

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : TECHNOLOGIE

Département : de Génie civil

Domaine : SCIENCES ET TECHNOLOGIES

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème :

Etude d'un bâtiment en Béton Armé (R+7) à usage
d'habitation

Présenté par : *CHIDOUH Sabrina* & *KHALFI Loubna*

Encadrant : *DJEGHABA Kamel* Professeur UBM annaba

Jury de Soutenance :

ATHMANI Allaeddine	MC-A	Badji Mokhtar- Annaba	Président
DJEGHABA Kamel	Professeur	Badji Mokhtar- Annaba	Encadrant
MEZIGHECHE Nawel	MA-A	Badji Mokhtar- Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé constitué d'un rez-de-chaussée plus sept étages (R+7).

Cette structure est implantée au niveau de Hay el CHABBIA dans la wilaya d'ANNABA. Où cette zone est classée en zone d'activité sismique moyenne (IIa) (deuxième degré) selon le règlement parasismique Algérien de l'année 1999 modifié en 2003 'RPA99/v2003'.

L'objectif est de déterminer les dimensions des différents composants du bâtiment et de déterminer le ferrailage approprié pour la résistance de ce dernier aux différentes sollicitations auxquelles il peut être soumis selon les réglementations en vigueur (RPA99/v2003, BAEL 99 et le CBA 93).

Afin de déterminer les efforts internes dans les portiques, et en dynamique pour le calcul des modes de vibration, nous avons utilisé le logiciel de calcul ROBOT structural analysis version 2017. Cette analyse a permis de procéder au dimensionnement et aux vérifications structurelles et par suite aux ferrailages des différents éléments de la superstructure et de l'infrastructure.

Mots clés :

RPA, ROBOT structural analysis, ferrailage, l'infrastructure.

ملخص

في هذا المشروع نقوم بعرض دراسة مفصلة لمبنى من الخرسانة المسلحة يتألف من طابق ارضي بالإضافة إلى سبعة طوابق (أرضي+7).

هذه البناية تقع في حي الشابية في ولاية عنابة، حيث تصنف هذه المنطقة كمنطقة نشاط زلزالي متوسط (IIa) (درجة الثانية) حسب القانون الجزائري المضاد للزلازل سنة 1999 ومعدل عليه سنة 2003 "RPA99/v2003".

الهدف هو تحديد أبعاد مختلف مكونات المبنى و تحديد التسليح المناسب لمقاومة هذا الأخير للإجراءات المختلفة التي قد يتعرض لها. وفقاً للوائح الحالية بما في ذلك (RPA99/v2003 ، BAEL 99 و CBA 93).

من أجل تحديد القوى الداخلية في الإطارات وفي ديناميكيات حساب أوضاع الاهتزاز، استخدمنا برنامج الحساب ROBOT للتحليل الهيكلي ، إصدار 2017. أتاح هذا التحليل من إجراء عمليات التحقق من الأبعاد و الهياكل وبالتالي تسليح مختلف عناصر البنية الفوقية و البنية التحتية.

Abstract

This project presents a detailed study of a reinforced concrete building consisting of a ground floor plus 7 floors.

This structure is located at Hay el CHABBIA in the wilaya of ANNABA. Where this area is classified as a zone of medium seismic activity (IIa) (second degree) according to the Algerian parasismic regulation of the year 1999 modified in 2003 "RPA99/v2003".

The objective is to determine the dimensions of the different components of the building and to determine the appropriate reinforcement for the resistance of the latter to the different stresses to which it may be subjected according to the regulations in force (RPA99/v2003, BAEL 99 and CBA 93).

In order to determine the internal forces in the frames, and in dynamics for the calculation of vibration modes, we used the calculation software ROBOT structural analysis version 2017. This analysis made it possible to carry out the dimensioning and structural verifications and consequently the reinforcement of the different elements of the superstructure and infrastructure.

Remerciements

Tous nos remerciements vont à tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail, en particulier à remercier en premier lieu Dieu le Tout Puissant de nous avoir donné courage et santé pour achever ce travail.

On tient à remercier aussi tous ceux qui ont aidé de près ou de loin à élaborer ce modeste travail.

On tient à remercier particulièrement :

M. DJEGHABA Kamel

Merci, à vous monsieur pour tout ce que vous avez fait afin d'atteindre ce que nous aspirions, car notre succès d'aujourd'hui a été le fruit d'un travail qui n'aurait pas été possible sans votre soutien et pour vos précieux conseils, et le suivi que vous nous avez donné au cours de nos travaux, tous les remerciements et la gratitude à vous, cher professeur.

Que nos vifs remerciements aillent à tous les membres de jury pour l'attention qu'ils vont nous porter pendant toute la durée de la soutenance.

*Nous tenons à remercier **ZAIM Abderrahim** qui nous beaucoup aidé pendant le stage effectué dans son bureau d'étude.*

*Nos n'oublions pas aussi Melle **FELLAH Mouna Ibtissem** secrétaire du laboratoire LGC pour son aide et encouragement.*

Enfin, nous saluons tout personne qui nous a encouragé et soutenue de près ou de loin dans notre étude.

Dédicace



Je dédie ce modeste travail à ...



*A vous ma très chère maman **Fatiha**, je dédie cette thèse qui traduit un long travail que j'ai mené à terme pour vous et grâce à vous. Oui maman, c'est vous qui m'avez appris à avoir confiance en moi et à aller toujours de l'avant dans mes études. Vous m'avez aidé en m'ouvrant toutes les portes du bien et en me protégeant de tout mal.*

Je dédie aussi ce travail :

*A ma défunte grand-mère **AL khamssa**.*

*A mon père **Abdelhafid**.*

*A mes chères sœurs **Roumaissa, Basma, Nadia**.*

*A mon amie et mon binôme **Loubna** ma partenaire dans la réalisation de travail.*

*A ma petite nièce **Ritej**.*

*A mon cher Ami **Ramzi**.*

*A toute mes familles **Zaghdoud**.*

A tous ceux et celles qui sont chères à mon cœur.

A tous ceux qui m'ont aidé, de près ou de loin, même avec un mot d'encouragement et de gentillesse.

SABRINA

Dédicace



Je dédie ce modeste travail à ...



Oh Dieu, aie pitié de mon père, j'espère que j'ai réalisé ce qu'il souhaite.

*Je remercie ma mère **Cherifa** qui m'a accompagné dans toutes les étapes de l'étude et la réalisation de ce travail. J'espère que Dieu lui accordera la santé et le bien-être.*

*Je remercie également mes frères et sœurs **Med-Salah, Soumaya et Fatima** pour leur soutien, en particulier mon frère **Sofian** qui m'a toujours encouragé à réussir.*

*A mon amie et mon binôme **Sabrina**, ma partenaire avec laquelle ce travail a pu être réalisé.*

*Je remercie **Rokia**, la femme de mon frère **Sofian**.*

*Merci **Badr Eddin** mari de ma sœur **Fatima**.*

*Merci **Hamza** mari de ma sœur **Soumaya**.*

*Je remercie également la famille de **Khalfi et Bouklioua**.*

*Merci à mes neveux : **Serine, Amir, Soujud, Iskander, Anfel**.*

*Je remercie également mon amie : **Chaima, Karima, Hanane**.*

A tous ceux qui m'ont aidé, de près ou de loin, même avec un mot d'encouragement et de gentillesse.

LOUBNA

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1. Introduction	1
I.2. Présentation de la structure	2
I. 2.1. Caractéristiques géométriques	2
I. 2.1.1. Dimensions en élévation	2
I. 2.1.2. Dimensions en plan	2
I. 2.1.3. Données du site	3
I.3. Règlements et normes utilisés	3
I.4. Conception de la structure de bâtiment	3
I.4.1. Plancher	3
I.4.2. Maçonnerie	3
I.4.3. Le contreventement	4
I.4.4. Escalier	5
I.4.5. L'ascenseur	5
I.4.6. Revêtement	5
I.4.7. Acrotères	5
I.4.8. Les fondations	5
I.5. Les plans d'architectures	5
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	10
I.6.1. Le béton	10
I.6.1.1. Les matériaux composants le béton	10
I.6.1.2. La composition d'un mètre cube de béton est la suivante	11
I.6.1.3. Résistances mécaniques du béton	11
a) Résistance caractéristique à la compression : (BAEL 91, Art. 2-1-11)	11
b) Résistance caractéristique à la traction	11

c) Module de déformation longitudinale du béton	11
d) Coefficient de poisson	12
e) Contrainte admissible de compression	12
1) Etat limite ultime de résistance	12
2) Etat limite service à L'ELS	13
f) Contrainte ultime de cisaillement	13
I.6.2. L'acier	14
I.6.2.1. Caractéristiques mécaniques	14
I.6.2.2. Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\epsilon_{\%0})$	14
1) Contrainte à ELU	14
2) Contrainte à ELS	15
I.6.3. Hypothèse de calcul	16
I.6.4. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites	17

Chapitre II : Pré dimensionnement et évaluation des charges

II.1. Pré dimensionnement des éléments	18
II.1.1. Introduction	18
II.1.2. Pré dimensionnement des éléments principaux	18
II.1.2.1. Pré dimensionnement des poutres	18
II.1.2.1.1. Pré dimension des poutres principales (PP)	19
II.1.2.1.2. Pré dimension des poutres secondaires (PS)	19
II.1.2.2. Pré dimensionnement des poteaux	20
II.1.2.3. Pré dimensionnement des voiles	20
II.1.3. Pré dimensionnement des éléments secondaires	21
II.1.3.1. Pré dimensionnement des planchers	21
II.1.3.1.1. Plancher à corps creux	22
A. Résistance au feu	22
B. Isolation phonique	22
C. Résistance à la flexion	22

D. Les caractéristiques géométriques des poutrelles	23
II.1.3.1.2. Pré dimensionnement de la dalle pleine	24
II.1.3.2. Pré dimensionnement de la Dalle pleine des balcons	25
II.1.3.3. Pré dimensionnement des escaliers	26
II.1.3.3.1. L'escalier de RDC et des étages courant	26
II.2. Evaluation des charges	28
II.2.1. Introduction	28
II.2.1.1. Les charges permanentes G	28
II.2.1.2. Les charges d'exploitation Q	28
II.2.2. Evaluation des charges	28
II.2.2.1. Charge permanente (sous G)	28
II.2.2.1.1. Plancher étage courant	29
II.2.2.1.2. Plancher terrasse inaccessible	29
II.2.2.1.3. Plancher à dalle pleine	31
II.2.2.1.4. Balcon	31
II.2.2.1.5. Murs double parois en brique creuses	32
II.2.2.1.6. Escalier	32
II.2.2.1.7. L'acrotère	33
II.2.2.1.8. La dalle de l'ascenseur	34
II.2.2.2. Charge d'exploitation (sous Q)	34

CHAPITRE III : Modélisation Et Etudes Sismique

III.1. Conception structurelle et modélisation	35
III.2. Etude sismique	36
III.3. Définition de l'action sismique	36
III.4. Objectif de l'étude dynamique et sismique	36
III.5. Choix de la méthode de calcul	36

III.5.1. La méthode statique équivalente	37
III.5.2. La méthode d'analyse modale spectrale	37
III.5.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	37
III.6. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003	37
1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente	37
2. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale	37
III.7. Conception dans la disposition des voiles	38
III.8. Analyse modale	39
III.8.1. Nombre de modes à considérer	39
III.8.2. Résultats dynamiques de l'analyse modale	39
III.9. Calcul sismique	42
III.10. Choix du mode de contreventement	42
1. Justification du coefficient de comportement (R)	42
a) Les sollicitations dues aux efforts verticales (efforts normaux)	42
b) Les sollicitations dues aux efforts horizontaux sur les voiles et sur les poteaux (efforts horizontales)	43
2. Estimation de la période fondamentale expérimentale	43
3. La résultante des forces sismiques	44
1. Le Coefficient d'accélération de zone (A)	44
2. D : facteur d'amplification dynamique moyen	45
3. Facteur de qualité (Q)	46
4. Le poids total de la structure (W) calculé à chaque niveau ; donné par la formule 4.5 du RPA99V2003	47
III.11. Les vérifications sismiques	48
1. Vérification de l'effort normal réduit	48
2. Vérification d'excentricité	48
3. Vérification des déplacements latéraux inter-étages	49
4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	51
5. Vérification au renversement (l'équilibre statique de bâtiment)	52

Chapitre IV : Ferrailages des éléments structuraux

IV.1. Introduction	54
IV.2. Ferrailage des poteaux	54
IV.2.1. Combinaisons spécifiques de calcul	54

IV.2.2. Ferrailage	54
IV.2.2.1. Les armatures longitudinales	54
IV.2.2.2. Les armatures transversales : RPA99/version2003 (art 7.4.2.2)	56
IV.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	58
IV.2.4. Schéma de ferrailage	59
IV.3. Ferrailage des poutres	63
IV.3.1. Combinaison des charges	63
IV.3.2. Sollicitation	63
IV.3.3. Ferrailage	64
IV.3.3.1. Les armatures longitudinales	64
IV.3.3.2. Les armatures transversales	65
IV.3.4. Vérification des poutres aux états limites (ELU)	66
IV.3.5. Schéma de ferrailage	68
IV.4. Ferrailage des voiles	71
IV.4.1. Les Conditions du ferrailage des voiles	71
IV.4.2. Plan de repérage des voiles : dans le sens X	72
IV.4.2.1. Les vérifications	73
IV.4.2.1.1. Vérification de la stabilité de forme (non flambement) ELU	73
IV.4.2.1.2. Vérification de la Contrainte de compression : (ELS).....	74
IV.4.2.1.3. Vérification de la contrainte tangentielle	75
IV.4.2.1.4. Le Ferrailage vertical	75
a) Méthode des contraintes (méthode des bandes)	75
b) La dimension de la section d'acier longitudinale	75
IV.4.2.1.5. Le Ferrailage horizontale	76
IV.4.2.1.6. Schéma de ferrailage dans le sens X	77
IV.4.2.1.7. Vérification de la stabilité de forme (non flambement) : ELU	77
IV.4.2.1.8. Vérification de la Contrainte de compression (ELS)	77

IV.4.2.1.9. Le Ferrailage vertical : ELA	77
IV.4.2.1.10. Vérification de la contrainte tangentielle	78
IV.4.2.1.11. Vérification de la stabilité de forme (non flambement) : ELU	78
IV.4.2.1.12. Vérification de la Contrainte de compression (ELS)	78
IV.4.2.1.13. Le Ferrailage vertical : ELA	78
IV.4.2.1.14. Vérification de la contrainte tangentielle	78
IV.4.3. Plan de repérage des voiles : dans le sens Y	79
IV.4.3.1. Vérification de la stabilité de forme (non flambement) : ELU	79
IV.4.3.2. Vérification de la Contrainte de compression (ELS)	79
IV.4.3.3. Le Ferrailage vertical : ELA	80
IV.4.3.4. Vérification de la contrainte tangentielle	80
IV.4.3.5. Schéma de ferrailage dans le sens Y	81
IV.4.3.6. Vérification de la stabilité de forme (non flambement) : ELU	81
IV.4.3.7. Vérification de la Contrainte de compression (ELS)	81
IV.4.3.8. Le Ferrailage vertical : ELA	81
IV.4.3.9. Vérification de la contrainte tangentielle	82
IV.4.3.10. Vérification de la stabilité de forme (non flambement) : ELU	82
IV.4.3.11. Vérification de la Contrainte de compression (ELS)	82
IV.4.3.12. Le Ferrailage vertical : ELA	82
IV.4.3.13. Vérification de la contrainte tangentielle	82

Chapitre V : Etude des éléments secondaires

V.1. Introduction	83
V.2. Calcul de l'acrotère	83
V.2.1. Définition	83
V.2.2. Mode de travail	83
V.2.3. Vérification de l'acrotère au séisme selon l'RPA99/Version 2003 (art 6.2.3)	84
V.2.4. Combinaison des Sollicitations	84

V.2.5. Ferrailages	85
a) Détermination de l'excentricité du centre de pression	85
b) Evaluation des moments aux niveaux des armatures tendues	85
c) Condition de non fragilité	86
d) Selon-art B.5.3.1 BAEL91	86
e) Vérification au cisaillement	86
V.2.6. Schéma de ferrailage	87
V.3. Étude des Escaliers	87
V.3.1. Calcule des sollicitations (Volées 1)	88
V.3.1.1. L'escalier de 1 ^{er} volée	88
a) A l'E LU	88
b) A l'E LS	89
V.3.1.2. Ferrailages	89
a) En travée	89
b) En appuis	90
V.3.1.3. Schéma de ferrailage	92
V.3.2. Calcule des sollicitations (Volées 2)	92
V.3.2.1. L'escalier de 2 ^{ème} volée	93
a) A l'E LU	93
b) A l'E LS	93
V.3.2.2. Ferrailages	94
a) En travée	94
b) En appuis	95
V.3.2.3. Schéma de ferrailage	96
V.3.3. Calcule des sollicitations (Volées 3)	97
V.3.3.1. L'escalier de 3 ^{ème} volée	97
a) A l'ELU	97

b) A l'ELS	98
V.3.3.2. Ferrailages	98
a) En travée	98
b) En appuis	99
V.3.3.3. Schéma de ferrailage	101
V.4. Étude de la poutre palière	101
V.4.1. Pré dimensionnement	101
V.4.2. Méthode de calcul	102
V.4.3. Évaluation des charges sur la poutre palière	102
V.4.4. Combinaisons des charges	102
V.4.5. Calcul des sollicitations	102
V.4.6. Ferrailages	103
V.4.7. Schéma de ferrailages	104
V.5. Etude de plancher à corps creux	104
V.5.1. Etude des poutrelles	104
V.5.2. Ferrailage longitudinale	105
V.5.3. Ferrailage transversale	107
V.5.4. Les armatures de la dalle de compression	108
V.5.5. Schéma de ferrailage	108
V.6. Étude des dalles pleines	108
V.6.1. Introduction	108
V.6.2. Le calcul de la dalle pleine	108
V.6.2.1. Dalle sur deux appuis (Les chambres)	108
V.6.2.1.1. Ferrailage	108
V.6.2.2. Dalle sur trois appuis (Les séchoirs)	113
V.6.2.2.1. Ferrailage	113
V.6.2.2.2. Ferrailage	115

V.6.2.3. Dalle sur trois appuis (Les balcons)	117
V.6.2.3.1. Ferrailage des balcons	117
V.6.2.3.2. Schéma de ferrailage	120
V.6.2.4. Dalle sur quatre appuis (L'ascenseur)	121
V.6.2.4.1. Ferrailage de l'ascenseur	122
V.6.2.4.2. Schéma de ferrailage	124

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	125
VI.2. Différents de type de fondation	125
a) Fondations superficielles	125
1. Semelle isolée	125
2. Semelle filante	125
3. Radier général	125
b) Fondations profondes	126
1. Semelles profondes	126
2. Semelles semi-profondes	126
c) Fondations spéciales	126
VI.2.1. Calcul des fondations	127
VI.2.2. Combinaison de calcul	127
VI.2.3. Choix du type de fondations	127
VI.2.3.1. Semelle isolée	127
VI.2.3.2. Semelle intermédiaire (sous le poteau le plus sollicité)	127
VI.2.3.3. Semelles filantes	128
VI.2.4. Vérification du chevauchement	128
VI.3. Pré-dimensionnement du radier nervuré	128
VI.4. Modélisation de la fondation	129
VI.4.1. Vérification des contraintes de sol	130

VI.4.2. Vérification de la contrainte de cisaillement maximale	130
VI.4.2.1. Selon la direction XX et YY	131
VI.4.3. Vérification au non poinçonnement	132
VI.5. Ferrailage du radier nervuré	132
VI.5.1. Les moments à ELU et Les moments et ELS	133
VI.5.1.1. Selon la direction XX	133
VI.5.1.2. Selon la direction YY	133
VI.5.2. Calcul des armatures	133
VI.5.3. Calcul l'espaceur	135
VI.5.4. Schéma de ferrailage de radier	135
VI.6. Ferrailage des nervures	136
VI.6.1. Les moments à ELU et ELS	136
VI.6.1.1. Selon la direction XX	136
VI.6.1.2. Selon la direction YY	137
VI.6.2. Calcul des armatures	137
VI.6.3. Calcul l'espaceur	138
VI.6.4. Schéma de ferrailage des nervures	139
VI.7. Plan de coffrage	141

LISTES DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux	
Fig. I.1. Plan de situation	2
Fig. I.2. Brique creuse	4
Fig. I.3. Diagramme des contraintes déformations à L'ELU	12
Fig. I.4. Diagramme des contraintes déformations à L'ELS	13
Fig. I.5. Diagramme contrainte-déformation	15
Fig. I.6. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots	16
CHAPITRE II : Pré dimensionnement et évaluation des charges	
Fig. II.1 : Dimensions de poutres	18
Fig. II.2. Coupe de voile en plan	21
Fig. II.3. Plancher à corps creux	22
Fig. II.4. Coupe poutrelle	23
Fig. II.5. Schéma d'une dalle pleine	24
Fig. II.6. Détail escalier	26
Fig. II.7. Plancher étage courant	29
Fig. II.8. Plancher terrasse inaccessible	29
Fig. II.9. Coupe du balcon	31
Fig. II.10. Mur extérieur	32
Fig. II.11. Dimension de l'acrotère	33
CHAPITRE III : Modélisation Et Etudes Sismique	
Fig.III.1. Modélisation 3D de la structure sur Robot	35
Fig.III.2. Disposition des voiles 3D	38
Fig.III.3. Vue en plan des voiles	39
Fig.III.4. 1 er Mode de translation selon X	40
Fig.III.5. 2 ème Mode de translation selon Y avec rotation	41
Fig.III.6. 3 ème Mode de translation selon Y avec rotation	41
CHAPITRE IV : Ferrailages des éléments structuraux	
Fig. IV.1. Disposition des armatures verticales dans les voiles	72
Fig. IV.2. Plan de repérage des voiles dans le sens X	73
Fig. IV.3. Plan de repérage des voiles dans le sens Y	79
CHAPITRE V : Etude des éléments secondaires	
Fig. V.1. Coupe de Ferrailage de l'acrotère	87
Fig. V.2. Schéma statique de l'escalier	88
Fig. V.3. Schéma statique de l'escalier	92
Fig. V.4. Schéma statique de l'escalier	97
Fig. V.5. Ferrailage de la poutre palière	104
Fig. V.6. Section sollicitées	105
Fig. V.7. Schémas de ferrailage des poutrelles	108
Fig. V.8. Les sollicitations max à la flexion simple d'un dalles pleine (chambres) dans les deux directions XX et YY	109

Fig. V.9. Les sollicitations max des flèches à la flexion simple d'un dalles pleine (chambres) dans les deux directions XX et YY	112
CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure	
Fig. VI.1. Les différent type de fondation	126
Fig. VI.2. Schéma représentatif de la différence entre la fondation superficielle et profonde	126
Fig. VI.3 Détail de la semelle filante	128
Fig. VI.4. Modélisation de radier nervuré	129
Fig. VI.5. Les contraintes sous radier à l'ELS	130
Fig. VI.6. La contrainte de cisaillement selon la direction XX et YY à l'ELU	131
Fig. VI.7. Les moments à ELU et Les moments et ELS Selon la direction XX.	133
Fig. VI.8. Les moments à ELU et Les moments et ELS Selon la direction YY	133
Fig. VI.9. Les moments à ELU et ELS selon la direction XX	136
Fig. VI.10. Les moments à ELU et ELS selon la direction YY	137

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux	
Tableau (I.1) : Caractéristiques mécaniques des aciers	14
CHAPITRE II : Pré dimensionnement et évaluation des charges	
Tableau (II.1) : Evaluation des charges dans le plancher étage courant	29
Tableau (II.2) : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible	30
Tableau (II.3) : Evaluation des charges dans les dalles pleines	31
Tableau (II.4) : Evaluation des charges dans le balcon	31
Tableau (II.5) : Evaluation des charges dans les murs double parois	32
Tableau (II.6) : Evaluation des charges dans le palier escalier	32
Tableau (II.7) : Evaluation des charges dans volée escalier	33
Tableau (II.8) : Evaluation des charges dans l'acrotère	34
Tableau (II.9) : Evaluation des charges dans la dalle de l'ascenseur	34
CHAPITRE III : Modélisation Et Etudes Sismique	
Tableau (III.1) : Périodes et participation massique	40
Tableau (III.2) : Résultats de sous charges verticales	42
Tableau (III.3) : Résultats de sous charges horizontales	43
Tableau (III.4) : Coefficient d'accélération de zone A	45
Tableau (III.5) : Valeurs de T1 et T2	45
Tableau (III.6) : Valeurs de ξ (%)	46
Tableau (III.7) : Valeurs des pénalités obtenues	46
Tableau (III.8) : Récapitulatif de la vérification de la résultante sismique	48
Tableau (III.9) : Vérification spécifique des poteaux	48
Tableau (III.10) : Vérification de l'excentricité	49
Tableau (III.11) : Vérification des déplacements dans le sens X	50
Tableau (III.12) : Vérification des déplacements dans le sens Y	50
Tableau (III.13) : Vérification des déplacements max au sommet selon les directions X et Y	50
Tableau (III.14) : Vérification de l'effet P- Δ selon X	51
Tableau (III.15) : Vérification de l'effet P- Δ selon Y	52
Tableau (III.16) : Vérification du renversement selon X	52
Tableau (III.17) : Vérification du renversement selon Y	53
CHAPITRE IV : Ferrailages des éléments structuraux	
Tableau (IV.1) : Les sollicitations à la flexion composée maximales dans les poteaux	55
Tableau (IV.2) : ferrailage des armatures longitudinales du poteau	55
Tableau (IV.3) : Condition de non fragilité des poteaux	55
Tableau (IV.4) : Les espacements dans les poteaux	57
Tableau (IV.5) : Ferrailage transversales des poteaux	58
Tableau (IV.6) : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	58
Tableau (IV.7) : Sollicitations maximales dans la poutre (PP) et (PS)	63
Tableau (IV.8) : Résultats des sections d'aciers de la (PP) et (PS)	64
Tableau (IV.9) : ferrailage des armatures longitudinales des poutres (PP) et (PS)	65

Tableau (IV.10) : Résultats du recouvrement	65
Tableau (IV.11) : Résultats des sections transversales des poutres (PP) et (PS)	66
Tableau (IV.12) : La longueur de la zone nodale	66
Tableau (IV.13) : Récapitulatif de la vérification de la contrainte de cisaillement des poutres (PP) et (PS)	67
Tableau (IV.14) : Vérification de la flèche	67
CHAPITRE V : Etude des éléments secondaires	
Tableau (V.1) : Evaluations charges des escaliers (volées)	88
Tableau (V.2) : Evaluations charges des escaliers (paliers)	88
Tableau (V.3) : Evaluations charges des escaliers (volées)	93
Tableau (V.4) : Evaluations charges des escaliers (paliers)	93
Tableau (V.5) : Evaluations charges des escaliers (volées)	97
Tableau (V.6) : Evaluations charges des escaliers (paliers)	97
Tableau (V.7) : Résultat de ferrailage de poutre palière	103
Tableau (V.8) : Calcul des charges linéaires sur poutrelles aux états limites	105
Tableau (V.9) : Résultat de ferrailage des poutrelles	106
Tableau (V.10) : Les sollicitations à la flexion simple des dalles pleine (chambres)	109
Tableau (V.11) : Récapitulatif des résultats des sections d'armatures dans les chambres	110
Tableau (V.12) : Espacement des cadres dans la dalle pleine (chambre)	110
Tableau (V.13) : La contrainte tangentielle de la dalle pleine (chambre)	111
Tableau (V.14) : Vérification de la flèche	112
Tableau (V.15) : Condition de non fragilité de la dalle pleine (chambre)	112
Tableau (V.16) : Les sollicitations à la flexion simple des dalles pleine (séchoirs)	113
Tableau (V.17) : Récapitulatif des résultats des sections d'armatures dans les séchoirs	113
Tableau (V.18) : Espacement des cadres dans la dalle pleine (séchoir)	114
Tableau (V.19) : La contrainte tangentielle de la dalle pleine (séchoir)	114
Tableau (V.20) : Vérification de la flèche	114
Tableau (V.21) : Condition de non fragilité de la dalle pleine (séchoir)	115
Tableau (V.22) : Les sollicitations à la flexion simple des dalles pleine (séchoirs)	115
Tableau (V.23) : Récapitulatif des résultats des sections d'armatures dans les séchoirs	115
Tableau (V.24) : Espacement des cadres dans la dalle pleine (séchoir)	116
Tableau (V.25) : La contrainte tangentielle de la dalle pleine (séchoir)	117
Tableau (V.26) : Vérification de la flèche	117
Tableau (V.27) : Condition de non fragilité de la dalle pleine (séchoir)	117
Tableau (V.28) : Les sollicitations à la flexion simple des dalles pleine (balcons)	118
Tableau (V.29) : Récapitulatif des résultats des sections d'armatures dans les balcons	118
Tableau (V.30) : Espacement des cadres dans la dalle pleine (balcon)	119
Tableau (V.31) : La contrainte tangentielle de la dalle pleine (balcon)	119
Tableau (V.32) : Vérification de la flèche	120
Tableau (V.33) : Condition de non fragilité de la dalle pleine (balcon)	120
Tableau (V.34) : Les sollicitations à la flexion simple des dalles pleine (l'ascenseur)	122
Tableau (V.35) : Récapitulatif des résultats des sections d'armatures dans l'ascenseur	122
Tableau (V.36) : Espacement des cadres dans la dalle pleine (l'ascenseur)	123
Tableau (V.37) : La contrainte tangentielle de la dalle pleine (balcon)	123
Tableau (V.38) : Vérification de la flèche	123
Tableau (V.39) : Condition de non fragilité de la dalle pleine (balcon)	124

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure	
Tableau (VI.1) : Vérification de contraintes de cisaillement maximale à l'ELU	131
Tableau (VI.2) : Les sollicitations à la flexion simple du radier selon XX	133
Tableau (VI.3) : Les sollicitations à la flexion simple du radier selon YY	134
Tableau (VI.4) : Récapitulatif des résultats des sections d'armatures dans les radier	134
Tableau (VI.5) : La contrainte tangentielle de la radier	134
Tableau(VI.6) : Condition de non fragilité du radier dans la direction XX	134
Tableau(VI.7) : Condition de non fragilité du radier dans la direction YY	134
Tableau (VI.8) : Les sollicitations selon X est Y à la flexion simple des nervures	137
Tableau (VI.9) : Récapitulatif des résultats des sections d'armatures dans les nervures	138

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

B.A.E.L	Béton Armé aux Etats Limites
R.P.A	Règles parasismiques algériennes
C.B.A	Règle de conception et de calcul des structures en béton armé
D.T.R	Document Technique Réglementaire
E.L.U	Etat Limite Ultime
E.L.S	Etat Limite de Service
E.L.A	Etat Limite Accidentel
G	Charge permanente
Q	Charge d'exploitation
R.L	Ronds Lisses
H.A	Haute Adhérence
KN	kilo Newton
ml	mètre linéaire
Mpa	Méga Pascal
RDC	Rez-De-Chaussée
S_{acr}	Section de l'acrotère
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa)
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa)
E_s	Module d'élasticité de l'acier
E_{ij}	Module d'élasticité instantanée
E_{vj}	Module d'élasticité différée
ν	Coefficient de poisson
\bar{f}_{bu}	Contrainte de résistance du béton à l'ELU
$\bar{\sigma}_b$	Contrainte de compression du béton
$\bar{\sigma}_b$	Contrainte de résistance du béton à l'ELS
σ_s	Contrainte de compression dans l'acier
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de résistance de l'acier à l'ELS
τ_u	Contrainte de cisaillement
$\bar{\tau}_u$	Valeur de cisaillement limite donné par le B.A.E.L
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité du béton
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
N_u	Effort normal à l'ELU
M_u	Moment fléchissant à l'ELU
M_s	Moment fléchissant à l'ELS
M_{tor}	Moment de torsion
A_s	Section d'armatures
A_{max}	Section d'armatures maximales
A_{min}	Section d'armatures minimales

A_r	Section d'armatures de répartitions
A_t	Section d'armatures transversales
Br	Section réduite
Ø	Diamètre
Ø_t	Diamètre des armatures transversales
Δ_{ft}	La flèche
Δ_{fadm}	La flèche admissible
L_r	Longueur de recouvrement
S_t	Espacement des armatures
C	L'enrobage
d	Hauteur utile
λ_g	L'élancement géométrique
L_f	Longueur de flambement
ε	Déformation relative
ε_{bc}	Déformation du béton en compression
K	Coefficient de raideur de sol
M_t	Moment en travée
M_{app}	Moment en appui
η	Facteur de correction d'amortissement
e	Epaisseur

CHAPITRE I:
PRÉSENTATION DE
L'OUVRAGE ET
CARACTÉRISTIQUES
DES MATÉRIAUX

I.1. Introduction :

L'exécution d'un projet de fin d'études est une étape très importante dans le savoir de l'ingénieur, elle permet de mettre en application les connaissances théoriques reçues pendant ses études. L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtiment. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de master 2 à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous allons procéder au calcul d'un bâtiment comportant un **RDC + 7 étage à usage d'habitation**, dont les systèmes de contreventement est assuré par des voiles et des portiques.

Dans cette étude, le calcul de structure statique et dynamique (sismique) sera mené par le logiciel de calcul par éléments finis **Autodesk Robot Structural Analysis Professional (version 2017)** par une modélisation de notre bâtiment directement en 3D.

Il nous permettra sur la base d'un pré dimensionnement des éléments porteurs de pouvoir modélisé et mené simultanément, un calcul statique, et aussi avec, la détermination des caractéristiques dynamiques, de le compléter avec un calcul sismique, cela afin d'évaluer les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Ces efforts engendrés dans les éléments de structures du bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **BAEL91** ou **CBA93** et les Règles Parasismiques Algériennes "**RPA99/Version 2003**".

I.2. Présentation de la structure :

Le présent projet consiste en l'étude d'un bâtiment (**R+7**) à usage multiple ;

Les autres niveaux : sont destinés à l'habitation (deux appartements de type F3 et deux appartements de type F4 dans chaque étage). Cet ouvrage est situé de la Hay el **CHABBIA** wilaya de **ANNABA**, qui est classée comme une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) selon le **RPA99/version 2003**.



Fig. I.1. Plan de situation

I. 2.1. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure à sont :

I. 2.1.1. Dimensions en élévation :

- La hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 25,84 m.
- La hauteur du RDC 3,23 m.
- La hauteur des étages courants 3,23m.
- La hauteur d'acrotère 0,60 m.

I. 2.1.2. Dimensions en plan :

- La longueur en plan 21,48 m.
- La largeur en plan 28,10 m.

I. 2.1.3. Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99/version 2003** comme zone de sismicité moyenne (**zone IIa**).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage **2**.
- Le sol de site considéré comme ferme (S2).
- En raison de l'absence d'une étude de sol, nous avons adopté une contrainte admissible moyenne du site d'implantation de notre bâtiment de : $\bar{\sigma}_{sol} = 1.9 \text{ bars}$.

I.3. Règlements et normes utilisées :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- ✓ Règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003).
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR BC 2.2).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).

I.4. Conception de la structure de bâtiment :

I.4.1. Plancher :

❖ Planchers en corps creux :

Nous avons opté pour des dalles à corps creux, pour les raisons suivantes :

- Surcharge moyen a faible.
- Facilité de réalisation.
- Raison économique.
- ✓ Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression, reposant sur des poutrelles.
- ✓ Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

❖ Dalle pleine en béton armé :

Pour certaines zones, nous avons opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones (balcon, palier d'escalier etc).

I.4.2. Maçonnerie :

Toute la maçonnerie du bâtiment sera considérée comme des briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre.

- ✓ Pour les murs extérieurs (double paroi) : Le remplissage des façades est en maçonnerie, elles sont composées d'une double cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseurs (a 8

trous) et une paroi interne de 10 cm d'épaisseur (a 8 trous) ; séparées par une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

- ✓ Pour les murs intérieurs (simple paroi) : une cloison simple de 10 cm d'épaisseur.

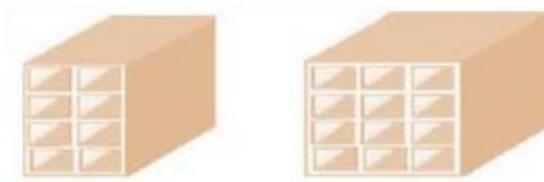


Fig. I.2. Brique creuse

I.4.3. Le contreventement :

La meilleure solution pour résister les tremblements de terre (séisme) mais (Art.1-b du l'RPA99/version 2003). exige des voiles pour toute structures dépassent une hauteur de 14 mètres ou quatre niveaux pour les structures situées en zone **IIa**, donc dans le but de assuré la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de l'action des charges horizontales. Il y a lieu de faire choix selon les conditions de notre bâtiment, d'un système des contreventements suivant :

- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques

Avec justification d'interaction portiques -voiles :

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.

- Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en Béton armé. :

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

I.4.4. Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre :

La cage d'escalier permet l'accès du RDC jusqu'au 7^{er} étage. Elle est constituée à chaque niveau de trois volées droites et deux paliers intermédiaires.

I.4.5. L'ascenseur :

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

I.4.6. Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- ✓ Mortier de ciment : pour les faces intérieures et extérieures des murs de façade et les salles d'eau.
- ✓ Enduit de plâtre : pour les murs et les plafonds.
- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I.4.7. Acrotères :

Comme la terrasse est accessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.4.8. Les fondations :

La fondation est la partie enterrée de l'ouvrage qui sert à transmettre les charges de la superstructure au sol. Le choix du mode de fondation est adopté en fonction des conditions de résistances et de tassement liées aux caractéristiques mécaniques et physiques des sols.

I.5. Les plans d'architectures :

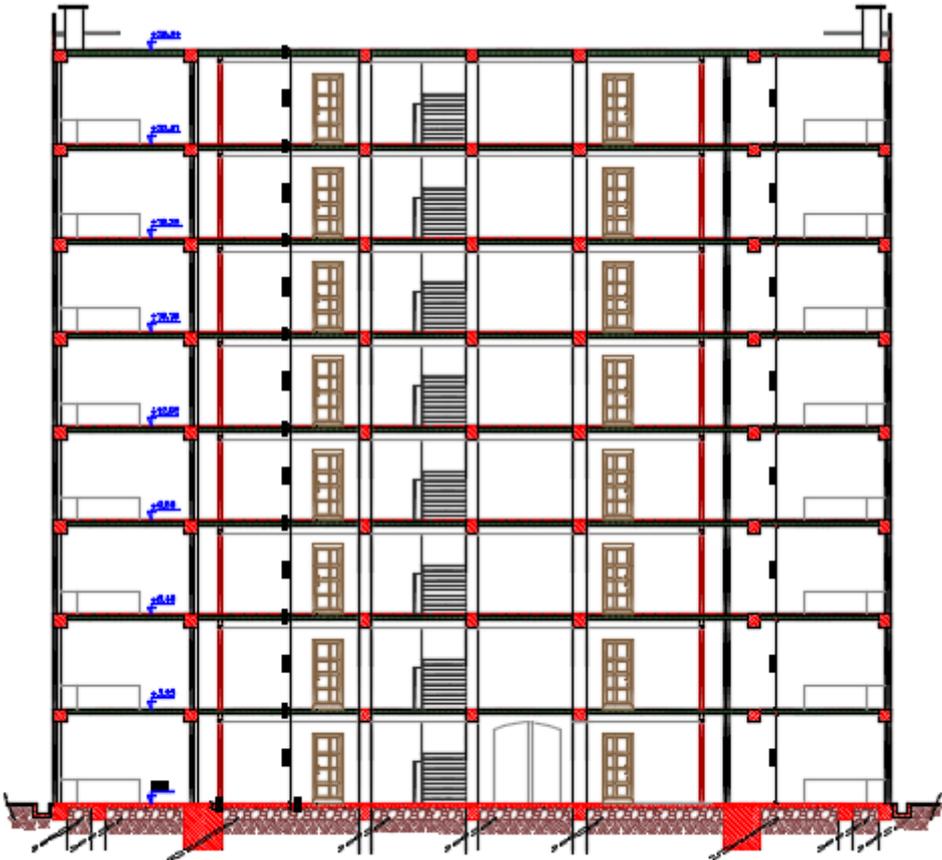
Les plans d'architecture et de coffrage du projet sont les suivants :



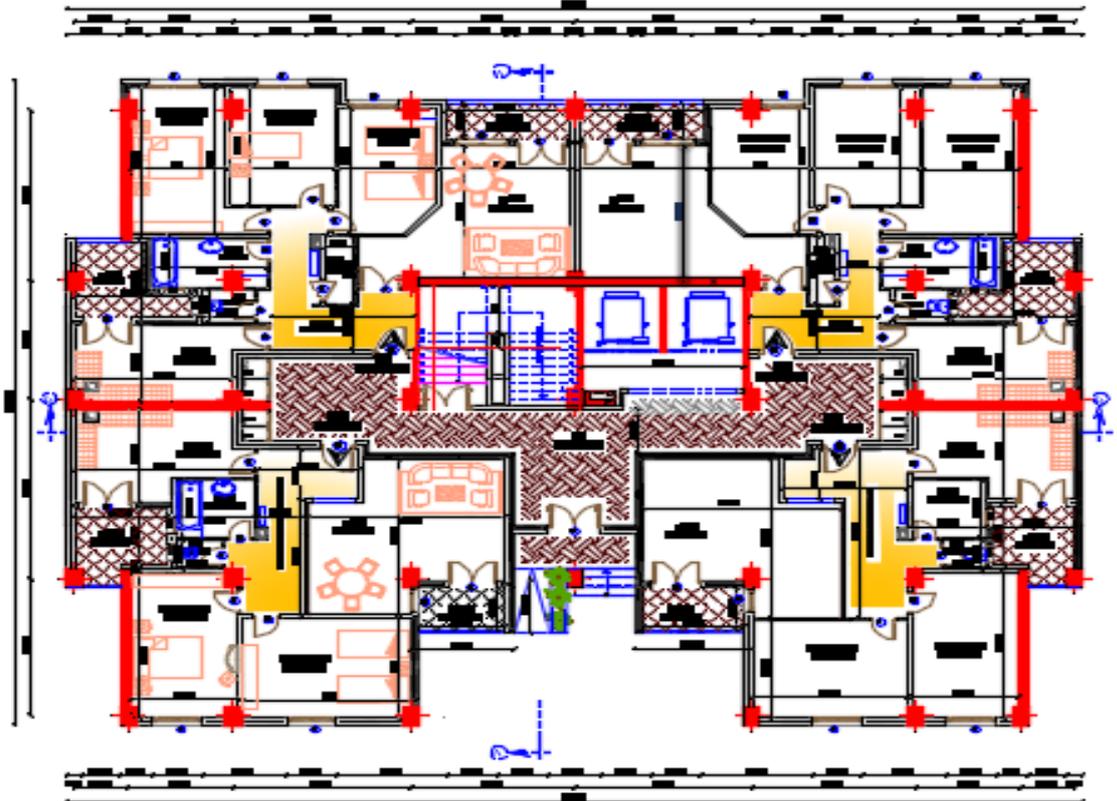
Façade Principale Ech: 1/50



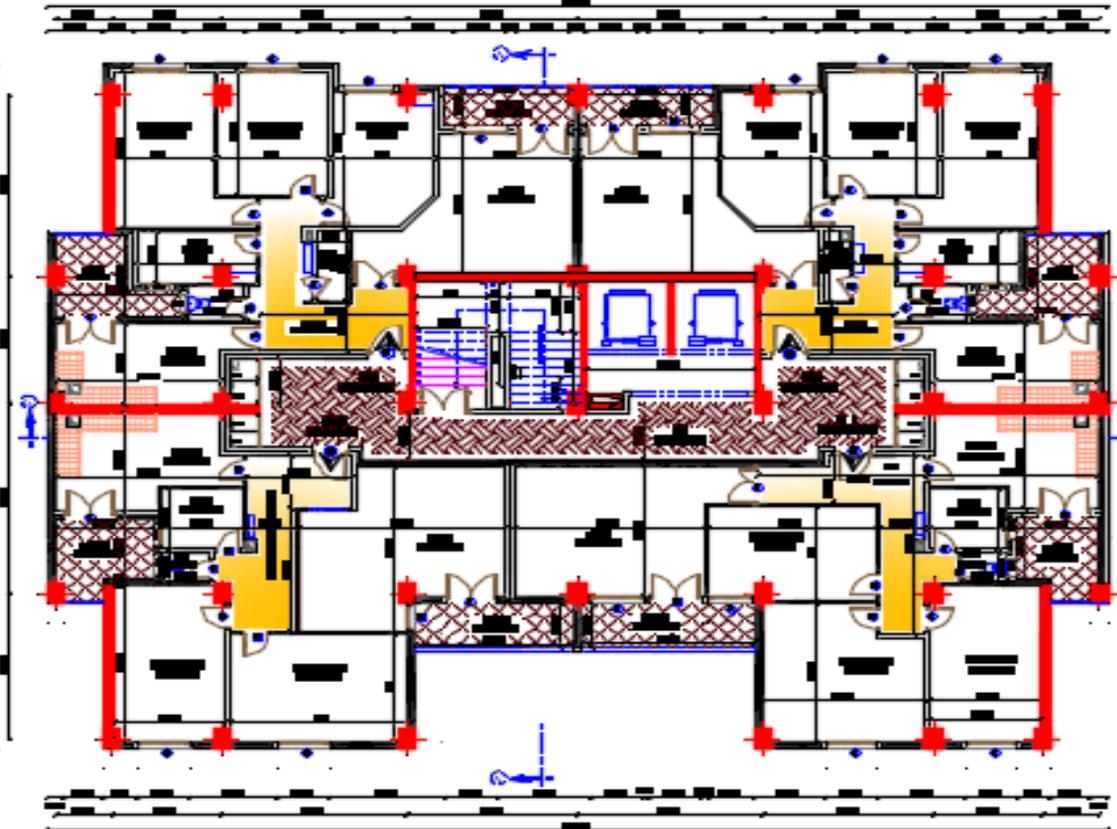
Façade Postérieure Ech: 1/50



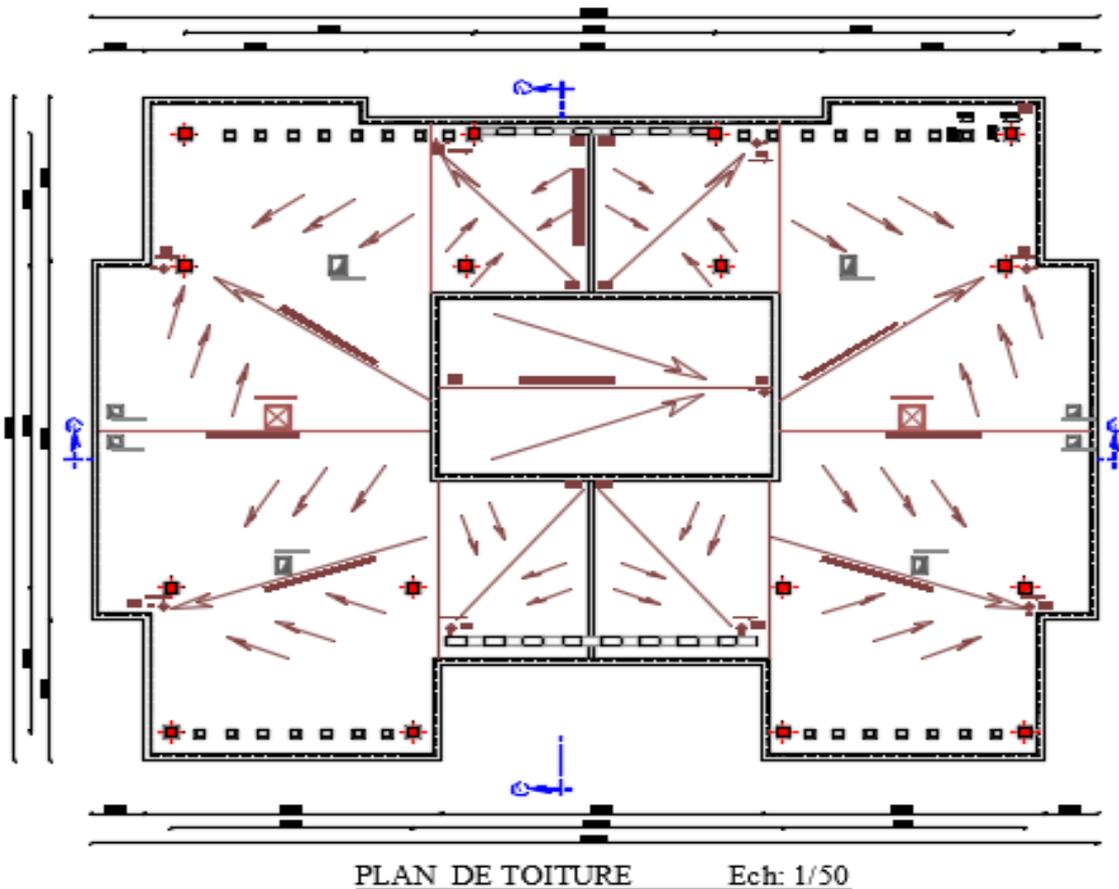
COUPE BB Ech: 1/50



PLAN DU RDC NIV +0.00 Ech: 1/50



ETAGE COURANT Ech: 1/50



Remarque : Il y a lieu de noter que les plan d'architecture ont été modifiés principalement en ce qui concerne les voiles, leur nombre initial et aussi leur position en ayant à l'esprit une limitation au mieux l'effet de la torsion tout cela en respectant l'idée globale de l'architecture.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux qui constituent la structure jouent un rôle important dans la résistance des constructions aux diverses charges, surcharges, et séismes ou vent. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que ; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique.

L'ossature de notre ouvrage est réalisée en béton armé et les remplissages sont en briques ou en éléments à base de ciment. Le béton armé est un matériau très largement utilisé dans les constructions pour sa facilité de mise en œuvre et sa capacité d'épouser les formes qu'on lui donne. Il est principalement composé de béton et d'acier. Le béton, quant à lui, est composé de ciment et de granulats. Les granulats utilisés dans les travaux de bâtiment et de génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et à des caractéristiques propres à chaque usage.

I.6.1. Le béton :

Le béton est une pierre artificielle obtenue grâce au durcissement d'un mélange de liant, d'eau, et des granulats gros et fins (sable et pierre concassé ou gravier). C'est un matériau hétérogène qui se compose de deux parties :

- ✓ Partie inerte : granulats
- ✓ Partie active (pâte durci) : ciment et l'eau

I.6.1.1. Les matériaux composants le béton :

- **Ciment** : Le ciment est un liant hydraulique ayant de bonnes caractéristiques d'adhérence et de cohésion. Hydraté par l'eau, il devient une pâte permettant la liaison et l'enrobage des granulats. Par réaction chimique, il durcit et donne un matériau solide, ayant les caractéristiques d'une pierre.
- **Granulats** : Les granulats (ou agrégats) sont un mélange de sable et de gravier différents calibres (de 0 à 5 mm pour le sable et de 5 à 25 mm pour le gravier). Les granulats sont classifiés en granulométrie par la grosseur de leurs grains, ils constituent le squelette du béton et occupent environ les 70 à 75% du volume.
- **Pierrailles** : Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).
- **Eau** : L'eau est un élément très important dans l'hydratation du ciment et dans la maniabilité du béton. Son rapport doit répondre à un dosage précis, afin que soit garantie une bonne résistance du béton, l'excès d'eau entraîne un changement dans les caractéristiques du béton qui diminue sa résistance. Le rapport convenable « eau/ciment » doit se situer entre (0.4 et 0.6), cependant il dépend des facteurs tels que de l'ouvrabilité souhaiter, de la qualité du béton et de l'utilisation d'adjuvant tels que les plastifiants, les réducteurs d'eau Etc.

I.6.1.2. La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- Le béton utilisé est un béton courant doser à 350 Kg/m³ de ciment CEM II/ A 42,5 et la résistance 25 MPa.
- 400 L/m³ de sable $\emptyset \leq 5$ mm.
- 800 L/m³ de gravillons $\emptyset \leq 25$ mm.
- 175 L d'eau de gâchage.

I.6.1.3. Résistances mécaniques du béton :**a) Résistance caractéristique à la compression :(BAEL 91, Art. 2-1-11)**

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm et de 32 cm de hauteur, Elle est notée f_{c28} .

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25$ Mpa.

La contrainte du béton à « j » jours est donnée par les relations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 \times j} f_{c28} & \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \quad \text{à un âge } j \leq 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{pour : } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \quad \text{à un âge } j > 60 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95 \times j} f_{c28} & \text{pour : } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \quad \text{à un âge } j \leq 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ Mpa} & \text{pour : } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \quad \text{à un âge } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

b) Résistance caractéristique à la traction :

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à « j » jours d'âge noté « f_{ij} » est déduite de celle de la compression par la relation :

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (BAEL 91, Art. A-2-1-12)}$$

Pour : $f_{c28} = 25$ Mpa On à $f_{t28} = 2.1$ Mpa

c) Module de déformation longitudinale du béton :

- Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en Mpa.}$$

- Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \quad \text{Avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en Mpa.}$$

d) Coefficient de poisson :

L'allongement d'un objet quand il est soumis à une force de traction s'accompagne d'un rétrécissement de sa section. Le coefficient de poisson ν est le rapport entre le rétrécissement dans une direction perpendiculaire à l'effort subi et l'allongement dans la direction de l'effort.

$$\nu = (\Delta d/d)/(\Delta L/L)$$

Avec :

- $(\Delta d/d)$: La déformation relative transversale.
- $(\Delta L/L)$: La déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

- $\nu = 0.2$ pour ELS (béton non fissuré).
- $\nu = 0.0$ pour ELU (béton fissuré).

e) Contrainte admissible de compression :

1. Etat limite ultime de résistance :

Pour les calculs à ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi « Parabole-rectangle », sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la figure suivante :

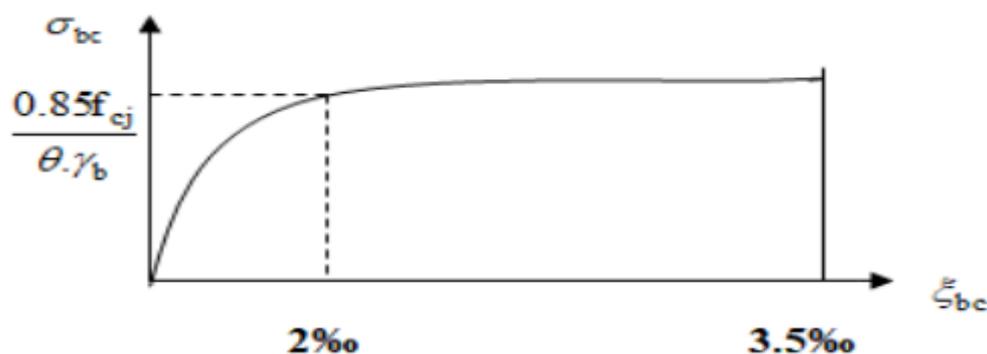


Fig. I.3. Diagramme des contraintes déformations à L'ELU

Est notée contrainte de calcul f_{bu} tel que : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.
- θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action. Il est fixé à :

1 : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24h.

0.9 : lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.

0.85 : lorsqu'elle est inférieure à 1h.

- f_{cj} : la résistance caractéristique à la compression de béton à jour

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son **raccourcissement**

$$0 < \varepsilon_{bc} < 2\text{‰} \text{ fissuration peu nuisible. } \sigma_{bc} = f_{bu} \left[1 - \left(\frac{2 \times 10^{-3} - \varepsilon_{bc}}{2 \times 10^{-3}} \right)^2 \right]$$

$$2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = f_{bu}$$

2. Etat limite service à L'ELS :

La contrainte de compression du béton à l'ELS (symbole σ_{bc}) est limitée à :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ Alors } \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

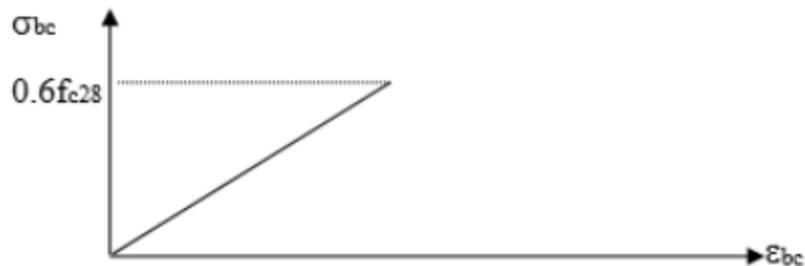


Fig. I.4. Diagramme des contraintes déformations à L'ELS

f) Contrainte ultime de cisaillement :

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

Sachant que :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$

Avec :

- V_u : Effort tranchant.

- **b. d** : Dimensions de pièce.

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si τ_u ne dépasse pas :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable (ou très préjudiciable).}$$

I.6.2. L'acier :

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

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

I.6.2.1. Caractéristiques mécaniques :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Tableau (I.1) : Caractéristiques mécaniques des aciers.

Nature	Utilisation	Nuance	Limites élastiques f_y (MPa)	Module d'élasticité E_s (MPa)	Le coefficient de poisson ν	Module de cisaillement G (MPa)
Barre HA	Armatures Longitudinales ou transversales	Fe E400	400	2,1.10 ⁵	0,3	81000
Treilles soudées	Eléments plans	FeE 500	500			

I.6.2.2. Diagramme déformation contrainte de calcul : $\sigma_s = f(\epsilon_{\%})$

1. Contrainte à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

- f_e : Contrainte limite élastique.
- ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier. $\Rightarrow \epsilon_s = \left[\frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \right]$
- σ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier. $\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

- $\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.
- $\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

Pour les aciers FeE400 on a : $\varepsilon_s = \frac{400}{1.15 \times (2.1 \times 10^5)} = 1.74\text{‰}$

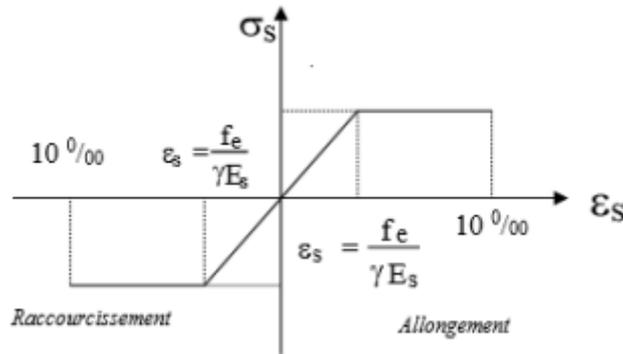


Fig. I.5. Diagramme contrainte-déformation

2. Contrainte à ELS :

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

- a) **Fissuration peu nuisible** : pas de vérification.
- b) **Fissuration préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \min (2/3 \times f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_t})$ (Mpa)
- c) **Fissuration très préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \min (1/2 \times f_e ; 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_t})$ (Mpa)

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$: Pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1.6$: Pour les aciers à haute adhérence (HA).

➤ Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport suivant : $n = \frac{E_s}{E_b} = 1.5$

Avec :

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

➤ Poids volumique :

- ✓ Béton armé $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$
- ✓ Béton non armé $\gamma_b = 22 \text{ kN/m}^3$

✓ Acier $\gamma_b = 78.5 \text{ kN/m}^3$

I.6.3. Hypothèse de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation ;
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton ;
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction ;
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple ;
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

La contrainte de calcul, notée « σ_s » est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- Acier rond lisse :

$$\begin{cases} \sigma_s = 204.34 \text{ MPa} & \text{Situation durable.} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

- Acier à haute adhérence :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{Situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

Règle des trois pivots (BAEL 91 version 99) :

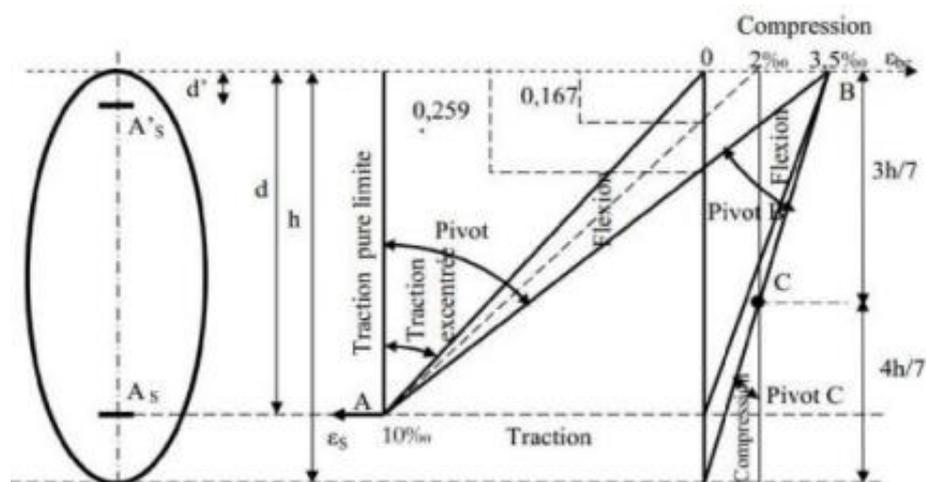


Fig. I.6. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots

- **Pivot A** : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B** : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.
- **Pivot C** : compression simple ou composée.

I.6.4. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :✓ **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

1.35 G+1.5 Q

✓ **Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante : **G + Q**

➤ S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

- **G + Q ± E**
- **G + Q ± 1.2E** (pour les structures autostable)
- **0.8G ± E**

E : effort de séisme.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

CHAPITRE II :
PRÉ
DIMENSIONNEMENT
ET ÉVALUATION DES
CHARGES

II.1. Pré dimensionnement des éléments

II.1.1. Introduction :

Le pré dimensionnement se fait conformément aux conditions imposées par les règles usuelles de pré dimensionnement et les règles techniques **BAEL 91** et celles données par les règles Parasismique Algérien "**RPA99/Version 2003**".

Dans ce chapitre, on procèdera au pré dimensionnement de chaque type d'élément.

La descente de charges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher :

- ✓ G : charge permanente.
- ✓ Q : charge d'exploitation.

II.1.2. Pré dimensionnement des éléments principaux :

II.1.2.1. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux en béton armé, leurs fonctions sont de transmettre les charges verticales et horizontales aux poteaux, Leurs pré dimensionnements s'effectue par des formules données par le **BAEL 91** et leurs vérifications par le "**RPA99/Version 2003**".

❖ **Selon les Règles de BAEL 91 :**

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots (2)$$

Avec : $\begin{cases} L : \text{La plus grande portée de la poutre.} \\ h : \text{La hauteur de la poutre.} \\ b : \text{Largeur de la poutre.} \end{cases}$

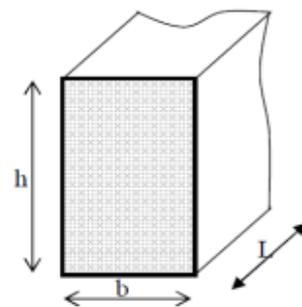


Fig. II.1. Dimensions de poutres

❖ **Vérification d'après RPA99/version 2003 :** $\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$

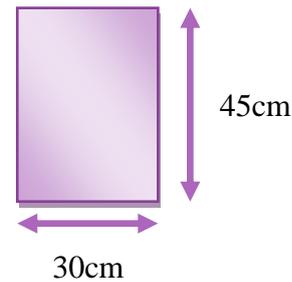
II.1.2.1.1. Pré dimensionnement des poutres principales (PP) :D'après le **BAEL91** :La longueur maximum des poutres principales dans notre bâtiment est : $L_{\max} = 615$ cm

Ainsi :

- Pour h : $\frac{615}{16} \leq h \leq \frac{615}{10} = 38.44 \leq h \leq 61.5$ on adopte : $h = 45$ cm
- Pour b : $0.3(45) \leq b \leq 0.7(45) = 13.5 \leq b \leq 31.5$ on adopte : $b = 30$ cm

La vérification selon **RPA99/Version 2003** :

- $b = 30 > 20\text{cm}$; vérifié
- $h = 45 > 30\text{cm}$; vérifié
- $\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4$; vérifié

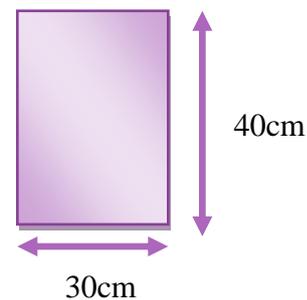
**II.1.2.1.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires (PS) :**D'après le **BAEL91** :La longueur maximum des poutres secondaires dans notre bâtiment est : $L_{\max} = 500$ cm

Ainsi :

- Pour h : $\frac{500}{16} \leq h \leq \frac{500}{10} = 31.25 \leq h \leq 50$ on adopte : $h = 40$ cm
- Pour b : $0.3(40) \leq b \leq 0.7(40) = 12 \leq b \leq 28$ on adopte : $b = 30$ cm

La vérification selon **RPA99/Version 2003** :

- $b = 30 > 20\text{cm}$; vérifié
- $h = 40 > 30\text{cm}$; vérifié
- $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$; vérifié



On adoptera les dimensions suivantes :

(30×45) cm² Pour les poutres principales**(30×40) cm² Pour les poutres secondaires**

II.1.2.2. Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé carrée, rectangulaire ou circulaire, destinés transmettre les charges aux fondations.

Les poteaux sont les éléments porteurs du système planchers- poutres, ils doivent supporter principalement les charges et les surcharges verticales et participent à la stabilité de la structure.

Les dimensions des poteaux d'après le plan d'architecture sont les mêmes à tous les niveaux, de la dimension **(45×65) cm²**. (Ils seront par la suite, éventuellement modifiés pour raison économique, notamment en opérant une variation de section selon la hauteur du bâtiment).

De manière générale, leur pré dimensionnement doit respecter la condition imposée par :

✓ BEAEL 91 : (pour éviter le phénomène de flambement).

$$\frac{h_{\text{étage}}}{\min(a, b)} \leq 15 \rightarrow \min(a, b) \geq \frac{h_{\text{étage}}}{15}$$

- Vérification du flambement de poteau niveau RDC et étages courant :

$$h_{\text{étage}} = 323 \text{ cm} \rightarrow \frac{323}{45} \leq 7.17 < 15 \quad ; \text{ vérifié}$$

✓ RPA99/ Version 2003(Article 7.4) :

Pour la zone sismique **IIa**, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right. \quad \text{"Zone IIa"} \quad ; \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} b : \text{Largeur de la section} \\ h : \text{Hauteur de la section} \\ h_e : \text{Hauteur d'étage} \end{array} \right.$$

✓ Vérification des sollicitations normales :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'emblée dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{Article 7.4.3.1 de l'RPA99/version 2003})$$

II.1.2.3. Pré dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99/Version 2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- ✓ Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition :

$$L \geq 4a \quad \text{Telle que} \quad \begin{cases} L : \text{longueur de voile.} \\ a : \text{épaisseur de voile.} \end{cases}$$

- ✓ L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :

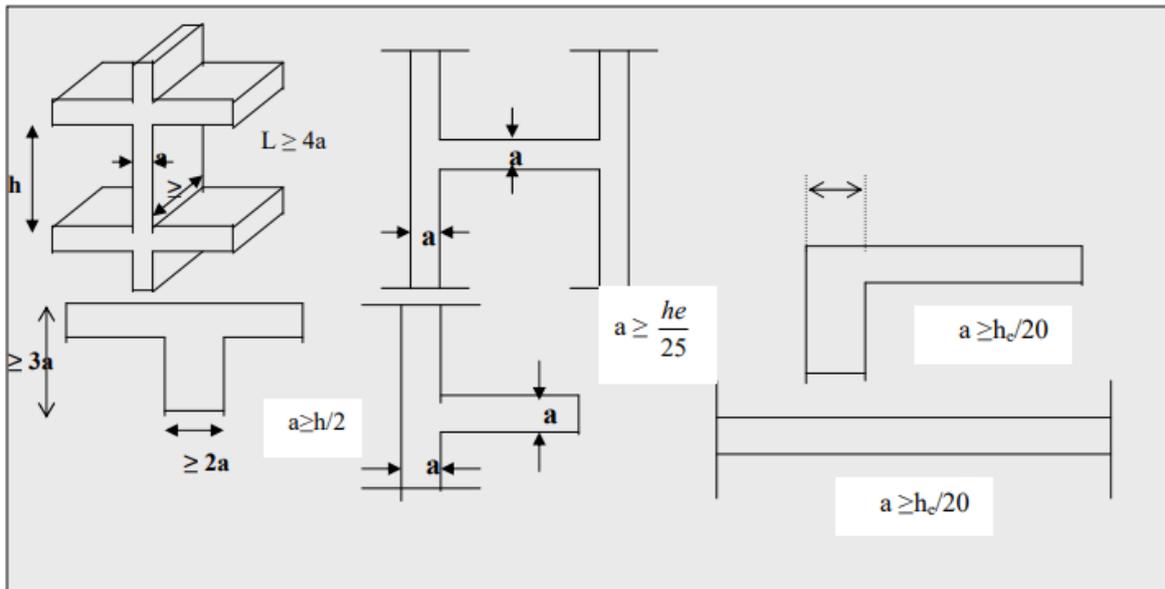


Fig. II.2. Coupe de voile en plan

Donc :

$h_{e_{\max}} = 323 \text{ cm}$ (La hauteur de RDC et l'étage courant).

Alors : $a \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$; $a \geq \max \left[\frac{323}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$; $a \geq \max [16.15 ; 15 \text{ cm}]$

On adopte : $a = 20 \text{ cm}$ et il faut toujours : $L = 4a \geq 80 \text{ cm}$

II.1.3. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.1.3.1. Pré dimensionnement des planchers :

Les dalles sont des plaques minces limitant les différents niveaux d'un bâtiment dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux et verticaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.

En plus de cette participation à la stabilité de la structure, elles offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Ainsi, comme dans notre projet, il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation, on utilisera deux types de planchers :

- ✓ Plancher à corps creux : pour le RDC et les étages courants et les escaliers et terrasse.
- ✓ Plancher dalle pleine : pour les balcons et l'ascenseur.

II.1.3.1.1. Plancher à corps creux :

Ils sont composés de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression ferrillée par un treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens le plus petit. L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

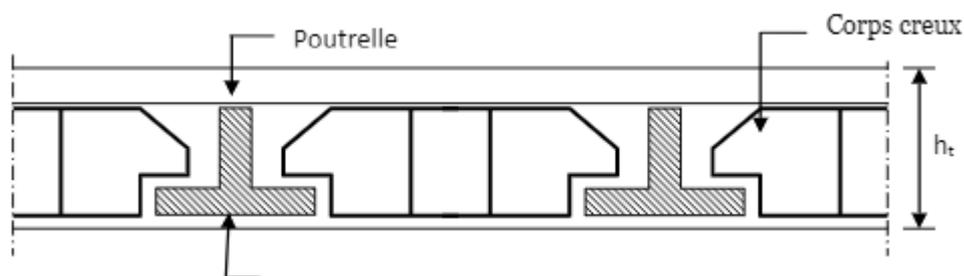


Fig. II.3. Plancher à corps creux

On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

A. Résistance au feu :

e = 7 cm pour une heure de coupe de feu.

e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu.

e = 15 cm pour un coupe-feu de quatre heures.

B. Isolation phonique :

Selon les règles, l'épaisseur des planchers doit être supérieure ou égale à **13 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite notre épaisseur à **e = 16 cm**.

C. Résistance à la flexion :

La hauteur de la poutrelle sera déterminée par la condition de rigidité :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5}$$

Avec : $\begin{cases} h_t : \text{hauteur totale du plancher ou hauteur des poutrelles} \\ l_{max} : \text{la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles} \\ \text{avec } l_{max} : 470 \text{ cm} \end{cases}$

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5} = \frac{470}{22.5} ; h_t \geq 20.88 \text{ cm}$$

On adopte un plancher de : **16+4 cm**

- 16 cm : c'est l'épaisseur du corps creux
- 4 cm : c'est la hauteur de dalle de compression

D. Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

La section transversale de la poutrelle est assimilée à une section en T.

La largeur de la table de compression est égale à : $b = 2b_1 + b_0$

La largeur des poutrelles : $0.3h_t \leq b_0 \leq 0.4h_t$

$$h_t = 20 \text{ cm} \rightarrow 0.3(20) \leq b_0 \leq 0.5(20) \rightarrow 6 \leq b_0 \leq 10$$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$\text{Alors : } b_1 = \min \left[\frac{L}{2} ; \frac{L_{max}}{10} \right]$$

- $L = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$
- $L_{max} = 470 \text{ cm}$

$$b_1 = \min \left[\frac{55}{2} ; \frac{470}{10} \right] = \min [27.5 \text{ cm} ; 47 \text{ cm}]$$

On prend : $b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } b = 2(27.5) + 10 \rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

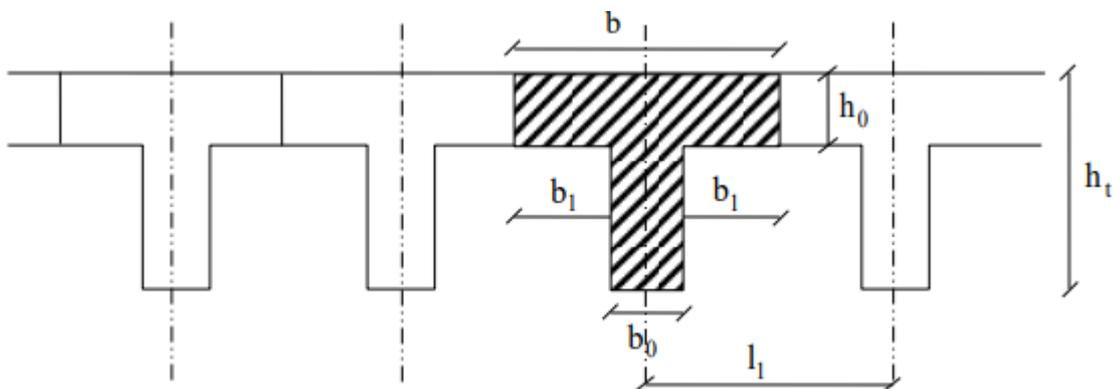


Fig. II.4. Coupe poutrelle

II.1.3.1.2. Pré dimensionnement de la dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent sur 1, 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

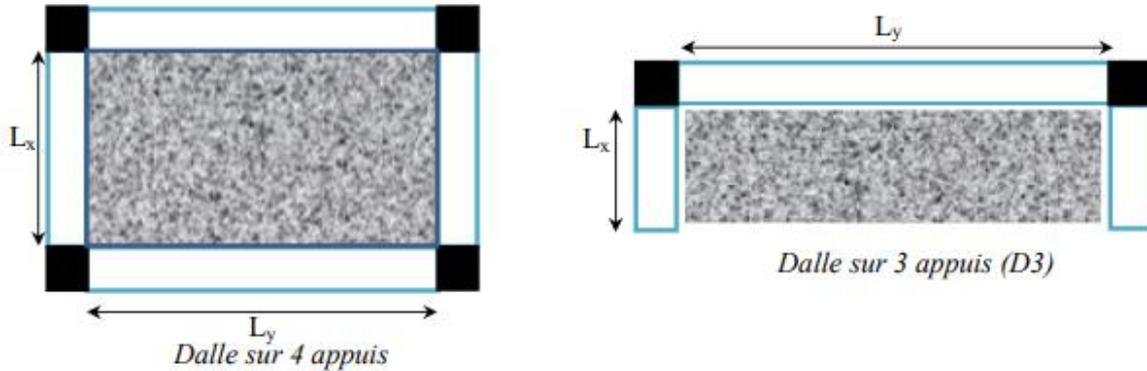


Fig. II.5. Schéma d'une dalle pleine

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Pour une dalle sur un seul appui :

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

1. Notre dalle plein repose sur deux appuis et on a : $L_x = 0.70$ m et $L_y : 6.08$ m

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.70}{6.08} = 0.11 < 0.4$$

→ Dans notre cas la dalle travaille dans un seul sens

On aura donc :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow \frac{70}{35} \leq e \leq \frac{70}{30}$$

Soit :

$$2 \leq e \leq 2.33 \{cm\}$$

Donc, on prend l'épaisseur du plancher dalle pleine : **$e = 15$ cm**

2. Notre dalle plein repose sur trois appuis et on a : $L_x = 1.62 \text{ m}$ et $L_y = 5 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.62}{5} = 0.32 < 0.4$$

→ Dans notre cas la dalle travaille dans un seul sens

On aura donc :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \frac{162}{50} \leq e \leq \frac{162}{40}$$

Soit :

$$3.24 \leq e \leq 4.05 \{cm\}$$

Donc, on prend l'épaisseur du plancher dalle pleine : **$e = 15 \text{ cm}$**

3. Notre dalle plein est reposé sur trois appui et on a : $L_x = 1.50 \text{ m}$ et $L_y = 6.15 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{6.15} = 0.24 < 0.4$$

→ Dans notre cas la dalle travaille dans un seul sens

On aura donc :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \frac{150}{50} \leq e \leq \frac{150}{40}$$

Soit :

$$3 \leq e \leq 3.75 \{cm\}$$

Donc, on prend l'épaisseur du plancher dalle pleine : **$e = 15 \text{ cm}$**

II.1.3.2. Pré dimensionnement de la Dalle pleine des balcons :

Notre ouvrage comporte un seul type des balcons de dalle pleine sur trois appuis, de portée :

$$L_x = 1.53 \text{ m} \text{ et } L_y = 5 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.53}{5} = 0.31 < 0.4$$

→ Dans notre cas la dalle travaille dans un seul sens : $L_x = 1.53 \text{ m}$

$$\text{On aura donc : } \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad ; \quad \frac{153}{50} \leq e \leq \frac{153}{40}$$

$$\text{Soit : } 3.1 \leq e \leq 4.83 \{cm\}$$

Donc, on prend : **$e = 15 \text{ cm}$**

II.1.3.3. Pré dimensionnement des escaliers :

Un escalier est une succession de marche permettant le passage d'un niveau à un autre. Les escaliers sont caractérisés par les dimensions suivantes :

- H : Hauteur d'étage.
- g : Giron : épaisseur de paillasse.
- h : hauteur de la contre marche.
- L : la longueur de la paillasse pocheée.
- n : nombre de contre marche.
- ép.: épaisseur de paillasse.

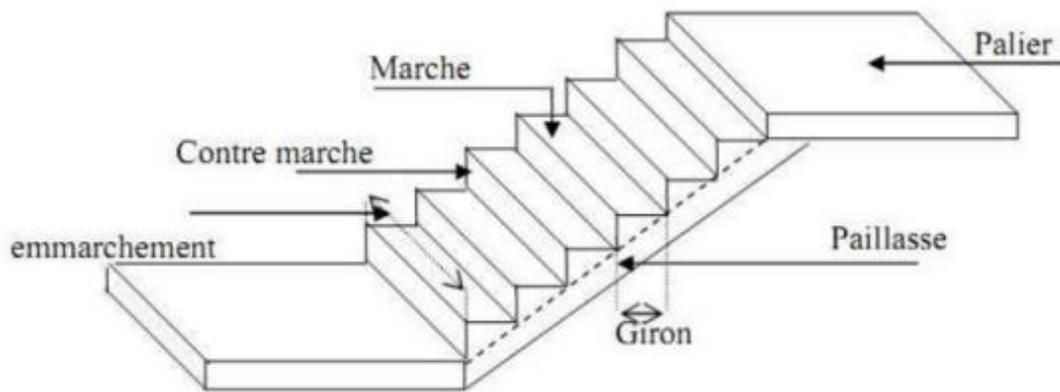


Fig. II.6. Détail escalier

II.1.3.3.1. L'escalier de RDC et des étages courant :

Pour le RDC et des étages courant la hauteur d'étage est de 3.23 m, On a 03 volées, La première volée est de 1.19 m et la deuxième volée est de 0.51 m et la troisième volée est de 1.53 m.

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL : $59 < (g+2h) < 66$

Avec : Giron : **g = 28.5 cm**

- La première volée (1) :

On a **H₁ = 1.19 m** ; aussi on a $14.5 < H < 18 \text{ cm}$

Pour : **h = 17 cm** \Rightarrow on aura 7 marches et 7 contre marches

La longueur de volée sur plan : $l = n \times g = 7 \times 28.5 \Rightarrow l = 199.5 \text{ cm}$

L'inclinaison de la paillasse : $\text{tng}\alpha = \frac{H_1}{l} \Rightarrow \text{tng}\alpha = \frac{1.19}{1.995} \Rightarrow \alpha = 30.82^\circ$

La longueur de la paillasse est : $L = \frac{H_1}{\sin\alpha} = \frac{1.19}{\sin(30.82)} \Rightarrow L = 2.32 \text{ m}$

- La deuxième volée (2) :

On a $H_2 = 0.51 \text{ m}$; aussi on a $14.5 < H < 18 \text{ cm}$

Pour : $h = 17 \text{ cm} \Rightarrow$ on aura 3 marches et 3 contre marches

La longueur de volée sur plan : $l = n \times g = 3 \times 28.5 \Rightarrow l = 85.5 \text{ cm}$

L'inclinaison de la paillasse : $\text{tng}\alpha = \frac{H_2}{l} \Rightarrow \text{tng}\alpha = \frac{0.51}{0.855} \Rightarrow \alpha = 30.82^\circ$

La longueur de la paillasse est : $L = \frac{H_2}{\sin\alpha} = \frac{0.51}{\sin(30.82)} \Rightarrow L = 0.99 \text{ m}$

- La troisième volée (3) :

On a $H_3 = 1.53 \text{ m}$; aussi on a $14.5 < H < 18 \text{ cm}$

Pour : $h = 17 \text{ cm} \Rightarrow$ on aura 9 marches et 9 contre marches

La longueur de volée sur plan : $l = n \times g = 9 \times 28.5 \Rightarrow l = 256.5 \text{ cm}$

L'inclinaison de la paillasse : $\text{tng}\alpha = \frac{H_3}{l} \Rightarrow \text{tng}\alpha = \frac{1.53}{2.565} \Rightarrow \alpha = 30.82^\circ$

La longueur de la paillasse est : $L = \frac{H_3}{\sin\alpha} = \frac{1.53}{\sin(30.82)} \Rightarrow L = 2.98 \text{ m}$

- L'épaisseur de la paillasse :

L'escalier c'est une dalle hyperstatique appuyés sur deux cotées donc :

Condition de résistance : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ avec $L = 2.98 \text{ m}$

$\Rightarrow \frac{298}{30} \leq e \leq \frac{298}{20} \Rightarrow 9.93 \leq e \leq 14.9$

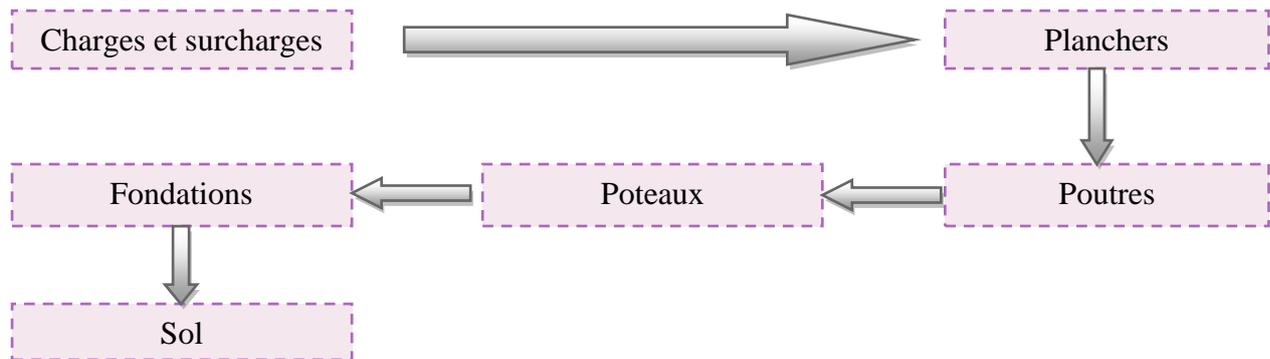
On prend comme épaisseur : $e = 15 \text{ cm}$

II.2. Evaluation des charges

II.2.1. Introduction :

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges et surcharges qui reviennent au bâtiment, depuis le dernier niveau jusqu'aux fondations.

La transmission des charges se fait comme suit :



II.2.1.1. Les charges permanentes G :

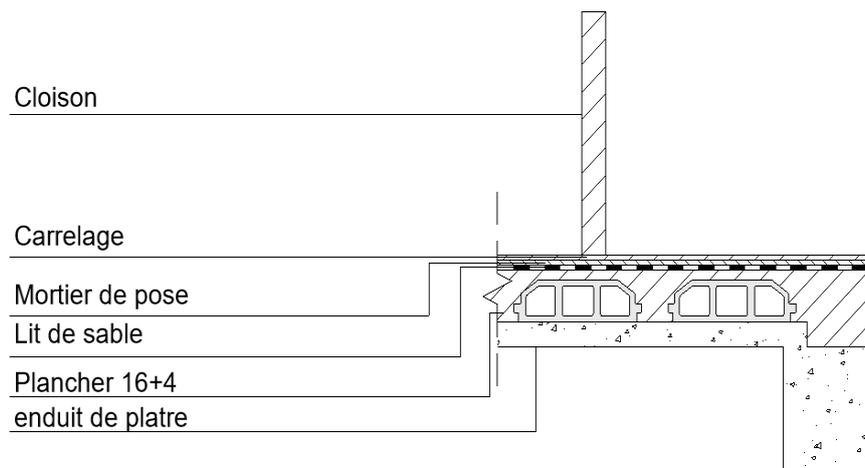
Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes de poids volumiques ou surfaciques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R-BC 2-2 (des charges permanentes et charges d'exploitations).

II.2.1.2. Les charges d'exploitation Q :

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation « normale » pour faciliter la prise en compte de chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires celles-ci sont présentées dans le D.T.R-BC 2-2 (des charges permanentes et charge d'exploitations).

II.2.2. Evaluation des charges :

II.2.2.1. Charge permanente (sous G) :

II.2.2.1.1. Plancher étage courant :**Fig. II.7. Plancher étage courant****Tableau (II.1) : Evaluation des charges dans le plancher étage courant.**

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
1. Carrelage	2	20	0,4
2. Mortier de pose	2	20	0,4
3. Lit de sable	3	18	0,54
4. Plancher à corps creux 16+4	20	/	2,8
5. Enduit de plâtre	2	10	0,2
6. Cloisons	10	10	1
G totale :			5,34

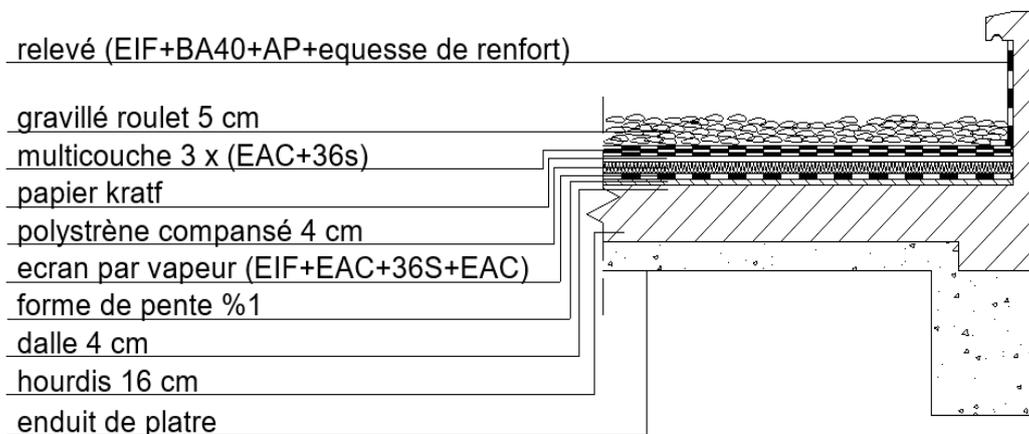
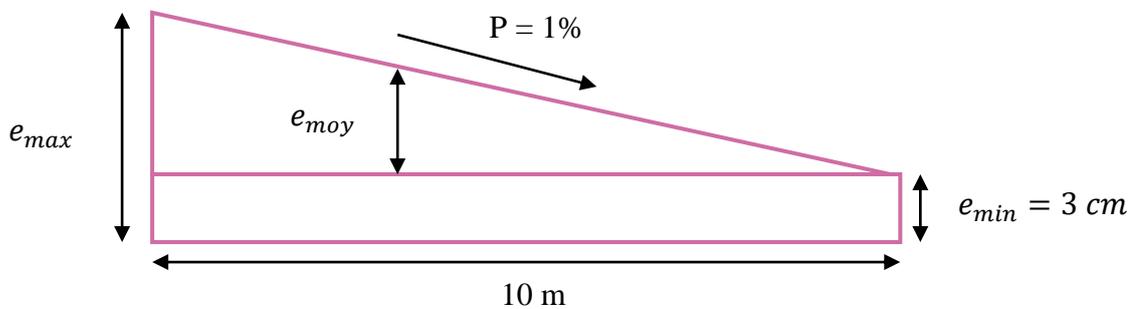
II.2.2.1.2. Plancher terrasse inaccessible :**Fig. II.8. Plancher terrasse inaccessible**

Tableau (II.2) : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
1. Gravions de protection roulée	5	17	0,85
2. Étanchéité multicouche	2	/	0,12
3. Papier kraft	2 feuilles	/	/
4. Isolation thermique en liège	4	4	0,16
5. Par vapeur	1	1	0,01
6. Forme de pente	8	22	1,76
7. Plancher à corps creux 16+4	20	/	2,8
8. Enduit de plâtre	2	10	0,2
G totale :			5,90

❖ **La Forme de pente :**

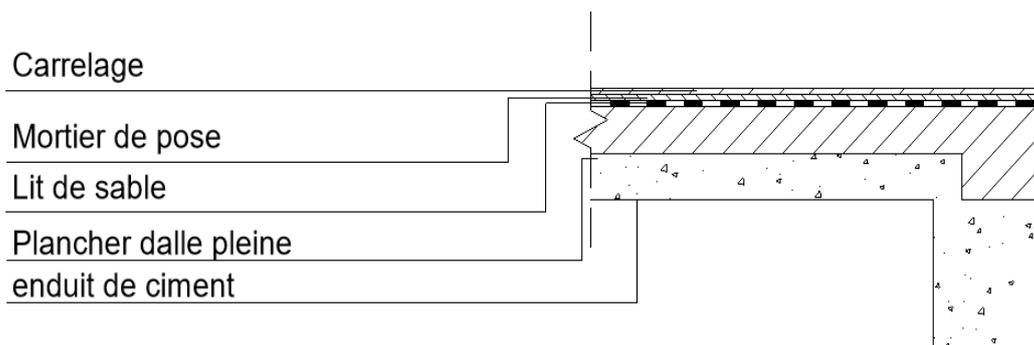
On a dans le plan de terrasse la longueur max qui diriger l'eau vers les conduits égaux à 10 m avec une pente de 1% donc :



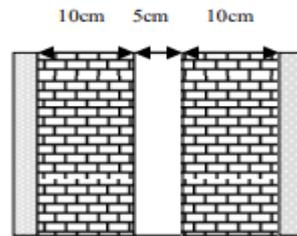
$$e_{max} = e_{min} + L \times P = 3 + 1000 \times 0.01 = 13 \text{ cm} ; e_{moy} = \frac{(e_{min} + e_{max})}{2} = \frac{(3+13)}{2} = 8 \text{ cm}$$

II.2.2.1.3. Plancher à dalle pleine :**Tableau (II.3) : Evaluation des charges dans les dalles pleines.**

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
1. Carrelage	2	20	0,4
2. Mortier de pose	2	20	0,4
3. Lit de sable	3	18	0,54
4. Plancher dalle pleine	15	25	3,75
5. Enduit de plâtre	2	10	0,2
6. Cloisons	10	10	1
G totale :			6,29

II.2.2.1.4. Balcon :**Fig. II.9. Coupe du balcon****Tableau (II.4) : Evaluation des charges dans le balcon.**

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
1. Carrelage	2	20	0,4
2. Mortier de pose	2	20	0,4
3. Lit de sable	3	18	0,54
4. Plancher dalle pleine	15	25	3,75
5. Enduit de ciment	2	20	0,4
G totale :			5,49

II.2.2.1.5. Murs double parois en brique creuses :**Fig. II.10. Mur extérieur****Tableau (II.5) : Evaluation des charges dans les murs double parois.**

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
1. Enduit extérieur (ciment)	2	20	0,4
2. Briques extérieur	10	/	0,9
3. lame d'air	5	0	0
4. Briques intérieur	10	/	0,9
5. Enduit intérieur (plâtre)	2	10	0,2
G totale :			2,4

❖ Le poids de mur sur mètre linéaire :

$$G_{mur\ extérieur} = G \text{ (KN/m}^2\text{)} \times H_{mur} ; H_{mur} = H_{étage} - H_{ps} = 323 - 40 = 283 \text{ cm}$$

$$G_{mur\ extérieur} = 2.4 \times (283 \times 10^{-2}) = 6.79 \text{ KN/ml}$$

II.2.2.1.6. Escalier :**✓ Palier :****Tableau (II.6) : Evaluation des charges dans le palier escalier.**

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
1. Carrelage	2	20	0,4
2. Mortier de pose	2	20	0,4
3. Lit de sable	3	18	0,54
4. Palier	15	25	3,75
5. Enduit de ciment	2	20	0,4
G totale :			5,49

✓ Volée :

Tableau (II.7) : Evaluation des charges dans volée escalier.

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
1. Carrelage	2	20	0,4
2. Mortier de pose	2	20	0,4
3. Lit de sable	3	18	0,54
4. Marche	(17/2)	25	2,13
5. Poids propre de la paillasse	15/cosα	25	4,37
6. Enduit de ciment	2	20	0,4
7. Garde-corps	/	/	0,6
G totale :			8,84

II.2.2.1.7. L'acrotère :

❖ Terrasse inaccessible :

✓ Section transversale de l'acrotère :

$$S = (0.1 \times 0.6) + (0.1 \times 0.07) + \left(\frac{0.1 \times 0.03}{2}\right) = 0.069 \text{ m}^2$$

✓ Poids propre de l'acrotère :

$$P = S \times \rho_{\text{béton}} = 0.069 \times 25 = 1.73 \text{ KN/ml}$$

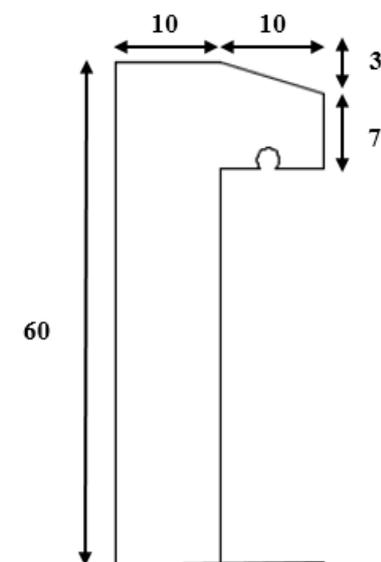


Fig. II.11. Dimension de l'acrotère

Tableau (II.8) : Evaluation des charges dans l'acrotère.

Poids propre de l'acrotère	1,73
Revêtement en enduit de ciment (2cm)	0,59
Charge permanente G (KN/ml)	2,32

II.2.2.1.8. La dalle de l'ascenseur :**Tableau (II.9) : Evaluation des charges dans la dalle de l'ascenseur.**

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
1. Poids de la dalle en béton armé	20	25	5
2. Forme de pente	8	22	1,76
3. Isolation thermique en liège	4	4	0,16
4. Mortier de pose	2	20	0,4
5. Revêtement dallage	2	22	0,44
G totale :			7,76

II.2.2.2. Charge d'exploitation (sous Q) :

D'après le (D.T.R-BC 2-2) :

- Plancher étage courant Q = 1,5 KN/m²
- Plancher terrasse inaccessible et la dalle de l'ascenseur Q = 1 KN/m²
- Plancher à dalle pleine..... Q = 1,5 KN/m²
- Balcon Q = 3,5 KN/m²
- Escalier : (Palier et Volée) Q = 2,5 KN/m²

Conclusion :

Le pré dimensionnement que nous venons d'effectuer sur les éléments structuraux permettra maintenant d'entamer la phase modélisation par un logiciel de calcul de structure afin de mener les calculs statique et sismique envisagés dans ce calcul. Il s'agira donc de vérifier et de modifier éventuellement les éléments porteurs de structures afin d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règlements en vigueur.



CHAPITRE III :
MODELISATION ET
ETUDES SISMIQUE

III.1. Conception structurelle et modélisation :

La conception doit obéir à un certain nombre de critères. Elle doit assurer un bon compromis permettant à la fois de satisfaire les exigences structurelles et architecturales et de minimiser les coûts.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement, autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus que possible du comportement réel de la structure.

La modélisation numérique de la structure sera menée par un logiciel par éléments finis permettant à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique en vue d'une analyse sismique.

Ayant préalablement défini l'ensemble des dimensions des éléments porteurs de notre structure et disposant aussi des charges et surcharges sollicitant notre structure, et enfin en basant sur les règles parasismiques RPA , nous avons procédé donc à la modélisation 3D de notre structure en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis/v2017.

Dans un souci d'alléger le temps de calcul (réduire le nombre d'élément finis dans notre modèle de calcul), seul les éléments porteurs ont été modélisés (poutres, poteaux et voiles et balcons). Les planchers en corps creux n'ont pas été modélisés, seules leurs actions (transmission aux poutres et aux poteaux de leurs poids propres et de leurs surcharges) a été modélisée par le biais de planchers fictif notés « bardage » dans le logiciel de calcul. Evidemment par la suite le calcul et le dimensionnement de ces planchers se fera de manière isolée de la structure. Cette modélisation (voir figure) a permis de procéder à un calcul statique et sismique de notre bâtiment sous les effets des charges, surcharges et accidentelles.

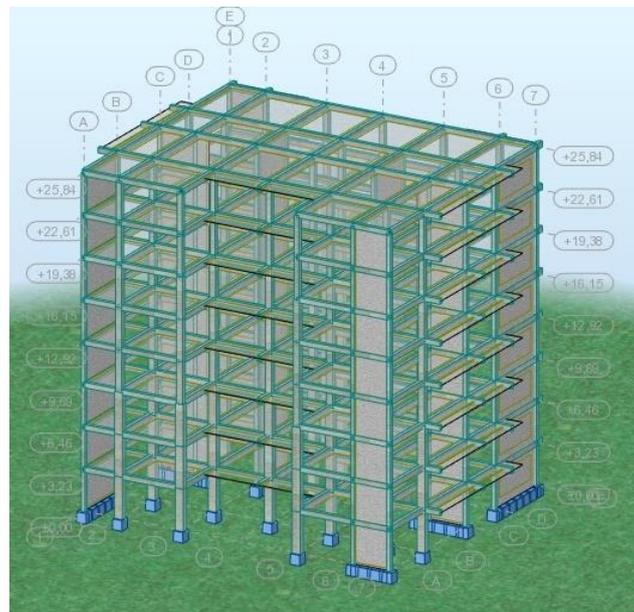


Fig. III. 1. Modélisation 3D de la structure sur Robot

III.2. Etude sismique :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines. Ceci signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques est insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période) sous l'effet de ces actions.

Pour ce qui nous concerne, notre bâtiment est un (R+7) à usage d'habitation en Béton armé (donc massif), ce qui nous a amené à considérer seulement l'effet sismique.

III.3. Définition de l'action sismique :

Le séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature de sol. Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en relief le comportement dynamique de l'ouvrage.

III.4. Objectif de l'étude dynamique et sismique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres non amorties. Cela nous permet d'évaluer les efforts et les déplacements maximums due un séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pourquoi on fait appel souvent à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser. Cela est grandement facilité par la puissance des logiciels par éléments finis comme Robot Structural Analysis.

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

III.5. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené selon les prescriptions des règles (RPA99/v2003art 4.1.1), par les trois méthodes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente.
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle.

III.5.1. La méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

III.5.2. La 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.

III.5.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

III.6. Classification de l'ouvrage selon les RPA99/Version 2003 :

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya d'ANNABA donc en zone IIa. Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un site ferme (S2).

1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/v2003) avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30 m en zone III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone II** : Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

2. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Donc nous avons utilisé d'analyse modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structures Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017.

III.7. Conception dans la disposition des voiles :

Comme cela a été déjà précisé, les plans d'architecture initiaux ont été modifiés principalement en ce qui concerne le nombre et la position des voiles.

Ce choix du nombre et du positionnement des voiles a été dicté par un certain nombre de conditions (RPA99/v2003) :

- ✓ Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- ✓ Symétrie dans le système structural pour éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- ✓ Éviter des modifications de fond de l'architecture.

Nous avons donc procédé à plusieurs dispositions pour essayer de trouver une disposition optimale. Après plusieurs changements de dispositions des voiles on a choisi une variante pour laquelle ont obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le RPA. Nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adopté :

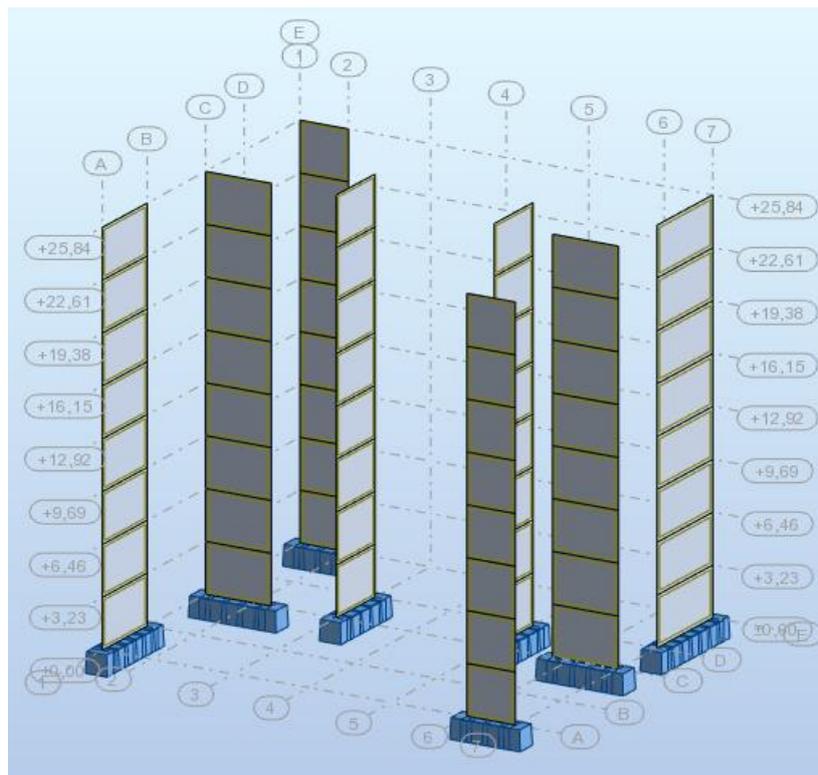


Fig. III. 2. Disposition des voiles 3D

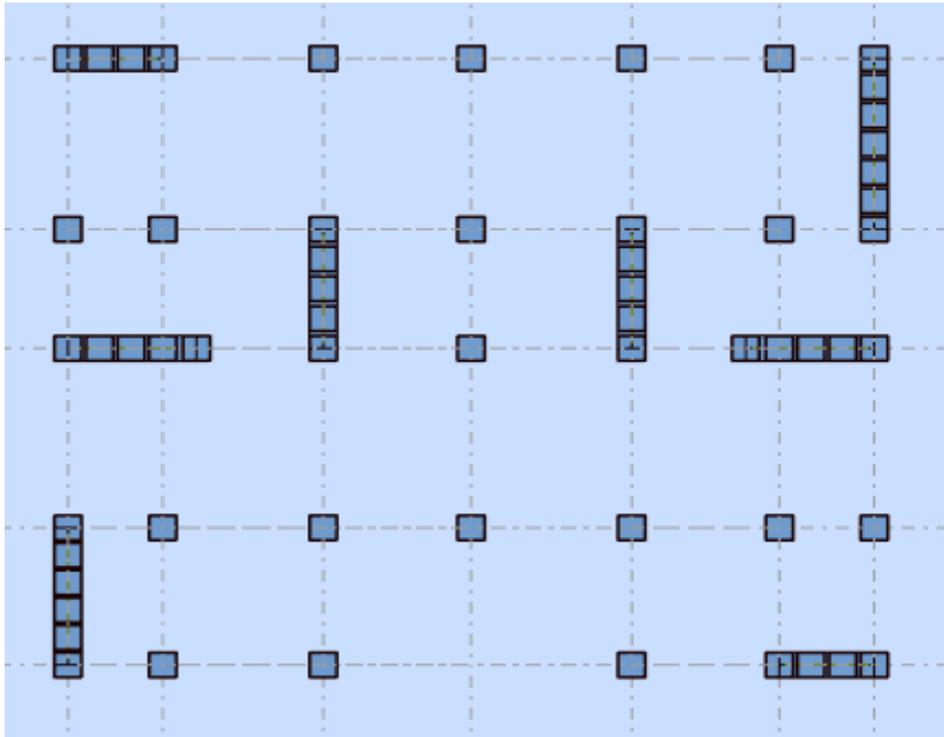


Fig. III. 3. Vue en plan des voiles

III.8. Analyse modale :

L'analyse modale est un calcul qui est liée à la masse et la rigidité du bâtiment et concerne les vibrations propres ou libres de ce bâtiment en l'absence de forces extérieures. Ce calcul de valeurs propres permet d'avoir les modes et périodes de vibrations libres. Les règles RPA imposent dans le cas de bâtiment de tenir compte en plus de la masse propre du bâtiment, de 20% de la masse due aux surcharges d'exploitation.

III.8.1. Nombre de modes à considérer :

Selon le **RPA99/V2003, Article 4.3.4** ; le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de modèle en plan doit être tel que :

- ✓ Le minimum de nombre des modes à retenir est trois (03) dans chaque direction.
- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus doit être égale à au moins de **90%** de la masse totale de la structure.
- ✓ Pour la détermination de la réponse totale de la structure, tous les modes ayant une masse modale effective à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus.

Ce calcul complexe sur modèle 3D (impossible a mené manuellement sous cette forme) a été facilité par l'utilisation du logiciel **Robot Structural Analysis /V2017**.

III.8.2. Résultats dynamiques de l'analyse modale :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel Robot sont données dans le tableau suivant :

Tableau (III.1) : Périodes et participation massique.

Cas/Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
3/ 1	1,04	68,41	0,02	68,41	0,02
3/ 2	0,86	0,00	43,26	68,41	43,27
3/ 3	0,73	0,05	24,59	68,46	67,87
3/ 4	0,25	17,96	0,00	86,43	67,87
3/ 5	0,20	0,00	11,69	86,43	79,56
3/ 6	0,17	0,00	7,86	86,44	87,42
3/ 7	0,11	6,78	0,00	93,22	87,42
3/ 8	0,09	0,00	4,02	93,22	91,44
3/ 9	0,08	0,00	2,77	93,22	94,21
3/ 10	0,07	2,98	0,00	96,20	94,21

❖ **Interprétation des résultats :**

- La condition de RPA (Art 4.3.4) sur le nombre des modes à retenir est satisfaite à partir du **8ème** mode pour que la masse atteigne les 90% de la masse modale total. En effet 3 modes au moins ont été retenus par directions au moins (3 modes pour la direction X, et 4 modes pour la direction Y).

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

Mode 1 :

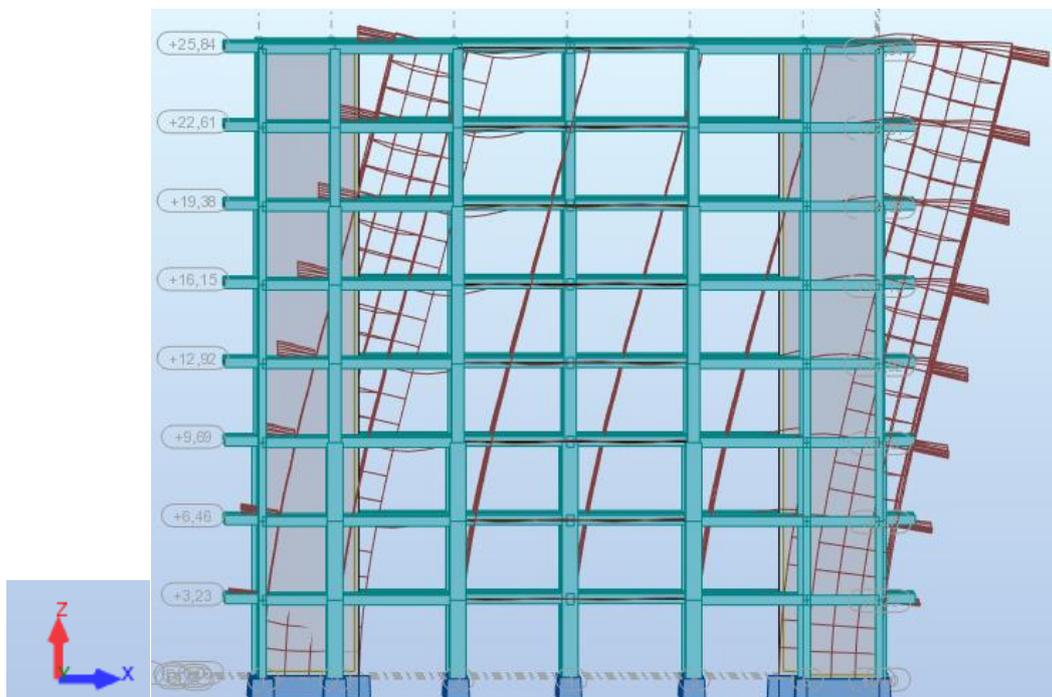


Fig. III. 4. 1^{er} Mode de translation selon X

Mode 2 :

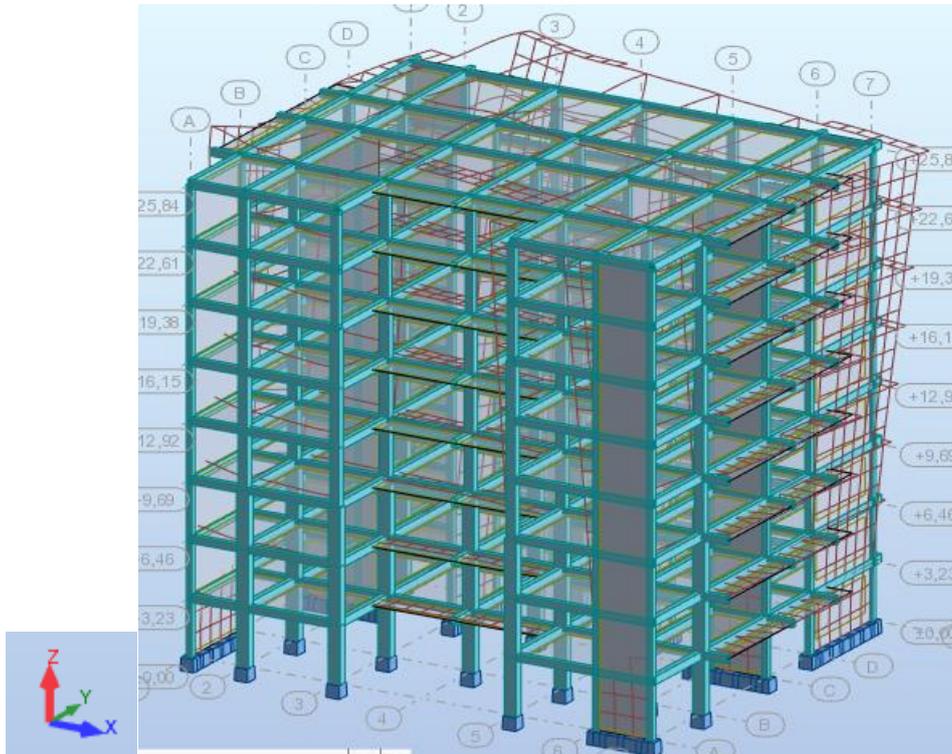


Fig. III. 5. 2^{ème} Mode de translation selon Y avec rotation

Mode 3 :

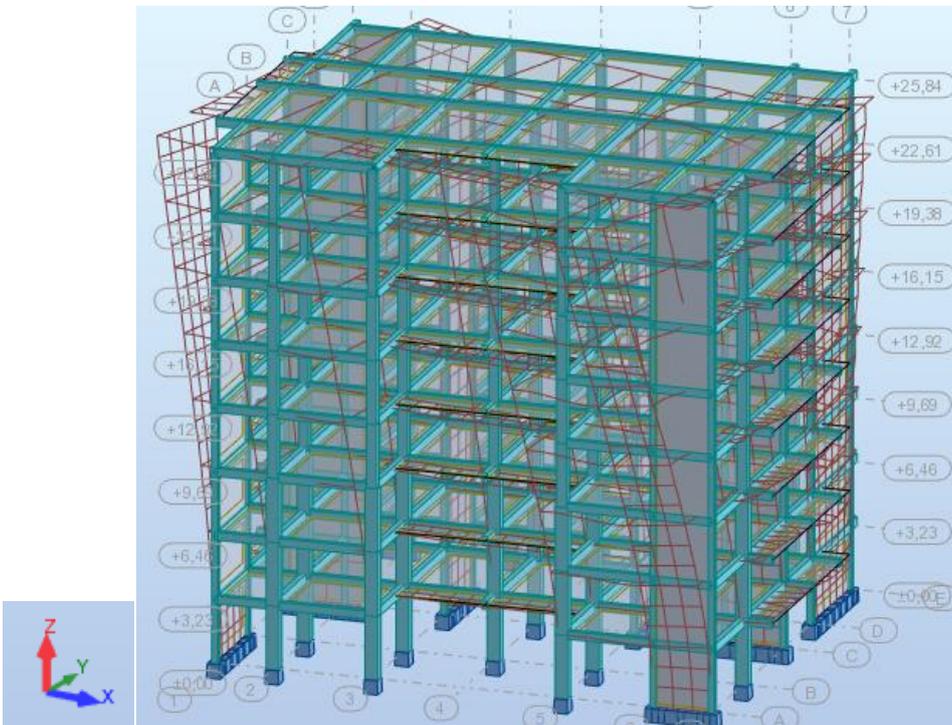


Fig. III. 6. 3^{ème} Mode de translation selon Y avec rotation

III.9. Calcul sismique :

Le calcul sismique est régi par les règles parasismiques RPA 99/version2003. Il s'agit alors maintenant de définir à partir des règles les paramètres liés au type de bâtiment et au site pour évaluer, l'action sismique.

Pour rappel notre bâtiment est situés :

- a) En zone sismique IIa.
- b) Groupe d'usage 2 et d'un site ferme (S2).

Ces paramètres de RPA 99/version2003 étant définis, les forces sismiques que nous avons noté **Ex** et **Ey** respectivement selon la directions (x) et la direction (y) seront ainsi évaluées automatiquement par le logiciel Robot.

Il est précisé que ces forces sismiques sont évaluées d'abord pour chaque mode retenus (pour chaque direction) et ensuite combinées en une seule action résultante par directions en optant pour la superposition modale de type combinaison modale CQC (Combinaisons Quadratiques Complètes), (RPA2003, 4.3.5-c).

III.10. Choix du mode de contreventement :

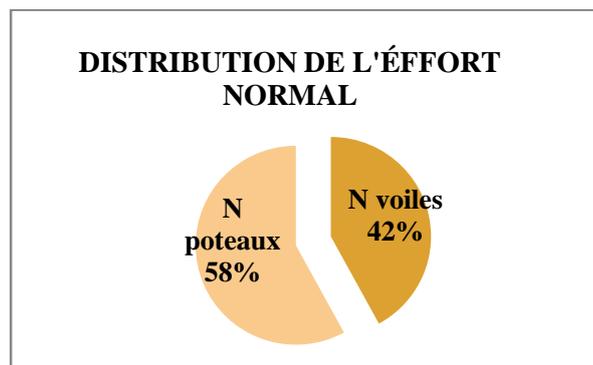
1. Justification du coefficient de comportement (R) :

Pour faire un choix d'un système de contreventement, il y a lieu d'évaluer les efforts verticaux et horizontaux revenants aux portiques et aux voiles.

a) Les sollicitations dues aux efforts verticales sur les voiles et sur les poteaux (efforts normaux) :

Tableau (III.2) : Résultats de sous charges verticales.

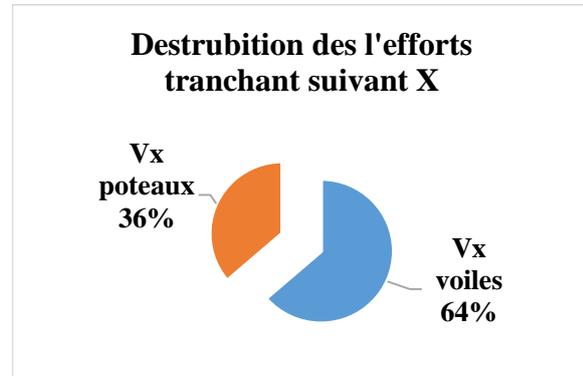
N total (KN)	224878,76
N voiles (KN)	94509,64
N poteaux (KN)	130369,13



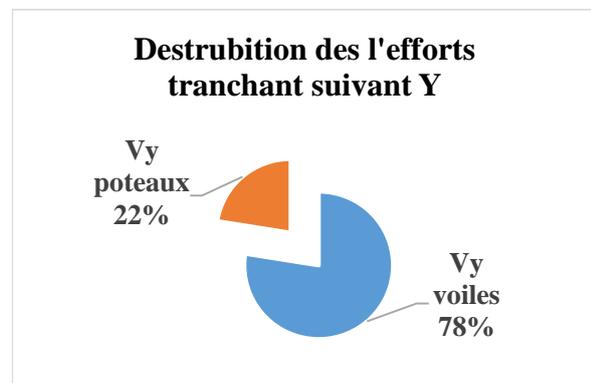
b) **Les sollicitations dues aux efforts horizontaux sur les voiles et sur les poteaux (efforts horizontales) :**

Tableau (III.3) : Résultats de sous charges horizontales.

V total (KN)	17100,77
V _x voiles (KN)	10889,98
V _x poteaux (KN)	6210,82



V total (KN)	17894,22
V _y voiles (KN)	13872,03
V _y poteaux (KN)	4022,20



Choix du contreventement sur la base des résultats précédent :

D'après le tableau, on remarque que le taux des charges verticales repris par les voiles dépasse la limite des 20% exigée par le RPA99/version2003, donc le système de contreventement est un système par voile porteur.

- La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99/version 2003 en fonction du système de contreventement.

Donc nous avons dans le système 2 (voiles porteurs). $\Rightarrow R = 3.5$

2. Estimation de la période fondamentale expérimentale :

D'après les Formules (4-6) du RPA 99/V2003 ; la période de la structure est estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : La hauteur totale du bâtiment ; du niveau base jusqu'au dernier niveau. Dans notre cas :

$$h_N = 25.84 \text{ m}$$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et type de remplissage. D'après le tableau 4.6 du RPA99/V2003 : C_T de notre structure égale à : $C_T = 0.05$

Donc :

$$\Rightarrow T = 0.05 \times (25.84)^{\frac{3}{4}} \Rightarrow T = 0.57 \text{ sec}$$

La période empirique est utilisée pour le calcul des efforts statiques équivalents.

3. La résultante des forces sismiques :

Le règlement RPA2003 stipule que la résultante des forces sismiques dynamique à la base V_{dyn} , obtenue par combinaisons des valeurs modales (évaluée par le logiciel de calcul) ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique.

Ainsi, si $V_{dyn} < 0.80 V_{st}$;

il faudra dans ce cas, augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) par un coefficient défini par le rapport : $\text{coef} = \frac{0.80V_{st}}{V_{dyn}}$

Remarque : pratiquement cela se fait en amplifiant par ce coefficient la sollicitation sismique concernée (selon X ou selon Y), et en relançant le calcul.

• Evaluation de la force sismique V_{st} :

D'après le RPA99/V2033, Article 4.2.3 :

V_{st} : La force sismique appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions selon la formule suivante :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

1. **Le Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Coefficient d'accélération donné par le tableau 4.1 de (RPA99/version2003) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

D'après les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003), la willaya d'ANNABA, lieu d'implantation de l'ouvrage, est classée comme zone de moyenne sismicité (zone IIa), et le bâtiment dans le groupe d'usage 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne).

Tableau (III.4) : Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A = 0.15**.

2. **D : facteur d'amplification dynamique moyen :**

En fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) ; donnée par la formule (4.2) du RPA99/version2003.

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T < T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \quad \dots \text{(Formules 4.2 de RPA 99 v2003)} \\ 2.5 \eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

D'où :

- T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site ; donnée par le tableau 4.7 du RPA99/V2003.

Tableau (III.5) : Valeurs de T_1 et T_2 .

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

D'après les données du tableau ; on prend :

- ✓ $T_1 = 0.15 \text{ s}$
- ✓ $T_2 = 0.40 \text{ s}$

- η : Facteur de correction d'amortissement ; donnée par la formule 4.3 du RPA99/V2003.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

Sachant que ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique ; donné par le tableau 4.2 du RPA99/V2003.

Tableau (III.6) : Valeurs de ξ (%).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

On adopte $\xi = 0.10 = 10 \%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.76 > 0.7$$

- Calcul le facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

On a : $T = 0.57s \Rightarrow T_2 = 0.40s < T = 0.57s < 3.0s$

Donc : $2.5 \eta (T_2/T)^{2/3}$

$$\Rightarrow D = 2.5 \times 0.76 \times (0.40/0.57)^{2/3}$$

$$\Rightarrow D = 1.50$$

3. Facteur de qualité (Q) :

Déterminé par la formule 4.4 du RPA99/V2003.

$$Q = 1 + \Sigma_1^6 P_q \quad (4.4)$$

D'où :

- P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité " Q " est satisfait ou non.

Il dépend de conditions suivantes :

Tableau (III.7) : Valeurs des pénalités obtenues.

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

$$P_q = 0.05 + 0.10 = 0.15$$

$$\Rightarrow Q = 1 + 0.15 \Rightarrow \mathbf{Q = 1.15}$$

4. Le poids total de la structure (W) calculé à chaque niveau ; donné par la formule 4.5 du RPA99/V2003.

$$\mathbf{W = \sum_{i=1}^n W_i} \quad \text{Avec} \quad \mathbf{W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}} \quad (4.5)$$

D'où :

- $\mathbf{W_{Gi}}$: Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.
- $\mathbf{W_{Qi}}$: Charges d'exploitation.
- $\mathbf{\beta}$: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charges d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

Du tableau 4.5, on prend $\mathbf{\beta = 0.2}$; cas (1) : Bâtiment d'habitation, bureaux.

Donc :

$$\Rightarrow \mathbf{W = 44634.91 - (0.2 \times 6384.93) = 45911.89 \text{ KN}}$$

✓ **Vérification de la résultante sismique :**

$$V_{\text{Statique (X)}} = \frac{0.15 \times 1.50 \times 1.15}{3.5} \times 45911.89 = \mathbf{3394.20 \text{ KN}}$$

$$V_{\text{Statique (Y)}} = \frac{0.15 \times 1.50 \times 1.15}{3.5} \times 45911.89 = \mathbf{3394.20 \text{ KN}}$$

✓ **Vérification de la résultante dynamique :**

Sur la base de tous les paramètres cités précédemment, le calcul dynamique et sismique mené sur le logiciel Robot nous donne les résultats des sollicitations sismiques des 8 modes retenus.

Nous extrayant de ces résultats l'effort tranchant à la base (résultante dynamique) que nous comparons à la résultante sismique statique équivalente

Ainsi :

$$V_{\text{Dynamique (X)}} = \mathbf{3027.97 \text{ KN}}$$

$$V_{\text{Dynamique (Y)}} = \mathbf{3147.12 \text{ KN}}$$

$$0.8 \times V_{\text{Statique (X)}} = 0.8 \times 3394.20 = 2715.36 \text{ KN} < V_{\text{Dynamique (X)}} = 3027.97 \text{ KN}$$

$$0.8 \times V_{\text{Statique (Y)}} = 0.8 \times 3394.20 = 2715.36 \text{ KN} < V_{\text{Dynamique (Y)}} = 3147.12 \text{ KN}$$

Tableau (III.8) : Récapitulatif de la vérification de la résultante sismique.

	V _{Statique} (KN)	V _{Dynamique} (KN)	0.8 × V _{Statique} (KN)	Observation	Coefficient
Sens X	3394,20	3027,97	2715,36	vérifier	0,89
Sens Y	3394,20	3147,12	2715,36	vérifier	0,86

III.11. Les vérifications sismiques :

1. Vérification de l'effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{Article 7.4.3.1 de l'RPA99/version 2003})$$

Avec :

- N_d: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.
- f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau (III.9) : Vérification spécifique des poteaux.

Poteaux	N _d (KN)	Section BC cm ²	b cm	h cm	h adopté cm	Section cm ²
RDC;E1;E2	2192,88	2923,84	45	64,974222	65	2925
E3; E4 ;E5	1354,28	1805,706667	40	45,142667	50	2000
E6; E7	523,43	697,9066667	35	19,94019	40	1400

2. Vérification d'excentricité :

D'après l'article 3.5.1 du RPA 99/version2003 : à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée pour éviter l'effet de torsion dans le cas de séisme.

L'analyse automatique par le logiciel de calcul a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau (III.10) : Vérification de l'excentricité.

étages	Masse (Kg)	G (X;Y;Z) (m)	R (X;Y;Z) (m)	Excentricité		Dimension en plan		15% de Lx	15% de Ly	vérification <15%	
				e_{x0} (m)	e_{y0} (m)	Lx (m)	Ly (m)			Sens X	Sens Y
RDC	816495,25	12,62 10,84 2,44	15,34 10,70 2,44	2,72	0,13	28,10	21,48	4,215	3,222	vérifiée	vérifiée
E1	816495,25	12,62 10,84 5,67	15,34 10,70 5,67	2,72	0,13	28,10	21,48	4,215	3,222	vérifiée	vérifiée
E2	816495,25	12,62 10,84 8,90	15,34 10,70 8,90	2,72	0,13	28,10	21,48	4,215	3,222	vérifiée	vérifiée
E3	789590,83	12,62 10,86 12,18	15,35 10,72 12,18	2,73	0,14	28,10	21,48	4,215	3,222	vérifiée	vérifiée
E4	789590,83	12,62 10,86 15,41	15,35 10,72 15,41	2,73	0,14	28,10	21,48	4,215	3,222	vérifiée	vérifiée
E5	789590,83	12,62 10,86 18,64	15,35 10,72 18,64	2,73	0,14	28,10	21,48	4,215	3,222	vérifiée	vérifiée
E6	772139,31	12,62 10,88 21,91	15,35 10,72 21,91	2,74	0,16	28,10	21,48	4,215	3,222	vérifiée	vérifiée
E7	749230,14	12,64 10,95 25,13	15,35 10,72 25,13	2,71	0,23	28,10	21,48	4,215	3,222	vérifiée	vérifiée

✚ D'après les résultats des excentricités dans chaque étage représenté dans le tableau précédent, les excentricités ne dépassent pas les 15% donc aucun risque de torsion dans le cas d'un séisme (une bonne disposition des voiles) alors la condition de l'art 3.5.1 de l'RPA /version2003 est **vérifiée**.

3. Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

Le déplacement horizontal élastique à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK}$$

Avec :

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement de la structure

Le déplacement relatif plastique au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau (III.11) : Vérification des déplacements dans le sens X.

étages	h étage (cm)	Ux (cm)	dr (ux) (cm)	1% * h étage (cm)	Vérification
RDC	323	0,35	0,35	3,23	vérifiée
E1	323	1,14	0,78	3,23	vérifiée
E2	323	2,19	1,05	3,23	vérifiée
E3	323	3,41	1,22	3,23	vérifiée
E4	323	4,71	1,3	3,23	vérifiée
E5	323	6,01	1,3	3,23	vérifiée
E6	323	7,3	1,29	3,23	vérifiée
E7	323	8,53	1,23	3,23	vérifiée

Tableau (III.12) : Vérification des déplacements dans le sens Y.

étages	h étage (cm)	Uy (cm)	dr (uy) (cm)	1% * h étage (cm)	Vérification
RDC	323	0,25	0,25	3,23	vérifiée
E1	323	0,77	0,52	3,23	vérifiée
E2	323	1,49	0,72	3,23	vérifiée
E3	323	2,33	0,85	3,23	vérifiée
E4	323	3,25	0,92	3,23	vérifiée
E5	323	4,19	0,94	3,23	vérifiée
E6	323	5,13	0,94	3,23	vérifiée
E7	323	6,09	0,95	3,23	vérifiée

✚ Toutes les déplacements sont $< 1\%$ de la hauteur d'étage donc la condition de RPA est vérifiée.

❖ **Déplacement maximale au sommet :**

Le déplacement max au sommet ne doit pas dépasser le 1% de la hauteur H du bâtiment. Les résultats donnés par le Robot Structural Analysis /V2017, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (III.13) : Vérification des déplacements max au sommet selon les directions X et Y.

Sens X			Sens Y		
Ux max (cm)	$1\% \times H_t$ (cm)	Vérification	Uy max (cm)	$1\% \times H_t$ (cm)	Vérification
8,89	25,84	vérifiée	7,81	25,84	vérifiée

- ✚ Le déplacement maximal au sommet dans les deux sens est < 1% de la hauteur totale du bâtiment. Donc la condition est vérifiée.

4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Selon l'RPA 99/version2003 (Art 5.9) Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0.10$$

Si $0.10 < \theta_K \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1-\theta_K)$.

Si $\theta_K > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Ainsi :

- P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_K : effort tranchant d'étage au niveau « k ».
- Δ_K : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_K : hauteur de l'étage « k ».

Tableau (III.14) : Vérification de l'effet P-Δ selon X.

étages	G	Q	P_K (G+0,2Q)	dr(ux) (cm)	V_K	H_K étage (cm)	θ	Vérification
RDC	-44634,91	-6384,93	-45911,896	0,35	3027,99	323	0,01642995	vérifiée
E1	-38621,07	-5553,32	-39731,734	0,78	2891,34	323	0,03318413	vérifiée
E2	-32920,20	-4721,71	-33864,542	1,05	2654,01	323	0,04147911	vérifiée
E3	-27285,29	-3890,11	-28063,312	1,22	2385,95	323	0,04442576	vérifiée
E4	-21716,35	-3058,50	-22328,05	1,3	2094,80	323	0,04289919	vérifiée
E5	-16147,40	-2226,90	-16592,78	1,3	1781,87	323	0,03747865	vérifiée
E6	-10621,24	-1395,29	-10900,298	1,29	1403,97	323	0,03100757	vérifiée
E7	-5137,87	-563,68	-5250,606	1,23	860,84	323	0,02322681	vérifiée

- ✚ La condition $\theta < 0.1$ selon la direction X est **vérifiée**

Tableau (III.15) : Vérification de l'effet P-Δ selon Y.

étages	G	Q	P _K (G+0,2Q)	dr(uy) (cm)	V _K	H _K étage (cm)	θ	Vérification
RDC	-44634,91	-6384,93	-45911,896	0,25	3147,38	323	0,01129051	vérifiée
E1	-38621,07	-5553,32	-39731,734	0,52	3023,24	323	0,02115757	vérifiée
E2	-32920,2	-4721,71	-33864,542	0,72	2788,88	323	0,02706733	vérifiée
E3	-27285,29	-3890,11	-28063,312	0,85	2527,15	323	0,02922297	vérifiée
E4	-21716,35	-3058,5	-22328,05	0,92	2227,03	323	0,02855683	vérifiée
E5	-16147,4	-2226,9	-16592,78	0,94	1867,46	323	0,0258579	vérifiée
E6	-10621,24	-1395,29	-10900,298	0,94	1452,44	323	0,02184065	vérifiée
E7	-5137,87	-563,68	-5250,606	0,95	860,64	323	0,01794358	vérifiée

✚ La condition $\theta < 0.1$ selon la direction Y est **vérifiée**.

5. Vérification au renversement (l'équilibre statique de bâtiment) :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut que le moment stabilisateur (due au poids propre) doit être supérieur au moment de renversement (due au séisme). Par ailleurs Suivant l'RPA99/v2003 on a une diminution de 20% G favorable dans la combinaison sismique :

Donc :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.25$$

- M_S : Moment stabilisant ; $M_S = W_G \times \frac{L}{2}$
- M_R : Moment renversant ; $M_R = \Sigma F_i \times h_i$
- W_G : Poids du bâtiment.
- F : Force sismique au niveau i.

Tableau (III.16) : Vérification du renversement selon X.

étages	V _K	H _K étage (m)	W (KN)	X _g (m)	Mr (KN. m)	Ms (KN. m)	$\frac{M_{stab}}{M_{renv}}$	Vérification
RDC	3027,99	3,23	45911,89	12,62	441,3795	579408,052	10,4898	vérifiée
E1	2891,34	6,46			1533,1518			
E2	2654,01	9,69			2597,5014			
E3	2385,95	12,92			3761,658			
E4	2094,8	16,15			5053,8195			
E5	1781,87	19,38			7323,702			
E6	1403,97	22,61			12280,1693			
E7	860,84	25,84			22244,1056			
					55235,4871			

✚ D'après le tableau $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.25$ Donc l'ouvrage est stable au renversement dans le sens X est **vérifiée**.

Tableau (III.17) : Vérification du renversement selon Y.

étages	V_K	H_K étage (m)	W (KN)	X_g (m)	Mr (KN. m)	Ms (KN. m)	$\frac{M_{stab}}{M_{renv}}$	Vérification
RDC	3147,38	3,23	45911,89	10,84	400,9722	497684,888	8,61071	vérifiée
E1	3023,24	6,46			1513,9656			
E2	2788,88	9,69			2536,1637			
E3	2527,15	12,92			3877,5504			
E4	2227,03	16,15			5807,0555			
E5	1867,46	19,38			8043,0876			
E6	1452,44	22,61			13380,598			
E7	860,64	25,84			22238,9376			
					57798,3306			

✚ D'après le tableau $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.25$ Donc l'ouvrage est stable au renversement dans le sens Y est **vérifiée**.

CONCLUSION : Toutes les vérifications réglementaires par rapport aux règles parasismique s'en vigueur RPA 99/version2003 ont été satisfaites. Il est ainsi possible de passer la phase ferrailage des éléments de la structure.



CHAPITRE IV :
FERRAILLAGES
DES ÉLÉMENTS
STRUCTURAUX

IV.1. Introduction :

Notre structure est un ensemble dont les trois éléments porteurs que sont les poteaux, poutres et voiles, sont liés rigidement et sont capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme.

De manière générale, pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable des sollicitations. Ces résultats de sollicitations sont extraits dès l'analyse faite sur le logiciel (Robot Structural Analysis), est permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Les différents éléments de structures seront dimensionnés comme suit :

- ✓ Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée déviée.
- ✓ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- ✓ Les voiles seront dimensionnés en flexion composée.

IV.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. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée déviée. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

IV.2.1. Combinaisons spécifiques de calcul :

- Combinaisons fondamentales : BAEL 91
Avec **G** : action du poids propre et **Q** : actions des surcharges
 - ❖ $1.35 \times G + 1.5 \times Q$ (ELU)
 - ❖ $G + Q$ (ELS)
- Combinaisons accidentelles : RPA99/Version2003
Avec **Ex** et **Ey** : actions sismiques selon X et Y
 - ❖ $G + Q \pm E_x$
 - ❖ $G + Q \pm E_y$
 - ❖ $0.8 \times G \pm E_x$
 - ❖ $0.8 \times G \pm E_y$

IV.2.2. Ferrailage :

IV.2.2.1. Les armatures longitudinales :

Selon les sollicitations :

$$N_{max} \rightarrow M_{correspondants}(ELU) \text{ et } (ELS).$$

$$M_{max} \rightarrow N_{correspondants}(ELA).$$

On a relevé du ROBOT structural analysis les valeurs des sollicitations les plus défavorables pour calculer la section d'armatures par ROBOT EXPERT BA, et on les résume dans le tableau ci-dessous :

Tableau (IV.1) : Les sollicitations à la flexion composée maximales dans les poteaux.

Poteaux	ELU			ELS			ELA			A_{S1}	A_{S2}	A_s (cm ²)
	N (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)	N (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)	N (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)			
45*65	2940,05	4,26	33,33	2161,02	-3,09	6,91	1668,8	-99,81	-10,14	2,8	1,6	8,80
40*50	1082,71	-3,53	-68,63	1322,18	5,3	13,38	802,08	53,60	-46,68	2,3	1,3	7,20
35*40	415,07	-23,30	6,44	497,01	4,98	11,12	148,32	-70,87	-13,40	2,9	0,4	6,60

⇒ On a toujours un moment faible par rapport à un effort de compression fort.

⇒ Donc le ferrailage des poteaux sera selon le ferrailage minimum exigé par le RPA99/version2003 en zone IIa (**0.8% ... art 7.4.2.1**).

- **Section minimale :**

D'après l'RPA :

$$A_{Smin} = 0.8\% \times b \times h$$

Tableau (IV.2) : ferrailage des armatures longitudinales du poteau.

Poteaux	b (cm)	h (cm)	A_{Smin} RPA (cm ²)	A_s calculé (cm ²)	Ferrailage Longitudinale	A_{adp} (cm ²)
45*65	45	65	23,4	8,80	12HA16	24,13
40*50	40	50	16	7,20	8HA16	16,08
35*40	35	40	11,20	6,60	8HA14	12,32

- **Vérification de condition non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{Smin} > A_{min} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Tableau (IV.3) : Condition de non fragilité des poteaux.

Poteaux	L'enrobage	F_{C28} (MPa)	F_{t28} (MPa)	F_e (MPa)	b (cm)	h (cm)	d = (h-c) (cm)	A_{Smin} RPA (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Vérification
45*65	3	25	2,1	400	45	65	62	23,4	3,37	Vérifiée
40*50	3	25	2,1	400	40	50	47	16	2,27	Vérifiée
35*40	3	25	2,1	400	35	40	37	11,2	1,56	Vérifiée

IV.2.2.2. Les armatures transversales : RPA99/version2003 (art 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

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

- V_u : L'effort tranchant de calcul.
- h_1 : Hauteur total de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant. Il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.50 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda_g \text{ L'élanement géométrique.}$$

- t : L'espace des armatures transversales.

zone IIa : $\begin{cases} t \leq \min(10\phi_l; 15 \text{ cm}) \Rightarrow \text{en zone nodale} \\ t' \leq 15\phi_l \Rightarrow \text{en zone courante} \end{cases}$

Avec : ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité des armatures transversales minimales est donnée comme suit :

$$A_t = \begin{cases} 0.3\% \times t \times b & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots (1) \\ 0.8\% \times t \times b & \text{Si } \lambda_g \leq 3 \dots (2) \\ \text{interpolation entre (1) et (2)} & \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau qui égale à $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$

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

l_f : Longueur de flambement du poteau.

- ❖ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

Espace des cadres : (exemple de poteaux 45×65)

✓ **Dans la zone nodale :**

- $t \leq \min(10\phi_l; 15 \text{ cm}) = (10 \times 1.6 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$. on adopte **$t = 15 \text{ cm}$**

✓ **Dans la zone courante :**

- $t' \leq 15\phi_l = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm}$. on adopte **$t' = 20 \text{ cm}$**

Le Calcul de λ_g :

Alors : $L_f = L_0$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{323}{65} = 4.97 \approx 5 = 5 \Rightarrow \lambda_g = 2.5$$

La section dans la zone nodale : $V_u = 46.98 \text{ KN}$

$$\text{Alors : } A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2.5 \times 46.98 \times 15}{323 \times 40} \Rightarrow A_t = 0.13 \text{ cm}^2$$

La section minimale des cadres :

Par BAEL :

$$\phi = \frac{\phi_{\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend le diamètre } \phi = 8 \text{ mm}$$

On a : $\lambda_g = 5$

❖ Zone nodale : $A_t = 0.3\% \times b \times t = 0.003 \times 45 \times 15 = 2.02 \text{ cm}^2$

❖ Zone courante : $A_t = 0.3\% \times b \times t' = 0.003 \times 45 \times 20 = 2.7 \text{ cm}^2$

On adopte :

Dans la zone nodale : **6HA8 = 3.02 cm²**

Dans la zone courante : **6HA8 = 3.02 cm²**

Recouvrement :

La longueur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 :

$$40\phi \text{ (en zone IIa)} = 40 \times 16 = 640 \text{ mm} = 64 \text{ cm}$$

Longueur de la zone nodale :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right) \text{ cm} = \left(\frac{323}{6}; 45; 65; 60 \right) = (53.83; 45; 65; 60) = 65 \text{ cm}$$

❖ La longueur droite de cadre égale $10\phi_t = 10 \times 14 \text{ mm} = 140 \text{ mm} = 14 \text{ cm}$; fermés par des crochets à 135°.

Le tableau suivant représente le choix des barres et leurs espacements :

Tableau (IV.4) : Les espacements dans les poteaux.

		L'espacement		Longueur de la zone nodale	Longueur droite de cadre
		Zone nodale	Zone courante		
Poteaux	he (cm)	t	t'	h'	40Ø
45*65	323	15	20	65	64
40*50	323	10	15	60	64
35*40	323	10	15	60	56

Tableau (IV.5) : Ferrailage transversales des poteaux.

Poteaux	λ_g	ρ_a	V_u (KN)	Armature transversal				Ferrailage		
				A_t calculé (cm ²)		A_t RPA (cm ²)		Nodale	Courante	A_{Adp} (cm ²)
				Zone nodale	Zone courante	Zone nodale	Zone courante			
45*65	5	2,5	46,98	0,13	0,18	2,02	2,70	6HA8	6HA8	3,02
40*50	6,46	2,5	46,73	0,09	0,13	1,20	1,80	4HA8	4HA8	2,01
35*40	8,07	2,5	53,22	0,10	0,15	1,05	1,57	4HA8	4HA8	2,01

IV.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{bu}$$

- τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$; V : l'effort tranchant

- $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$ art 7.4.3.2; RPA 99/V2003

Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Vérification de l'effort tranchant :

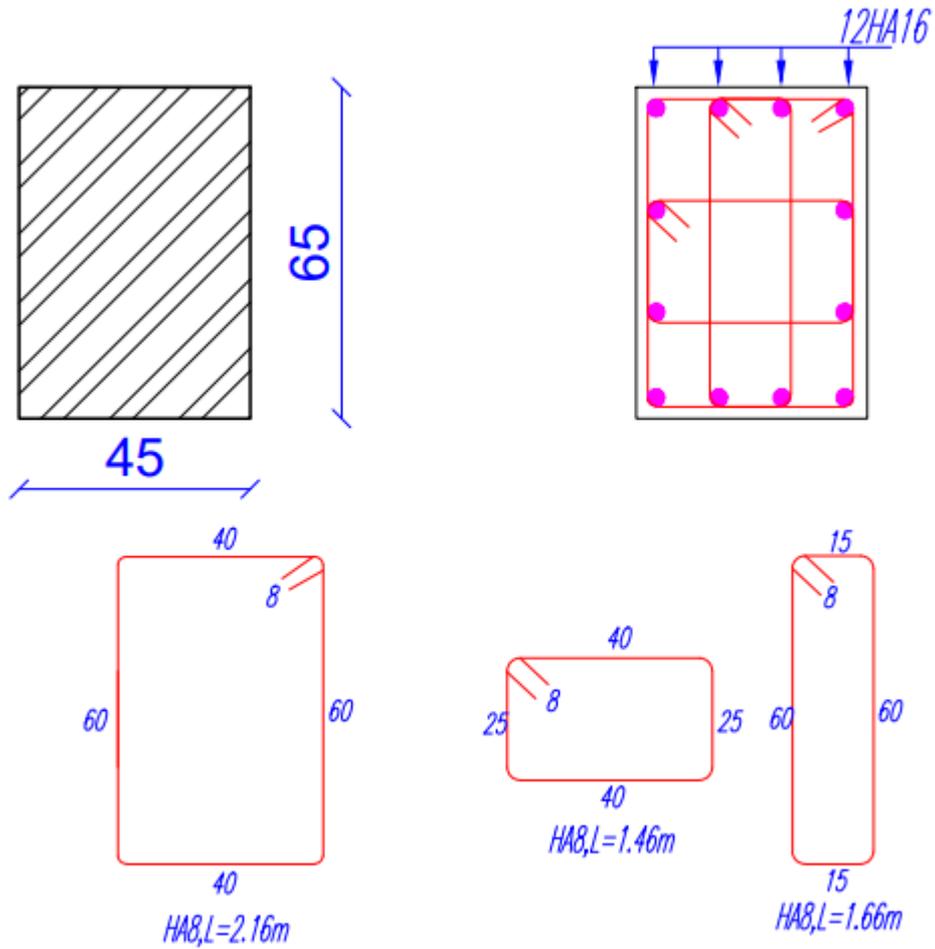
La valeur d'effort tranchant relevée du ROBOT structural analysis (ELU) :

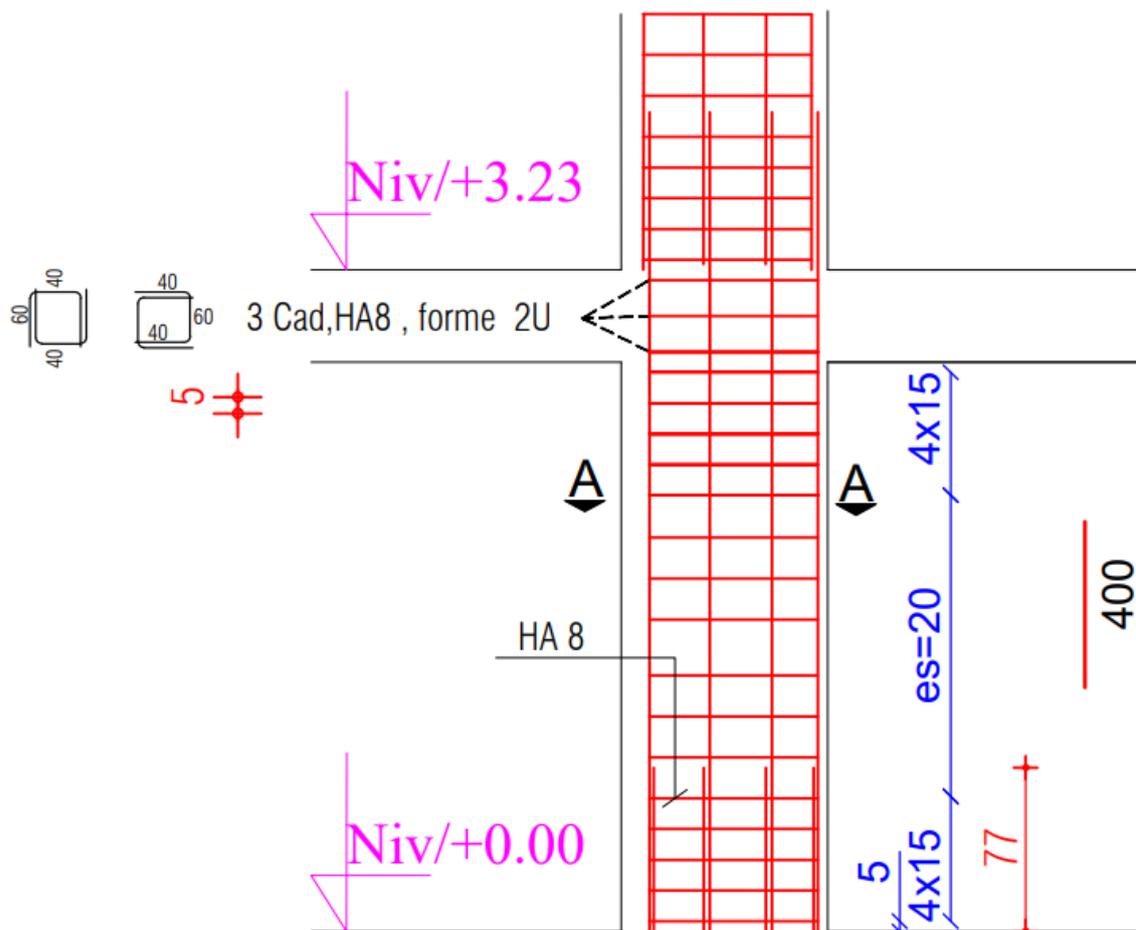
Tableau (IV.6) : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

Poteaux	V_u (KN)	b (cm)	h (cm)	d = (h-c) (cm)	λ_g	ρ_a	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Vérification
45*65	46,98	45	65	62	5	0,075	0,16	1,875	Vérifiée
40*50	46,73	40	50	47	6,46	0,075	0,25	1,875	Vérifiée
35*40	53,22	35	40	37	8,07	0,075	0,41	1,875	Vérifiée

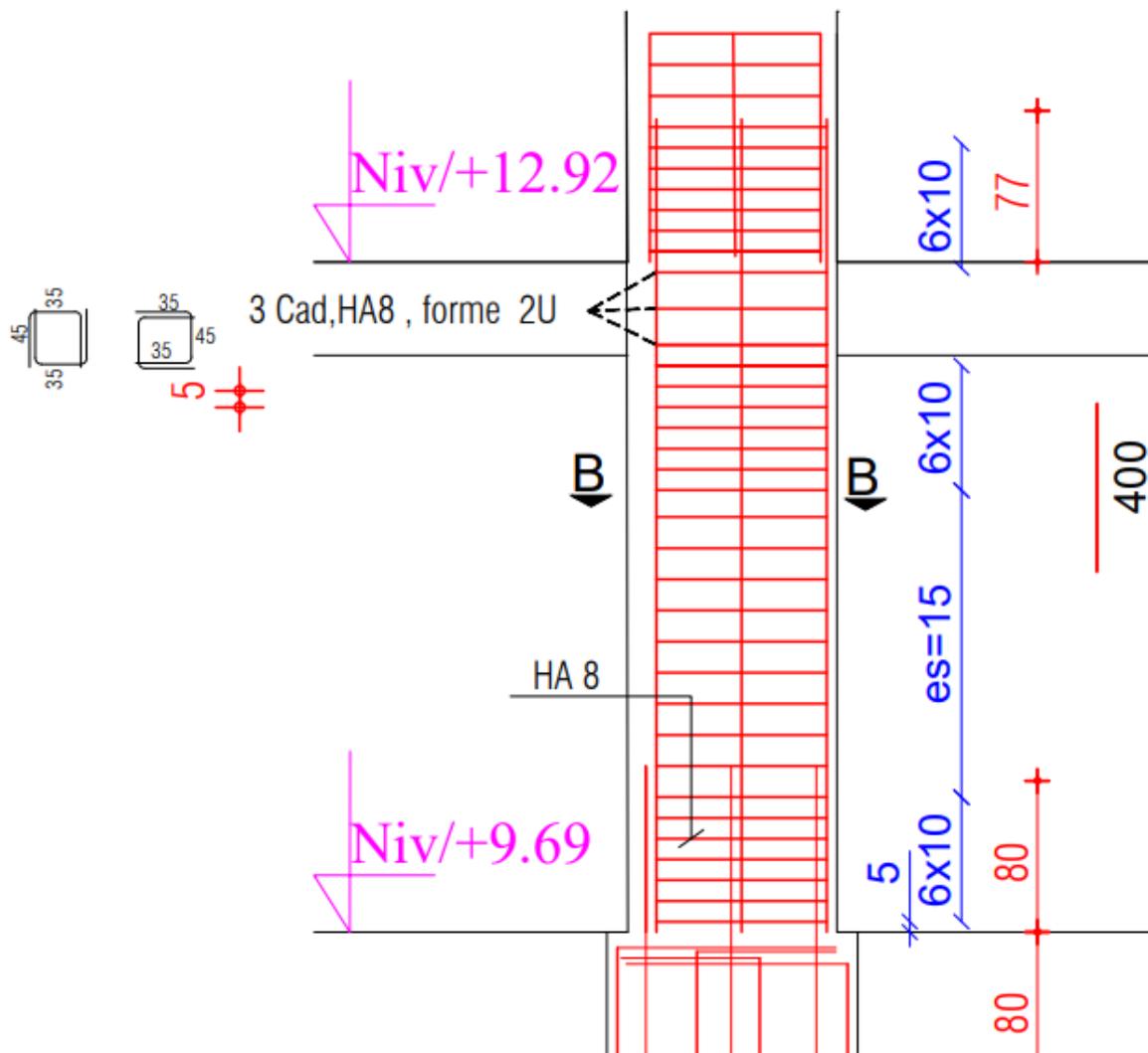
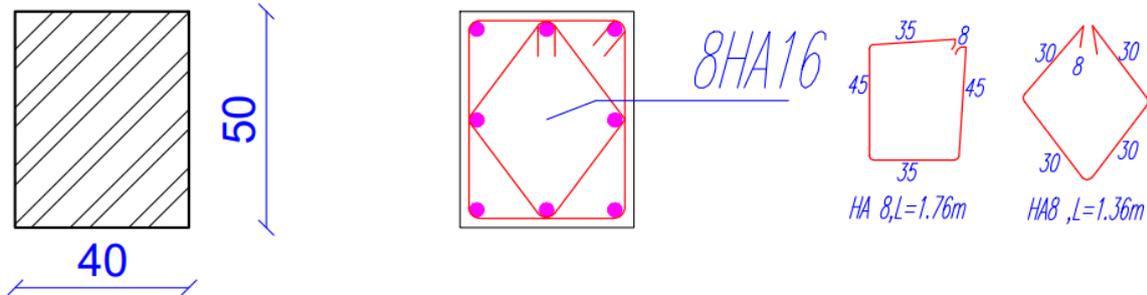
IV.2.4. Schéma de ferrailage :

COUPE A-A

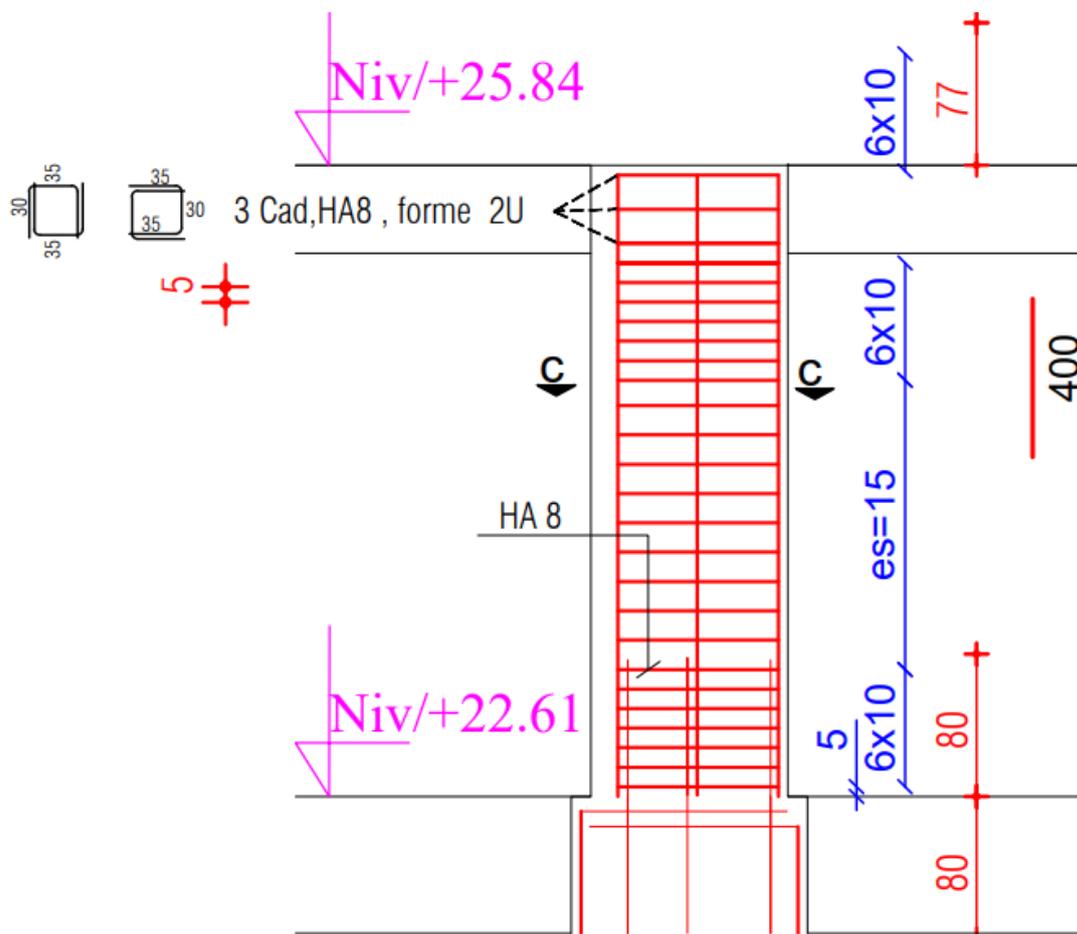
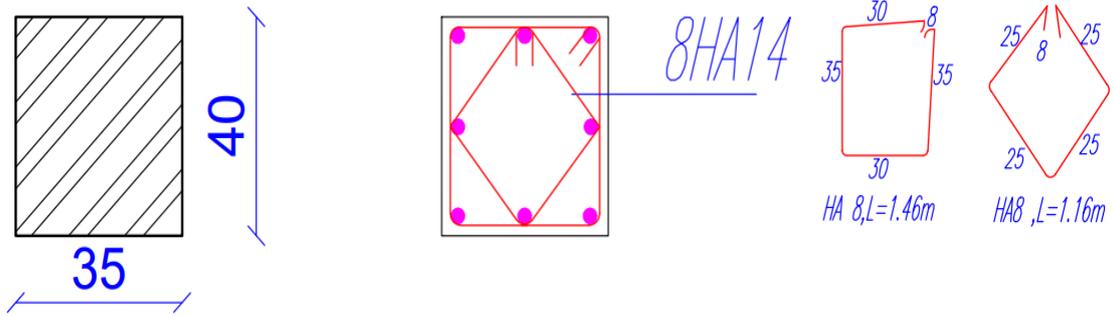




COUPE B-B



COUPE C-C



IV.3. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination de la section des armatures.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

IV.3.1. Combinaison des charges :

Le ferrailage des éléments porteur ce fait suivant les combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 :

- ❖ $1.35 \times G + 1.5 \times Q$ (ELU)
- ❖ $G+Q$ (ELS)

IV.3.2. Sollicitation :

L'utilisation de logiciel Robot : Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés

Tableau (IV.7) : Sollicitations maximales dans la poutre (PP) et (PS).

	Plancher	Poutre	ELU		ELS	
			MT (KN. m)	Ma (KN. m)	MT (KN. m)	Ma (KN. m)
PP	RDC+étage courant	(30*45)	85,52	-156,43	61,98	-135,75
PP	Terrasse inaccessible	(30*45)	94,78	-139,96	68,85	-135,03
PS	RDC+étage courant	(30*40)	38,22	-59,84	27,68	-43,68
PS	Terrasse inaccessible	(30*40)	35,11	-55,66	25,44	-40,5

Remarque : Les valeurs des moments des poutres principales sur les voiles sont négligées.

⇒ On fait le calcul des sections d'armatures par le logiciel ROBOT EXPERT BA, et on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau (IV.8) : Résultats des sections d'aciers de la (PP) et (PS).

	Plancher	Poutre	As calculé (cm ²)		Ferraillage adopté		Section adopté (cm ²)	
			en travée	en appuis	en travée	en appuis	en travée	en appuis
PP	RDC+étage courant	(30*45)	6,2	12	5HA14	6HA16	7,7	12,06
PP	Terrasse inaccessible	(30*45)	6,9	10,5	5HA14	6HA16	7,7	12,06
PS	RDC+étage courant	(30*40)	4	6,5	3HA14	5HA14	4,62	7,7
PS	Terrasse inaccessible	(30*40)	3,7	6	3HA14	5HA14	4,62	7,7

IV.3.3. Ferraillage :

IV.3.3.1. Les armatures longitudinales :

✓ Recommandation de BAEL91 :

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité

suivante : $A_{min} \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

✓ Recommandation de l'RPA99/Version2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone 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 : $40\emptyset$ en zone IIa.

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Tableau (IV.9) : Ferrailage des armatures longitudinales des poutres (PP) et (PS).

	Plancher	Poutre	As min BAEL91 (cm ²)	As min RPA (cm ²)	As max de l'RPA99/v2003 en (cm ²)	
					Zone courante	Zone de recouvrement
PP	RDC+étage courant	(30*45)	1,52	6,75	54	81
PP	Terrasse inaccessible	(30*45)	1,52	6,75	54	81
PS	RDC+étage courant	(30*40)	1,34	6	48	72
PS	Terrasse inaccessible	(30*40)	1,34	6	48	72

Recouvrement :

Selon l'RPA la longueur min de recouvrement en zone IIa est de $40\emptyset$ donc :

Tableau (IV.10) : Résultats du recouvrement.

	barre	longueur de recouvrement (cm)
PP	14	56
	16	64
PS	14	56

IV.3.3.2. **Les armatures transversales :**

✓ **Recommandation de l'RPA99/Version2003 :**

La quantité des armatures transversales est de $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

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

- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de $\ll \frac{h}{4} ; 12\emptyset \gg$
- En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de $\ll S_t \leq \frac{h}{2} \gg$

On résume les calculs dans ce tableau :

Tableau (IV.11) : Résultats des sections transversales des poutres (PP) et (PS).

	Plancher	Poutre	S_t		S_t adopté		A_t	
			Zone nodale	Zone courant	Zone nodale	Zone courant	Zone nodale	Zone courant
PP	RDC+étage courant	(30*45)	11,25	22,5	10	20	0,9	1,8
PP	Terrasse inaccessible	(30*45)	11,25	22,5	10	20	0,9	1,8
PS	RDC+étage courant	(30*40)	10	20	10	20	0,9	1,8
PS	Terrasse inaccessible	(30*40)	10	20	10	20	0,9	1,8

 **On calcule la longueur de la zone nodale :**

Tableau (IV.12) : La longueur de la zone nodale.

	Poutre	$l' = 2 \times h$
PP	(30×45)	90
PS	(30×40)	80

IV.3.4. Vérification des poutres aux états limites (ELU) :

 **Vérification de la contrainte de cisaillement (tangentielle) :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

- La contrainte de cisaillement est donnée par : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$
- La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = \{2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa}\} = 2.5 \text{ Mpa} \quad ; \quad \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \\ \gamma_b = 1.5 \end{cases}$$

Tableau (IV.13) : Récapitulatif de la vérification de la contrainte de cisaillement des poutres (PP) et (PS).

	Plancher	Poutre	l'enrobage c (cm)	V_u (KN)	b (cm)	h (cm)	d = (h-c) (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
PP	RDC+étage courant	(30*45)	3	164,85	30	45	42	1,30	2,5	vérifiée
PP	Terrasse inaccessible	(30*45)	3	165,68	30	45	42	1,31		vérifiée
PS	RDC+étage courant	(30*40)	3	63,63	30	40	37	0,57		vérifiée
PS	Terrasse inaccessible	(30*40)	3	45,68	30	40	37	0,41		vérifiée

Vérification de la flèche :

La flèche admissible pour une poutre $L > 5$ mest définie par : $\Delta f_{adm} = 5 + \frac{L}{1000}$

On utilise le logiciel robot expert pour faire la vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

D'abord on relève du ROBOT structural analysis :

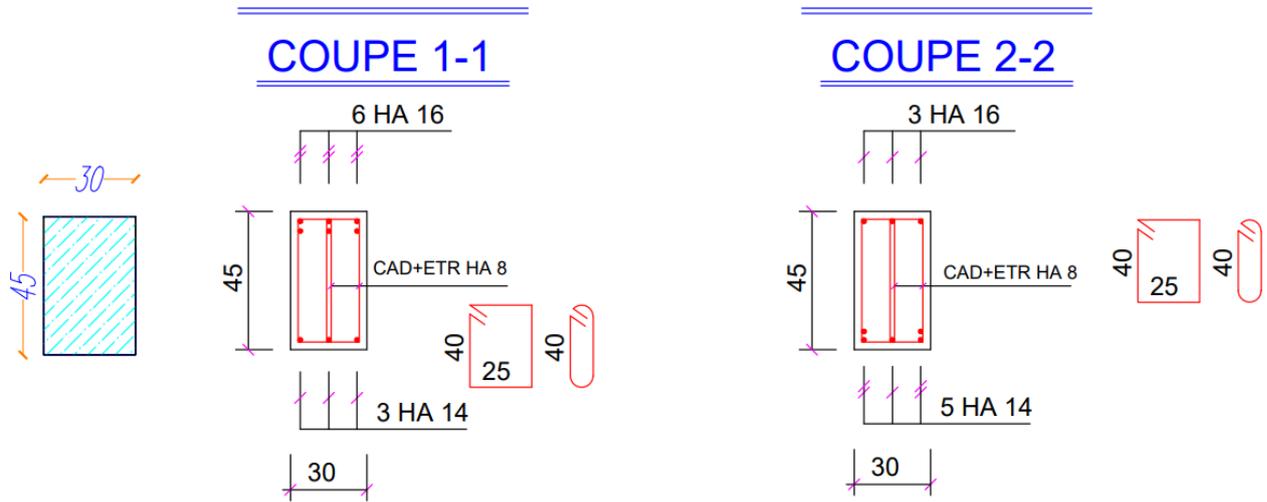
- Le moment M_g dû aux charges permanentes (sous la combinaison Gt).
- Le moment M_p dû à la charge totale (Gt + Q).

Tableau (IV.14) : Vérification de la flèche.

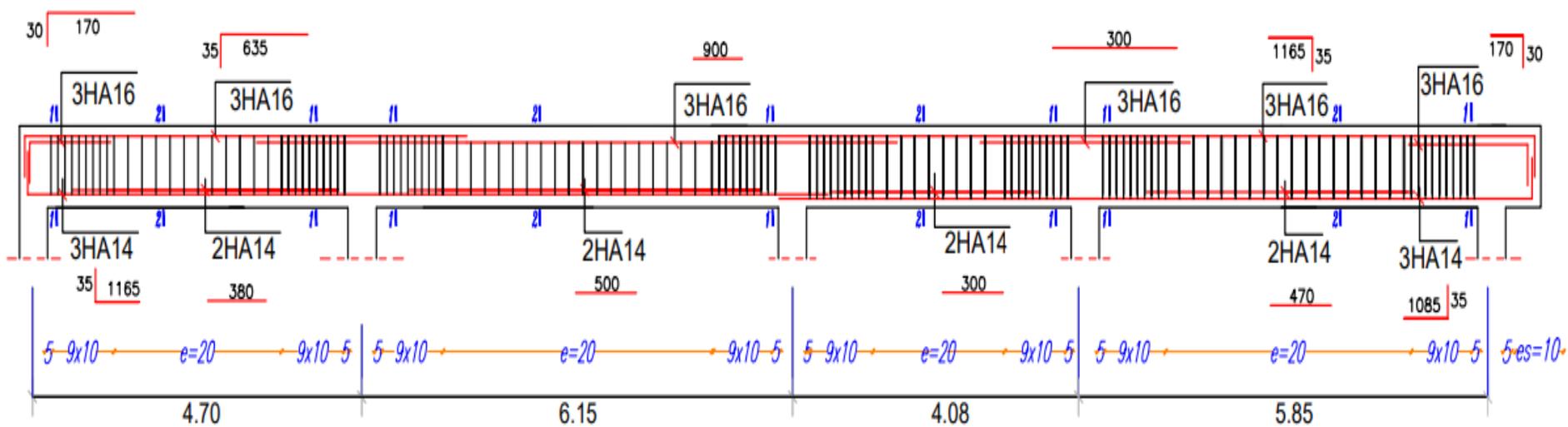
	Poutre	L (cm)	M_g (KN. m)	M_p (KN. m)	Section adopté (cm ²)		Δf_t (mm)	Δf_{adm} (mm)	Vérification
					en travée	en appuis			
PP	RDC+étage courant	615	51,17	61,98	7,7	12,06	9,2	11,15	vérifiée
PP	Terrasse inaccessible	615	59,88	68,85	7,7	12,06	11	11,15	vérifiée
PS	RDC+étage courant	500	21,94	27,68	4,62	7,7	3,9	10	vérifiée
PS	Terrasse inaccessible	500	20,31	25,44	4,62	7,7	3,4	10	vérifiée

IV.3.5. Schéma de ferrailage :

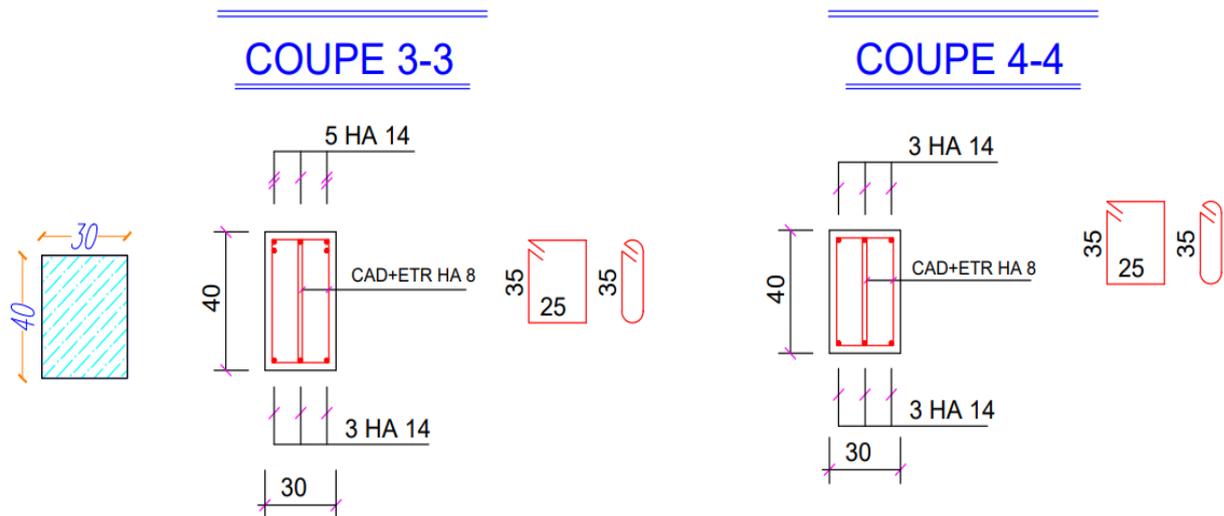
PP:(30x45)



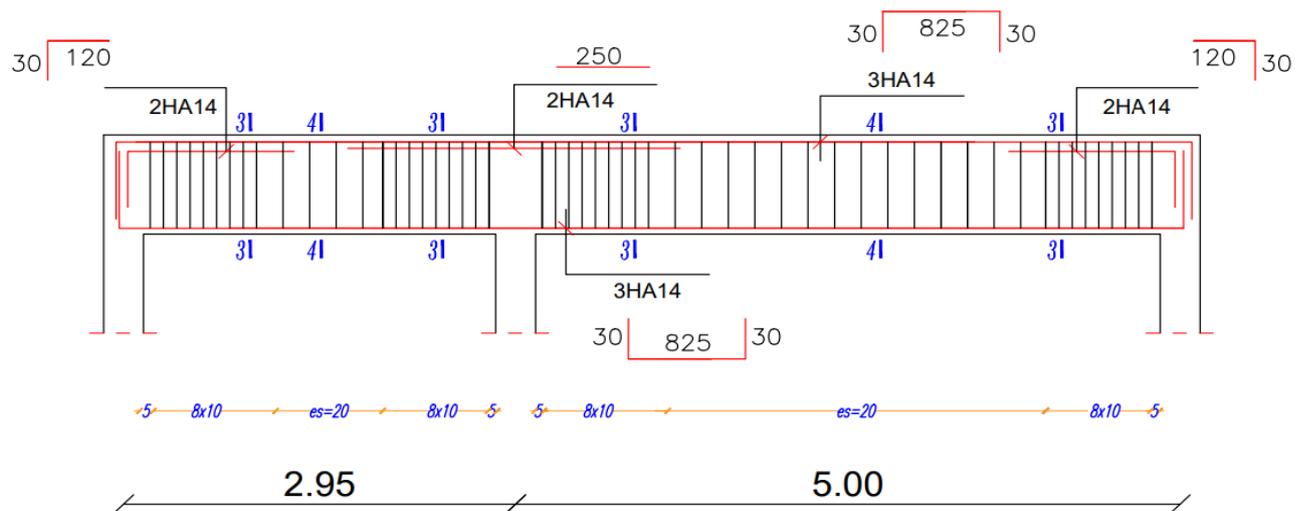
ferraillage poutres principale (30x45)



PS:(30x40)



ferrillage poutres secondaire (30x40)



IV.4. Ferrailage des voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux assurant essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations et sont chargés de reprendre la majeure partie des efforts horizontaux dus au séisme.

Ils seront calculés dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant V , et verticalement à la flexion composée sous un effort normal de compression N et un moment de flexion M , ces derniers seront tirés à partir du logiciel ROBOT sous les combinaisons d'action suivantes :

- Combinaisons fondamentales : BAEL 91
Avec G : action du poids propre et Q : actions des surcharges
 - ❖ $1.35 \times G + 1.5 \times Q$ (ELU)
 - ❖ $G + Q$ (ELS)
- Combinaisons accidentelles : RPA99/Version2003
Avec E_x et E_y : actions sismiques selon X et Y
 - ❖ $G + Q \pm E_x$
 - ❖ $G + Q \pm E_y$
 - ❖ $0.8 \times G \pm E_x$
 - ❖ $0.8 \times G \pm E_y$

On doit utiliser la combinaison la plus défavorable.

IV.4.1. Les Conditions du ferrailage des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions préconisées par le RPA99 :

✓ **Le Ferrailage vertical : art 7.7.4.1-RPA**

Ces armatures sont destinées à reprendre les effets des flexions, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles ils doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✚ Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue 0. 20%.
- ✚ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
- ✚ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure. Toutes les autres cadres n'ont pas de crochets.
- ✚ A chaque extrémité l'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égale à 15 cm.

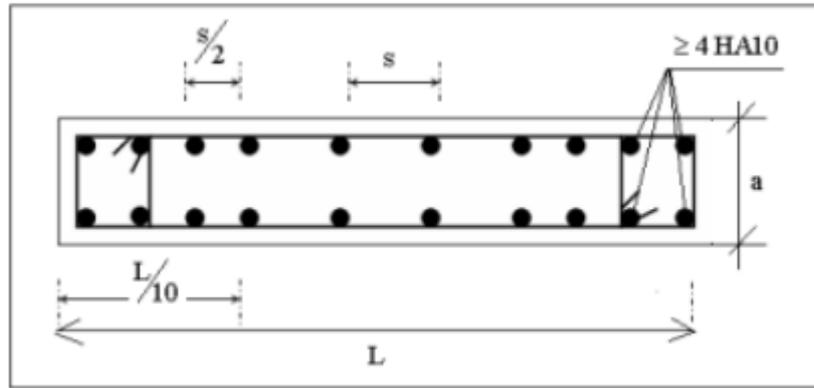


Fig. IV.1. Disposition des armatures verticales dans les voiles

✓ **Le Ferrailage horizontale : art 7.7.4.2 ; RPA**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ

✓ **Règles communes : (art 7.7.4.3 ; RPA)**

❖ **Section minimal d'armature :**

- 0.15% de la section globale du voile.
- 0.10% en zone courante.

❖ **Espacement des aciers horizontaux et verticaux :**

$$t \leq \min (1.5 a ; 30 \text{ cm})$$

a : épaisseur du voile

❖ **Longueur de recouvrement :**

- 40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement 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.

IV.4.2. Plan de repérage des voiles : dans le sens X

Le voile est calculé verticalement suivant son plan moyen en flexion composée et à l'effort tranchant, Notre exemple se limitera au voile "V1" de section $20 \times 400 \text{ cm}^2$

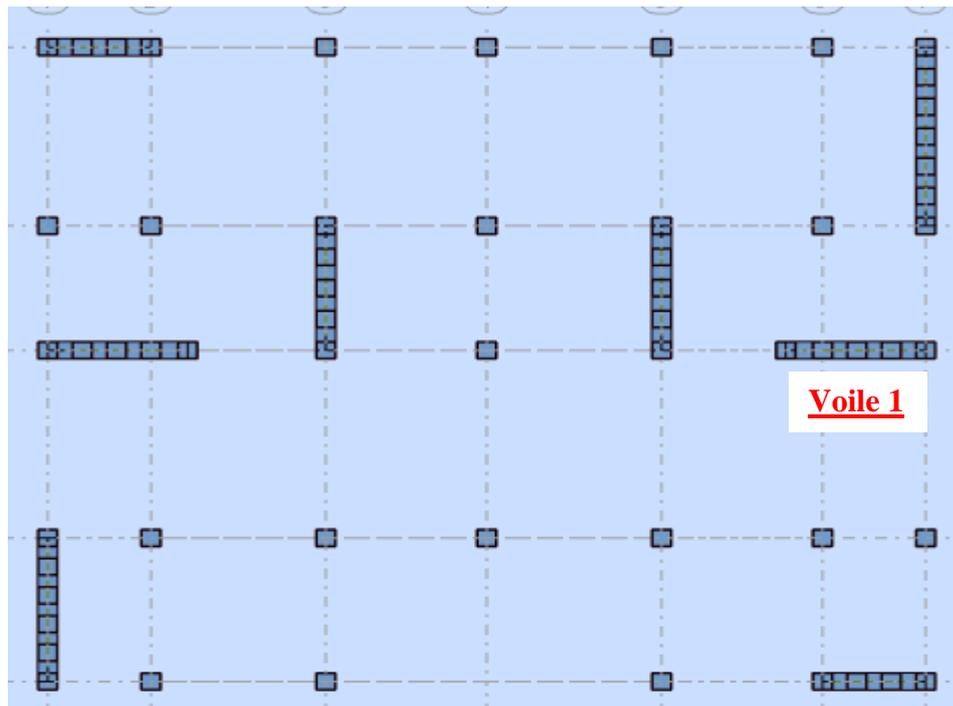


Fig. IV.2. Plan de repérage des voiles dans le sens X

IV.4.2.1. Les vérifications :

IV.4.2.1.1. Vérification de la stabilité de forme (non flambement) : ELU

Tout élément comprimé est susceptible de flamber, avant même que l'état limite ultime de résistance ne soit atteint. C'est un phénomène qu'on peut négliger et auquel on doit prêter une attention particulière, L'effort normal ultime « Nu » est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un voile sans subir des instabilités par flambement, et est égale à :

$$\bar{N}_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right] + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \dots \dots \dots \text{BAEL B.8.4}$$

Remarque : Nous avons calculé les voiles à l'aide de fichier Excel du M. KEBAILI Bachir.

EXEMPLE DE CALCUL Voile 1 : (RDC + 1er + 2èm) sur les étages

On a : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$

D'après ROBOT :

$M_u = 97,78 \text{ KN.m}$

$N_u = 4097,36 \text{ KN}$

- Longueur de flambement : $l_f = 0.8 \times l$; $l = l_0 - h = 3.23 - 0.45 = 2.78 \text{ m}$

$$\Rightarrow l_f = 0.8 \times 2.78 = 2.224 \text{ m}$$

- L'élanement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{\alpha} = \frac{2.224 \times \sqrt{12}}{0.2} = 38.52$$

- $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{38.52}{35}\right)^2} = 0.68$
- $d = \min \left\{ \frac{2 L_c}{3} ; \frac{(h_e)}{2} \right\} = \{2.67, 1.52\} = 1.52 \text{ m}$
- La surface réduite : La surface réduite :

$$B_r = d(a - 2) = 1.52(0.20 - 0.02) = 0.2727 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N}_u \leq 2643 \text{ KN}$$

- La contrainte limite vaut :

$$\sigma_u \text{ lim} = \frac{N_u \text{ lim}}{a.d} \Rightarrow N_u = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times a \times d = \left(\left(\frac{5.30 + 4.94}{2} \right) \times 200 \times 1520 \right) \times 10^{-3}$$

$$N_u = 1586 \text{ KN}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{B} + \frac{M_s.V}{I} = \left(\frac{4097,36}{0.2 \times 4} + \frac{97,78 \times \left(\frac{4}{2}\right)}{\frac{0.2 \times 4^3}{12}} \right) \times 10^{-3} = 5.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{B} - \frac{M_s.V}{I} = \left(\frac{4097,36}{0.2 \times 4} - \frac{97,78 \times \left(\frac{4}{2}\right)}{\frac{0.2 \times 4^3}{12}} \right) \times 10^{-3} = 4.94 \text{ MPa}$$

$$N_u = 1586 \text{ KN} < \bar{N}_u \leq 2643 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV.4.2.1.2. Vérification de la Contrainte de compression (ELS) :

La vérification de la contrainte est faite à l'aide de la Formule :

$$\sigma_c = \frac{N_s}{B} + \frac{M_s.V}{I} \leq \bar{\sigma}_c = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

D'après ROBOT :

$$M_s = 71,56 \text{ KN.m}$$

$$N_s = 2996,05 \text{ KN}$$

Donc :

$$\sigma_c = \left(\frac{2996,05}{0.2 \times 4} + \frac{71,56 \times \left(\frac{4}{2}\right)}{\frac{0.2 \times 4^3}{12}} \right) \times 10^{-3} = 3.88 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_c = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV.4.2.1.3. Vérification de la contrainte tangentielle :

Il faut vérifier la condition suivante :

- $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$

Avec : $b = 4 \text{ m}$; $d = \text{épaisseur du voile.}$

$V_u = 573,72 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{68.66 \times 10^{-3}}{4 \times 0.20} = 0.09 \text{ Mpa}$

Alors : $\tau_u = 0.09 \text{ Mpa} \leq 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$

IV.4.2.1.4. Le Ferrailage vertical :

a) Méthode des contraintes (méthode des bandes) :

On va assimiler notre système de voile a une pièce de béton armé qui non fissuré et calculer la contrainte au niveau de chaque point selon la longueur de voile.

b) La dimension de la section d'acier longitudinale :

Contrainte à la traction : $\sigma_t = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$

Contrainte à la compression : $\sigma_c = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$

D'après logiciel ROBOT on a :

Sous la combinaison sismique : $(G + Q + EX) + (0.8G + EX)$

$M = 5432,31 \text{ KN.m}$; $N = 2728,49 \text{ KN}$; $V = 573,72 \text{ KN}$

Donc :

$\sigma_t = \left(\frac{2728.49}{0.2 \times 4} - \frac{5432.31 \times \left(\frac{4}{2}\right)}{\frac{0.2 \times 4^3}{12}} \right) \times 10^{-3} = -6.77 \text{ Mpa}$

$\sigma_c = \left(\frac{2728.49}{0.2 \times 4} + \frac{5432.31 \times \left(\frac{4}{2}\right)}{\frac{0.2 \times 4^3}{12}} \right) \times 10^{-3} = 13.60 \text{ Mpa}$

Alors :

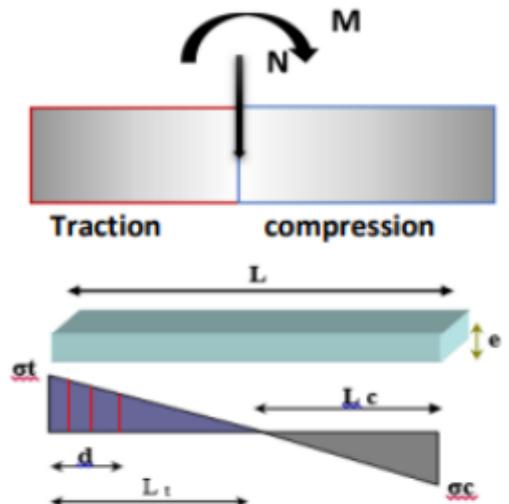
$\frac{L_c}{L} = \frac{\sigma_c}{\sigma_c - \sigma_t} \Rightarrow L_c = \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_c - \sigma_t} \right) \times L \Rightarrow \left(\frac{13.60}{13.60 + 6.77} \right) \times 4 = 2.67 \text{ m}$

$L_t = L - L_c = 4 - 2.67 = 1.33 \text{ m}$

Les méthodes approches division la partie tendue en plusieurs parties (des bandes) pour connaitre la quantité de ferrailage dans chaque partie car la contrainte est variée entre σ_{max} et 0.

Le règlement autorise à prendre :

❖ $d_{max} = \frac{2}{3} L_c$ et $d_1 = \frac{h_e}{2}$



❖ La force de traction :

$$F_t = \frac{\sigma_t}{2} \times e \times L_t = \left(\frac{6.77}{2} \times 0.20 \times 1.33 \right) \times 10^3 \Rightarrow F_t = 900.41 \text{ KN}$$

❖ La section des armatures verticale est :

$$A_s = \frac{f_t}{f_e} = \frac{900.41}{40} = 22.51 \text{ cm}^2$$

On adopte : 16HA 14 = 24.63 cm²

✚ On a un raidisseur de (30x30) cm².

❖ Ferrailage de raidisseur : on adopte **8HA 14 = 12.32 cm²**

L'espacement : St = 10 cm

✚ **On a la section d'acier longitudinale est :**

$$A_s = (16HA 14 = 24.63) - (8HA 14 = 12.32) = 12.31 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte : **10HA 14 = 15.39 cm²**

L'espacement : St = 10 cm

❖ Ferrailage minimal Globalement dans le voile :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 400 \times 20 = 12 \text{ cm}^2$$

On adopte : **10HA12 = 11.31 cm²**

L'espacement : St = 20 cm

IV.4.2.1.5. Le Ferrailage horizontale :

❖ En premier on fixe l'espacement :

$$St \leq \min (1.5 a ; 30 \text{ cm}) = (1.5 \times 20 ; 30) = (30 ; 30) \Rightarrow St = 30 \text{ cm}$$

❖ Selon le BAEL 91 (Ritter – Morsch) :

$$\frac{A_t}{b_0 \times St} \geq \frac{\tau_u}{0.9 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{573.72 \times 10^{-3}}{4 \times 0.20} = 0.72 \text{ Mpa}$$

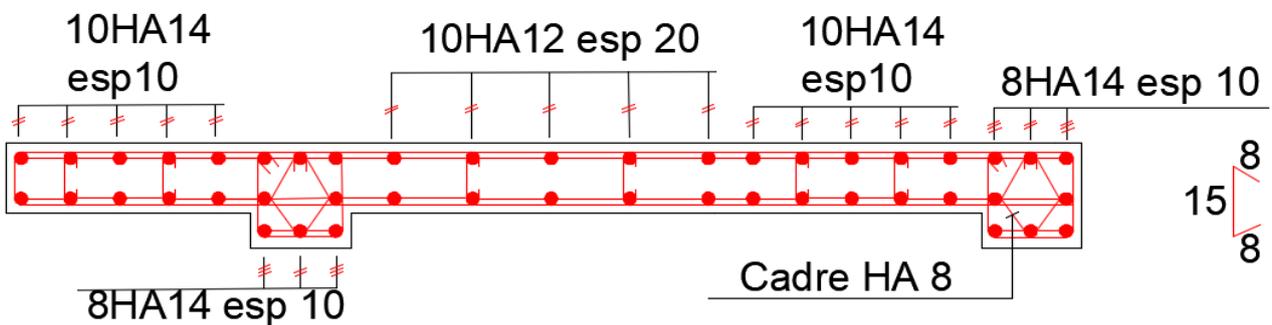
St : Espacement d'armateur.

Fe : Limite élastique.

α : Angle d'inclinaison des armatures transversales ($\alpha = 90^\circ$)

$$A_t \geq 20 \times 30 \times \frac{0.72}{0.9 \times 400 \times 1} = 1.2 \text{ cm}^2$$

IV.4.2.1.6. Schéma de ferrillage dans le sens X :



EXEMPLE DE CALCUL Voile 1 : (3ème + 4ème + 5ème) sur les étages

IV.4.2.1.7. Vérification de la stabilité de forme (non flambement) : ELU

SOLLICITATIONS "ELU"	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)	
ELU	45,83	2644	37,87	
VERIFICATION FLAMBEMENT	N_{ll} (KN)	2643	1018	FLAMBEMENT VERIFIE
VERIFICATION CISAILLEMENT	τ_u (Mpa)	0,05	1,00	Ah CONSTRUCTIVE

IV.4.2.1.8. Vérification de la Contrainte de compression (ELS) :

SOLLICITATIONS "ELS"	M (KN.m)	N (KN)		
ELS	33,07	1934		
$\sigma_{cm\max}$ (Mpa)	2,48	σ_r (Mpa)	15	VERIFIER

IV.4.2.1.9. Le Ferrillage vertical : ELA

SOLLICITATIONS "ELA"	M (KN.m)	N (KN)
ELA FLEXION COMPOSEE	1843,36	1888
CALCUL PAR BANDE DE	1,60	m
Lc (m)	3,37	m
Lt (m)	0,63	m
dmax bande (m)	1,60	m
Section Armature cm ²	1,74	cm ²

$A_s = 1.74 \text{ cm}^2 \Rightarrow D' \text{ après RPA : } A_{\min} = 0.15\% \times 400 \times 20 = 12 \text{ cm}^2$

\Rightarrow On adopte : **10HA12 = 11.31 cm²**

IV.4.2.1.10. Vérification de la contrainte tangentielle :

$V = 386,53 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{386,53 \times 10^{-3}}{4 \times 0.20} = 0.48 \text{ Mpa}$

Alors : $\tau_u = 0.48 \text{ Mpa} \leq 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{ CV}$

✚ EXEMPLE DE CALCUL Voile 1 : (6ème + 7ème) sur les étages

IV.4.2.1.11. Vérification de la stabilité de forme (non flambement) : ELU

SOLLICITATIONS "ELU"	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)	
ELU	23,11	1095	38,8	
VERIFICATION FLAMBEMENT	N_u (KN)	2643	423	FLAMBEMENT VERIFIE
VERIFICATION CISAILLEMENT	τ_u (Mpa)	0,05	1,00	Ah CONSTRUCTIVE

IV.4.2.1.12. Vérification de la Contrainte de compression (ELS) :

SOLLICITATIONS "ELS"	M (KN.m)	N (KN)		
ELS	16,51	800,9		
σ_{cmax} (Mpa)	1,03	σ_r (Mpa)	15	VERIFIER

IV.4.2.1.13. Le Ferrailage vertical : ELA

SOLLICITATIONS "ELA"	M (KN.m)	N (KN)
ELA FLEXION COMPOSEE	602,38	735,8
CALCUL PAR BANDE DE	1,60	m
Lc (m)	3,63	m
Lt (m)	0,37	m
dmax bande (m)	1,60	m
Section Armature cm ²	0,19	cm ²

$A_s = 0.19 \approx 0.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow D'$ après RPA : $A_{min} = 0.15\% \times 400 \times 20 = 12 \text{ cm}^2$

\Rightarrow On adopte : **10HA12 = 11.31 cm²**

IV.4.2.1.14. Vérification de la contrainte tangentielle :

$V = 160,57 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{160,57 \times 10^{-3}}{4 \times 0.20} = 0.20 \text{ Mpa}$

Alors : $\tau_u = 0.20 \text{ Mpa} \leq 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{ CV}$

IV.4.3. Plan de repérage des voiles : dans le sens Y

Le voile est calculé verticalement suivant son plan moyen en flexion composée et à l'effort tranchant, Notre exemple se limitera au voile "V2" de section **20×470 cm²**.

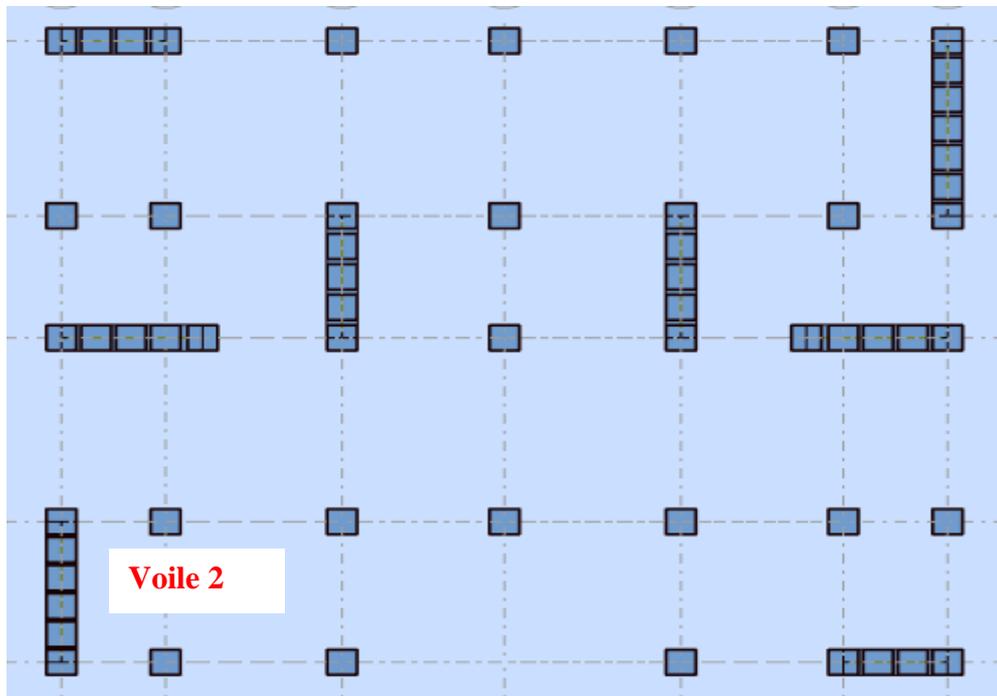


Fig. IV.3. Plan de repérage des voiles dans le sens Y

EXEMPLE DE CALCUL Voile 2 : (RDC + 1er + 2èm) sur les étages

IV.4.3.1. Vérification de la stabilité de forme (non flambement) : ELU

SOLLICITATIONS "ELU"	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)	
ELU	1069,02	3161	58,12	
VERIFICATION FLAMBEMENT	N_u (KN)	2643	1317	FLAMBEMENT VERIFIE
VERIFICATION CISAILLEMENT	τ_u (Mpa)	0,06	1,00	Ah CONSTRUCTIVE

IV.4.3.2. Vérification de la Contrainte de compression (ELS) :

SOLLICITATIONS "ELS"	M (KN.m)	N (KN)		
ELS	780,85	2320		
σ_{cmax} (Mpa)	3,53	σ_r (Mpa)	15	VERIFIER

IV.4.3.3. Le Ferrailage vertical : ELA

SOLLICITATIONS "ELA"	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)
ELA FLEXION COMPOSEE	2211,58	735,8	801,57
CALCUL PAR BANDE DE	1,60	m	COMMENTAIRE
Lc (m)	3,04	m	
Lt (m)	1,66	m	
dmax bande (m)	1,60	m	SECTION SUFFISANTE
			Nbre de barres
Section Armature cm ²	23,56	cm ²	16

On adopte : 16HA 14 = 24.63 cm²

✚ On a un raidisseur de (30x30) cm².

❖ Ferrailage de raidisseur : on adopte 8HA 14 = 12.32 cm²

L'espacement : St = 10 cm

✚ On a la section d'acier longitudinale est :

$$A_s = (16HA 14 = 24.63) - (8HA 14 = 12.32) = 12.31 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte : 10HA 14 = 15.39 cm²

L'espacement : St = 10 cm

❖ Ferrailage minimal Globalement dans le voile :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 470 \times 20 = 14.10 \text{ cm}^2$$

On adopte : 10HA14 = 15.39 cm²

L'espacement : St = 20 cm

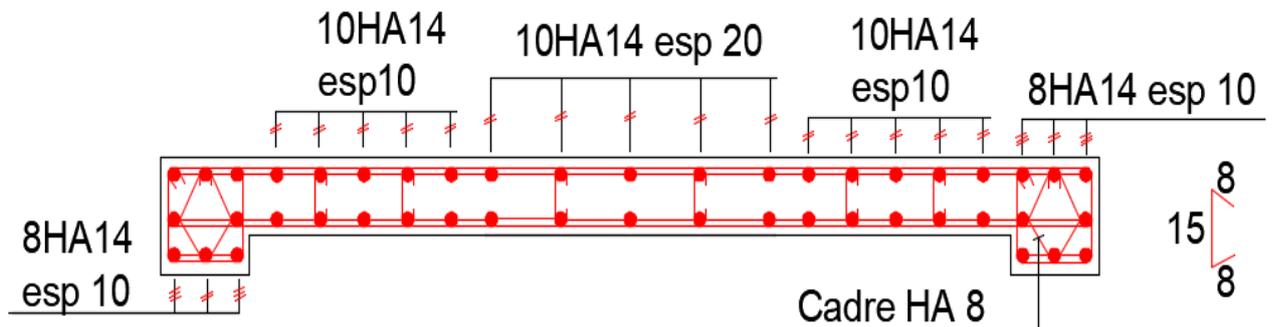
IV.4.3.4. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$V = 801,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{801,57 \times 10^{-3}}{4.70 \times 0.20} = 0.85 \text{ Mpa}$$

Alors : $\tau_u = 0.85 \text{ Mpa} \leq 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{ CV}$

4.3.5. Schéma de ferrillage dans le sens Y :



EXEMPLE DE CALCUL Voile 2 : (3ème + 4ème + 5ème) sur les étages

IV.4.3.6. Vérification de la stabilité de forme (non flambement) : ELU

SOLLICITATIONS "ELU"	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)	
ELU	591,09	2066	3,24	
VERIFICATION FLAMBEMENT	N_u (KN)	2579	831	FLAMBEMENT VERIFIE
VERIFICATION CISAILLEMENT	τ_u (Mpa)	0,00	1,00	Ah CONSTRUCTIVE

IV.4.3.7. Vérification de la Contrainte de compression (ELS) :

SOLLICITATIONS "ELS"	M (KN.m)	N (KN)		
ELS	431,72	1516		
σ_{cmax} (Mpa)	2,20	σ_c (Mpa)	15	VERIFIER

IV.4.3.8. Le Ferrillage vertical : ELA

SOLLICITATIONS "ELA"	M (KN.m)	N (KN)
ELA FLEXION COMPOSEE	2053,67	1421
CALCUL PAR BANDE DE	1,60	m
Lc (m)	3,62	m
Lt (m)	1,08	m
dmax bande (m)	1,60	m
Section Armature cm ²	3,44	cm ²

$A_s = 3.44 \text{ cm}^2 \Rightarrow D'$ après RPA : $A_{min} = 0.15\% \times 470 \times 20 = 14.10 \text{ cm}^2$

\Rightarrow On adopte : 10HA14 = 15.39 cm²

IV.4.3.9. Vérification de la contrainte tangentielle :

$V = 575,54 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{575,54 \times 10^{-3}}{4,70 \times 0,20} = 0,61 \text{ Mpa}$

Alors : $\tau_u = 0,61 \text{ Mpa} \leq 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{ CV}$

EXEMPLE DE CALCUL Voile 2 : (6ème + 7ème) sur les étages

IV.4.3.10. Vérification de la stabilité de forme (non flambement) : ELU

SOLLICITATIONS "ELU"	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)	
ELU	835,79	256,5	16,7	
VERIFICATION FLAMBEMENT	N_u (KN)	2579	341	FLAMBEMENT VERIFIE
VERIFICATION CISAILLEMENT	τ_u (Mpa)	0,02	1,00	Ah CONSTRUCTIVE

IV.4.3.11. Vérification de la Contrainte de compression (ELS) :

SOLLICITATIONS "ELS"	M (KN.m)	N (KN)		
ELS	187,48	613,2		
σ_{cmax} (Mpa)	0,91	σ_r (Mpa)	15	VERIFIER

IV.4.3.12. Le Ferrailage vertical : ELA

SOLLICITATIONS "ELA"	M (KN.m)	N (KN)
ELA FLEXION COMPOSEE	417,63	556,8
CALCUL PAR BANDE DE	1,60	m
Lc (m)	4,80	m
Lt (m)	-0,10	m
dmax bande (m)	1,60	m
Section Armature cm ²	0,01	cm ²

$A_s = 0,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow D'$ après RPA : $A_{min} = 0,15\% \times 470 \times 20 = 14,10 \text{ cm}^2$

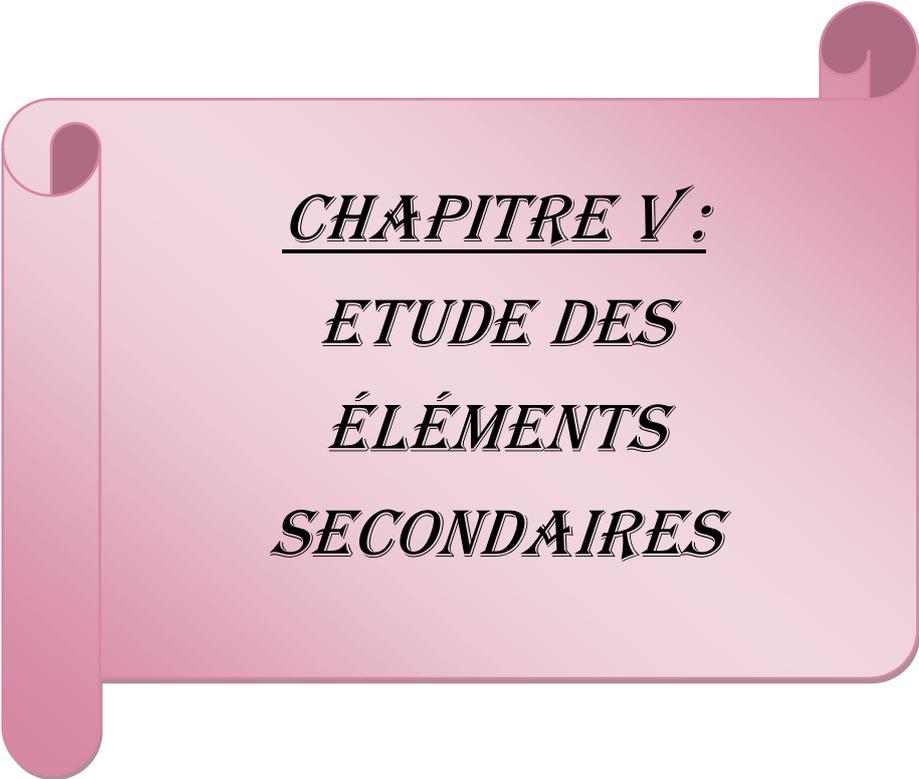
\Rightarrow On adopte : **10HA14 = 15,39 cm²**

IV.4.3.13. Vérification de la contrainte tangentielle :

$V = 262,44 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{262,44 \times 10^{-3}}{4,70 \times 0,20} = 0,28 \text{ Mpa}$

Alors : $\tau_u = 0,28 \text{ Mpa} \leq 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{ CV}$



CHAPITRE V :
ETUDE DES
ÉLÉMENTS
SECONDAIRES

V.1. Introduction :

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

Les éléments porteurs principaux qui contribuent à la stabilité et aux contreventements directement qui ont fait l'objet de calcul dans les chapitres précédents.

✓ Les éléments secondaires qui ne participent pas directement à la stabilité et aux contreventement de la structure. L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :

- Acrotère.
- Escaliers.
- Poutre palière.
- Plancher à corps creux.
- Plancher dalle pleine.
- Balcon.
- L'ascenseur.

Nous présentons dans ce qui suit le dimensionnement et la vérification de tous ces éléments :

V.2. Calcul de l'acrotère :

V.2.1. Définition :

L'acrotère est un élément de protection qui borde les toitures ou terrasses accessibles ou non. Il s'agit d'un muret périphérique réalisé en béton armé qui en plus de son rôle de protection contre les chute joue aussi un rôle dans l'étanchéité. En effet il permet de faciliter le relevé d'étanchéité du mur de façade.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

V.2.2. Mode de travail :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée a sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet :

- ✓ De la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- ✓ Un effort normal "N" appliquée au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "G".

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m linéaire, dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b = 100$ cm.
- Hauteur de (l'acrotère) $H = 60$ cm.
- Epaisseur $e = 10$ cm.

V.2.3. Vérification de l'acrotère au séisme selon l'RPA99/Version 2003 (art 6.2.3) :

Calcul de la force horizontale suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération qui dépend de la zone et le groupe d'usage.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans tableau.

W_p : Poids de l'acrotère.

- D'après l'RPA99/Version 2003 tab 4.1 avec (zone IIa ; groupe 2) : **A = 0.15**
- **$C_p = 0.8$** (Élément en console).
- **$W_p = 2.32 \text{ KN/ml}$**

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.32 = \mathbf{1.11 \text{ KN/ml}}$$

La surcharge d'exploitation : **$Q = \max(F_p ; F_q)$**

$F_q = 1 \text{ kN/ml}$: poussée de la main courante

$$Q = \max(F_p ; F_q) = (1.11 ; 1)$$

Alors on prend : **$Q = 1.11 \text{ KN/ml}$**

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force est :

$$F_p = 1.11 \text{ KN/ml} < 1.5 \times Q \rightarrow 1.11 \text{ KN/ml} < 1.5 \times 1.11$$

$$\rightarrow 1.11 \text{ KN/ml} < 1.67 \text{ KN/ml} \quad ; \text{ Condition vérifié}$$

V.2.4. Combinaison des Sollicitations :

L'effort normale et l'effort tranchant et moment fléchissant :

✓ Sollicitations l'ELU :

- $N_U = 1.35 \times W_p = 1.35 \times 2.32 \rightarrow N_U = 3.13 \text{ KN/ml}$
- $V_U = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1.11 \rightarrow V_U = 1.67 \text{ KN/ml}$
- $M_U = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1.11 \times 0.6 \rightarrow M_U = 0.99 \text{ KN.m/ml}$

✓ Sollicitations l'ELS :

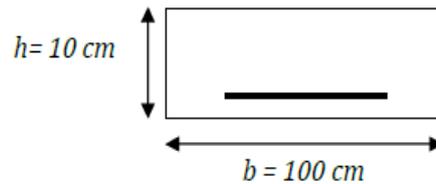
- $N_{Ser} = W_p = 2.32 \rightarrow N_{Ser} = 2.32 \text{ KN/ml}$

- $V_{Ser} = Q = 1.11 \rightarrow V_{Ser} = 1.11 \text{ KN/ml}$
- $M_{Ser} = Q \times h = 1.11 \times 0.6 \rightarrow M_{Ser} = 0.66 \text{ KN.m/ml}$

V.2.5. Ferraillages :

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée sera fait pour une bande d'un 1 mètre linéaire ; pour le calcul, on considère une section ($b \times h$) soumise à la flexion composée.

On travaille sur une section rectangulaire :



ELU :

a) Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.99}{3.13} = 0.32 \text{ m} = 32 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{10 \times 10^{-2}}{6} = 0.017 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (S.P.C) donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

b) Evaluation des moments aux niveaux des armatures tendues :

Selon **BAEL91**, le moment fictif M_{ua} est égale à :

$$\bullet M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.99 + 3.13 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.084 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.084 \times 10^4}{100 \times 8^2 \times 142} = 0.012 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow (A_{s'} = 0)$$

D'où :

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - (2\mu_{bu})} \right) = 0.015$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.015) = 0.994$$

$$\Rightarrow A_{u1} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.084 \times 10^4}{0.994 \times 8 \times 3480} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

$$A_{SU} = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_s} \Rightarrow A_S = 0.39 - \frac{3.13 \times 10^2}{3480} = 0.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

c) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'où : $A_{SU} < 0.96 \text{ cm}^2$

Donc : $A_S = \max (A_{SU} ; A_{min}) \Rightarrow A_S = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$

d) Selon-art B.5.3.1 BAEL91 :

Les éléments de béton exposés sur plus d'une de leurs faces aux actions climatiques sont calculer par un pourcentage minimaux d'armatures longitudinales donné par la formule suivant :

$$A_{S \min} = 0.0025 \times S$$

Avec :

S : est la section du béton.

✓ Armature longitudinale :

$$S = 10 \times 100 = 1000 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Alors : } A_{S \min} = 0.0025 \times 1000 = 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte : **5HA8** → $A_{S \text{ adopt}} = 2.51 \text{ cm}^2$

✓ L'espacement :

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

✓ Vérification d'espacement :

$$S_t = 20 \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min (30 ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

✓ Armature transversale :

On adopter le même ferrailage longitudinal :

5HA8 ; espacement = 20 cm

e) Vérification au cisaillement :

L'effort tranchant : $V_U = 1.67 \text{ KN/ml}$

La contrainte de cisaillement : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.67 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0208 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = \{2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa}\} = 2.5 \text{ Mpa}$

$0.0208 < 2.5 \text{ Mpa}$; Condition vérifiée

V.2.6. Schéma de ferrailage :

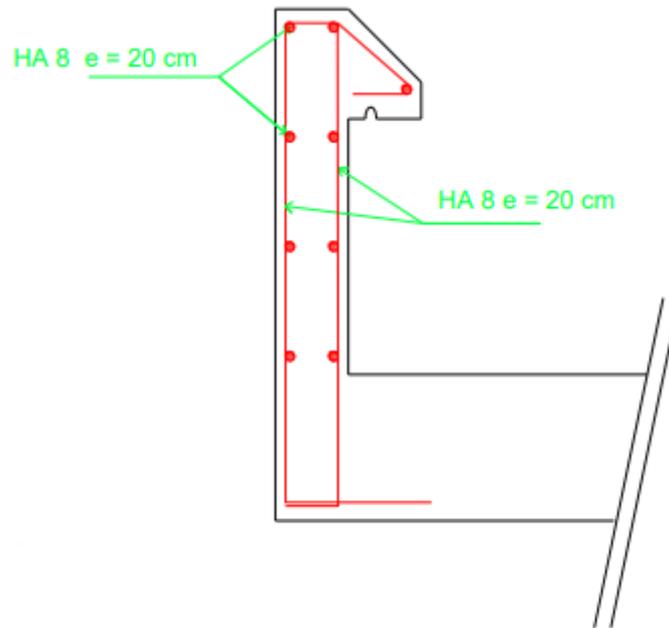


Fig. V.1. Coupe de Ferrailage de l'acrotère

V.3. Étude des Escaliers :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet nous avons un escalier à trois volées.

Remarque : Les informations pour les escaliers c'est un existe dans pré dimensionnement (le chapitre 2).

V.3.1. Calcul des sollicitations (Volée 1) :

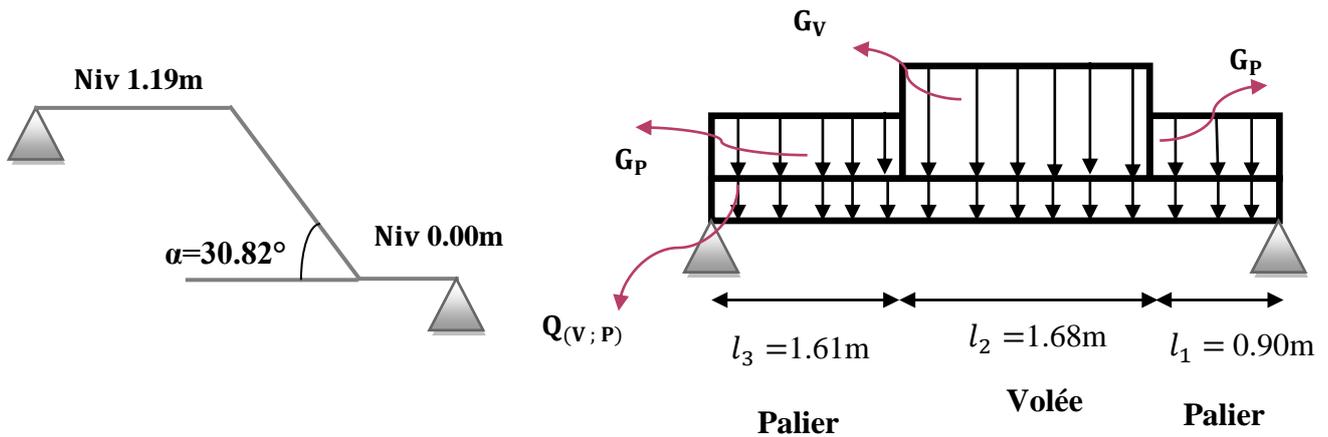


Fig. V.2. Schéma statique de l'escalier

❖ Pour calcul approchée : la volée du l'escalier

$$G_{volée} = 8.84 \text{ KN/m}^2 \times \cos\alpha = 8.84 \times \cos(30.82) \Rightarrow G_{volée} = 7.6 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{volée} = 2.5 \text{ KN/m}^2 \times \cos\alpha = 2.5 \times \cos(30.82) \Rightarrow Q_{volée} = 2.15 \text{ KN/m}^2$$

Tableau (V.1) : Evaluations charges des escaliers (volées).

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	l_1 (m)	$qu =$ ($1.35G + 1.5Q$) * l_1	$qs =$ ($G + Q$) * l_1
Volée	7,6	2,15	1,92	25,90	18,72

Tableau (V.2) : Evaluations charges des escaliers (paliers).

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	l_1 (m)	$qu =$ ($1.35G + 1.5Q$) * l_1	$qs =$ ($G + Q$) * l_1
Palier	5,49	2,5	1,92	21,43	15,34

V.3.1.1. L'escalier de 1^{er} volée :

a) **A l'ELU :**

Charges équivalente :

$$q_{eq} = \frac{Q_p \times l_1 + Q_v \times l_2 + Q_p \times l_3}{l_1 + l_2 + l_3} = \frac{21.43 \times 0.90 + 25.90 \times 1.68 + 21.43 \times 1.61}{0.90 + 1.68 + 1.61}$$

$$q_{eq} = 23.22 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique M_0 : $M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = \frac{23.22 \times 4.19^2}{8} = 50.95 \text{ (KN.m)/ml}$
- Le moment en travée : $M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 50.95 = 43.30 \text{ (KN.m)/ml}$
- Le moment sur appui : $M_{app} = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 50.95 = 15.28 \text{ (KN.m)/ml}$
- L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{23.22 \times 4.19}{2} = 48.64 \text{ (KN/ml)}$

b) A'ELS :

Charges équivalente :

$$q_{eq} = \frac{Q_p \times l_1 + Q_v \times l_2 + Q_p \times l_3}{l_1 + l_2 + l_3} = \frac{15.34 \times 0.90 + 18.72 \times 1.68 + 15.34 \times 1.61}{0.90 + 1.68 + 1.61}$$

$$q_{eq} = 16.70 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique M_0 : $M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = \frac{16.70 \times 4.19^2}{8} = 36.64 \text{ (KN.m)/ml}$
- Le moment en travée : $M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 36.64 = 31.14 \text{ (KN.m)/ml}$
- Le moment sur appui : $M_{app} = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 36.64 = 10.99 \text{ (KN.m)/ml}$
- L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{16.70 \times 4.19}{2} = 34.98 \text{ (KN/ml)}$

V.3.1.2. Ferraillages :

Le ferraillage se fait à l'ELU, pour une section rectangulaire de dimension $b \times h$ (100×15) cm^2 sollicitée en flexion simple :

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

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

$$d = h - c = 13 \text{ cm}$$

a) En travée :

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{43.30 \times 10^4}{100 \times 13^2 \times 142} = 0.180 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow (A_s' = 0)$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2\mu)}) = 0.25$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.25) = 0.9$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{43.30 \times 10^4}{0.9 \times 13 \times 3480} = 10.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **10HA12/ ml = 11.31 cm^2/ml**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_S \text{ adopte}$$

L'espacement :

$$S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \rightarrow S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

Vérification l'espacement :

$$S_t = 10 \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_S}{4} = \frac{11.31}{4} = 2.83 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10/ ml = 3.14 cm²/ml**

L'espacement :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

Vérification l'espacement :

$$S_t = 25 \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

b) En appuis :

$$\mu = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.28 \times 10^4}{100 \times 13^2 \times 142} = 0.063 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow (A_{S'} = 0)$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2\mu)}) = 0.081$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.081) = 0.967$$

$$\Rightarrow A_S = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15.28 \times 10^4}{0.967 \times 13 \times 3480} = 3.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5HA10/ ml = 3.93 cm²/ml**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_S \text{ adopte}$$

L'espacement :

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

Vérification l'Espacement :

$$S_t = 20 \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA8/ ml = 2.01 cm²/ml**

L'espacement :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification l'Espacement :

$$S_t = 25 \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

L'effort tranchant : $T_u = 48.64 \text{ KN/ml}$

$$\text{La contrainte de cisaillement : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{48.64 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.37 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible :

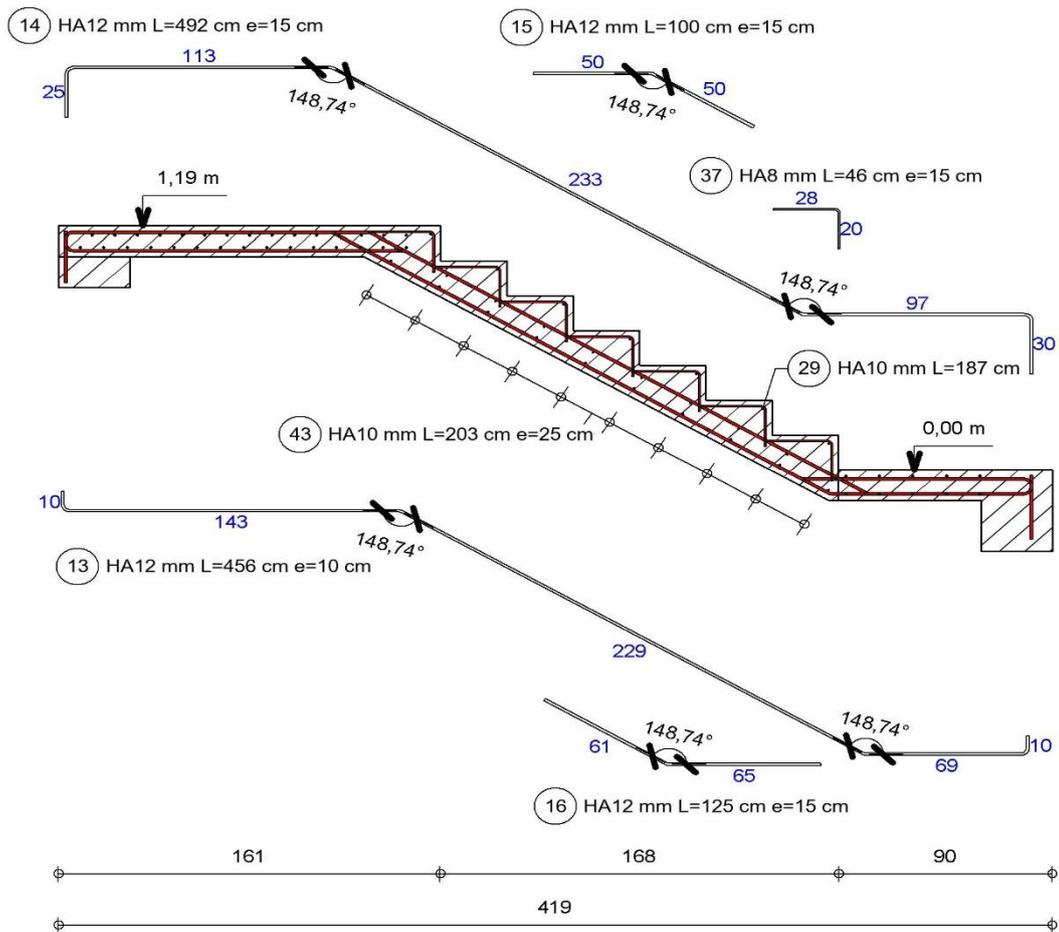
$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \{3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa}\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.37 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad ; \text{Condition vérifiée}$$

Vérification a L'ELS :

La fissuration est peu nuisible, il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes.

V.3.1.3. Schéma de ferrailage :



V.3.2. Calcul des sollicitations (Volées 2) :

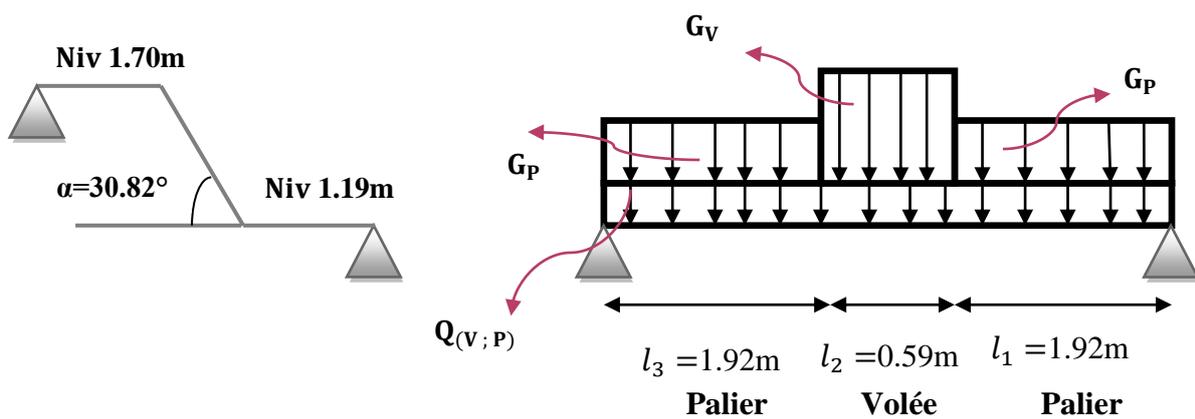


Fig. V.3. Schéma statique de l'escalier

❖ Pour calculer approchée : la volée de l'escalier

$$G_{volée} = 8.84 \text{ KN/m}^2 \times \cos\alpha = 8.84 \times \cos(30.82) \Rightarrow G_{volée} = 7.6 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{volée} = 2.5 \text{ KN/m}^2 \times \cos\alpha = 2.5 \times \cos(30.82) \Rightarrow Q_{volée} = 2.15 \text{ KN/m}^2$$

Tableau (V.3) : Evaluations charges des escaliers (volées).

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	l_1 (m)	$qu =$ ($1.35G + 1.5Q$) * l_1	qs = ($G + Q$) * l_1
Volée	7,6	2,15	1,61	21,71	15,70

Tableau (V.4) : Evaluations charges des escaliers (paliers).

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	l_1 (m)	$qu =$ ($1.35G + 1.5Q$) * l_1	qs = ($G + Q$) * l_1
Palier	5,49	2,5	1,61	17,97	12,86

V.3.2.1. L'escalier de 2^{ème} volée :

a) A P E L U :

Charges équivalente :

$$q_{eq} = \frac{Q_p \times l_1 + Q_v \times l_2 + Q_p \times l_3}{l_1 + l_2 + l_3} = \frac{17.97 \times 1.92 + 21.71 \times 0.59 + 17.97 \times 1.92}{1.92 + 0.59 + 1.92}$$

$$q_{eq} = 18.47 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique M_0 : $M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = \frac{18.47 \times 4.43^2}{8} = 45.31 \text{ (KN.m)/ml}$
- Le moment en travée : $M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 45.31 = 38.51 \text{ (KN.m)/ml}$
- Le moment sur appui : $M_{app} = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 45.31 = 13.59 \text{ (KN.m)/ml}$
- L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{18.47 \times 4.43}{2} = 40.91 \text{ (KN/ml)}$

b) A P E L S :

Charges équivalente :

$$q_{eq} = \frac{Q_{p1} \times l_1 + Q_v \times l_2 + Q_{p2} \times l_3}{l_1 + l_2 + l_3} = \frac{12.86 \times 1.92 + 15.70 \times 0.59 + 12.86 \times 1.92}{1.92 + 0.59 + 1.92}$$

$$q_{eq} = 13.24 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique M_0 : $M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = \frac{13.24 \times 4.43^2}{8} = 32.48 \text{ (KN.m)/ml}$
- Le moment en travée : $M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 32.48 = 27.61 \text{ (KN.m)/ml}$
- Le moment sur appui : $M_{app} = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 32.48 = 9.74 \text{ (KN.m)/ml}$
- L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{13.24 \times 4.43}{2} = 29.33 \text{ (KN/ml)}$

V.3.2.2. Ferraillages :

Le ferraillage se fait à l'ELU, pour une section rectangulaire de dimension $b \times h$ (100*15) cm^2 sollicitée en flexion simple :

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

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

$$d = h - c = 13 \text{ cm}$$

a) En travée :

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{38.51 \times 10^4}{100 \times 13^2 \times 142} = 0.160 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow (A_{s'} = 0)$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2\mu)}) = 0.219$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.219) = 0.912$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{38.51 \times 10^4}{0.912 \times 13 \times 3480} = 9.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **10HA12/ ml = 11.31 cm^2/ml**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_s \text{ adopte}$$

L'espacement :

$$S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Vérification l'Espacement :

$$S_t = 10 \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{11.31}{4} = 2.83 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10/ ml = 3.14 cm^2/ml**

L'espacement :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification l'Espacement :

$$S_t = 25 \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

b) En appuis :

$$\mu = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.59 \times 10^4}{100 \times 13^2 \times 142} = 0.057 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow (A_{s'} = 0)$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2\mu)}) = 0.073$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.073) = 0.971$$

$$\Rightarrow A_S = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.59 \times 10^4}{0.971 \times 13 \times 3480} = 3.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5HA10/ ml = 3.93 cm²/ml**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_S \text{ adopte}$$

L'espacement :

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

Vérification l'Espacement :

$$S_t = 20 \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_S}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA8/ ml = 2.01 cm²/ml**

L'espacement :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification l'Espacement :

$$S_t = 25 \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

L'effort tranchant : $T_u = 40.91 \text{ KN/ml}$

La contrainte de cisaillement : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{40.91 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.31 \text{ Mpa}$

La fissuration est peu nuisible :

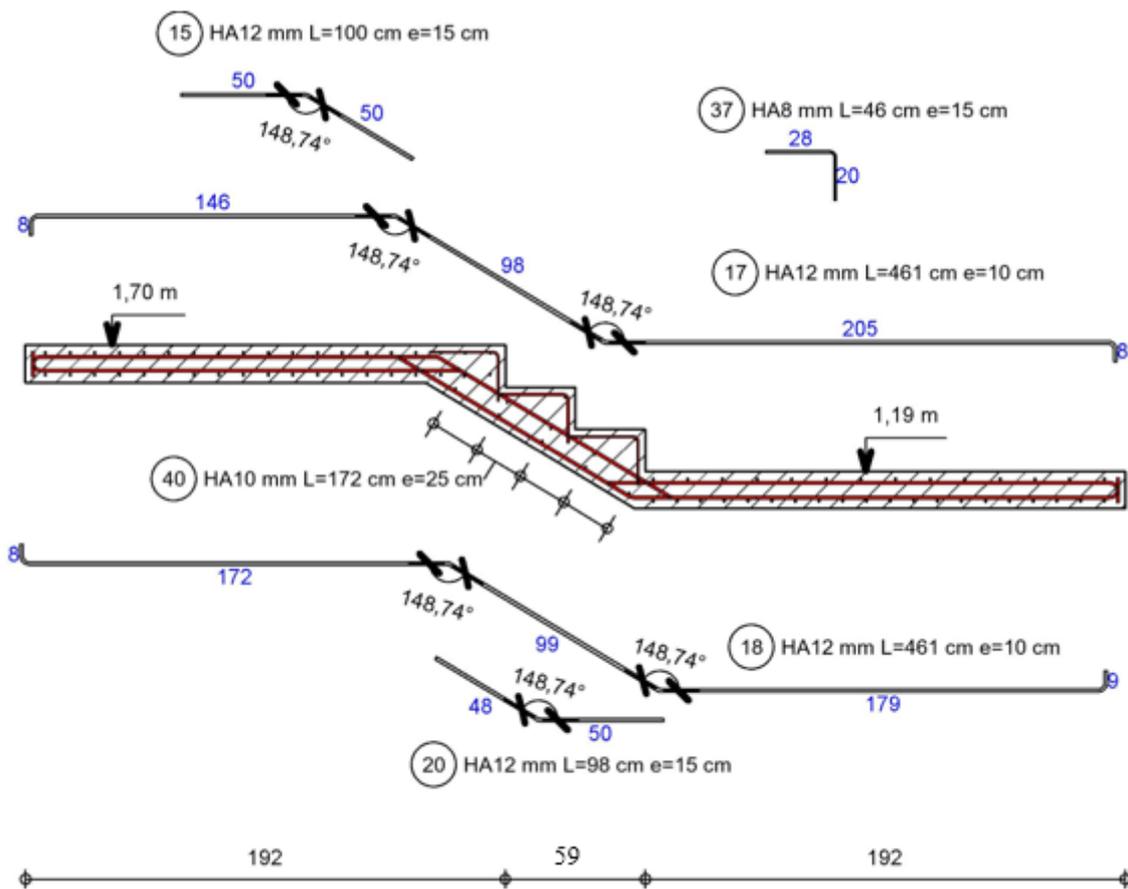
$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \{ 3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.31 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$; Condition vérifiée

Vérification a L'ELS :

La fissuration est peu nuisible, il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes.

V.3.2.3. Schéma de ferrailage :



V.3.3. Calcul des sollicitations (Volées 3) :

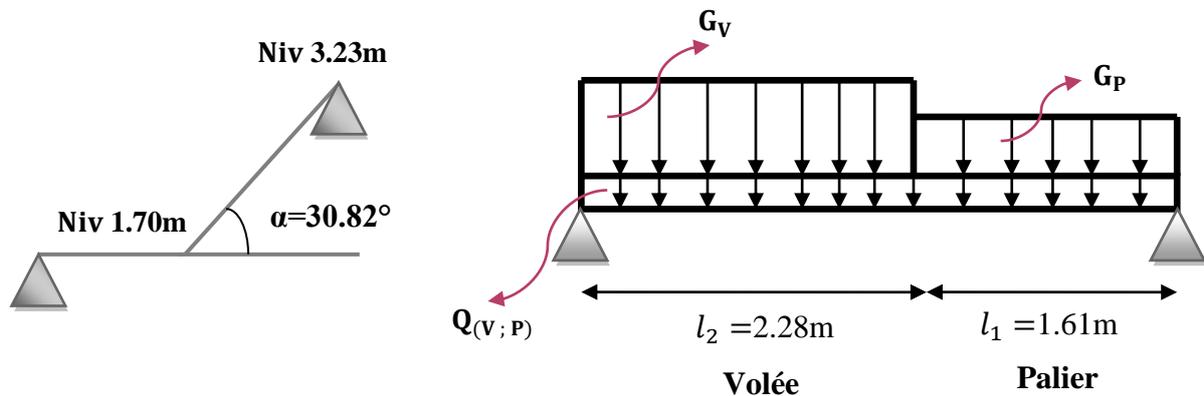


Fig. V.4. Schéma statique de l'escalier

❖ Pour calcul approchée : la volée de l'escalier

$$G_{volée} = 8.84 \text{ KN/m}^2 \times \cos\alpha = 8.84 \times \cos(30.82) \Rightarrow G_{volée} = 7.6 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{volée} = 2.5 \text{ KN/m}^2 \times \cos\alpha = 2.5 \times \cos(30.82) \Rightarrow Q_{volée} = 2.15 \text{ KN/m}^2$$

Tableau (V.5) : Evaluations charges des escaliers (volées).

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	l_1 (m)	$qu =$ ($1.35G + 1.5Q$) * l_1	qs = ($G + Q$) * l_1
Volée	7,6	2,15	1,92	25,90	18,72

Tableau (V.6) : Evaluations charges des escaliers (paliers).

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	l_1 (m)	$qu =$ ($1.35G + 1.5Q$) * l_1	qs = ($G + Q$) * l_1
Palier	5,49	2,5	1,92	21,43	15,34

V.3.3.1. L'escalier de 3^{ème} volée :

a) A P E L U :

Charges équivalente :

$$q_{eq} = \frac{Q_v \times l_1 + Q_p \times l_2}{l_1 + l_2} = \frac{25.90 \times 2.28 + 21.43 \times 1.61}{2.28 + 1.61} = 24.05 \text{ (KN/ml)}$$

- Le moment isostatique $M_0 : M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = \frac{24.05 \times 3.89^2}{8} = 45.49 \text{ (KN.m/ml)}$
- Le moment en travée : $M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 45.49 = 38.67 \text{ (KN.m/ml)}$
- Le moment sur appui : $M_{app} = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 45.49 = 13.65 \text{ (KN.m/ml)}$
- L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{24.05 \times 3.89}{2} = 46.78 \text{ (KN/ml)}$

b) A I' E L S :

Charges équivalente :

$$q_{eq} = \frac{Q_v \times l_1 + Q_p \times l_2}{l_1 + l_2} = \frac{18.72 \times 2.28 + 15.34 \times 1.61}{2.28 + 1.61} = 17.32 \text{ (KN/ml)}$$

- Le moment isostatique $M_0 : M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = \frac{17.32 \times 3.89^2}{8} = 32.76 \text{ (KN.m/ml)}$
- Le moment en travée : $M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 32.76 = 27.85 \text{ (KN.m/ml)}$
- Le moment sur appui : $M_{app} = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 32.76 = 9.83 \text{ (KN.m/ml)}$
- L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{17.32 \times 3.89}{2} = 33.69 \text{ (KN/ml)}$

V.3.3.2. Ferraillages :

Le ferraillage se fait à l'ELU, pour une section rectangulaire de dimension $b \times h$ (100×15) cm^2 sollicitée en flexion simple :

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

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

$$d = h - c = 13 \text{ cm}$$

a) En travée :

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{38.67 \times 10^4}{100 \times 13^2 \times 142} = 0.161 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow (A_{s'} = 0)$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2\mu)}) = 0.221$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.221) = 0.912$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{38.67 \times 10^4}{0.912 \times 13 \times 3480} = 9.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **10HA12/ ml = 11.31 cm^2/ml**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_s \text{ adopte}$$

L'espacement :

$$S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Vérification l'Espacement :

$$S_t = 10 \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{11.31}{4} = 2.83 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10/ ml = 3.14 cm²/ml**

L'espaceur :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification l'Espacement :

$$S_t = 25 \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

b) En appuis :

$$\mu = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.65 \times 10^4}{100 \times 13^2 \times 142} = 0.057 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow (A_{s'} = 0)$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2\mu)}) = 0.073$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.073) = 0.971$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.65 \times 10^4}{0.971 \times 13 \times 3480} = 3.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5HA10/ ml = 3.93 cm²/ml**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_s \text{ adopte}$$

L'espaceur :

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

Vérification l'Espacement :

$$S_t = 20 \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA8/ ml = 2.01 cm²/ml**

L'espacement :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification l'Espace :

$$S_t = 25 \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

L'effort tranchant : $T_u = 46.78 \text{ KN/ml}$

$$\text{La contrainte de cisaillement : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{46.78 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.36 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible :

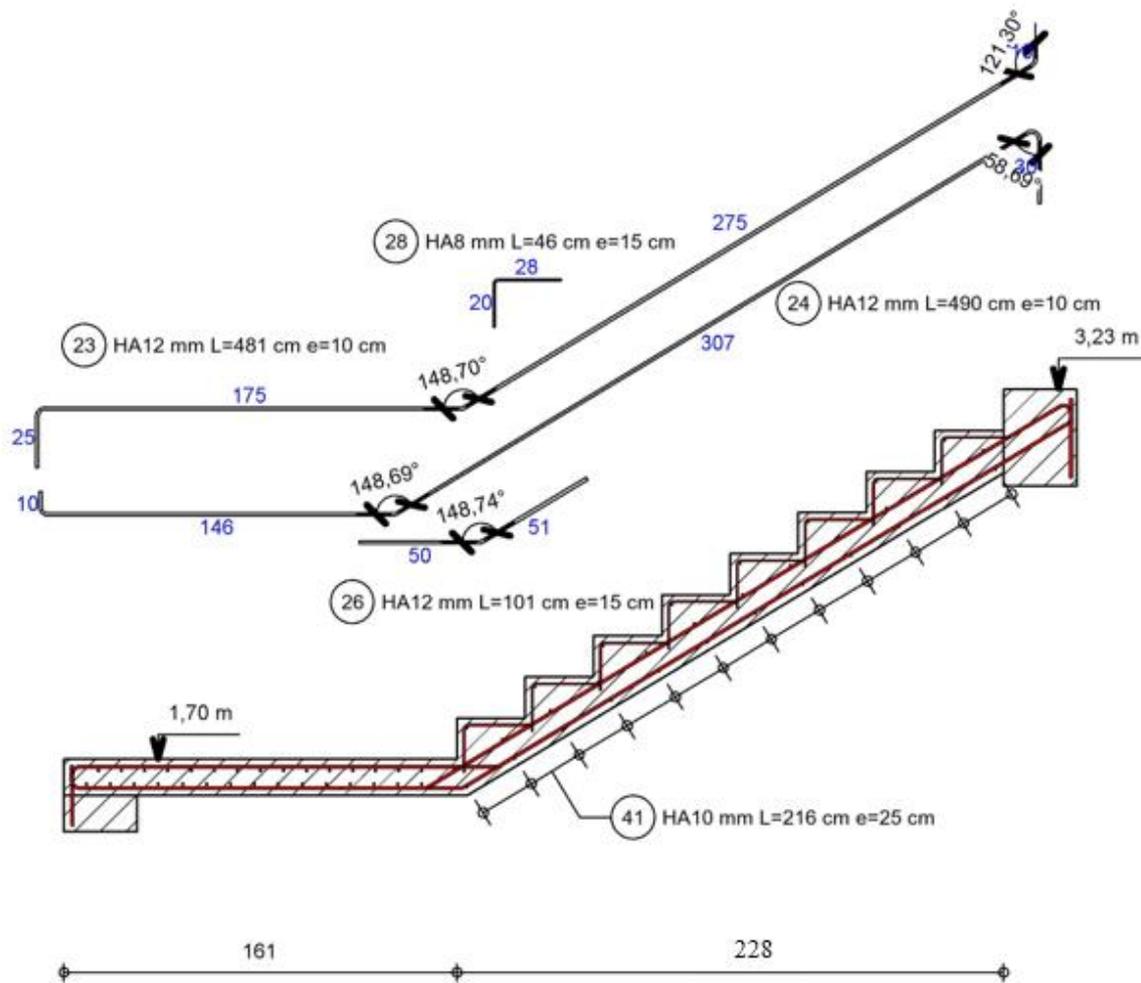
$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \{3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa}\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.36 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad ; \text{Condition vérifiée}$$

Vérification a L'ELS :

La fissuration est peu nuisible, il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes.

V.3.3.3. Schéma de ferrailage :



V.4. Étude de la poutre palière :

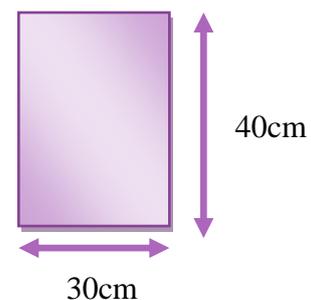
V.4.1. Pré dimensionnement :

La longueur maximum du poutre palière dans notre bâtiment est : $L_{max} = 460 \text{ cm}$

- Pour $h : \frac{460}{16} \leq h \leq \frac{460}{10} = 28.75 \leq h \leq 46$ on adopte : $h = 40 \text{ cm}$
- Pour $b : 0.3(40) \leq b \leq 0.7(40) = 12 \leq b \leq 28$ on adopte : $b = 30 \text{ cm}$

La vérification selon **RPA99/Version 2003** :

- $b = 30 > 20 \text{ cm}$; vérifié
- $h = 40 > 30 \text{ cm}$; vérifié
- $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$; vérifié



On adopte la dimension de la poutre palière ($b \times h$) = **(30×40) cm²**.

V.4.2. Méthode de calcul :

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple, elle est soumise à :

- ✓ La réaction de la volée.
- ✓ Poids du mur extérieur G_m .

V.4.3. Évaluation des charges sur la poutre palière :

- ✓ La réaction de la volée :

$$G_{\text{volée } 1} = 8.84 \times 1.50 = 4.42 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{volée } 2} = 8.84 \times 1.61 = 14.23 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{volée } 1} = 2.5 \times 1.50 = 1.25 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{volée } 2} = 2.5 \times 1.61 = 4.02 \text{ KN/ml}$$

- ✓ Poids du mur extérieur G_m :

Calcule la hauteur de mur :

$$h_{\text{mur}} = (h_{\text{étage}} - h_{\text{ps}}) - 119$$

$$h_{\text{mur}} = (323 - 40) - 119 = 164 \text{ cm}$$

$$G_m = 2.4 \times h_{\text{mur}} = 2.4 \times (164 \times 10^{-2}) \Rightarrow G_m = 3.94 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{total}} = G_{\text{volée } 1} + G_{\text{volée } 2} + G_m = 4.42 + 14.23 + 3.94 \Rightarrow G_{\text{total}} = 22.59 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{volée } 1} + Q_{\text{volée } 2} = 1.25 + 4.02 \Rightarrow Q_{\text{total}} = 5.27 \text{ KN/ml}$$

V.4.4. Combinaisons des charges :❖ **ELU :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35(22.59) + 1.5(5.27) \Rightarrow q_u = 38.40 \text{ KN/ml}$$

❖ **ELS :**

$$q_s = G + Q = 22.59 + 5.27 \Rightarrow q_s = 27.86 \text{ KN/ml}$$

V.4.5. Calcule des sollicitations :❖ **A l'ELU :**

- Le moment isostatique M_0 : $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{38.40 \times 4.60^2}{8} = 101.56 \text{ KN.m}$
- Le moment en travée : $M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 101.56 = 86.32 \text{ KN.m}$
- Le moment sur appui : $M_{\text{app}} = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 101.56 = 30.46 \text{ KN.m}$

- L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{38.40 \times 4.60}{2} = 88.32 \text{ KN}$

❖ **A L'ELS :**

- Le moment isostatique $M_0 : M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{27.86 \times 4.60^2}{8} = 73.68 \text{ KN.m}$
- Le moment en travée : $M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 73.68 = 62.62 \text{ KN.m}$
- Le moment sur appui : $M_{app} = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 73.68 = 22.10 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{27.86 \times 4.60}{2} = 64.07 \text{ KN}$

V.4.6. Ferrailages :

Le calcul se fait flexion simple pour une section $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

$$h = 40 \text{ cm}$$

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

$$d = h - c = 38 \text{ cm}$$

Tableau (V.7) : Résultat de ferrailage de poutre palière.

	M (KN.m)	μ	α	β	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_s adoptée (cm ²)
Travée	86,32	0,12	0,16	0,936	6,97	1,4	5HA14=7,70
appuis	30,46	0,042	0,053	0,978	2,35	1,4	3HA12=3,39

Vérification A L'ELU :

- Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

L'effort tranchant : $T_u = 88.32 \text{ KN}$

La contrainte de cisaillement : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{88.32 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.77 \text{ Mpa}$

La fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \{ 3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.77 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad ; \text{ Condition vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales :

Selon BAEL : le diamètre des armatures transversales est calculé d'après la formule :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right) = \min (11.43 ; 30 ; 12) \text{ mm}$$

Ont adopté : $\varnothing_t = 12 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

L'espacement des barres : (BAEL A5.1.2.2)

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{\tau_u \times b} = \frac{3.39 \times 0.9 \times 400}{0.77 \times 30} = 52 \text{ cm}$$

Ont adopté un cadre HA8 ; Avec un espacement de 20 cm.

Vérification A L'ELS :

La fissuration est peu nuisible, il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes.

V.4.7. Schéma de ferrailages :

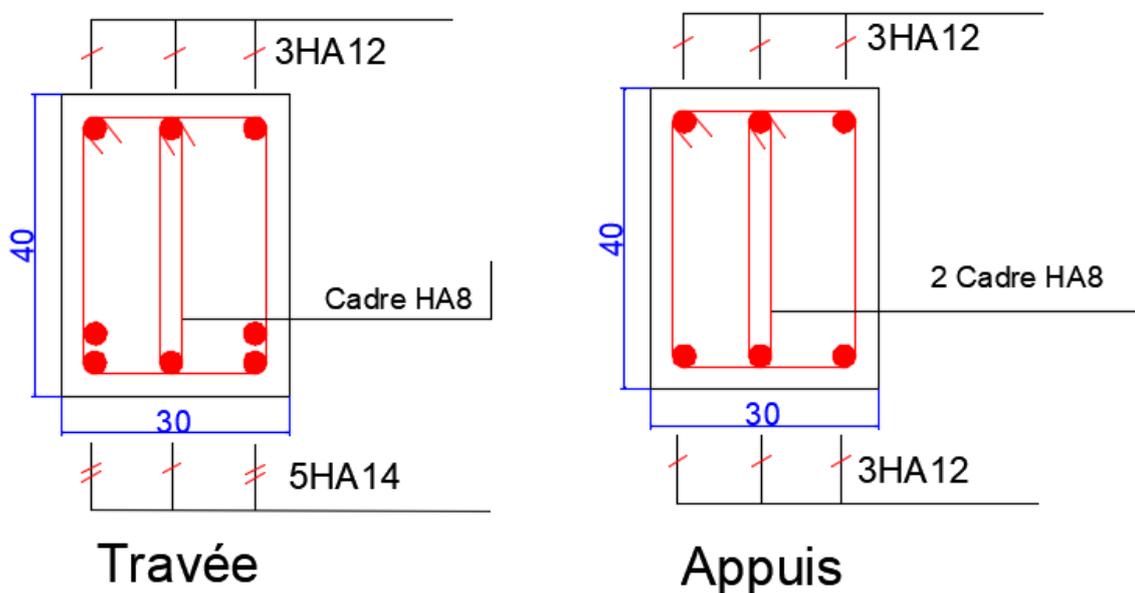


Fig. V.5. Ferrailage de la poutre palière

V.5. Etude de plancher à corps creux :

Les plancher en corps creux n'ont pas été modélisés lors de l'utilisation du modèle de calcul par le logiciel Robot. Seul leurs actions (par leurs poids propre et surcharge) ont été introduites dans le calcul. Ainsi pour leur calcul propre et dimensionnements se fera de manière isolée en calculant de manière isolée, la poutrelle la plus sollicitée. (Incluant poutrelle et dalle de compression). Elles seront calculées en flexion simple comme des poutres continues, selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables et avec une fissuration préjudiciable.

V.5.1. Etude des poutrelles :

- ✓ Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servent à transmettre les charges aux poutres principales.
- ✓ Les poutrelles reçoivent de chaque côté la moitié du corps creux. Au total, elles reçoivent la charge du corps creux en entier.

Donc les poutrelles seront soumises à une charge uniforme linéaire de $0.65 \times q$ (q est la charge totale sur le plancher a corps creux de 65 cm de large).

Elles sont analysées en considérant une section en T en Béton arme pour la zone en travée et en considérant une section rectangulaire pour la zone en appuis.

Leurs dimensions respectives sont :

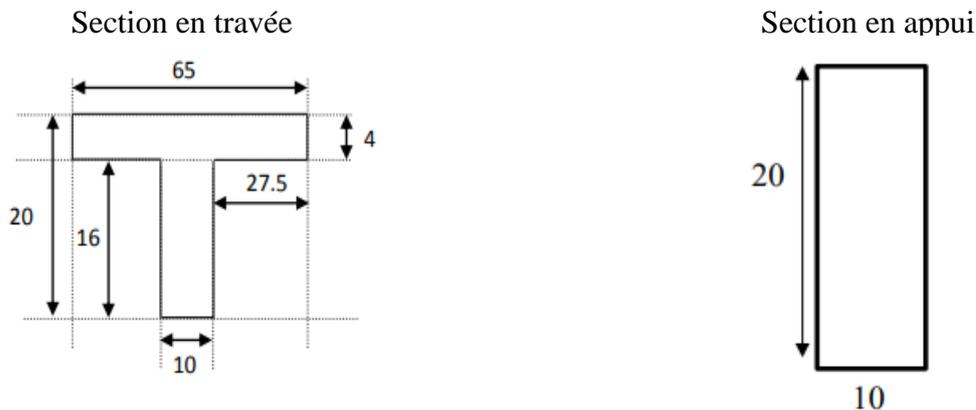


Fig. V.6. Section sollicitées

Tableau (V.8) : Calcul des charges linéaires sur poutrelles aux états limites.

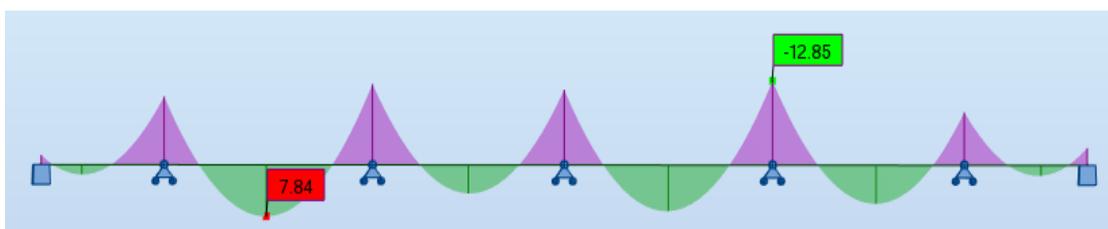
Etages courants	Terrasse inaccessible
$G = 5,34 \times 0,65 = 3,47$	$G = 5,90 \times 0,65 = 3,84$
$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97$	$Q = 1 \times 0,65 = 0,65$

V.5.2. Ferraillage longitudinale :

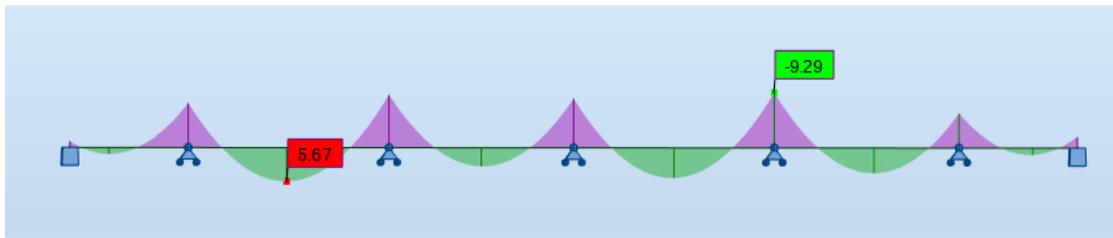
Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans les schémas ci-après :

- ✓ Plancher étages courants :

Type 1 : ELU

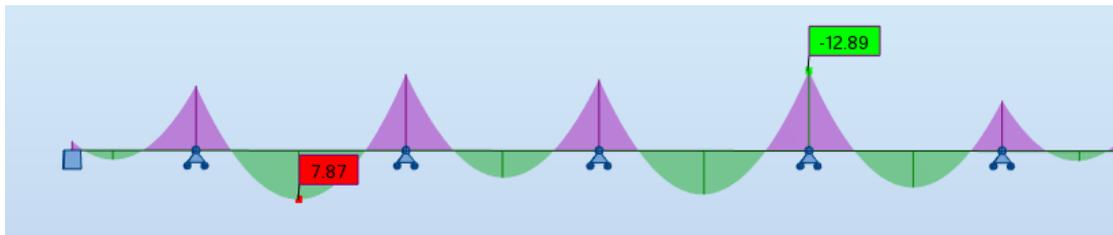


Type 1 : ELS

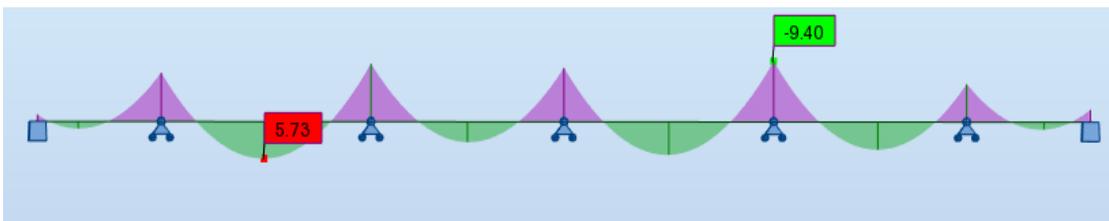


✓ Plancher terrasse inaccessible :

Type 2 : ELU



Type 2 : ELS



Les résultats de calcul à l'ELU et ELS sont résumé dans le tableau. En utilisant le logiciel Robot expert pour calculer le ferrailage, on a trouvé :

Tableau (V.9) : Résultat de ferrailage des poutrelles.

Type du Plancher	La nature ELU		La nature ELS		A _s calculé	A _s calculé	A _s adopté	
	M travée	M appuis	M travée	M appuis	travée	appuis	travée	appuis
	(KN. m)	(KN. m)	(KN. m)	(KN. m)	Cm ²	Cm ²	Cm ²	Cm ²
Étages courants	7,84	-12,85	5,67	-9,29	1,7	3	2HA12=2,26	2HA14=3,08
Terrasse inaccessible	7,87	-12,89	5,73	-9,4	1,7	3,1	2HA12=2,26	2HA14=3,08

❖ Vérification de Condition non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On a : $A_{min} < A_{Sadopté} \Rightarrow$ vérifiée

V.5.3. Ferrailage transversale :

❖ Vérification des efforts tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = 15.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{15.78 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.87 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = \{ 2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa} \} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.87 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad ; \text{ Condition vérifiée}$$

❖ Choix des armatures transversales : selon le BAEL

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right) = \min \left(\frac{200}{35} ; \frac{100}{10} ; 8 \right) = \min (5.71 ; 10 ; 8) \text{ mm}$$

$$\phi_l \leq 5.71 \text{ mm}$$

On prend un diamètre de $\Rightarrow \phi = \mathbf{8 \text{ mm}} \Rightarrow A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$

❖ L'espacement :

D'après le BAEL

$$S_{t_{max}} \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t_{max}} \leq \min (16.2 ; 40 \text{ cm}) = \mathbf{16.2 \text{ cm}}$$

$$S_{t1} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 (\tau_u)} \quad (\text{On considère qu'il y a un risqué de reprise de bétonnage})$$

$$S_{t1} \leq \left(\frac{0.9 \times 1 \times 400}{1.15 \times 10 (0.87)} \right) = 36 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + (0.06 \times 25) = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{1 \times 400}{0.4 \times 10} = 100 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (S_{t_{max}} ; S_{t1} ; S_{t2}) \Rightarrow S_t \leq \min (16.2 ; 36 ; 100) \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{S_t \leq 16.2 \text{ cm}}$$

En adopte : $\mathbf{S_t = 15 \text{ cm}}$

V.5.4. Les armatures de la dalle de compression :

La dalle de compression est armée d'un quadrillage d'armatures constituées par une nappe de treillis soudés, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

⇒ Donc on choisit un treillis soudé d'un quadrillage à maille de dimension (150 x150).

V.5.5. Schéma de ferrailage :

Ferrailage étages courants et terrasse inaccessible :

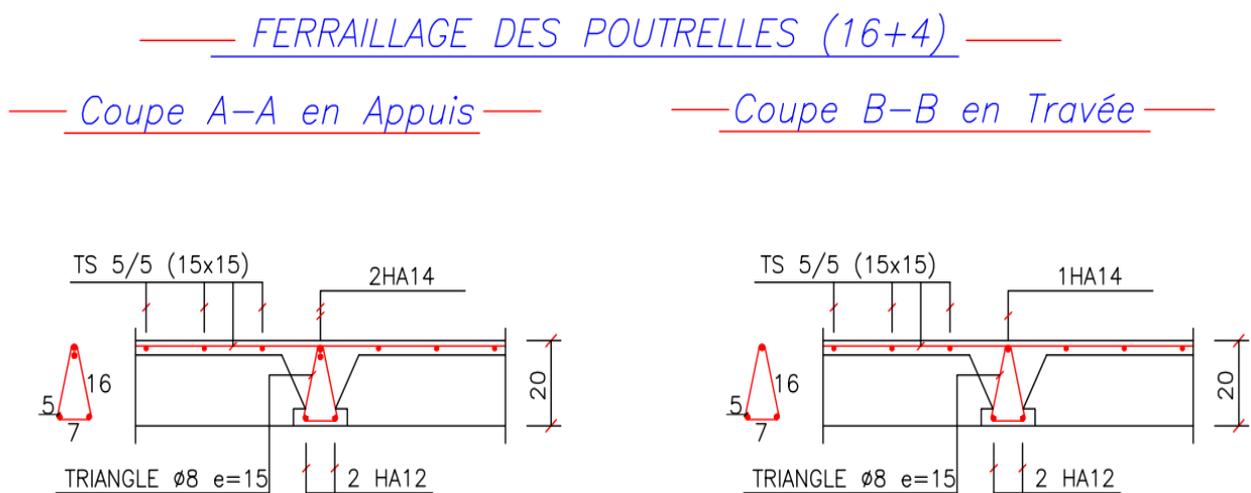


Fig. V.7. Schémas de ferrailage des poutrelles

V.6. Étude des dalles pleines :

V.6.1. Introduction :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

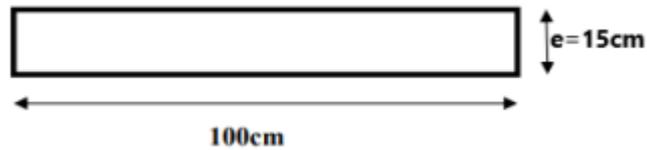
V.6.2. Le calcul de la dalle pleine :

V.6.2.1. Dalle sur deux appuis (Les chambres) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.70}{6.08} = 0.11 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant un seul sens.}$$

V.6.2.1.1. Ferrailage :

On calcule le ferrailage des dalles pleines dans une section rectangulaire d'une largeur $b=100\text{cm}$ (une bande de 1m) et d'une hauteur de 15 cm (épaisseur de la dalle pleine) avec un enrobage de 2 cm. Les sollicitations dans les dalles pleines sont à la flexion simple.



D’après le logiciel ROBOT structural analysis, on trouve les valeurs comme dans les figures suivantes :

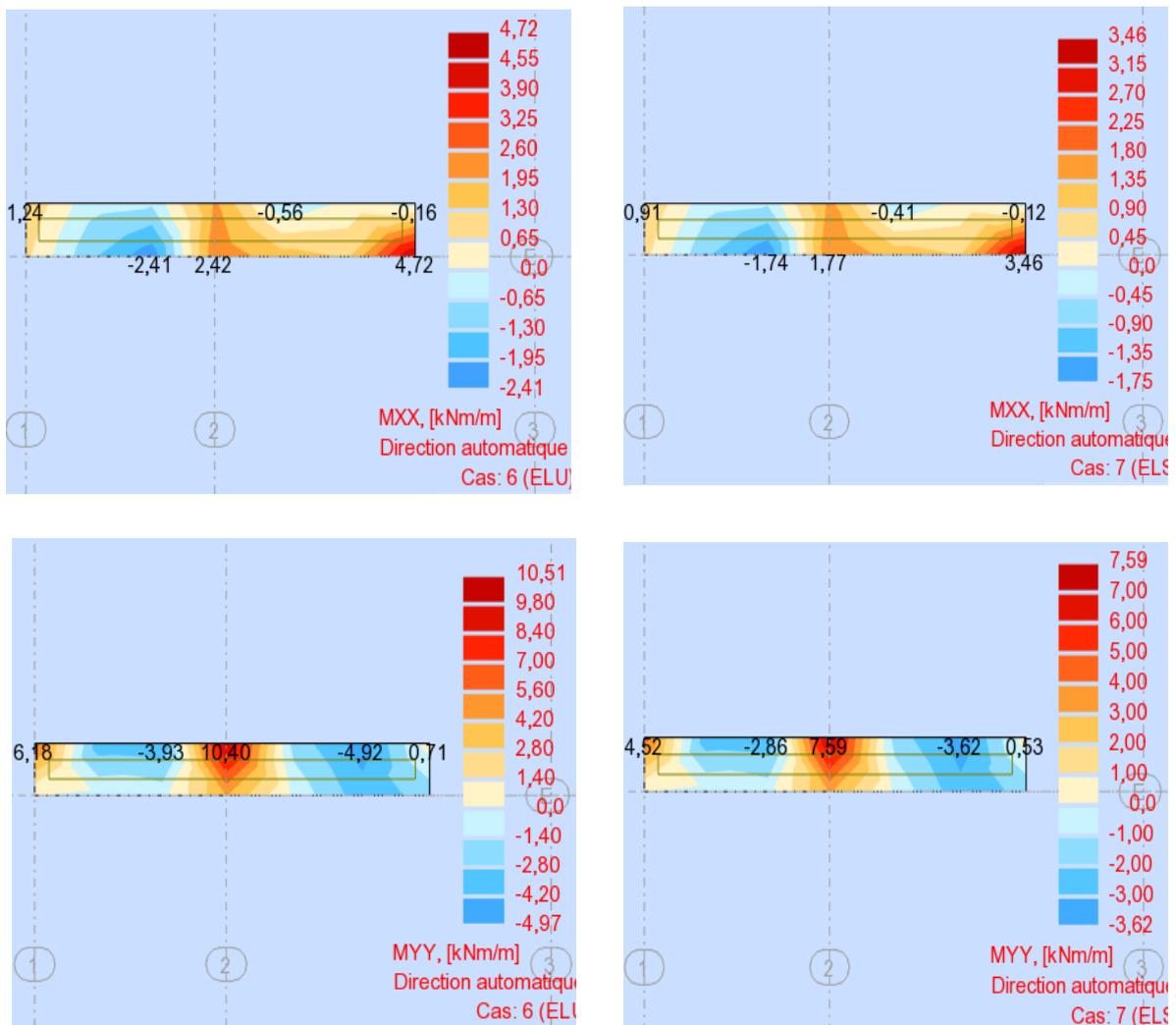


Fig. V.8. Les sollicitations max à la flexion simple d’un dalles pleine (chambres) dans les deux directions XX et YY

Tableau (V.10) : Les sollicitations à la flexion simple des dalles pleine (chambres).

- Selon la direction XX :

M(KN. m)	
ELU	ELS
4,72	3,46

- Selon la direction YY :

M(KN. m)	
ELU	ELS
10,51	7,59

Après faire entrer les valeurs des moments de flexion sur le logiciel ROBOT EXPERT BA, on a trouvé les résultats des sections d'armatures suivants :

Tableau (V.11) : Récapitulatif des résultats des sections d'armatures dans les chambres.

- Selon la direction XX :

A _s (cal) (cm ²)	Ferraillage	A _{adp} (cm ²)
1,7	4HA8	2,01

- Selon la direction YY :

A _s (cal) (cm ²)	Ferraillage	A _{adp} (cm ²)
3,1	5HA10	3,93

➤ Armatures transversales :

- **L'espacement des cadres :**

En travée :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$$

- **Vérification des espacements :**

$$\Rightarrow 25 \text{ cm} \leq \min \{45 ; 33 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{CV}$$

En appuis :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$$

- **Vérification des espacements :**

$$\Rightarrow 20 \text{ cm} \leq \min \{45 ; 33 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Tableau (V.12) : Espacement des cadres dans la dalle pleine (chambre).

	S _t (calculé)
XX	25
YY	20

- **Vérification de la contrainte tangentielle (de cisaillement) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = 2.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{2.76 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.02 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = \{2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa}\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad ; \text{ Condition vérifiée}$$

Tableau (V.13) : La contrainte tangentielle de la dalle pleine (chambre).

	V_u max (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Direction XX	2,76	100	13	0,02	2,5	vérifiée
Direction YY	7,86	100	13	0,06	2,5	vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

✓ La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par : $\Delta_{fadm} = \frac{L}{500}$

✓ La flèche admissible pour une poutre $L > 5 \text{ m}$ est définie par : $\Delta_{fadm} = 5 + \frac{L}{1000}$

On utilise le logiciel robot expert pour faire la vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

D'abord on relève du ROBOT structural analysis :

- Le moment M_g dû aux charges permanentes (sous la combinaison Gt).
- Le moment M_p dû à la charge totale (Gt + Q).

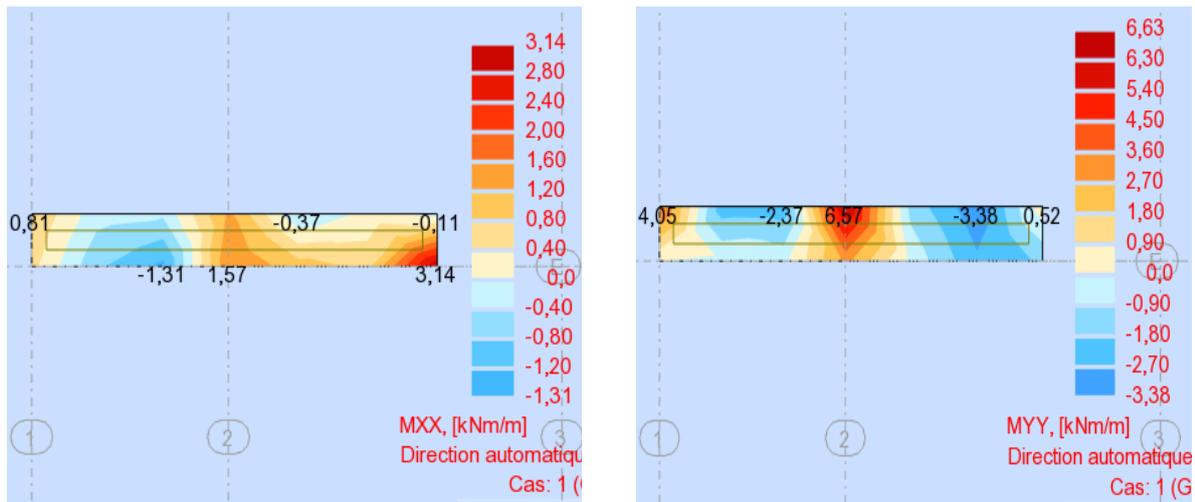


Fig. V.9. Les sollicitations max des flèches à la flexion simple d’une dalle pleine (chambre) dans les deux directions XX et YY

Tableau (V.14) : Vérification de la flèche.

	L (cm)	M _g (KN. m)	M _p (KN. m)	Section adopté (cm ²)		Δf _t (mm)	Δf _{adm} (mm)	Vérification
				en travée	en appuis			
Direction XX	70	3,14	3,46	2,01	0	0	1,40	Vérifiée
Direction YY	608	6,63	7,59	0	3,93	7,60	11,08	vérifiée

• **Vérification la condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} < A_{s \text{adopté}} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Tableau (V.15) : Condition de non fragilité de la dalle pleine (chambre).

	f _{c28} (MPa)	f _{t28} (MPa)	f _e (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	A _s (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	Vérification
Direction XX	25	2,1	400	100	15	13	2,01	1,57	vérifiée
Direction YY	25	2,1	400	100	15	13	3,93	1,57	vérifiée

Remarque : La méthode du calcul des sollicitations à la flexion simple est identique pour tous les dalles.

V.6.2.2. Dalle sur trois appuis (Les séchoirs) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{6.15} = 0.24 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant un seul sens.}$$

V.6.2.2.1. Ferrailage :

On relève les sollicitations de la dalle du ROBOT structural analysis :

Tableau (V.16) : Les sollicitations à la flexion simple des dalles pleine (séchoirs).

- Selon la direction XX :

M (KN. m)	
ELU	ELS
12,94	9,55

- Selon la direction YY :

M (KN. m)	
ELU	ELS
24,42	17,84

Après faire entrer les valeurs des moments de flexion sur le logiciel ROBOT EXPERT BA, on a trouvé les résultats des sections d'armatures suivants :

Tableau (V.17) : Récapitulatif des résultats des sections d'armatures dans les séchoirs.

- Selon la direction XX :

A_s (cal) (cm ²)	Ferrailage	A_{adp} (cm ²)
4	6HA10	4,71

- Selon la direction YY :

A_s (cal) (cm ²)	Ferrailage	A_{adp} (cm ²)
7,7	7HA12	7,92

➤ Armatures transversales :

- **L'espacement des cadres :**

En travée :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} \text{ On adopte : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification des espacements :**

$$\Rightarrow 15 \text{ cm} \leq \min \{45 ; 33 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{CV}$$

En appuis :

$$S_t = \frac{100}{7} = 14.28 \approx 15 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$$

• **Vérification des espacements :**

⇒ 15 cm ≤ min {45 ; 33 cm} CV

Tableau (V.18) : Espacement des cadres dans la dalle pleine (séchoir).

	S _t (calculé)
XX	15
YY	15

• **Vérification de la contrainte tangentielle (de cisaillement) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = 6.6 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{6.6 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.05 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = \{2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa}\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.05 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad ; \text{ Condition vérifiée}$$

Tableau (V.19) : La contrainte tangentielle de la dalle pleine (séchoir).

	V _u max (KN)	b (cm)	d (cm)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Direction XX	6,6	100	13	0,05	2,5	vérifiée
Direction YY	30,07	100	13	0,23	2,5	vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

On utilise le logiciel robot expert pour faire la vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

Tableau (V.20) : Vérification de la flèche.

	L (cm)	M _g (KN.m)	M _p (KN.m)	Section adopté (cm ²)		Δf _t (mm)	Δf _{adm} (mm)	Vérification
				en travée	en appuis			
Direction XX	150	8,30	9,55	4,71	0	0,80	3	Vérifiée
Direction YY	615	10	11,25	0	7,92	11,10	11,15	vérifiée

• **Vérification la condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} < A_{s \text{adopté}} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Tableau (V.21) : Condition de non fragilité de la dalle pleine (séchoir).

	f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	f_e (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s \min}$ (cm ²)	Vérification
Direction XX	25	2,1	400	100	15	13	4,71	1,57	vérifiée
Direction YY	25	2,1	400	100	15	13	7,92	1,57	vérifiée

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.62}{5} = 0.32 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant un seul sens.}$$

V.6.2.2.2. Ferrailage :

On relève les sollicitations de la dalle du ROBOT structural analysis :

Tableau (V.22) : Les sollicitations à la flexion simple des dalles pleine (séchoirs).

- Selon la direction XX :

M (KN. m)	
ELU	ELS
9,11	6,61

- Selon la direction YY :

M (KN. m)	
ELU	ELS
24,59	18,14

Après faire entrer les valeurs des moments de flexion sur le logiciel ROBOT EXPERT BA, on a trouvé les résultats des sections d'armatures suivants :

Tableau (V.23) : Récapitulatif des résultats des sections d'armatures dans les séchoirs.

- Selon la direction XX :

A_s (cal) (cm ²)	Ferrailage	A_{adp} (cm ²)
2,7	4HA10	3,14

- Selon la direction YY :

A_s (cal) (cm ²)	Ferrailage	A_{adp} (cm ²)
7,8	7HA12	7,92

➤ Armatures transversales :

- L'espacement des cadres :

En travée :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$$

- Vérification des espacements :

$$\Rightarrow 25 \text{ cm} \leq \min \{45 ; 33 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{CV}$$

En appuis :

$$S_t = \frac{100}{7} = 14.28 \approx 15 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$$

- Vérification des espacements :

$$\Rightarrow 15 \text{ cm} \leq \min \{45 ; 33 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Tableau (V.24) : Espacement des cadres dans la dalle pleine (séchoir).

	S_t (calculé)
XX	25
YY	15

- Vérification de la contrainte tangentielle (de cisaillement) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = 2.19 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{2.19 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.02 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = \{2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa}\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad ; \text{ Condition vérifiée}$$

Tableau (V.25) : La contrainte tangentielle de la dalle pleine (séchoir).

	V_u max (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Direction XX	2,19	100	13	0,02	2,5	vérifiée
Direction YY	22,31	100	13	0,17	2,5	vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

On utilise le logiciel robot expert pour faire la vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

Tableau (V.26) : Vérification de la flèche.

	L (cm)	M_g (KN. m)	M_p (KN. m)	Section adopté (cm ²)		Δf_t (mm)	Δf_{adm} (mm)	Vérification
				en travée	en appuis			
Direction XX	162	5,36	6,61	3,14	0	0,5	3,24	Vérifiée
Direction YY	5	12,05	18,14	0	7,92	9,8	10	vérifiée

- **Vérification la condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} < A_{s \text{adopté}} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Tableau (V.27) : Condition de non fragilité de la dalle pleine (séchoir).

	f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	f_e (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s \min}$ (cm ²)	Vérification
Direction XX	25	2,1	400	100	15	13	3,14	1,57	vérifiée
Direction YY	25	2,1	400	100	15	13	7,92	1,57	vérifiée

V.6.2.3. Dalle sur trois appuis (Les balcons) :

V.6.2.3.1. Ferrailage des balcons :

Le balcon est calculé en Flexion Simple sur une bande de 1ml de largeur d'une section rectangulaire, il est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres pour une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$ et avec un enrobage de 2 cm .

On va étudier un exemple de ferrailage de balcon le plus sollicité, car les autres balcons vont être ferrillé de la même façon.

⇒ Notre balcon travaille dans seul sens ; d'après la relation :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.53}{5} = 0.31 < 0.4 \quad \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant un seul sens.}$$

Donc, on relève les sollicitations maximales aux états limites à la flexion simple de ce balcon dans les deux directions (X et Y).

Tableau (V.28) : Les sollicitations à la flexion simple des dalles pleine (balcons).

- Selon la direction XX :

M (KN. m)	
ELU	ELS
11,98	8,62

- Selon la direction YY :

M (KN. m)	
ELU	ELS
22,04	15,88

Après faire entrer les valeurs des moments de flexion sur le logiciel ROBOT EXPERT BA, on a trouvé les résultats des sections d'armatures suivants :

Tableau (V.29) : Récapitulatif des résultats des sections d'armatures dans les balcons.

- Selon la direction XX :

A_s (cal) (cm ²)	Ferrailage	A_{adp} (cm ²)
3,6	5HA10	3,93

- Selon la direction YY :

A_s (cal) (cm ²)	Ferrailage	A_{adp} (cm ²)
6,8	6HA12	6,79

➤ Armatures transversales :

- **L'espacement des cadres :**

En travée :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$$

• **Vérification des espacements :**

$\Rightarrow 20 \text{ cm} \leq \min \{45 ; 33 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{CV}$

En appuis :

$S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$ On adopte : **$S_t = 15 \text{ cm}$**

• **Vérification des espacements :**

$\Rightarrow 15 \text{ cm} \leq \min \{45 ; 33 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{CV}$

Tableau (V.30) : Espacement des cadres dans la dalle pleine (balcon).

	S _t (calculé)
XX	20
YY	15

• **Vérification de la contrainte tangentielle (de cisaillement) :**

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$V_u = 1.64 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1.64 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.01 \text{ Mpa}$

La fissuration est préjudiciable :

$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = \{2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa}\} = 2.5 \text{ Mpa}$

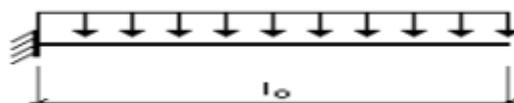
$\tau_u = 0.01 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$; Condition vérifiée

Tableau (V.31) : La contrainte tangentielle de la dalle pleine (balcon).

	V _u max (KN)	b (cm)	d (cm)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Direction XX	1,64	100	13	0,01	2,5	vérifiée
Direction YY	23,2	100	13	0,18	2,5	vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

✓ **Schéma statique :**



✓ La flèche admissible pour une poutre en console est définie par : $\Delta_{fadm} = \frac{L}{250}$

On utilise le logiciel robot expert pour faire la vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

D'abord on relève du ROBOT structural analysis :

- Le moment M_g dû aux charges permanentes (sous la combinaison Gt).
- Le moment M_p dû à la charge totale (Gt + Q).

Tableau (V.32) : Vérification de la flèche.

	L (cm)	M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	Section adopté (cm ²)		Δf_t (mm)	Δf_{adm} (mm)	Vérification
				en travée	en appuis			
Direction XX	153	7,18	8,62	3,93	0	1,2	6,12	Vérifiée
Direction YY	500	6,40	10	0	6,79	18,10	20	vérifiée

• **Vérification la condition de non fragilité :**

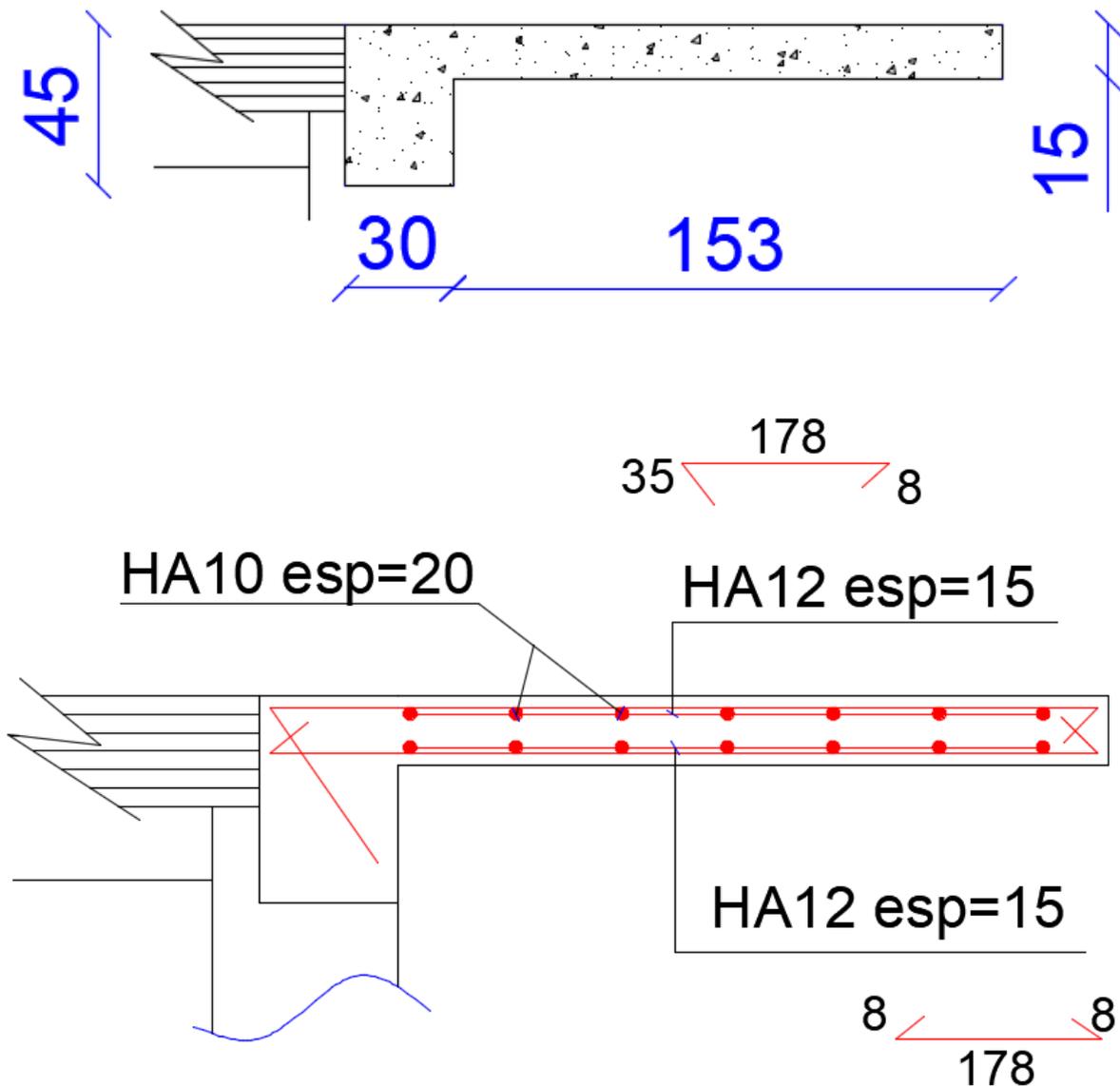
$$A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} < A_{s \text{adopté}} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Tableau (V.33) : Condition de non fragilité de la dalle pleine (balcon).

	f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	f_e (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s \min}$ (cm ²)	Vérification
Direction XX	25	2,1	400	100	15	13	3,93	1,57	vérifiée
Direction YY	25	2,1	400	100	15	13	6,79	1,57	vérifiée

V.6.2.3.2. Schéma de ferrailage :



V.6.2.4. Dalle sur quatre appuis (L'ascenseur) :

La dalle dans laquelle la cage d'ascenseur est reposée, est une dalle pleine, donc on la calcule comme le travail précédent.

On calcul d'abord :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.08}{5} = 0.81 > 0.4 \quad \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant deux sens.}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{408}{50} \leq e \leq \frac{408}{40} \Rightarrow 8.16 \leq e \leq 10.20 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$

V.6.2.4.1. Ferrailage de l'ascenseur :

On calcule les sections d'armatures dans la cage d'ascenseur par le logiciel ROBOT EXPERT BA :

Tableau (V.34) : Les sollicitations à la flexion simple des dalles pleine (l'ascenseur).

- Selon la direction XX :

M (KN. m)	
ELU	ELS
26,41	19,37

- Selon la direction YY :

M (KN. m)	
ELU	ELS
26,77	19,42

Après faire entrer les valeurs des moments de flexion sur le logiciel ROBOT EXPERT BA, on a trouvé les résultats des sections d'armatures suivants :

Tableau (V.35) : Récapitulatif des résultats des sections d'armatures dans l'ascenseur.

- Selon la direction XX :

A_s (cal) (cm ²)	Ferrailage	A_{adp} (cm ²)
5,9	6HA12	6,79

- Selon la direction YY :

A_s (cal) (cm ²)	Ferrailage	A_{adp} (cm ²)
5,9	6HA12	6,79

➤ Armatures transversales :

- **L'espacement des cadres :**

En travée :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} \quad \text{On adopte : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification des espacements :**

$$\Rightarrow 15 \text{ cm} \leq \min \{45 ; 33 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{CV}$$

En appuis :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} \quad \text{On adopte : } S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Vérification des espacements :**

$$\Rightarrow 15 \text{ cm} \leq \min \{45 ; 33 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Tableau (V.36) : Espacement des cadres dans la dalle pleine (l'ascenseur).

	S _t (calculé)
XX	15
YY	15

• **Vérification de la contrainte tangentielle (de cisaillement) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = 17.84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{17.84 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.1 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = \{2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa}\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.1 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad ; \text{ Condition vérifiée}$$

Tableau (V.37) : La contrainte tangentielle de la dalle pleine (balcon).

	V _u max (KN)	b (cm)	d (cm)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Direction XX	17,84	100	18	0,1	2,5	vérifiée
Direction YY	25,07	100	18	0,14	2,5	vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

On utilise le logiciel robot expert pour faire la vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

Tableau (V.38) : Vérification de la flèche.

	L (cm)	M _g (KN.m)	M _p (KN.m)	Section adopté (cm ²)		Δf _t (mm)	Δf _{adm} (mm)	Vérification
				en travée	en appuis			
Direction XX	408	17,45	19,37	6,79	0	5,5	8,16	Vérifiée
Direction YY	500	17,53	19,42	0	6,79	5,5	10	vérifiée

• **Vérification la condition de non fragilité :**

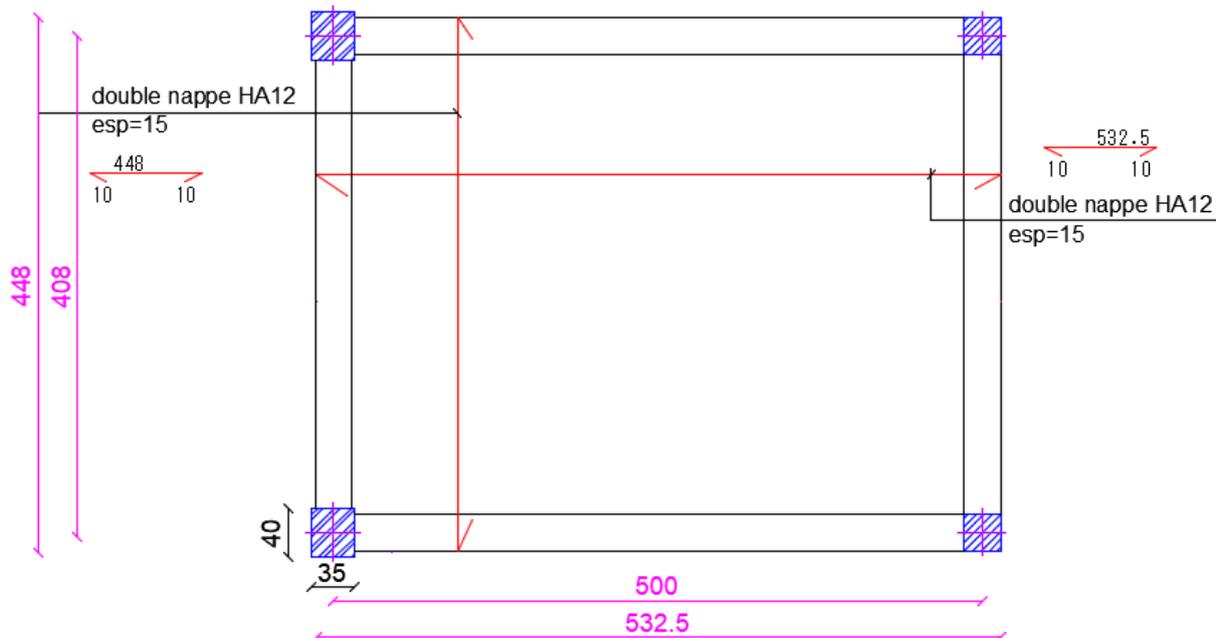
$$A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

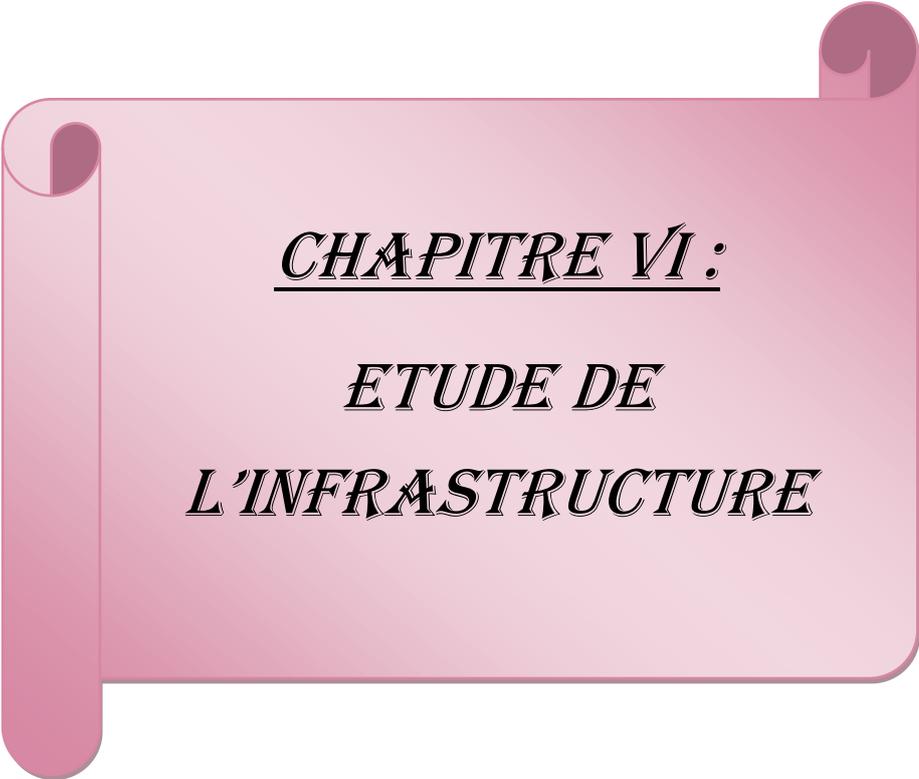
$$A_{s \min} < A_{s \text{ adopté}} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Tableau (V.39) : Condition de non fragilité de la dalle pleine (balcon).

	f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	f_e (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s \min}$ (cm ²)	Vérification
Direction XX	25	2,1	400	100	20	18	6,79	2,17	vérifiée
Direction YY	25	2,1	400	100	20	18	6,79	2,17	vérifiée

V.6.2.4.2. Schéma de ferrailage :





CHAPITRE VI :
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutre, murs, voiles ...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation est faite en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractéristiques physiques et mécaniques des sols.

Le choix du type de fondation dépend :

- ✓ Du type d'ouvrage à construire.
- ✓ De la nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ De la capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

VI.2. Différents types de de fondation :

a) Fondations superficielles :

1. Semelle isolée :

On trouve dans cette classe des fondations des différentes formes des semelles ;

- Semelle rectangulaire : dont les dimensions B et L sont deux ou plus de quelques mètres.
- Semelle carré : $B/L = 1$.
- Semelle circulaire : dont B est le diamètre.

2. Semelle filante :

Des semelles de petite largeur B (quelques mètres) et de grande longueur L avec $L/B > 10$.

3. Radier général :

Des semelles dont les dimensions B et L sont très importantes.

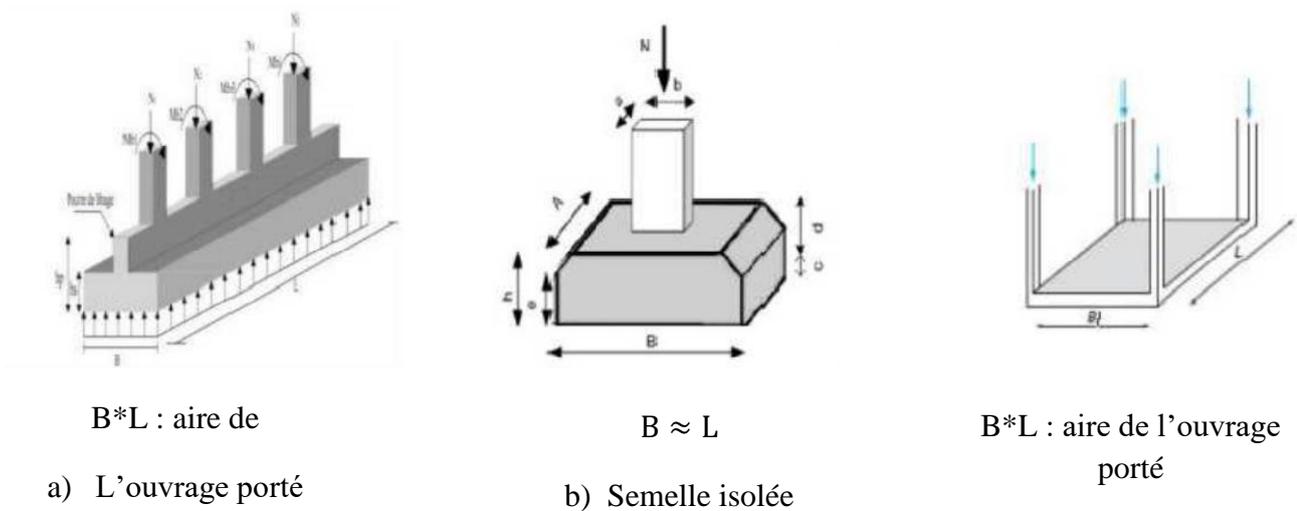


Fig. VI.1. Les différents types de fondation

b) Fondations profondes :

1. Semelles profondes :

Se constituent des pieux.

2. Semelles semi-profondes :

Quand aucun type des fondations isolées peut être réalisé, et les pieux ne sont pas nécessaires, on va vers l'utilisation des semelles semi-profondes 'les puits'.

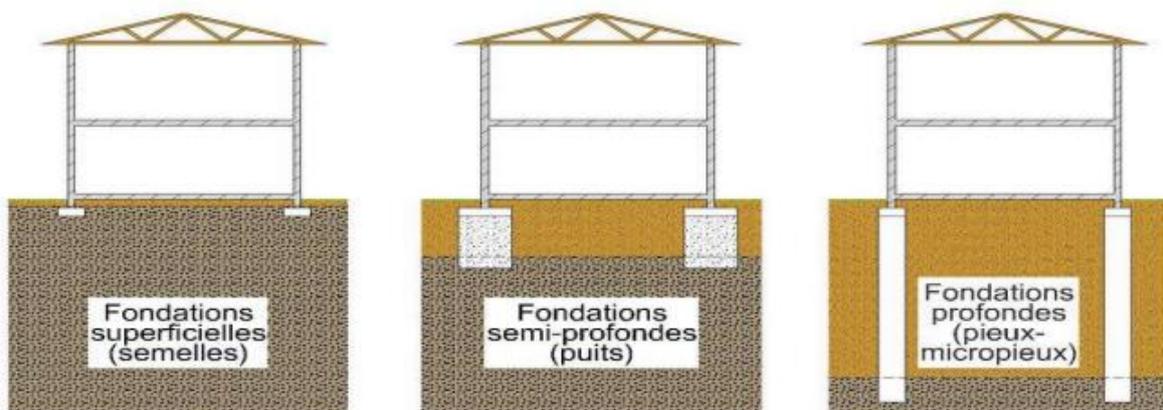


Fig. VI.2. Schéma représentatif de la différence entre la fondation superficielle et profonde

c) Fondations spéciales :

- Fondation avec sous pression d'eau.
- Fondation en terrain instable.
- Fondation anti-vibratile.

VI.2.1. Calcul des fondations :

L'étude de la fondation passe par plusieurs choix entre plusieurs cas, de la fondation isolée en passant par la semelle filante jusqu' au radier.

Comme nous ne disposons pas de rapport du sol d'implantation de notre bâtiment, nous nous sommes basés sur une valeur moyenne utilisée évaluée sur le site.

cette valeur moyenne atte évaluée a : $\bar{\sigma}_{sol} = 1.9 \text{ bars}$.

VI.2.2. Combinaison de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne [7], Article 10.1.4.1), se fait sous les combinaisons suivantes :

- ✓ ELU
- ✓ ELS

VI.2.3. Choix du type de fondations :**VI.2.3.1. Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de poteau le plus sollicité de RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- a, b : les dimensions du poteau.
- A, B : les dimensions de la semelle isolées.
- N : effort normale a la semelle considérée.
- σ_{sol} : contrainte du sol.

VI.2.3.2. Semelle intermédiaire :

N_{max} : (Effort normal totale des poteaux a l'ELS donné par le logiciel ROBOT) On a :

$$N_{S \max} = 51019.83 \text{ KN}$$

$$S_b = l_x \times l_y = 25.10 \times 20.78 = 521.578 \text{ m}^2$$

a, b : Section du poteau $a = b \rightarrow A = B \rightarrow \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \rightarrow \frac{51019.83}{1.9 \times 10^2} = 268.52 \text{ m}^2$$

S_s : La surface totale des semelles.

S_b : La surface totale du bâtiment.

VI.2.3.3. Semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 7 poteaux N1, N2, N3, N4, N5, N6, N7

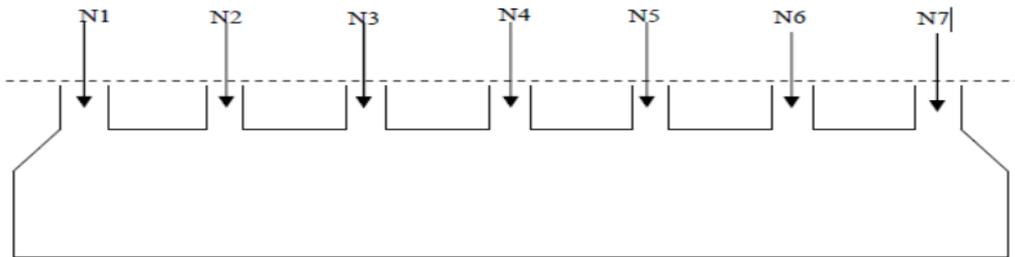


Fig. VI.3. Détail de la semelle filante

VI.2.4. Vérification du chevauchement :

Surface totale de la tour à sa base :

$$\frac{S_s}{S_b} > 0,5 \rightarrow \frac{268.52}{521.578} = 0.51 > 0.5$$

Remarque :

- ✚ La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface totale de la tour ce qui induit le chevauchement de ces semelles.
- ✚ La surface totale des semelles isolés et filantes dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment. Donc on adopte un radier nervuré comme fondation.

VI.3. Pré-dimensionnement du radier nervuré :

1. Hauteur du radier :

- Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

⇒ L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

On a L = 6.15 m = 615 cm.

$$\Rightarrow \frac{615}{8} \leq h \leq \frac{615}{5} \Rightarrow 76.90 \text{ cm} \leq h \leq 123 \text{ cm} \quad ; \text{ On prend : } \mathbf{h = 110 \text{ cm.}}$$

- Condition de rigidité :

$$h \geq \sqrt[2]{\frac{3 \times K_z}{E} \times \left(\frac{2 \times L}{\pi}\right)^4}$$

Avec :

- K_z : Coefficient d'élasticité du sol ; $K_z = 42000 \text{ KN/m}^3$.
- E : Module de Young ; $E = 3.2 \times 10^4 \text{ Mpa}$.
- b : la longueur du panneau.

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[2]{\frac{3 \times 42}{3.2 \times 10^4} \times \left(\frac{2 \times 6.15}{3.14}\right)^4}$$

$$\Rightarrow h \geq 1 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

2. Hauteur de la nervure h_n :

$$h_n \geq \frac{L}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{615}{10} = 61.5 \text{ cm}$$

On prend : **$h_n = 70 \text{ cm}$**

3. Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} \Rightarrow e \geq \frac{615}{20} = 30.75 \text{ cm}$$

On prend : **$e = 40 \text{ cm}$**

VI.4. Modélisation de la fondation :

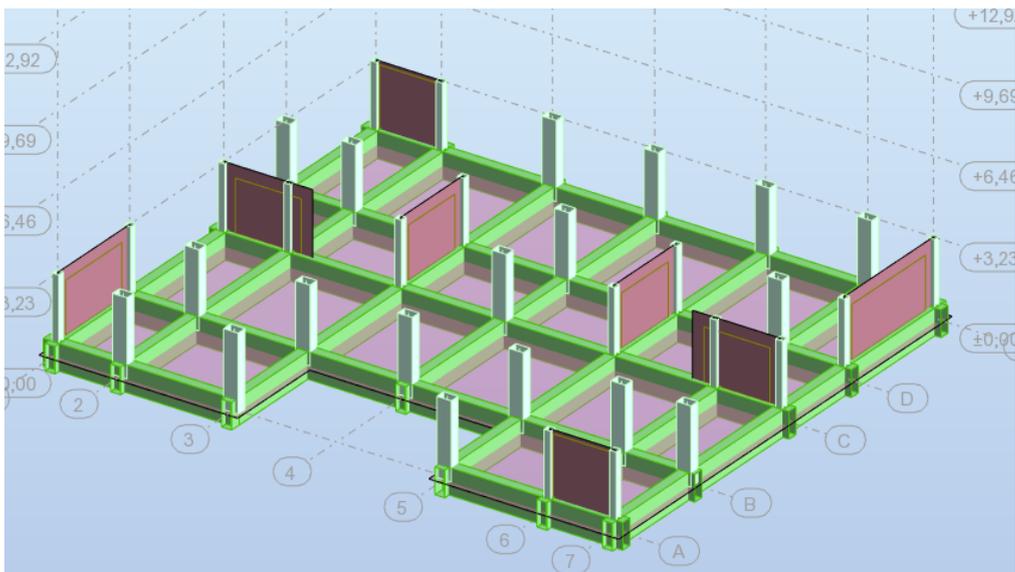


Fig. VI.4. Modélisation de radier nervure

VI.4.1. Vérification des contraintes de sol :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{ser} \leq \sigma_{sol} = 1.9 \text{ bars ; dans tous points du radier}$$

σ_{sol} : La capacité portante du sol.

σ_{ser} : La contrainte sous radier en ELS.

- ✓ Méthode de calcul : Le radier est calculé par la méthode des éléments finis, qui est programmé dans le logiciel de calcul Robot Structural Analysis, on a trouvé les valeurs des contraintes suivantes :

La contrainte à l'ELS par la formule suivante :

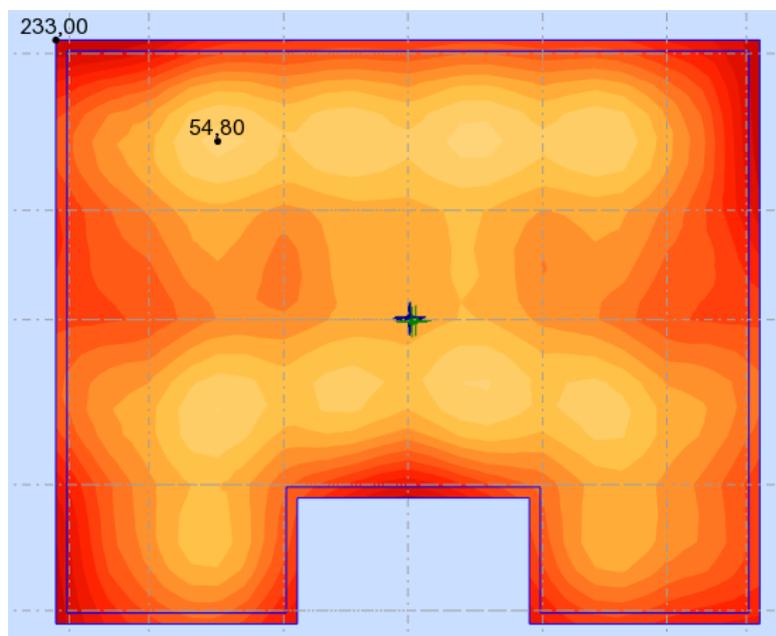


Fig. VI.5. Les contraintes sous radier à l'ELS

$$\sigma_{ser} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{3 \times 233 + 54.80}{4} = 188.45 \text{ KN/m}^2$$

On observe que :

$$\sigma_{ser} = 1.8 \text{ bars} < \sigma_{sol} = 1.9 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

VI.4.2. Vérification de la contrainte de cisaillement maximale :

D'après les valeurs des contraintes de cisaillements extraits du ROBOT, on trouve :

VI.4.2.1. Selon la direction XX et YY :

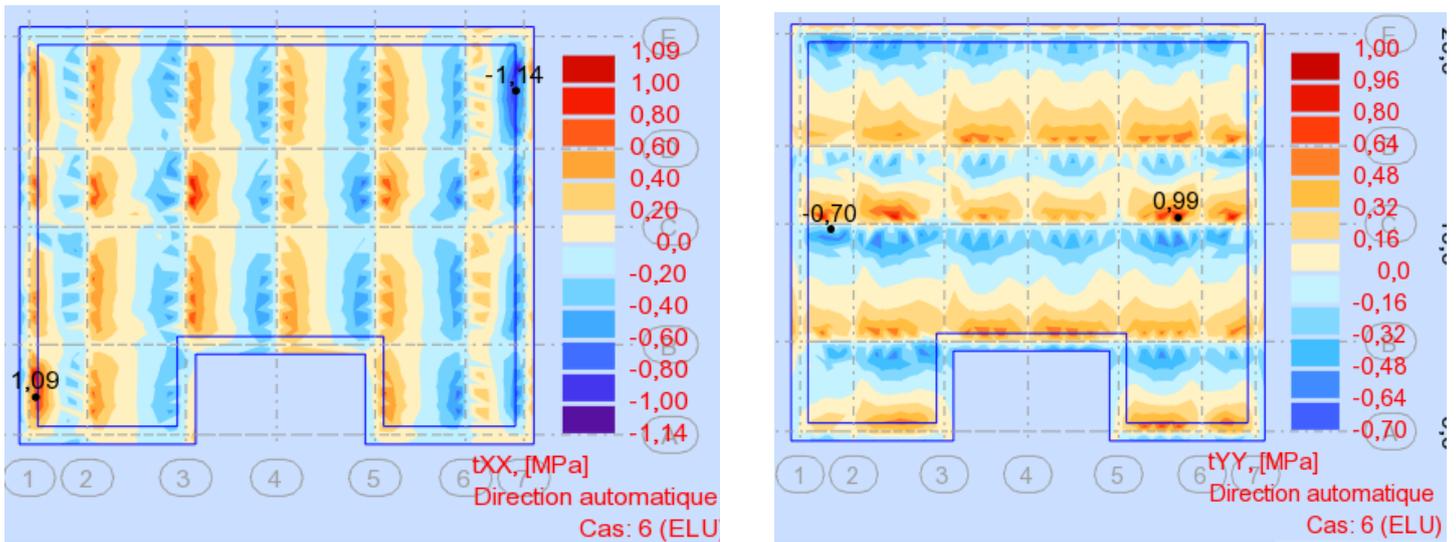


Fig. VI.6. La contrainte de cisaillement selon la direction XX et YY à l'ELU

Selon le BAEL91 (Article A.5.2.2) :

$$\tau_u < 0.05f_{c28} \Rightarrow \tau_u < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Tableau (VI.1) : Vérification de contraintes de cisaillement maximale à l'ELU.

τ_u ELU (Mpa)		1,25
τ_u XX	1,09	Vérifiée
τ_u YY	0,99	Vérifier

On vérifie la condition suivante : $\tau < \tau_{max}$

Avec :

$$\tau_{max} = 0.045 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 750 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Et } \tau = \frac{P_u}{h_T \times U_c}$$

- P_u : L'effort normal du poteau le plus sollicité à l'ELU.

$$P_u = 2886.45 \text{ KN}$$

U_c : Périmètre critique.

$$U_c = 2(a + h) + 2 \times (b + h)$$

Tel que : a et b les dimensions du poteau.

h : La hauteur du radier nervuré.

$$h = 0.40 + 0.70 = 1.10 \text{ m}$$

$$U_c = 2 \times (0.45 + 1.10) + 2 \times (0.65 + 1.10) = 6.6 \text{ m}$$

$$\tau = \frac{2886.45}{1.10 \times 6.6} = 397.60 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$\tau = 397.60 < \tau_{\max} = 750 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.4.3. Vérification au non poinçonnement :

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 6.6 \text{ m} ; h = 1.10 \text{ m}$$

$$P_u \leq 0.045 \times 6.6 \times 1.10 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 5445 \text{ KN}$$

$$P_u = 2886.45 \text{ KN} < 5445 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.5. Ferrailage du radier nervuré :

Le radier se calcule comme un planché renversé, sollicité à la flexion simple causé par la réaction du sol.

- ✓ Le ferrailage du radier est fait en flexion simple par le moment des deux directions $M_x - x$ et $M_y - y$.
- ✓ Le calcul se fera une dalle travaille dans deux direction et le ferrailage sera pour une bande de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et $h = 40 \text{ cm}$. La fissuration est préjudiciable.
- ✓ L'enrobage du radier nervuré : $c = 4 \text{ cm}$.
- ✓ Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

VI.5.1. Les moments à ELU et Les moments et ELS :

VI.5.1.1. Selon la direction XX :

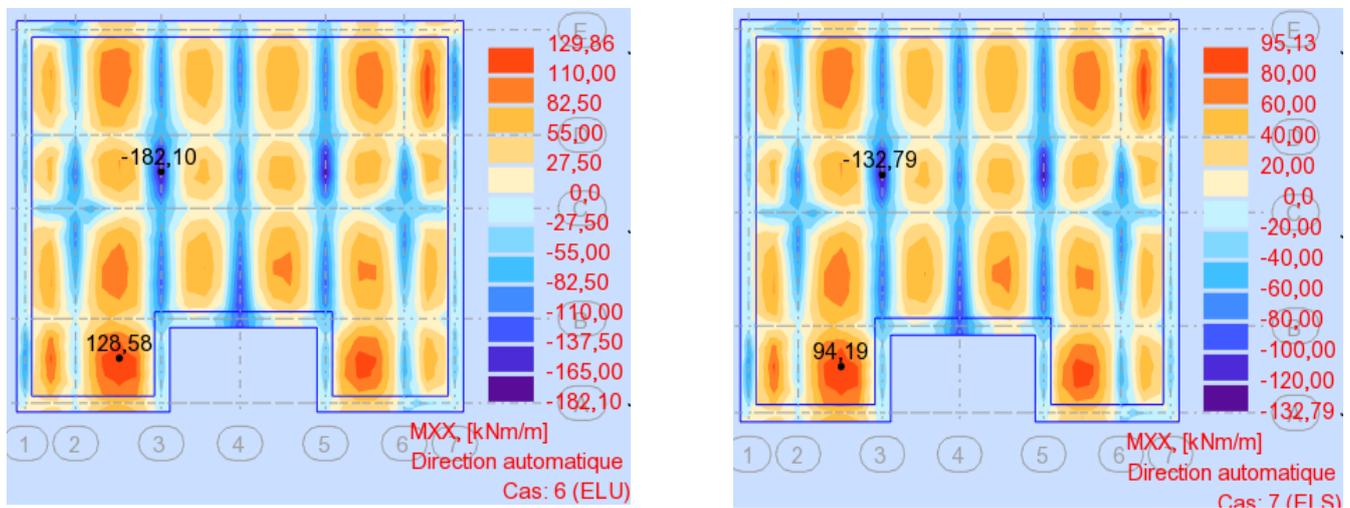


Fig. VI.7. Les moments à ELU et Les moments et ELS Selon la direction XX

VI.5.1.2. Selon la direction YY :

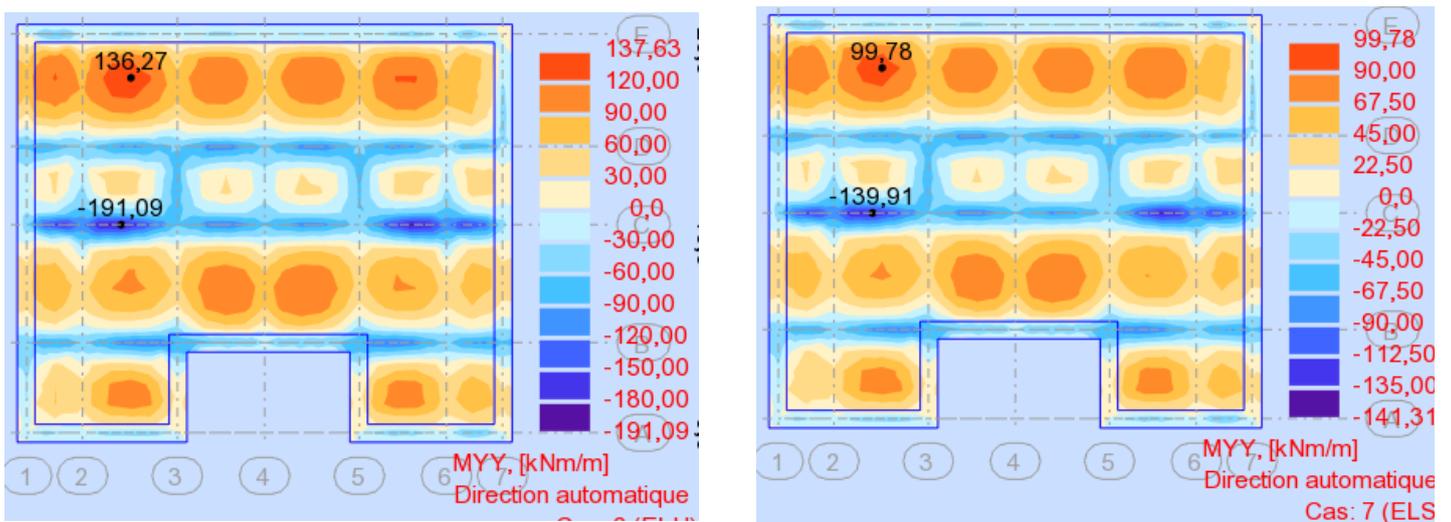


Fig. VI.8. Les moments à ELU et Les moments et ELS Selon la direction YY

VI.5.2. Calcul des armatures :

Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

Tableau (VI.2) : Les sollicitations à la flexion simple du radier selon XX.

Niveau	ELU (KN/m ²)		ELS (KN/m ²)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	-182,10	128,58	-132,79	94,19

Tableau (VI.3) : Les sollicitations à la flexion simple du radier selon YY.

Niveau	ELU (KN/m ²)		ELS (KN/m ²)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	-191,09	136,27	-139,91	99,78

Après faire entrer les valeurs des moments de flexion sur le logiciel ROBOT EXPERT BA, on a trouvé les résultats des sections d'armatures suivants :

Tableau (VI.4) : Récapitulatif des résultats des sections d'armatures dans les radier.

✓ Selon la direction XX :

	A _{scal} (cm ²)	Ferrailage	A _{sadopt} (cm ²)
Travée	20,60	11HA16	22,12
Appuis	14,30	8HA16	16,08

✓ Selon la direction YY :

	A _{scal} (cm ²)	Ferrailage	A _{sadopt} (cm ²)
Travée	21,70	11HA16	22,12
Appuis	15,20	10HA14	15,39

Tableau (VI.5) : La contrainte tangentielle de la radier.

	V _{u,max} (KN)	b (cm)	d (cm)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (Mpa)	Vérification
Direction XX	291,97	100	90	0,32	2,5	vérifiée
Direction YY	264,86	100	90	0,3	2,5	vérifiée

Tableau (VI.6) : Condition de non fragilité du radier dans la direction XX.

	f _{c28} (MPa)	f _{t28} (MPa)	f _e (MPa)	b(cm)	h(cm)	d(cm)	A _{smin} (cm ²)	A _{sadp} (cm ²)	Vérification
Travée	25	2,1	400	100	40	36	4,35	22,12	vérifiée
Appuis	25	2,1	400	100	40	36	4,35	16,08	vérifiée

Tableau (VI.7) : Condition de non fragilité du radier dans la direction YY.

	f _{c28} (MPa)	f _{t28} (MPa)	f _e (MPa)	b(cm)	h(cm)	d(cm)	A _{smin} (cm ²)	A _{sadp} (cm ²)	Vérification
Travée	25	2,1	400	100	40	36	4,35	22,12	vérifiée
Appuis	25	2,1	400	100	40	36	4,35	15,39	vérifiée

VI.5.3. Calcul l'espacement :

✓ Sens x-x :

• En travée :

$$S_t = \frac{100}{11} = 9.09 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = (120, 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

• En appuis :

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = (120, 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ Sens y-y :

• En travée :

$$S_t = \frac{100}{11} = 9.09 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

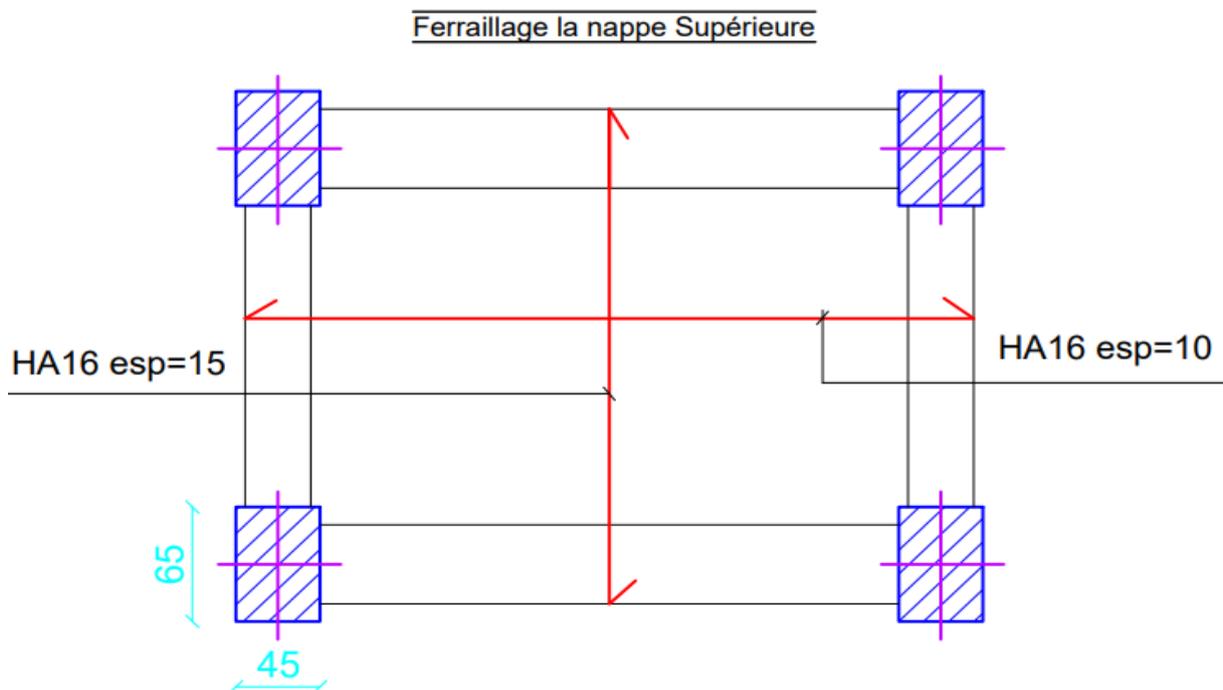
$$S_t = 10 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = (120, 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

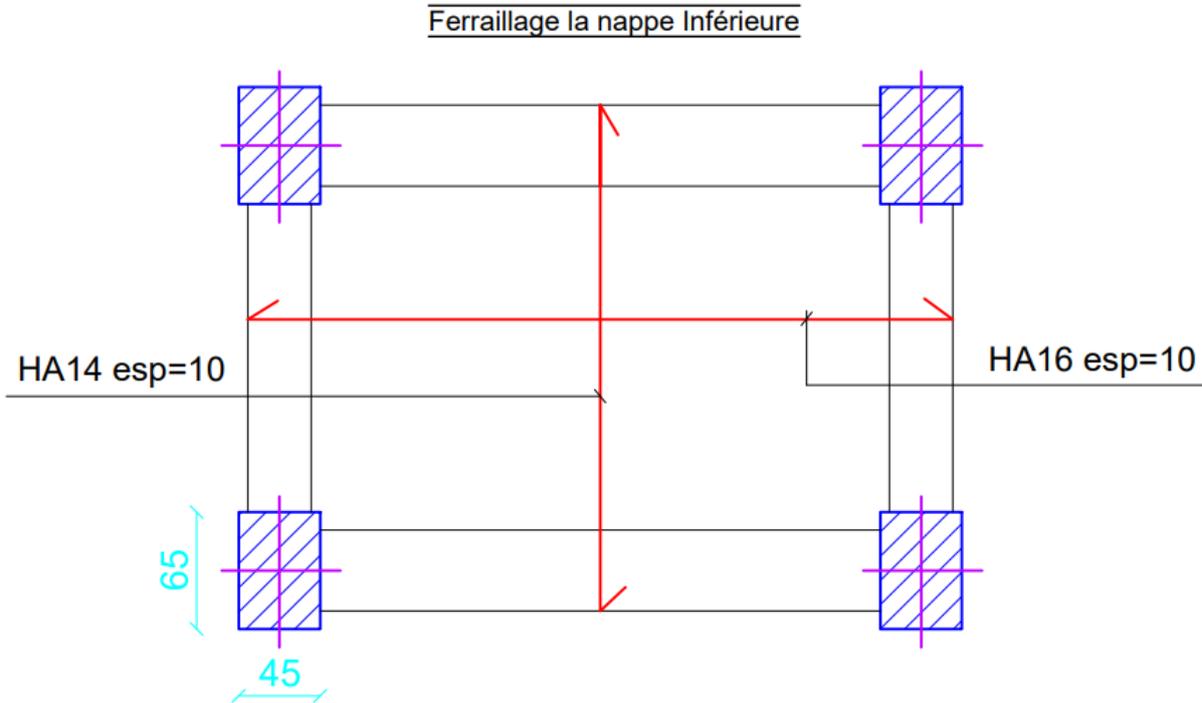
• En appuis :

$$S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = (120, 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.5.4. Schéma de ferrailage de radier :





VI.6. Ferraillage des nervures :

- ✓ Le calcul se fera une nervure travaille dans deux direction et le ferraillage sera pour une bande de largeur $b = 45$ cm et $h = 110$ cm.
- ✓ L'enrobage du radier nervuré : $c = 5$ cm.
- ✓ Les nervures sont calculées comme une poutre renversée en flexion simple en fonction des sollicitations déduites du logiciel Robot. La fissuration est préjudiciable.

VI.6.1. Les moments à ELU et ELS :

VI.6.1.1. Selon la direction XX :

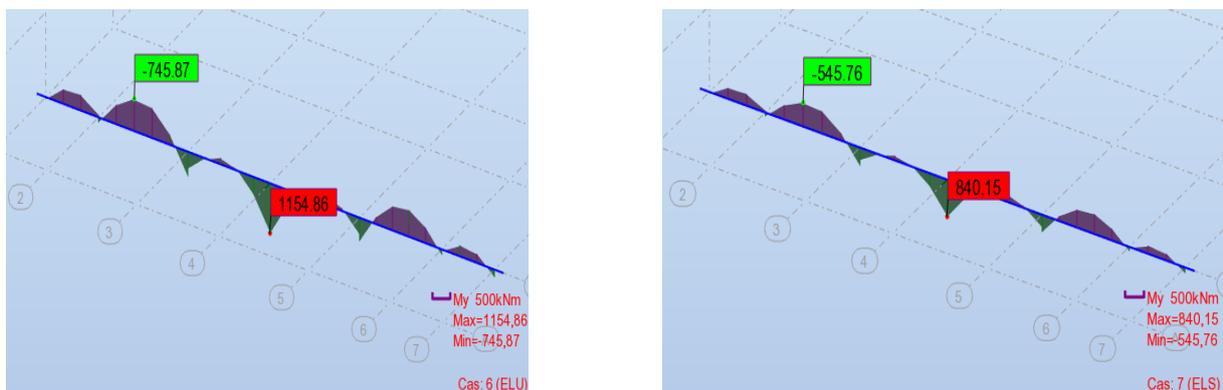


Fig. VI.9. Les moments à ELU et ELS selon la direction XX

VI.6.1.2. Selon la direction YY :

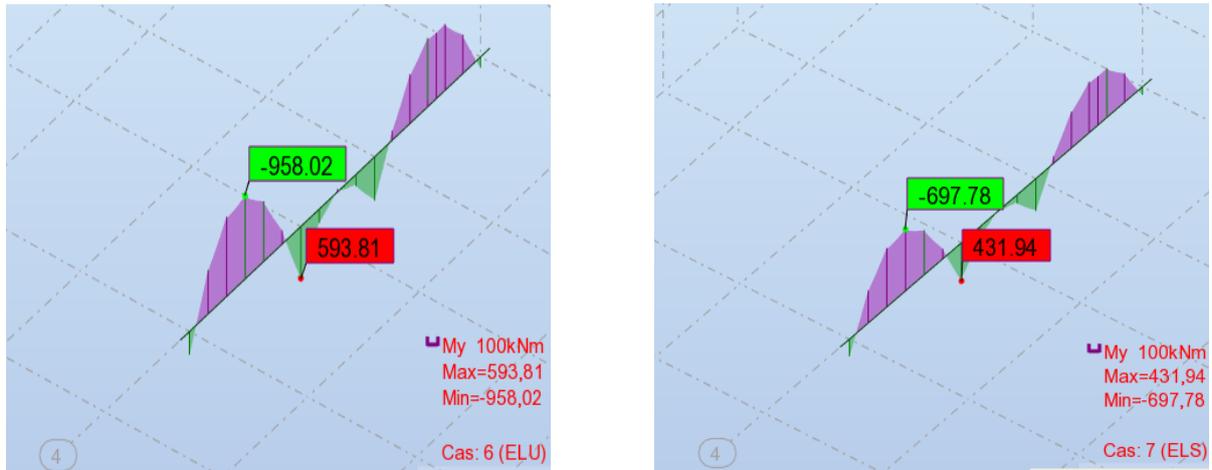


Fig. VI.10. Les moments à ELU et ELS selon la direction YY

VI.6.2. Calcul des armatures :

Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

Tableau (VI.8) : Les sollicitations selon X est Y à la flexion simple des nervures.

✓ Le sens X :

		ELU (KN/m ²)		ELS (KN/m ²)	
		Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	Fille de B	1154,86	-745,87	840,15	-545,76
	Fille de D	754,54	-528,81	549,85	-386,59

✓ Le sens Y :

		ELU (KN/m ²)		ELS (KN/m ²)	
		Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	Fille de 4	593,81	-958,02	431,94	-697,78
	Fille de 6	1042,41	-771,20	762,98	-564,69

Après faire entrer les valeurs des moments de flexion sur le logiciel ROBOT EXPERT BA, on a trouvé les résultats des sections d'armatures suivants :

Tableau (VI.9) : Récapitulatif des résultats des sections d'armatures dans les nervures.

✓ Selon X :

		$A_{scal} (cm^2)$	Ferrailage	$A_{sadopt} (cm^2)$
File de B	Travée	27,70	14HA16	28,15
	Appuis	44,10	15HA20	47,12
File de D	Travée	19,60	10HA16	20,11
	Appuis	28,50	15HA16	30,16

✓ Selon Y :

		$A_{scal} (cm^2)$	Ferrailage	$A_{sadopt} (cm^2)$
File de 4	Travée	36,50	12HA20	37,70
	Appuis	21,90	12HA16	24,13
File de 6	Travée	28,80	15HA16	30,16
	Appuis	39,80	14HA20	43,98

VI.6.3. Calcul l'espacement :✓ Selon X :

- En travée file B :

$$S_t = \frac{100}{14} = 7.14 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = (330, 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- En appuis file B :

$$S_t = \frac{100}{15} = 6.66 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = (330, 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- En travée file D :

$$S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = (330, 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- En appuis file D :

$$S_t = \frac{100}{15} = 6.66 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = (330, 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ Selon Y :

- En travée et appuis file 4 :

$$S_t = \frac{100}{12} = 8.33 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = (330, 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- En travée file 6 :

$$S_t = \frac{100}{15} = 6.66 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = (330, 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

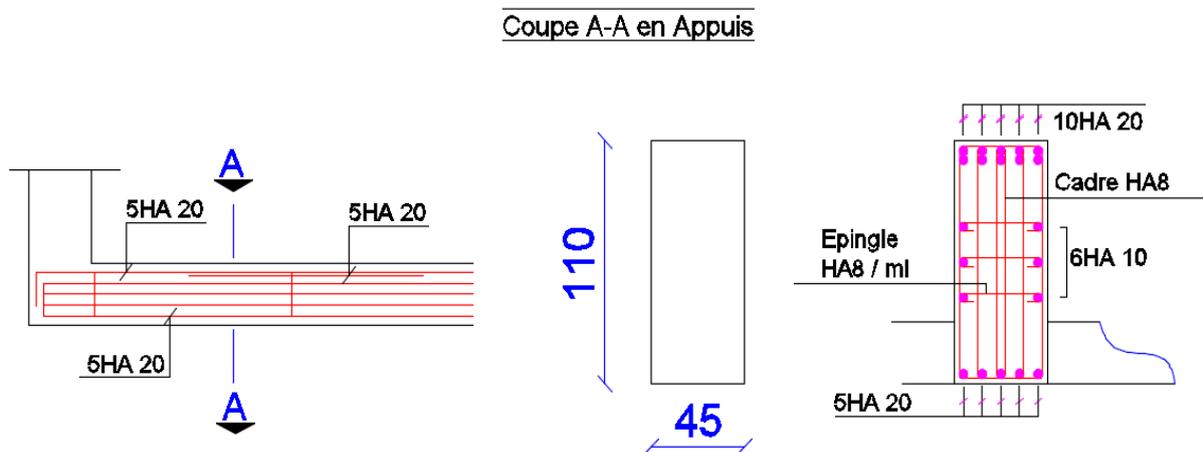
- En appuis file 6 :

$$S_t = \frac{100}{14} = 7.14 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

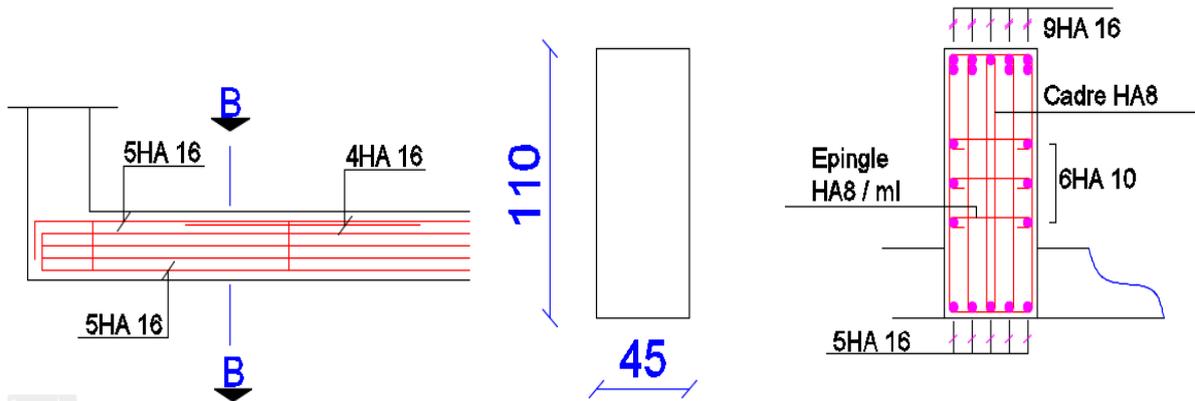
$$S_t = 10 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = (330, 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.6.4. Schéma de ferrailage des nervures :

✓ Le sens X : (File de B)

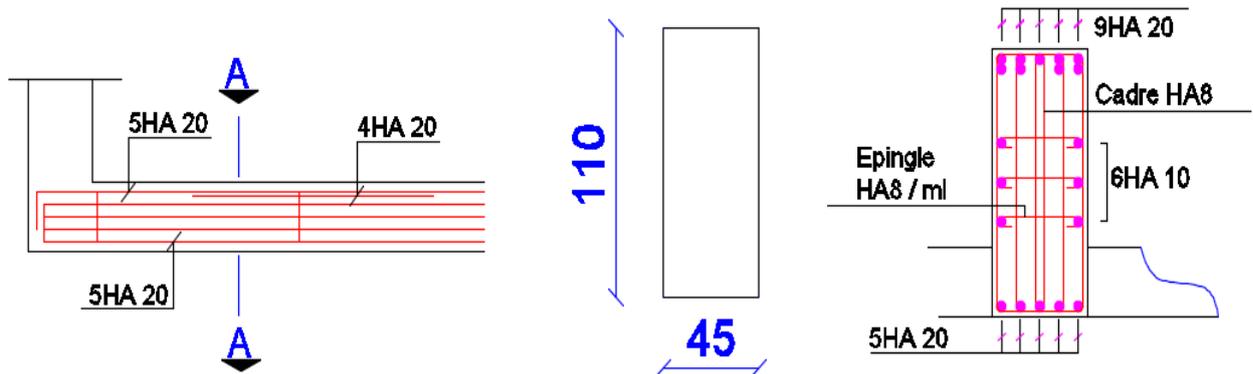


Coupe B-B en Travée

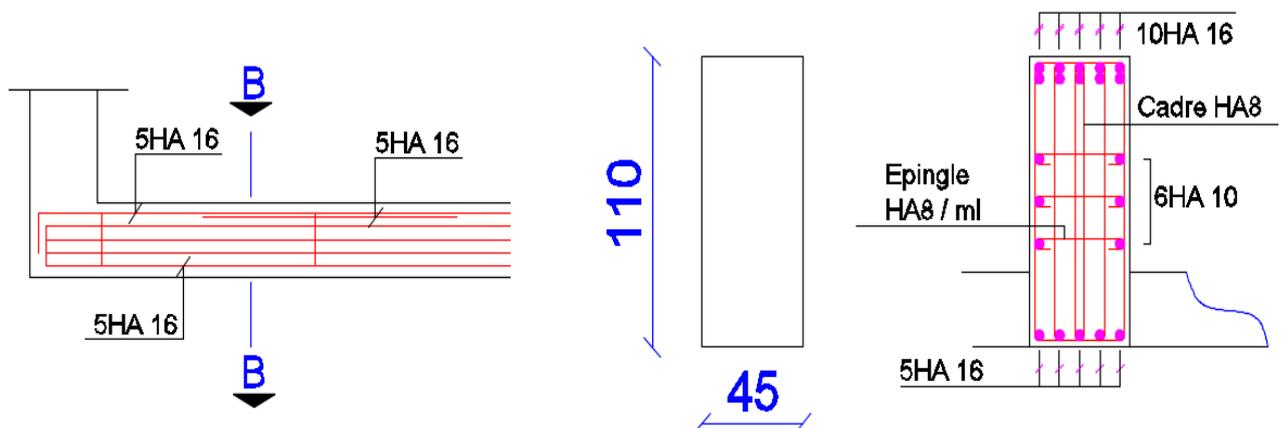


✓ Le sens Y : (File de 6)

Coupe A-A en Appuis



Coupe B-B en Travée



Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude nous a permis à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur ; d'approfondir nos connaissances en se basant sur les techniques et réglementaires (RPA99/V2003 ; CBA 93 ; BAEL 91...) de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures de bâtiment.

En effet, ce mémoire nous a permis de comprendre et apprendre à maîtriser, dimensionner, dessiner et calculer une structure à l'aide du logiciel "Robot Structural Analysis, Robot EXPERT 2010, AutoCAD".

- ❖ Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :
- ✚ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- ✚ La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- ✚ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet $P\Delta$).
- ✚ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie. Nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- ✚ L'exploitation des résultats nous a permis de vérifier la stabilité de cette structure et il a donné le ferrailage des éléments structuraux-non structuraux.
- ✚ Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.
- ✚ Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.
- ✚ Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.
- ✚ Le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera un début pour des études beaucoup plus complexes au futur.



Bibliographique



REGLEMENT :

- ✓ Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- ✓ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC 2.2.

Livre :

- ✓ Le béton armé aux états limites (M. KEBAILI Bachir).

Les logicielles :

- ✓ Logiciel d'analyse des structures 'Autodesk Robot Structural Analysis Professional (version 2017)' (modélisation ; analyses et calcul).
- ✓ Excel 2007 (calcul).
- ✓ Logiciel ROBOT EXPERT 2010 (calcul de ferrailage et vérification).
- ✓ Word 2007 (traitement des textes).
- ✓ Logiciel AUTOCAD 2016 (dessin).
- ✓ Logiciel Autodesk Revit 2024.