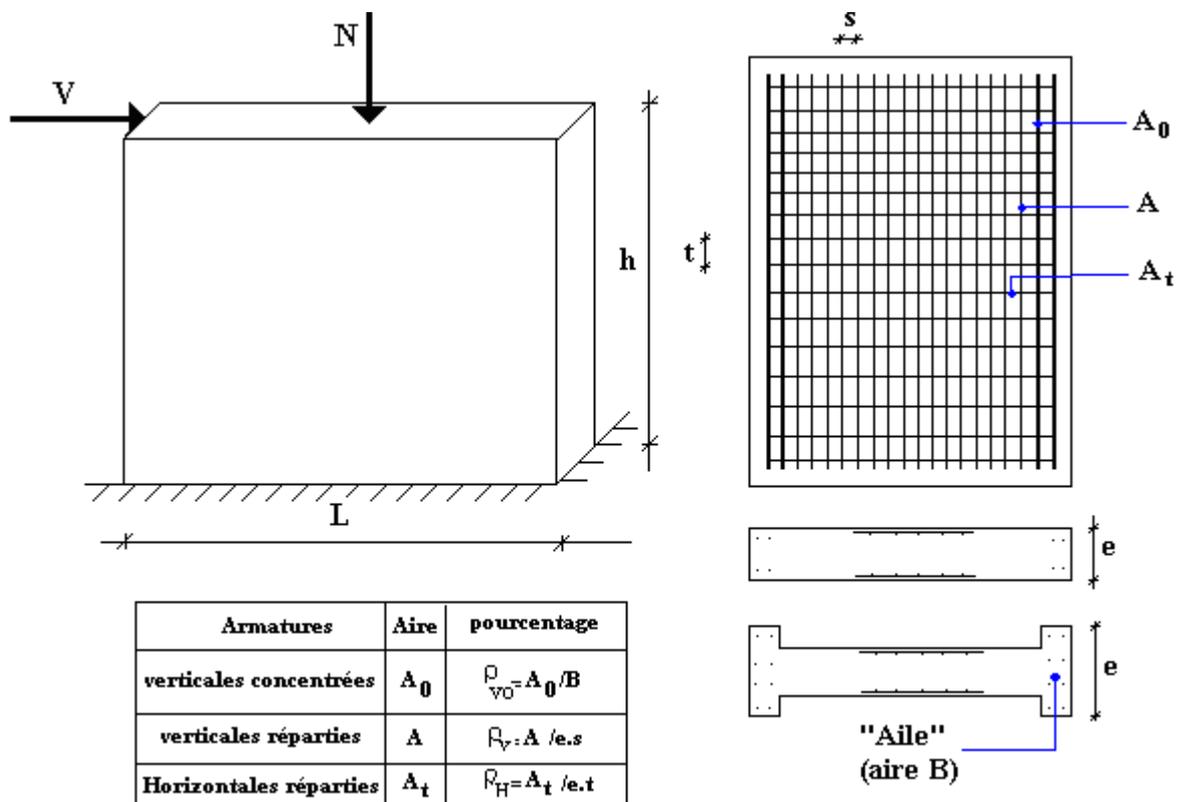


Figure VII.10: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

V.4.3. Justifications sous sollicitations normales

a. Conditions d'application:

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10cm$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12cm$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15cm$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité h : $h \geq 3a$

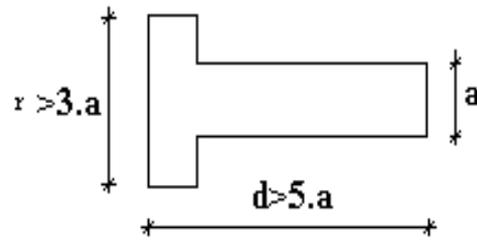


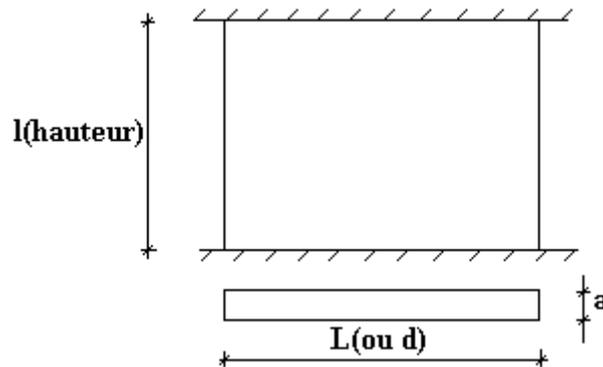
Figure VII.11: Définition de l'élément mur

b. Longueur de flambement : (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f est déduite de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport l_f/l sont données par le tableau suivant :

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0.80	0.85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0.85	0.90
Mur articulé en tête et en pied		1.00	1.00

Tableau V.51 : Valeurs de l_f/l

L'élançement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{\alpha}$$

c. Effort de compression en ELU :

Soient :

- l_f : longueur de flambement calculée en (b)
- a : épaisseur du voile
- d : longueur du voile

- f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours
- f_e : limite élastique de l'acier
- $\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles ($\gamma_b = 1,15$))
- $\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles ($\gamma_s = 1$))

Nota: Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir .

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{\alpha}$	
Section réduite	B_r	m^2	$d(a - 0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$	$\frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Tableau V.52: Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$

Remarque :

La contrainte limite vaut $\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$ que nous appelions σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

Si la contrainte maximale ultime de compression dépasse la contraint limite de béton armé σ_{ba} on devra augmenter les dimensions des voiles.

d. Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a.

- **Aciers verticaux, aciers horizontaux**

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$S_t A_{sv} \geq \rho_v da$	$\rho_H = \frac{A_H}{100\alpha}$
Pourcentage minimal	$\rho_v = \max \left[0,001, 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_u \lim} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\geq \max \left[\frac{2\rho_{v \max}}{3}, 0,001 \right]$ $\rho_{v \max}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

Tableau V.53 : Aciers verticaux et horizontaux

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

- **Aciers transversaux :** (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre \varnothing_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u \lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre \varnothing_t)

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre \varnothing_t
$\varnothing_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6 mm
$12\text{mm} < \varnothing_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15 \varnothing_l$	6 mm
$20\text{mm} < \varnothing_l$		8 mm

Tableau V.54 : Aciers transversaux

e. Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

V.4.4. PROCEDURE DE FERRAILLAGE DES TRUPEAUX

V.4.4.1. INTRODUCTION

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **BAEL 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement global de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

V.4.4.2. Méthode simplifiée basée sur les contraintes :(calcul des aciers verticaux)

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicitées en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction.

Zone comprimé :

Si $\sigma < 0 \Rightarrow$ Compression

Dans ce cas le calcul se fait selon le paragraphe **V.6.3**

Zone tendu :

Si $\sigma > 0 \Rightarrow$ Traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m

vaut : $\sigma_m = F_t / e l_m$

Avec :

- F_t : force de traction.
- e : épaisseur du voile.
- l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \gamma_s}{f_e} \Delta_s = A_v$$

Où $\Delta_s = e \times l_m$

A_s/S : est répartie sur S ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

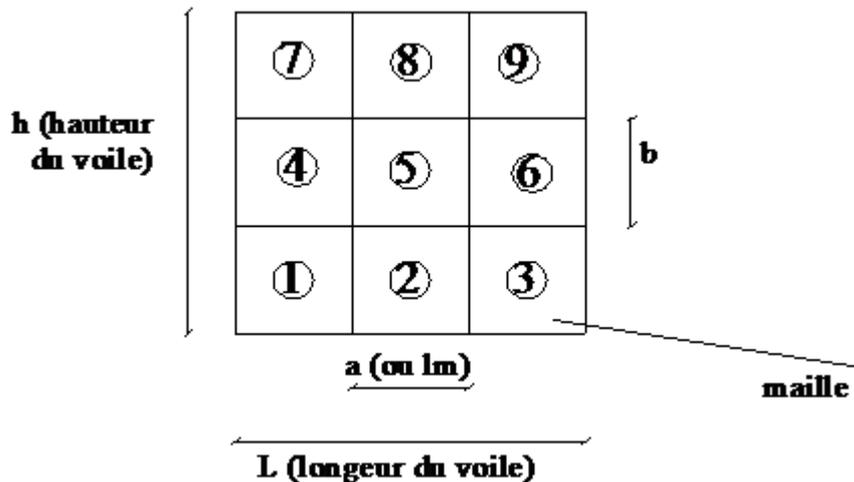


Figure VII.12: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

V.4.4.3. Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0.8(0.8f_e)} = \frac{1.4\tau_u a S_t}{0.8f_e} 1.25$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par le SAP 2000

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (Épaisseur du trumeau)

$$A_h = \max(A_{h1}, A_{h2})$$

V.4.4.4. Aciers supplémentaires et dispositions constructives

Aciers de peau : pour limiter les effets hygrothermiques

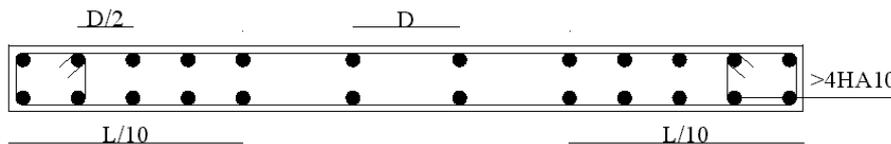
Tableau V.55 : Aciers supplémentaires

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm^2	$0.6 \frac{400}{f_e}$	$1.2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

V.4.4.5. Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003)

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 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 les efforts importants de compressions 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 (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.



Disposition des armatures verticales dans les voiles

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%
- En zone courante 0.10%

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S_t \leq \begin{cases} 1.5a \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$

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

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

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A = 1.1 \bar{V} / f_e$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.5.Exemple de calcul :

Soit le voile de longueur

$$L = 3$$

$$a = 0,2 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,06 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

$$S_{22} = \sigma_1 = 9,28 \text{ MPa}$$

$$S_{22} = \sigma_2 = 2,19 \text{ MPa}$$

$$S_{12} = \tau = 2,93 \text{ MPa}$$

- **Contraintes limites**

Pour une hauteur d'étage de 3,06, la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 3,06 - 0,45 = 2,61 \text{ m}$ (0,45m : hauteur de la poutre)

	Unité	Voile non armé	Voile armé
Longueur de flambement l_f	m	$2,61 \times 0,85 = 2,218$	$0,8 \times 2,61 = 2,088$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 38,4$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 36,16$
Coefficient α		0,48	0,7
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1 \text{ m}$	m^2	$(a - 0,02) \times 1 = (0,2 - 0,02) \times 1 = 0,18$	$(a - 0,02) \times 1 = (0,2 - 0,02) \times 1 = 0,18$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1 \text{ m}$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,48 \left[\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,2} \right]$ $\sigma_{bna} = 10,43 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,7}{0,2} \left(\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15} + \frac{400 A_s}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 15,49 \text{ MPa}$

Tableau : V.56. Les contraintes limites du voile .

Remarque :

$\sigma_{ba} = 15,49 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$B_{et} = 0,2 \text{ m}^2$

$A_s = 2,0 \text{ cm}^2 = 2,0 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

- **Longueur de traction**

La longueur du voile $L = 3 \text{ m}$,

La longueur de traction $L_t = 3 \text{ m}$

- **Armatures de traction**

Nous pouvons décomposer la zone tendue en bande dont la longueur l^i est telle que :

$$l^i \leq \frac{h_e}{2}, \text{ Soit : } l^i = 1 \text{ m}$$

- **Calcul des armatures verticales**

Bande (ou élément de voile)	1	2	3
Dimensions (m ²) (a x l ⁱ) = S _j	0,2	0,2	0,2
Contrainte moyenne par bande σ_j (MPa)	8,09	5,73	3,37
Force de traction F_t (MN) = $\sigma_j S_j$	1,61	1,15	0,67
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$	40,25	28,75	16,75
$A_{s \text{ tot}} =$ $A_{s1} + A_{s2} + A_{s3}$ (cm ²)	85,75		
Aciers minimaux (cm ²) 1. Selon BAEL: 0,1% S _{béton} 2. Selon RPA99: 0,20 % S _{béton}	2	2	2
	4	4	4
Acier total (sur deux faces en cm ²)	2 × 22T16 = 88,44		
S_i : espacement (cm)	$\frac{300 - 10}{22} = 13$		
S ≤ (1,5a ; 30cm) S ≤ 30 cm	Vérifié		

Tableau V.57 : Les armatures verticales du voile (exemple) .

- Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)

$$A_{vj} = \frac{1,1V}{f_e} \quad ; \quad V = 1,4 S_{12} \cdot a \cdot l$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4 \times 2,93 \times 200 \times 1000}{400} = 2256,1 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 22,56 \text{ cm}^2$$

N°	band (m)	S _i m ²	σ _j MPa	F _t MN	A _s (cm ²)	A _{s tot} Cm ²	τ _u MPa	Choix A _s	A _s adopté cm ²	S _t cm	A _{vj} Cm ²	Choix A _{vj}
Rdc	1	0,2	8,09	1,61	16,75	85,75	2,93	2×22T16	88,46	12	22,5	2×8T14
1 ^{er} é	1	0,2	5,73	1,15	28,75							2×8T14
	1	0,2	3,37	0,67	- 5,678							2×8T14

Tableau V.58 :Les armatures de couture du voile(exemple).

- Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{\tau_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8f_e)0,8}$$

$$\tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 \times 2,93 \times 200 \times 300}{0,8 \times 400 \times 0,8} = 961 \text{ mm}^2$$

$$A_{h1} = 9,61 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \text{section d'acier vertical de la bonde la plus armé}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (88,46) = 58,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = 0,15\% a \cdot l = \frac{0,15}{100} \cdot 20 \times 300 = 9 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max} (A_{h1}; A_{h2}; A_{h \min}) = 58,97 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$2 \times 20 \text{ HA}14 = 61,6 \text{ cm}^2$$

Avec

$$S_t = \frac{261}{20} = 13 \text{ cm}$$

Nous prendrons

$S_t = 130 \text{ mm} < S_{t \text{ min}} = 300 \text{ mm}$ vérifie.

• **Tableau récapitulatif des contraintes dans les voiles**

N° des voiles	Etages	σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]	τ_u [MPa]	Sollicitation
V1 (3m)	RDC ; 1 ^{er} (é)	9,28	2,19	2,93	SET
	2 ^{ème} (é) ; 8 ^{ème} (é)	3,6	1,38	3,4	SET
V2 (2m)	RDC ; 8 ^{ème} (é)	2,23	0,54	1,52	SET
V3 (5,5m)	RDC ; 1 ^{er} (é)	2,74	2,55	1,17	SET
	2 ^{ème} (é) ; 8 ^{ème} (é)	1,3	1,1	1,03	SET
V4 (1,5m)	RDC ; 1 ^{er} (é)	7,89	4,36	2,6	SET
	2 ^{ème} (é) ; 8 ^{ème} (é)	2,81	1,67	2,75	SET

Tableau V.59 : Les contraintes dans les voiles sens longitudinal.

• **Armature verticale du voile :**

N°	band m	S_i m ²	σ_j MPa	F_t MN	A_s cm ²	A_{stot} Cm ²	τ_u MPa	Choix A_s	A_s adopté cm ²	S_t cm	A_{vj} cm ²	Choix A_{vj}
RDC 1 ^{er}	1	0,2	8,09	1,61	40,2	85,7	2,93	2×22T1 6	88,4	13	22, 5	2×8T14
	1	0,2	5,73	1,15	28,7							2×8T14
	1	0,2	3,37	0,67	16,7							2×8T14
2 ^{ème} 8 ^{ème} .	1	0,2	3,23	0,65	16,2	37,5	3,4	2×18T1 2	40,7	27	23, 8	2×8T14
	1	0,2	2,49	0,50	12,5							2×8T14
	1	0,2	1,75	0,35	8,75							2×8T14

Tableau : V.60.des armatures du voile (V1)

N°	band m	S _i m ²	σ _j MPa	F _t MN	A _s cm ²	A _{stot} Cm ²	τ _u MPa	Choix A _s	A _s adopté cm ²	S _t cm	A _{vj} cm ²	Choix A _{vj}
RDC 8 ^{er}	1	0,2	1,8	0,36	9	13,7	1,52	2×8T12	18,1	25	11,7	2×6T12
	1	0,2	0,96	0,19	4,75							2×6T12

Tableau V.61.des armatures du voile (V2)

N°	band m	S _i m ²	σ _j MPa	F _t MN	A _s cm ²	A _{stot} Cm ²	τ _u MPa	Choix A _s	A _s adopté cm ²	S _t cm	A _{vj} cm ²	Choix A _{vj}
RD C 1 ^{er}	1,1	0,22	2,72	0,6	15	72,5	1,17	2×34T12	76,8	15	9,91	2×5T12
	1,1	0,22	2,68	0,59	14,7							2×5T12
	1,1	0,22	2,64	0,58	14,5							2×5T12
	1,1	0,22	2,6	0,57	14,2							2×5T12
	1,1	0,22	2,57	0,56	14							2×5T12
2 ^{ème} 8 ^{ème} .	1,1	0,22	1,28	0,28	7	32,5	1,03	2×17T12	38,4	30	8,72	2×5T12
	1,1	0,22	1,24	0,27	6,7							2×5T12
	1,1	0,22	1,2	0,26	6,5							2×5T12
	1,1	0,22	1,16	0,25	6,2							2×5T12
	1,1	0,22	1,12	0,24	6							2×5T12

Tableau V.62:des armatures du voile (V3)

N°	band m	S_i m ²	σ_j MPa	F_t MN	A_s cm ²	A_{stot} Cm ²	τ_u MPa	Choix A_s	A_s adopté cm ²	S_t cm	A_{vj} cm ²	Choix A_{vj}
RDC 1 ^{er}	0,5	0,1	7,3	0,73	18,2	45,7	2,6	2×12T16	48,2	11	10	2×5T12
	0,5	0,1	6,12	0,61	15,2							2×5T12
	0,5	0,1	4,95	0,49	12,2							2×5T12
2 ^{èm} 8 ^{ème} .	0,5	0,1	2,62	0,26	6,5	17	2,75	2×6T16	18.4	23	10,6	2×5T12
	0,5	0,1	2,24	0,24	5,5							2×5T12
	0,5	0,1	2,05	0,2	5							2×5T12

Tableau V.63: des armatures du voile (V4)

- Aciers horizontaux

N° des voiles	Etages	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	A_h adopté (cm ²)	S_t (cm)
V1 (3m)	RDC ; 1 ^{er}	2,93	6,87	58,97	9	58,97	2x20T14	61,6	13
	2 ^{ème} ; 8 ^{ème}	3,4	7,96	29,46	9	29,46	2x14T12	31,64	18
V2 (2m)	RDC ; 8 ^{er}	1,52	3,56	12,1	6	12,1	2x10T10	15,71	26
V3 (5,5m)	RDC ; 1 ^{er}	1,17	2,74	51,22	16,5	51,22	2x17T14	52,36	15
	2 ^{ème} ; 8 ^{ème}	1,03	2,41	25,61	16,5	25,61	2x12T12	27,12	21
V4 (1,5m)	RDC ; 1 ^{er}	2,6	6,09	32,16	4,5	32,16	2x15T12	33,9	17
	2 ^{ème} ; 8 ^{ème}	2,75	6,44	12,31	4,5	12,31	2x10T10	15,71	26

Tableau V.64 : des armatures horizontales des voiles.

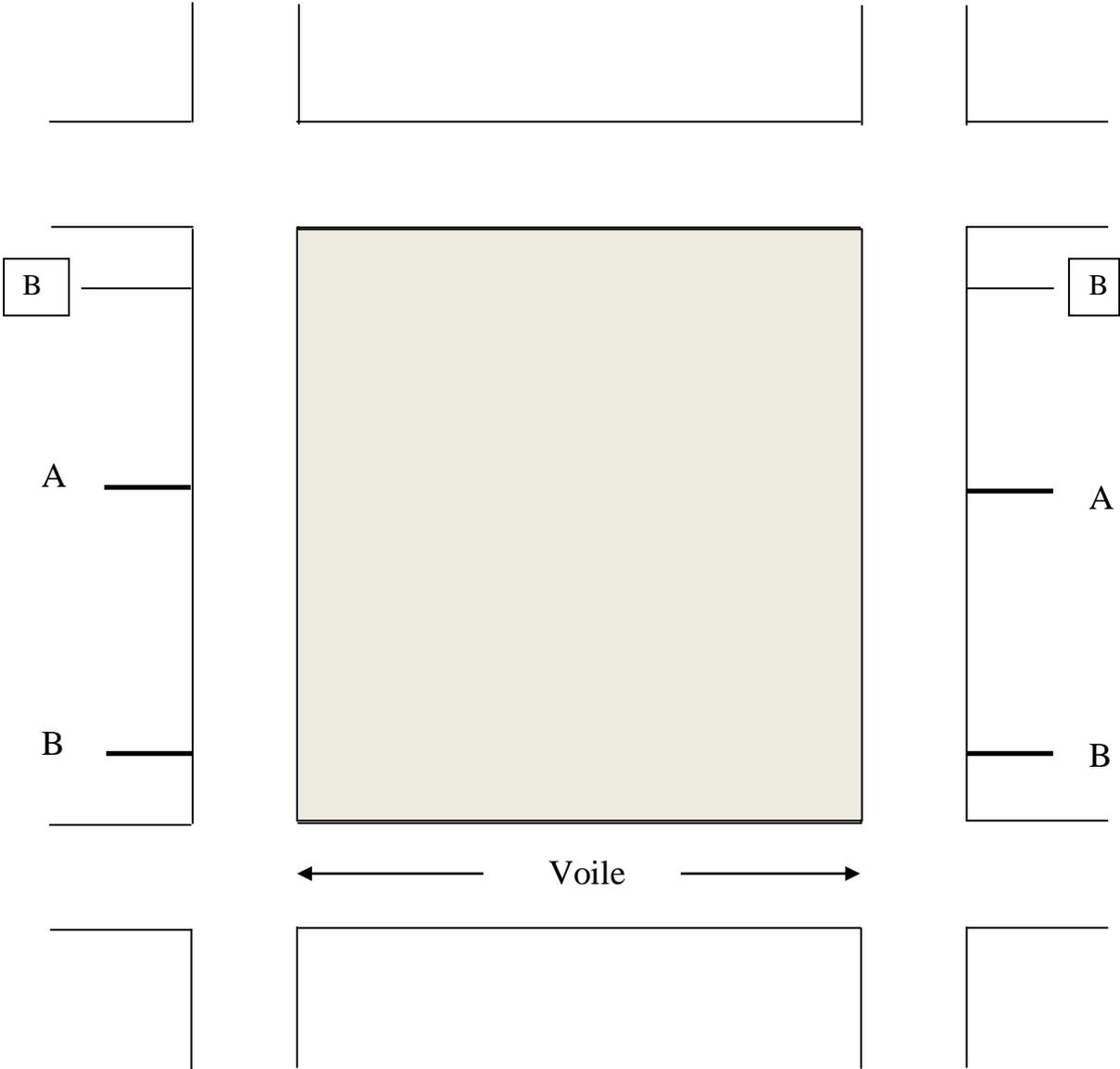


Figure V.13 : Vue de face du voile.

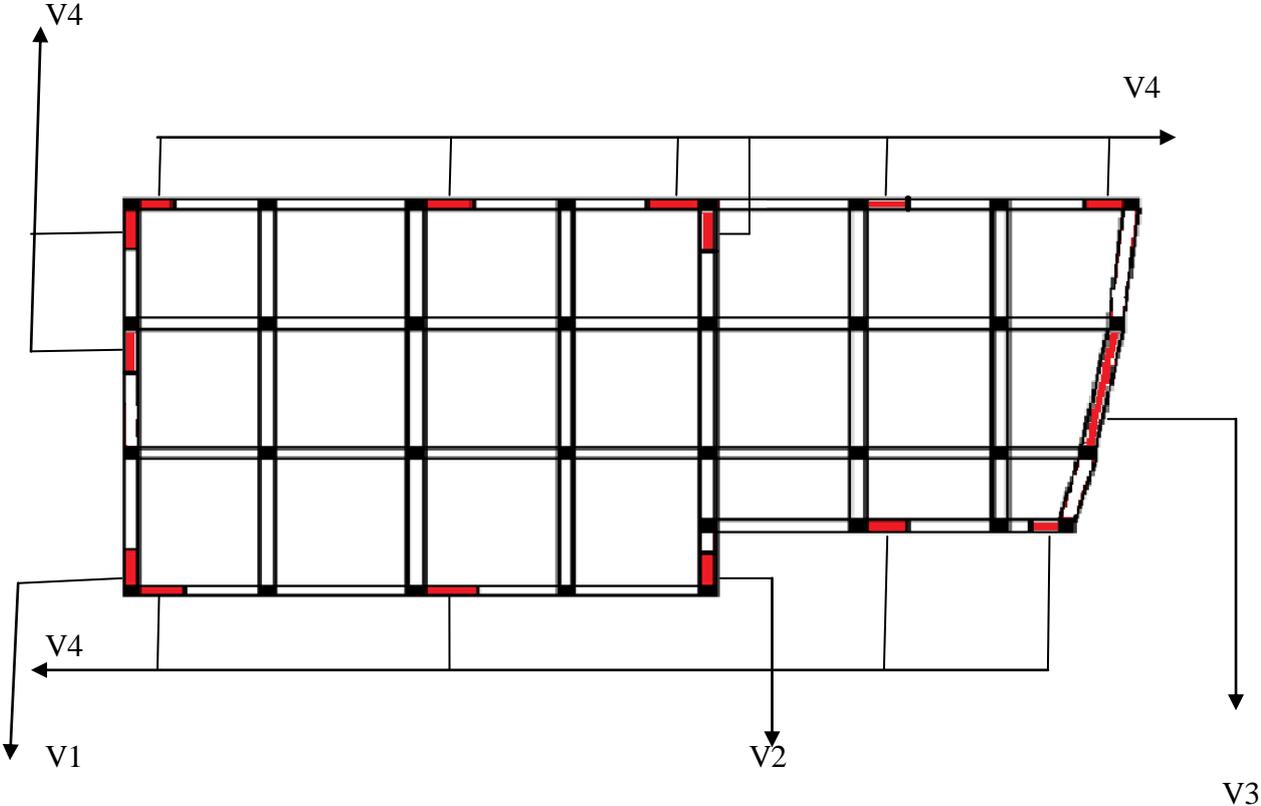


Figure V.16 : les différent type des voiles.

❖ Conclusion du rapport de sol

d'après le rapport du sol $\varphi=12^\circ$, $\sigma_{sol}=2\text{Bar}$, la catégorie du site est un site meuble (S_3)

VI.1. Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, Les charges provenant de la superstructure.

En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supportent.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol);
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage construire.
- Les caractéristiques du sol support ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Le type de la structure.

VI.2. Choix du type de fondation :

Notre ouvrage étant réalisé en voiles, avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Des semelles filantes (semelles sous murs).
- Un 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.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =2 bars)

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles filantes comme solution.

VI.2.1. Semelles filantes :

La surface du semelle sera déterminer en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{\text{semelle}}} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

a. A L' ELU :

$$S \geq \frac{N}{2 \times \sigma_{\text{sol}}}$$

N_u effort normale a (elu) superstructure + infrastructure = 89401,4 KN

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow S \geq 233,5 \text{ m}^2$$

b. A l' ELS:

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

N_s effort normale a (els) superstructure + infrastructure = 65253,97KN

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow S \geq 326,27 \text{ m}^2$$

On a :

La surface du bâtiment est : $S_{\text{bât}} = 519 \text{ m}^2$

Conclusion :

La surface totale des semelles occupent plus de 50% du surface d'emprise de l'ouvrage, en finalité nous étions obligés d'envisager la solution du radier général comme fondation.

Ce type de fondation presente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la forte pression apportée par la structure
- La réduction des tassements différentiels
- Néglige les irrégularités du sol
- La facilité d'exécution

VI.3. Radier général (nervuré) :

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature.

VI.3.1. Pré dimensionnement du radier :

1- La hauteur du radier :

a) selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{r,\min} \geq 25 \text{ cm}$).

b) selon les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 4,8 \text{ m} \Rightarrow \frac{480}{8} \leq h_r \leq \frac{480}{5} \Rightarrow 60 \leq h \leq 96$$

On prend $h_r = 80\text{cm}$

c) selon la condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} . L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol,

le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

$$I = \frac{Bh^3}{12} : \text{Inertie du radier}$$

K = module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ Mpa}$ pour un sol moyen.

E : module de déformation longitudinale différée $E = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

L_e : Longueur élastique.

$$\text{D'où : } h_r \geq \sqrt[3]{\left[\frac{2}{\pi} \times 4,8\right]^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,98 \text{ m} \text{ Choisir } h_r = 100 \text{ cm}$$

On prend: $h_r = \max(80\text{cm} ; 100 \text{ cm}) \Rightarrow h_r = 100 \text{ cm}$

2- La dalle : la dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25 cm}$$

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24 \text{ cm}$$

On prend : $h_d = 50 \text{ cm}$

3- La nervure : la nervure du radier doit avoir une hauteur : $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$

$$h_n \geq \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \quad \text{choisir } h_n = 50 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = \max(h_n ; h_r) = 100 \text{ cm}$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 100 \text{ cm}$ Hauteur total du radier

$h_n = 100 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure

$h_d = 50 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle

$b = 70 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

VI.3.2. Détermination de la surface nécessaire du radier :

On a :

La surface du bâtiment est : $S_{\text{bât}} = 519 \text{ m}^2$

la surface du radier est : $S_{\text{radier}} = \max(233,5 \text{ m}^2 ; 326,27 \text{ m}^2) = 326,27 \text{ m}^2$

on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d d'après les règles de BAEL,

et qu'il sera calculer comme suit :

$$L_d \geq \max\left(\frac{h_{\text{ner}}}{2}, 30\right) \geq \max(50, 30) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_d = 50 \text{ cm}$ sur les quatre cotés.

D'après le calcul, la surface de débord $S_d = 56 \text{ m}^2$.

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{débord}} = 519 + 56 = 575 \text{ m}^2$$

VI.3.3. détermination des efforts :

❖ charge permanente

$$G_{\text{infrastructure}} = 11957.25 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Total}} = G_{\text{infrastructure}} + G_{\text{superstructure}}$$

$$G_{\text{Total}} = 11957.25 + 49784.7 = 61741.95 \text{ KN}$$

❖ charge exploitation

$$Q_{\text{Total}} = Q_{\text{superstructure}} + Q_{\text{infrastructure}}$$

$$Q_{\text{Total}} = 7501.28 + 1222.25 = 8723.53 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{Total}} = 8723.53 \text{ KN}$$

➤ Combinaison d'action :

$$A \text{ L'ELU} : N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 61741,95 + 1,5 \times 8723,53 = 96436,92 \text{ KN}$$

$$A \text{ L'ELS} : N_s = G + Q = 61741,95 + 8723,53 = 70465,48 \text{ KN}$$

VI.3.4. Vérification de contrainte de cisaillement :

$$b = 1 \text{ m}, d = 0,9h = 0,9 \times 50 = 45 \text{ cm}$$

$$\tau_U = \frac{V_a^{(\max)}}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_c}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_{u\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{radier}}} = \frac{96436,92 \times 1 \times 4,8}{2 \times 575} = 402,5 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{402,5 \times 10^3}{10^3 \times 450} = 0,89 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI.3.5. Vérification à l'effort sous pressions :

$$P \geq \alpha \times S_{\text{Radier}} \times \gamma \times Z$$

P : Poids total à la base du radier

γ : Poids volumique de l'eau = 10 KN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure Z = 3,06 m.

α : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

$$p = (G_{\text{superstructure}} + G_{\text{infrastructure}}) = 61741,95 \text{ KN}$$

$$\alpha \times S_{\text{radier}} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 575 \times 10 \times 3,06 = 26392,5 \text{ KN}$$

$$P = 61741,95 \geq 26392,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.3.6. Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

$$(N_u \leq 0,045 \times U_c \times f_{c28}).$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité par la formule suivante.

$$(N_u \leq 0,045 \times U_c \times f_{c28})$$

Avec :

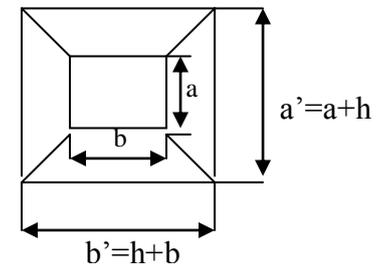
N_u : charge de poteau à LELU égale à 3535,57 KN

U_c : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,7 + 0,7 + 2 \times 1) \times 2 = 6,8 \text{ m}$$

$$N_u = 3535,57 \leq 0,045 \times 6,8 \times 25000 = 7650 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

h : hauteur de la nervure égale à 100 cm.



VI.3.7. Vérification de la stabilité du radier :

Le radier est sollicité par les efforts normaux et les moments fléchissant d'où la vérification du radier est concentrée à la vérification des contraintes du sol sur le radier.

- Efforts normaux dues aux charges verticales
- Efforts de renversement dû aux séismes

$$D'où M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : moment sismique à la base de la structure

T_0 : effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure

• Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 16,2 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 7,64 \text{ m}$$

• **Calcul des moments d'inerties du radier :**

$$I_{xx} = \sum I_{xi} + S_i \times (y_i + y_G)^2 = 10683,88 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \sum I_{yi} + S_i \times (x_i + x_G)^2 = 48897,26 \text{ m}^4$$

VI.3.7.1. Vérification des contraintes :

$$\text{A L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \times \sigma_{sol}$$

$$\text{A L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1-2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad \text{D'où (V : } X_G \text{ ou } Y_G)$$

$$M = M_0 + (T_0 \times h)$$

Avec M_0 : moment sismique à la base du bâtiment

T_0 : effort tranchant à la base du bâtiment

$$M = M_0 + (T_0 \times h)$$

$$M_{xx} = 73083,61 + 4100,36 \times 3,06 = 85630,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 69677,84 + 3628,54 \times 3,06 = 80781,17 \text{ KN.m}$$

• **Sens longitudinal (xx) :**

$$\text{A L'ELU : } N_u = 96436,92 \text{ KN}$$

$$\sigma_{1-2} = \frac{N_{u(T)}}{S_{radier}} \pm \frac{M_{xx}}{I_{xx}} y_G = \frac{96436,92}{575} \pm \frac{85630,71}{10683,88} \times 7,64$$

$$\sigma_{1-2} = 167,72 \pm 61,23 \text{ KN/m}^2$$

Alors :

$$\sigma_1 = 167,72 + 61,23 = 228,95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 167,72 - 61,23 = 106,49 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 198,33 \text{ KN/m}^2 \leq 1,33 \times \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

A L'ELS : $N_s = 70465,48 \text{ KN}$

$$\sigma_{1-2} = \frac{N_{s(T)}}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M_{xx}}{I_{xx}} y_G = \frac{70465,48}{575} \pm \frac{85630,71}{10683,88} \times 7,64$$

$$\sigma_{1-2} = 122,54 \pm 61,23 \text{ KN/m}^2$$

Alors :

$$\sigma_1 = 122,54 + 61,23 = 183,77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 122,54 - 61,23 = 61,31 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 107,21 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Sens transversal :**

A L'ELU : $N_u = 96436,92 \text{ KN}$

$$\sigma_{1-2} = \frac{N_{u(T)}}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M_{yy}}{I_{yy}} x_G = \frac{96436,92}{575} \pm \frac{80781,17}{48897,26} \times 16,2$$

$$\sigma_{1-2} = 167,71 \pm 26,76 \text{ KN/m}^2$$

Alors :

$$\sigma_1 = 167,71 + 26,76 = 194,47 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 167,71 - 26,76 = 140,95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 181,09 \text{ KN/m}^2 \leq 1,33 \times \sigma_{\text{sol}} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

A L'ELS : $N_s = 70465,48 \text{ KN}$

$$\sigma_{1-2} = \frac{N_{s(T)}}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M_{xx}}{I_{xx}} y_G = \frac{70465,48}{575} \pm \frac{80781,17}{48897,26} \times 16,2$$

$$\sigma_{1-2} = 122,54 \pm 26,76 \text{ KN/m}^2$$

Alors :

$$\sigma_1 = 122,54 + 26,76 = 149,3 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 122,54 - 26,76 = 95,78 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 135,92 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Les sollicitations les plus défavorables :**

D'après les résultats précédents, le calcul du radier se fera sous l'effet des sollicitations suivantes:

$$\checkmark \text{ ELU} \rightarrow \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = 198,33 \text{ kN /m}^2$$

$$\checkmark \text{ ELS} \rightarrow \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = 135,92 \text{ kN /m}^2$$

VI.3.7.2. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon **RPA** quelque soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié du centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

	Ns (KN)	Mser(KN.m)	e=M/N(m)	L/4(m)	obs
longitudinal	70465,48	85630,71	1,22	8,75	V
transversal	70465,48	80781,17	1,15	4,12	V

Tableau VI.1 : Vérification de la stabilité au renversement

VI.3.8. Ferrailage du radier :

Le ferrailage du radier est obtenu en chargeant un plancher par la réaction du sol, il se fait comme celui d'une dalle du plancher.

a) Détermination des efforts :

Soit l_x (sens de la petite portée) et l_y (sens de la grande portée) les dimensions mesurées entre nus des appuis, d'un panneau et p la charge uniformément répartie par unité

D'aire et couvrant entièrement le panneau.

- ✓ Si $0,40 \leq l_x/l_y \leq 1 \Rightarrow$ Le panneau subit une double flexion (il travaille dans le sens x et y), les moments au Centre de panneau Sont définis comme suit :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_{u/ser} \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

Nous supposons que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis.

- **Panneau de rive**

➤ Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x = 0,85. M_x \\ M_y = 0,85. M_y \end{cases}$$

➤ Moment sur appuis :

$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3. M_x \rightarrow \text{Appuis de rives} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,50. M_x \rightarrow \text{Autres Appuis} \end{cases}$$

- **Panneau intermédiaire**

➤ Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x = 0,75. M_x \\ M_y = 0,75. M_y \end{cases}$$

➤ Moment sur appuis :

$$\{ M_{ax} = M_{ay} = 0,50. M_x$$

✓ Si $l_x/l_y \leq 0,40 \Rightarrow$ Les panneaux travaillent en flexion Simple dans le sens de la petite portée.

a.1) Panneau de rive

Nous avons :

$$l_x = 4,3 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow 0,40 \leq l_x/l_y = 0,89 \leq 1$$

$$l_y = 4,8 \text{ m.}$$

$$q_u = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = 198,33 \text{ kN/m.}$$

$$q_{ser} = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = 135,92 \text{ kN/m.}$$

⇒ Le panneau travaille dans les deux sens, les résultats du calcul des

Moments sont regroupés dans le tableau suivant :

	ELU($\nu=0$)	ELS ($\nu=0,2$)
l_x (m)	4,3	4,3
l_y (m)	4,8	4,8
l_x/l_y	0,42	0,42
q ($\frac{\text{kN}}{\text{m}}$)	198,33	135,92
μ_x	0,0466	0,0537
μ_y	0,7635	0,8358
M_x (kN. m)	170,88	134,95
$M_{\text{travée},x}$ (kN. m)	145,24	114,7
M_y (kN. m)	130,46	112,79
$M_{\text{travée},y}$ (kN. m)	110,89	95,87
M_a (kN. m)	85,44	67,47

Tableau VI.2 : les moments en travée et sur appui du panneau de rive.

a.2) Panneau intermédiaire

Nous avons :

$$l_x = 4,3 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow 0,40 \leq l_x/l_y = 0,89 \leq 1$$

$$l_y = 4,8 \text{ m.}$$

$$q_u = \sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) = 198,33 \text{ kN /m.}$$

$$q_{\text{ser}} = \sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) = 135,92 \text{ kN/m.}$$

⇒ Le panneau travaille dans les deux sens, les résultats du calcul des

Moments sont regroupés dans le tableau suivant :

	ELU ($\nu=0$)	ELS ($\nu=0,2$)
l_x (m)	4,3	4,3
l_y (m)	4,8	4,8
l_x/l_y	0,89	0,89
q ($\frac{kN}{m}$)	198,33	135,92
μ_x	0,0466	0,0537
μ_y	0,7635	0,8358
M_x (kN.m)	170,88	134,95
$M_{travée.x}$ (kN.m)	128,16	101,21
M_y (kN.m)	130,46	112,79
$M_{travée.y}$ (kN.m)	97,84	84,59
M_a (kN.m)	85,44	67,47

Tableau VI.3 : les moments en travée et sur appui du panneau intermédiaire.

VI.3.8.1. Ferrailage de la dalle

Le ferrailage de la dalle se fait pour une bande de 1m en utilisant les moments maximaux en travée et sur appui pour le panneau le plus sollicité (panneau de rive). Nous appliquons l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à une flexion simple

Sachant que :

$$f_{c28}=25\text{MPa}, f_{t28}=2,1\text{MPa}, \sigma_{bc}=14,17\text{MPa}, f_e=400\text{MPa}, \\ \sigma_s=348\text{MPa}, h=50\text{cm}, d=0,9.h=45\text{cm}.$$

Nous présentons les résultats dans le tableau qui suit :

	Sens	M_u (kN.m)	μ	α	Z (mm)	A_s (cm ²)	Choix	A_s adopté (cm ²)
Travée	x-x	145,24	0,05	0,064	438,3	9,53	6T16	12,06
	y-y	130,46	0,045	0,058	439,52	8,53	6T14	9,23
Appuis	x-x	85,44	0,029	0,037	443,19	5,54	6T14	9,23
	y-y							

Tableau VI.4 : Résultats de ferrailage de la dalle du radier

a) Calcul des espacements

L'espacement doit être :

$$\text{Esp} \leq \min(3.h, 33\text{cm}) \Rightarrow \text{Esp} \leq \min(150\text{cm}, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

➤ **Dans le sens x :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}.$$

➤ **Dans le sens y :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}.$$

Nous optons pour un espacement $S_t = 18\text{ cm}$ pour les deux directions en Travée et sur appuis.

b) Vérification réglementaire**d.1) Condition de non fragilité**

Nous avons : $A_{s \min} > 0,23 \times b \times d (f_{t28} / f_e) = 5,4\text{cm}^2/\text{ml}$

D'où $A_{\min} < 9,23\text{ cm}^2$

⇒ La condition de non fragilité est vérifiée.

d.2) Vérification des contraintes

✓ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

✓ **Acier :**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}) \right\}$$

Avec :

$$\eta = 1.6 \text{ pour HA}$$

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

$$M_{tr x} = 114,7 \text{ kN.m}$$

$$M_{tr y} = 95,87 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 67,47 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre « y »

$$\frac{b}{2} y^2 + \eta A'_s (y - C') - \eta A_s (d - y) = 0$$

Avec :

$$\eta = 15; \quad b=100\text{cm} \quad ; \\ d=45\text{cm} \quad ; \quad A'_s=9,23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans le sens x} \quad A_s=12,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans le sens y} \quad A_s=9,23 \text{ cm}^2$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b y^3}{3} + \eta A'_s (d - C')^2 + \eta A_s (d - y)^2$$

zone	sens	M _{ser} KN.m	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	obs
travée	x-x	114,7	4,66	15	230,01	201,6	NV
travée	y-y	95,87	4,34	15	249,3	201,6	NV
appui	x-x	67,47	3,05	15	175,4	201,6	V

Tableau VI.5 : vérification des contraintes de la dalle à l'ELS

Solution :

1) sens(x-x) en travée : choisir $A_s=6T20=18,85 \text{ cm}^2 \Rightarrow$

$$\sigma_s = 149,6\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,6\text{MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} = 3,92\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

2) sens (y-y) en travée : choisir $A_s=6T16 =12,06 \text{ cm}^2 \Rightarrow$

$$\sigma_s = 192,4\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,6\text{MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} = 3,89\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

Les contraintes à l'ELS sont vérifiées

VI.3.7.2.Ferraillage de la nervure :

Le ferraillage de la nervure est fait en le considérant comme une poutre soumise en flexion simple.

a) Calcul des efforts

Afin de calculer les efforts internes qui sollicitent la nervure, nous Utilisons la méthode forfaitaire décrite dans CBA 93

$$\text{Nous avons :} \quad M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8}.$$

$$\text{En travée :} \quad M_t = 0,85M_0.$$

Sur appuis : $M_a = 0,5M_0$.

b) Calcul du ferrailage

Nous avons : $b=70\text{cm}$, $h=100\text{cm}$, $d=90\text{cm}$.

✓ Dans le sens xx :

$L = 4,3\text{ m}$, $q = 198,33\text{ kN/ml}$.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau qui suit :

	M_u (kN.m)	μ	α	Z (mm)	A_s (cm ²)	Choix	A_s adopté (cm ²)	S_t (cm)
Travée	389,63	0,048	0,062	877,62	12,76	4T16+4T14	14,2	18
Appuis	229,2	0,028	0,036	886,97	7,43	4T16	8,04	18

Tableau VI.6 : Résultats de ferrailage de la nervure dans le sens xx

✓ Dans le sens yy :

$L = 4,8\text{ m}$, $q = 198,33\text{ kN/ml}$.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau qui suit :

	M_u (kN.m)	μ	α	Z (mm)	A_s (cm ²)	Choix	A_s adopté (cm ²)	S_t (cm)
Travée	485,52	0,06	0,077	871,93	16	8T16	16,08	18
Appuis	285,6	0,035	0,045	883,7	9,29	4T16+2T14	11,11	18

Tableau VI.7 : Résultats de ferrailage de la nervure dans le sens yy.

c) Vérification réglementaire

C.1) Condition de non fragilité

Nous avons : $A_{s\text{ min}} > 0,23 \times b \times d (f_{t28} / f_c) = 7,6\text{cm}^2/\text{ml}$

D'où $A_{\text{min}} < 8,04\text{ cm}^2$

⇒ La condition de non fragilité est vérifiée.

C.2) Vérification des contraintes à l'ELS

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

	Sens	M_{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	obs
Travée	Sens-x	267,02	4,28	15	229	201,6	NV
	Sens-y	332,73	5,05	15	250	201,6	NV
Appui	Sens-x	157,07	3,19	15	231,2	201,6	NV
	Sens-y	195,72	3,46	15	210,4	201,6	NV

Tableau VI.8 : vérification des contraintes de nervure à l'ELS

Solution :

	Sens	As Cm ²	choix	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
Travée	Sens-x	16,08	8T16	200,6	201,6	4,05	15	V
	Sens-y	20,61	4T20+4T16	196,7	201,6	4,58	15	V
Appui	Sens-x	12,06	6T16	155,9	201,6	2,68	15	V
	Sens-y	12,06	6T16	194,3	201,6	3,34	15	V

Tableau VI.9 : vérification des contraintes de nervure à l'ELS**C3) Vérification de la contrainte tangentielle :**

La vérification est faite selon CBA 93 comme suit :

Nous devons vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Sachant que la contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{517,64 \cdot 10^3}{700 \cdot 900} = 0,82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.}$$

⇒ La contrainte au cisaillement est vérifiée.

d) Calcul des armatures transversales :

Selon RPA, la quantité de l'armature transversale minimale est donnée

Par :

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

Avec:

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}, 12\phi_l \right) \rightarrow \text{En zone nodale et en travée.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{En zone courante.}$$

Ce qui donne :

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{100}{4} = 25 \text{ cm}, 12 \times 1,6 = 19,2 \text{ cm} \right) \rightarrow \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \rightarrow \text{En zone courante.}$$

Nous choisissons les espacements suivants :

$$S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{En zone nodale et en travée.}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{En zone courante.}$$

Et

$$A_t \geq 0,003 \cdot 20 \cdot 70 = 4,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nous prendrons } A_t \text{ 6T10} = 4,71 \text{ cm}^2.$$

E) Calcul des armatures de peaux :

Afin de limiter la fissuration de retrait des retombées de la poutre, nous devons disposer des armatures de peau d'une section égale au moins à $3\text{cm}^2/\text{m}$ de parement (périmètre de la poutre).

$$A_{s,\text{de peau}} = 3 \times ((0,7 + 1) \times 2) = 10,2 \text{ cm}^2 .$$

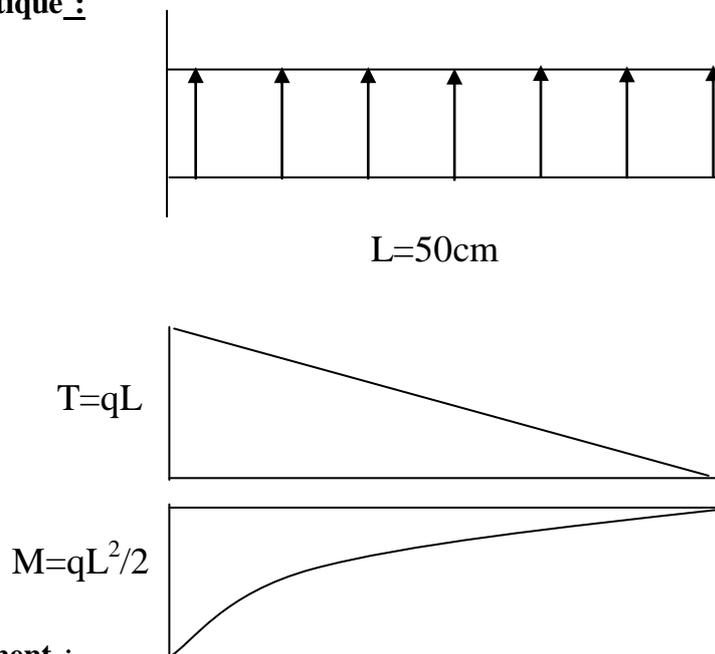
Nous choisissons : **4T20** $\Rightarrow A_s = 12,57\text{cm}^2$.

VI.3.7.3. Etude du débord de radier :

Le débord de radier est assimilé à une console de largeur $L=50\text{cm}$.

Le calcul se fera pour une bande de largeur $b=1\text{m}$; $h=0,5\text{m}$ et $d=0,45\text{m}$.

- **Représentation schématique :**



- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{V_U}{b_0 d} \leq \tau_U^- = \text{Min}\{0,1 \bar{f}_{c28}; 3\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa} .$$

Ou :

$$V_U = q_U \times L = 198,33 \times 0,5 = 99,165\text{KN}$$

$$\tau_b = 0,22\text{MPa} < \tau_U^- = 2,5\text{MPa} .$$

Donc : Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{Min}} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 5,44\text{cm}^2 / \text{ml} .$$

$$A_s = 6,16\text{cm}^2 \Rightarrow 4\Phi 14$$

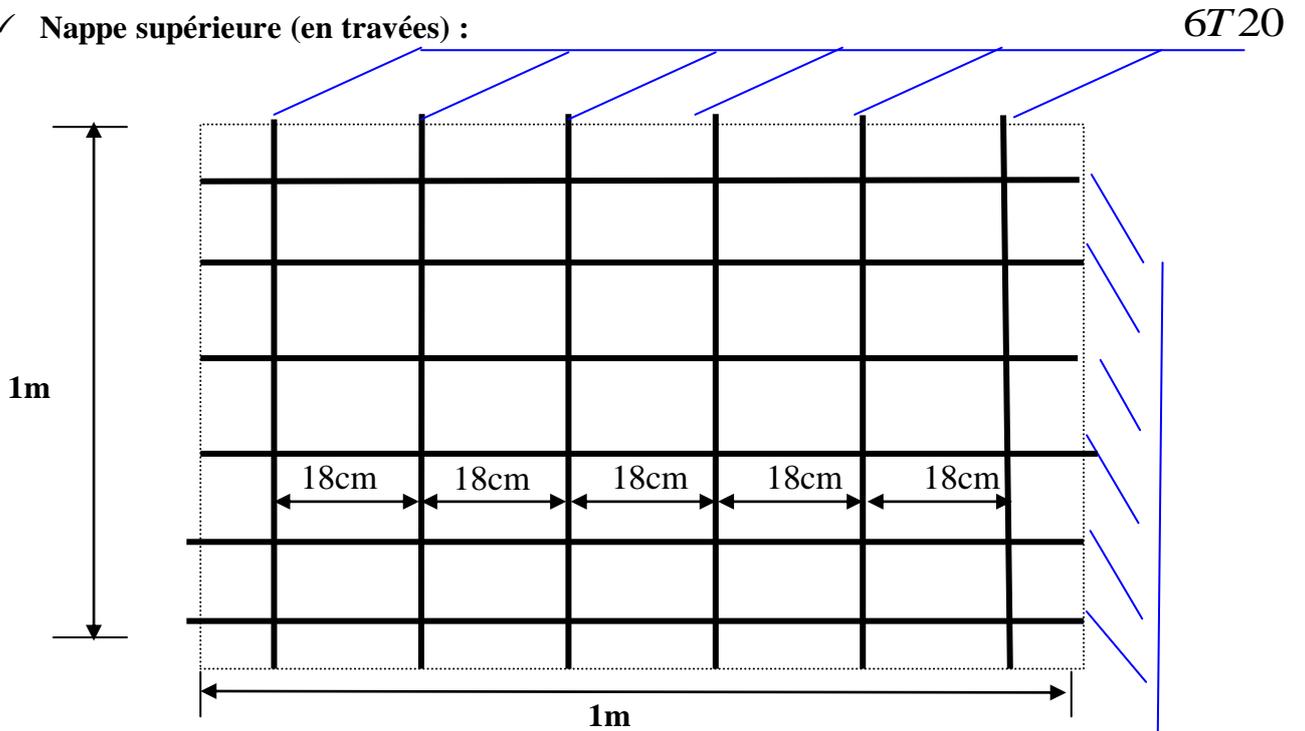
Donc :

On prend le ferrailage du débord comme le ferrailage de radier

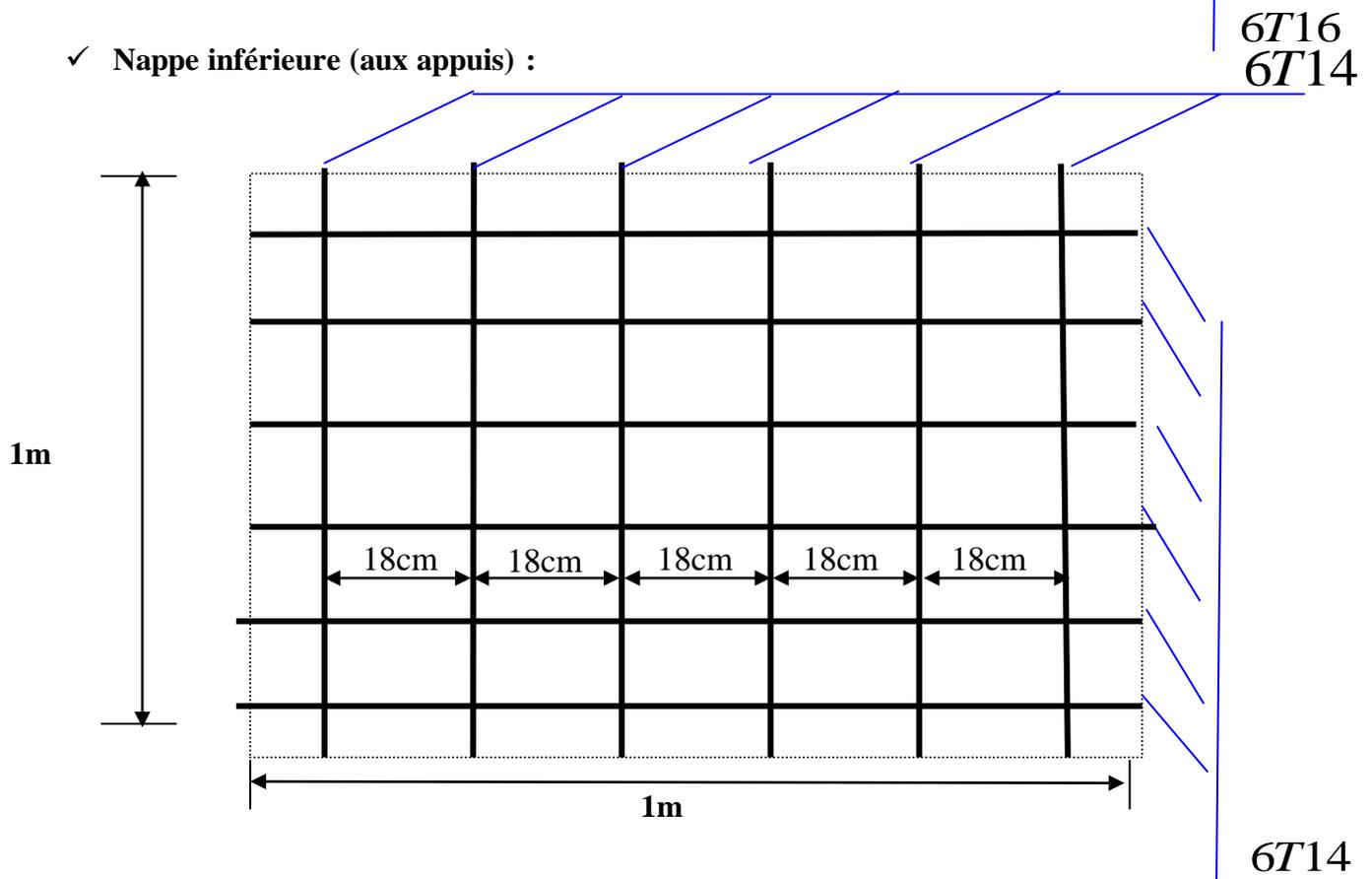
Le ferrailage du radier est sur deux nappes, nappe supérieur (en travées) et autre _Inférieur (aux appuis).

▪ Figure VI.1 : Schéma de ferrailage du radier :

✓ Nappe supérieure (en travées) :

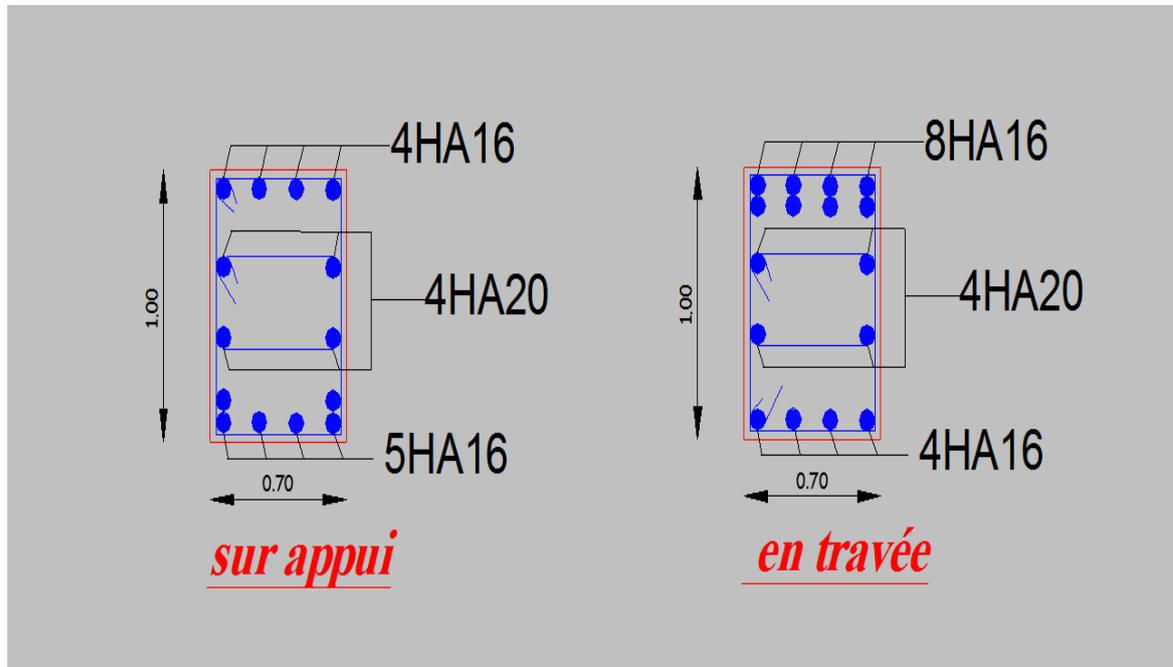


✓ Nappe inférieure (aux appuis) :

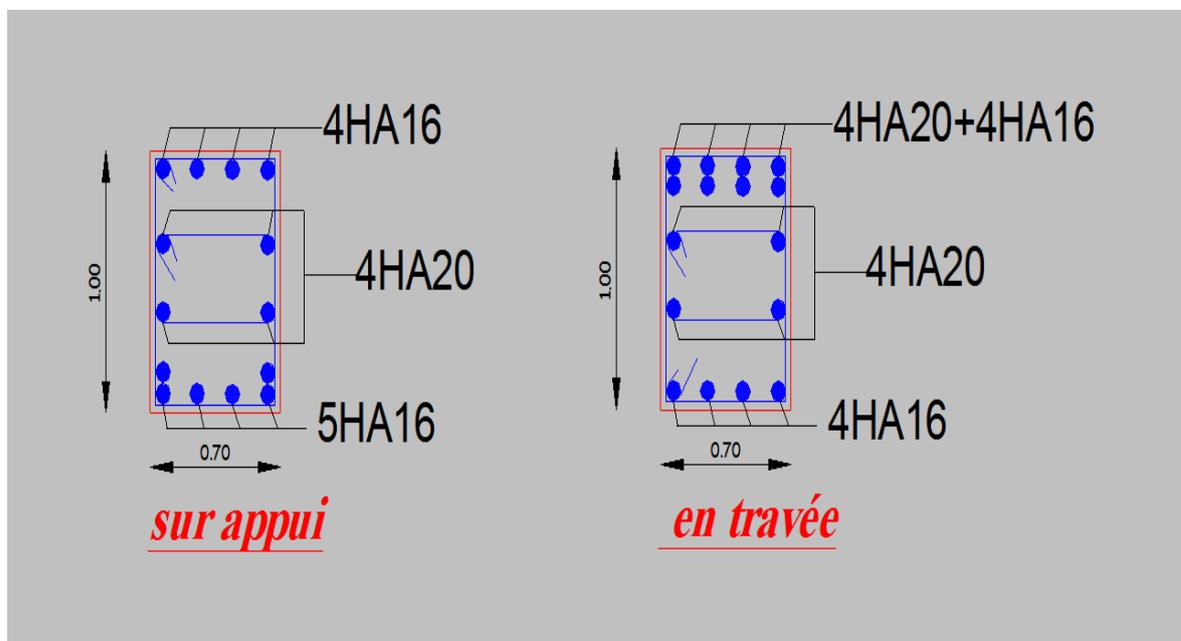


- Figure VI.2 : Schéma de ferrailage des nervures du radier :

✓ sens(x-x) :



✓ 2. sens (y-y) :



VI.4. Etude du voile périphérique :

VI.4.1. Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de l'entre sol.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, les sous sol et les fondations.

VI.4.2. Prédimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**.

- Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15 \text{ cm}$.
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

On adopte une épaisseur $a = 20 \text{ cm}$.

La hauteur de voile périphérique $= 3.40 \text{ m}$

VI.4.3. Évaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x = 3.40\text{m}$; $L_y = 4,8\text{m}$.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

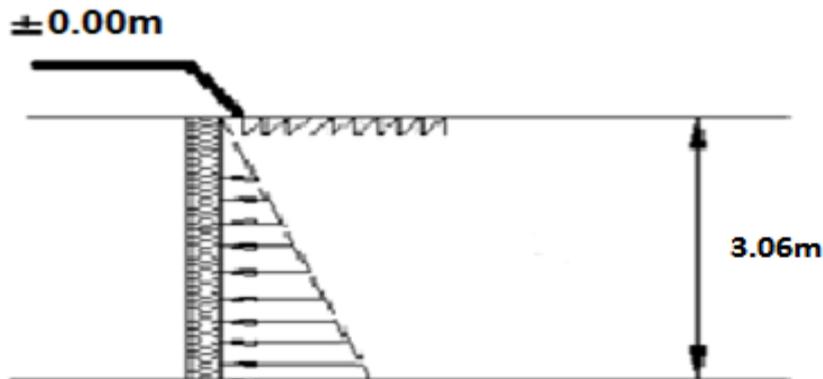


Figure VI.3: voile périphérique

Selon **BAEL91 modifier 99**, la charge de poussées des terres est donnée par : $Q = A \cdot \gamma \cdot H$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1 m.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 20,20\text{kN/m}^3$).

H : Hauteur du voile ($H = 3.06\text{m}$).

$$\varphi = 12^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,656$$

Donc : $Q = A \cdot \gamma \cdot H = 45.05 \text{ kN/ml} \rightarrow Q_u = 1,35Q = 60.81 \text{ kN/ml}$

VI.4.4. Effort dans la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,70 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0684 ; \mu_y = 0,432$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 48.08 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 20.77 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 40.87 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 17.65 \text{ kNm}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5M_x = 24.04 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 10.39 \text{ kNm}$$

VI.4.5. Calcul du ferrailage :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18,00 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kN.m)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t
Travée	x-x	40.87	0.0890	0.1168	17.16	6.84	10HA12	11.31	10
	y-y	17.66	0.0385	0.0490	17.65	2.88	8HA12	9.05	12.5
Appui	x-x	24.04	0.0524	0.0673	17.52	3.94	6HA12	6.79	15
	y-y	10.39	0.0226	0.0286	17.79	1.68	6HA12	6.79	15

Tableau VI.10: Ferrailage du voile périphérique

VI.4.6. Conditions exigées par le RPA99/version 2003:

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_l = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2,0 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2,0 \text{ cm}^2$$

VI.4.7. Condition de non fragilité :

Pour les dalles travaillent dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,08\%$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{3;40}{4,80} \right) \frac{100.20}{2} = 1,83 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\begin{cases} A_x = 6,79 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,83 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y = 6,28 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 4,71 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,83 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y = 4,71 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

VI.4.8. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 85,55 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 68,92 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 85,55 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{85,55 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,475 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VI.4.9. Vérification à l'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,70 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 45,05 \text{ kN/ml}$$

$$\mu_x = 0,0743$$

$$\mu_y = 0,5817$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 38,69 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 22,51 \text{ kNm}$$

▪ **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,85 \quad M_x = 32,89 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 \quad M_y = 19,13 \text{ kNm}$$

▪ **Moment sur appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5 M_x=19.35\text{kNm}$$

b. Vérifications des contraintes :

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	<i>Sens</i>	<i>M_{ser}</i> (kNm)	<i>A_s</i> (cm ²)	<i>σ_{bc}</i> (MPa)	<i>σ̄_{bc}</i> (MPa)	<i>σ_s</i> (MPa)	<i>σ̄_s</i> (MPa)	<i>Vérification</i>
Travée	x-x	32.89	11.31	6.57	15	182.90	201.63	OK
	y-y	19.13	9.05	4.13	15	131.5	201.63	OK
Appuis	x-x	19.35	6.79	4.64	15	174.9	201.63	OK
	y-y							

Tableau VI.11: Vérification des contraintes à l'ELS

c. Vérification de la rigidité :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow 0,058 \geq 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{A_s}{bd} &\leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,00377 \leq 0,005 \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{20} \left(\frac{M_t}{M_0} \right) \Rightarrow 0,058 \geq 0,0425 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{aligned} \right\}$$

Deux conditions n'est pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

D'où : le voile périphérique et vérifier vis à vis de la rigidité.

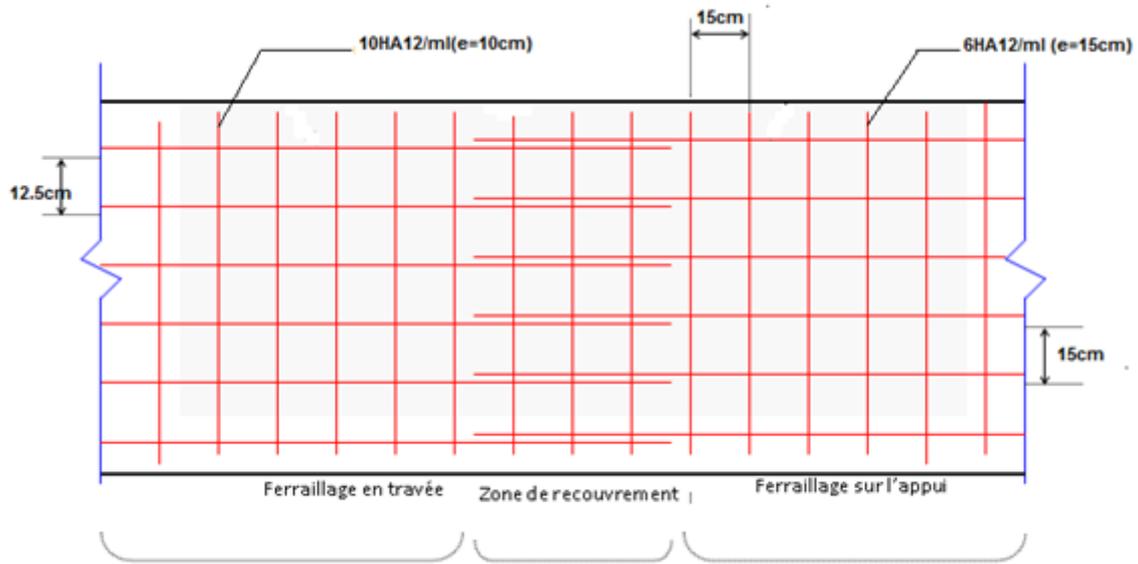


Figure VI.4.: Ferrailage du voile périphérique (sens x-x')

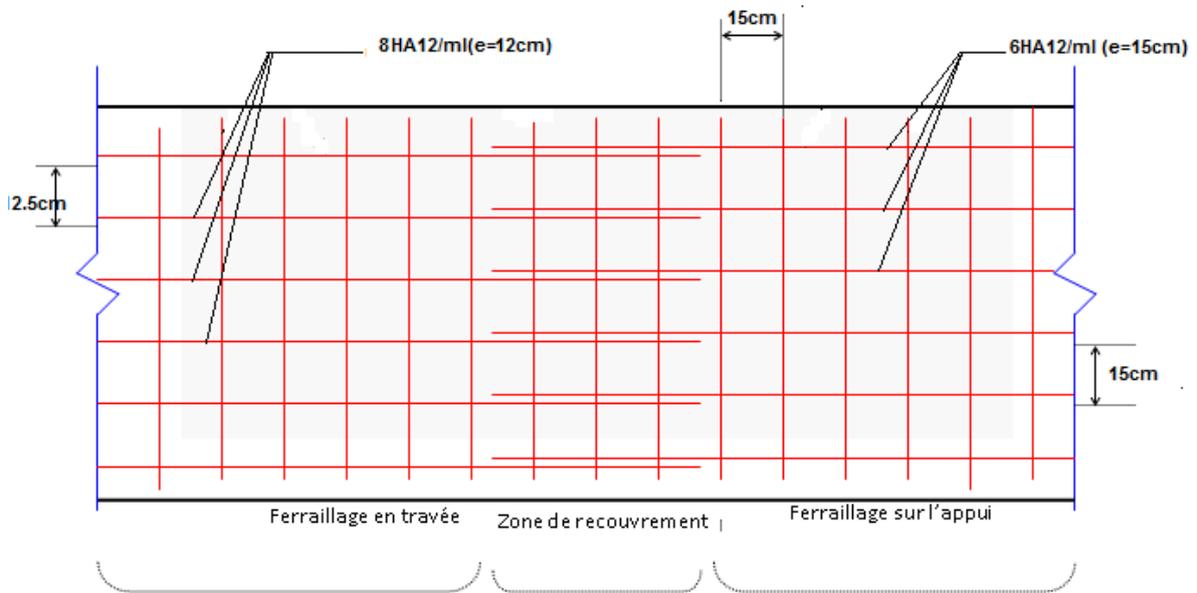


Figure VI.5: Ferrailage du voile périphérique (sens y-y')

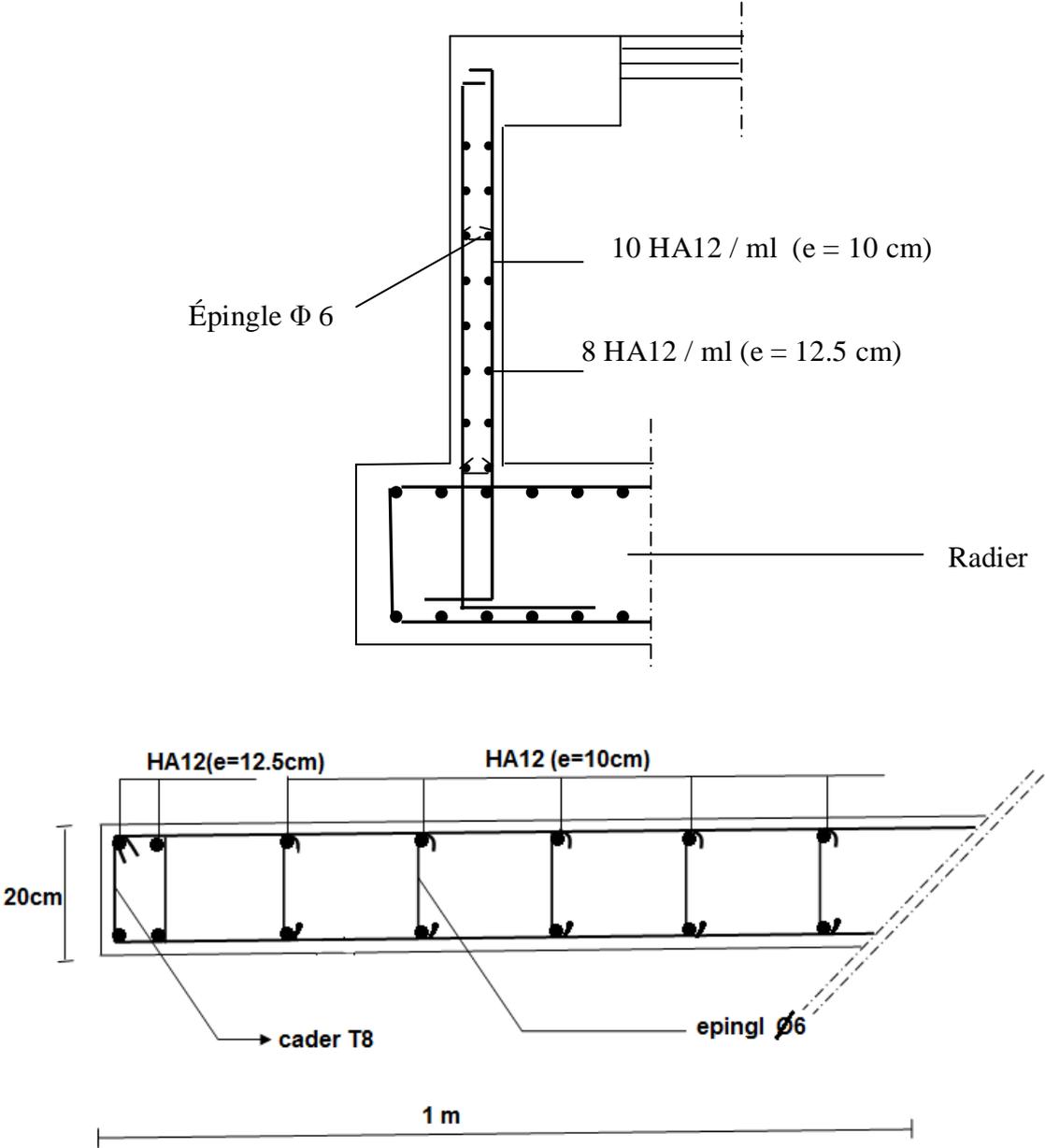


Figure VI.5:FERRAILLAGE DU VOILE PERIFIRIQUE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant d'utiliser ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années d'étude.

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments ; donc la conception de l'ouvrage.

La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations libres non amorties, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité.

Grâce au logiciel SAP2000 l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure peut être faite avec un grand degré de précision. L'hypothèse majeure requise consiste en l'estimation de la fraction de la charge d'exploitation (βQ) à inclure comme étant une masse additionnelle.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto stable qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée [8] basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (du *SAP2000*) pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

Pour les fondations du bâtiment, c'est le radier général qui s'est imposée dans notre cas, pour assurer une répartition uniforme des contraintes (réaction du sol sous les nervures et l'hourdis).

REFERENCES

1. BAEL 91 modifié 99.
2. Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
3. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93
4. charges permanentes et charges d'exploitation, DTR B C22.
5. Cours béton armé 3^{ème} année Mr Ferdjani et 4^{ème} année Mr Abed.
6. Cours mécanique du sol 3^{ème} année Mr Zitouni et 4^{ème} année Mme Tadjer.
7. Les thèses des années précédentes.