

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la recherche scientifique
Université Djilali Bounaama de Khemis-Miliana



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de la Technologie

Mémoire du Projet de Fin d'Etudes

En vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie civil

Option : structure

Thème

Etude d'un bâtiment

R+7+1 SSL à usage d'habitation

Présenté par :

- BOUBAGGAR MERIEM

-DOUAIDIA KHADIDJA

Encadrement par : Mr.KOUIDER DJELLOUL OMAR

Année universitaire : 2019/2020

Remerciements

Il nous est agréable de pouvoir enfin d'exprimer

Tous nos remerciements a :

Monsieur Kouider-Djelloul Omar notre promoteur pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter nos réflexions.

Tous les enseignants du département de Génie Civil qui nous ont fait bénéficier de leurs connaissances et leurs compétences.

Nous sommes honorés de soumettre ce modeste travail à l'expérience des membres d'un jury compétent.

Que tous qui nous ont aidé à terminer ce modeste travail trouvent ici l'expression de nos remerciements les plus sincères.





Je dédie ce modeste travail

*A mes très chers parents qui ont beaucoup souffert pour nous
lever et qui m'ont soutenu moralement*

- *A mon père et ma mère.*
- *A mon oncle Mohamed*
- *A toute ma famille sans exception.*
- *A mon mari Abd alkader.*
- *A tous mes amis.*
- *A La promotion 2020*
- *A Toute mes Enseignants de Génie Civil.*

*En fin, je remercie mon amie khadidja qui a contribué à
la réalisation de ce modeste travail.*

BOUBBAGAR MERIEM

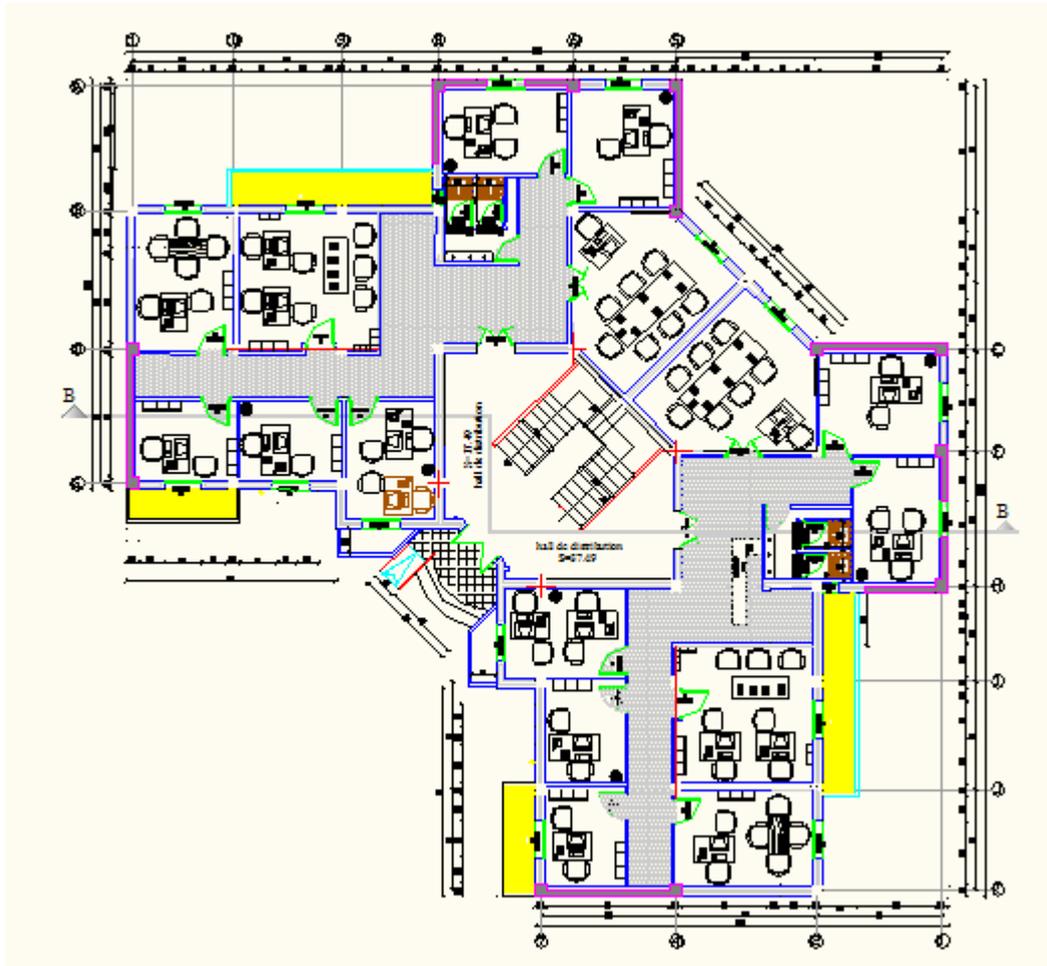


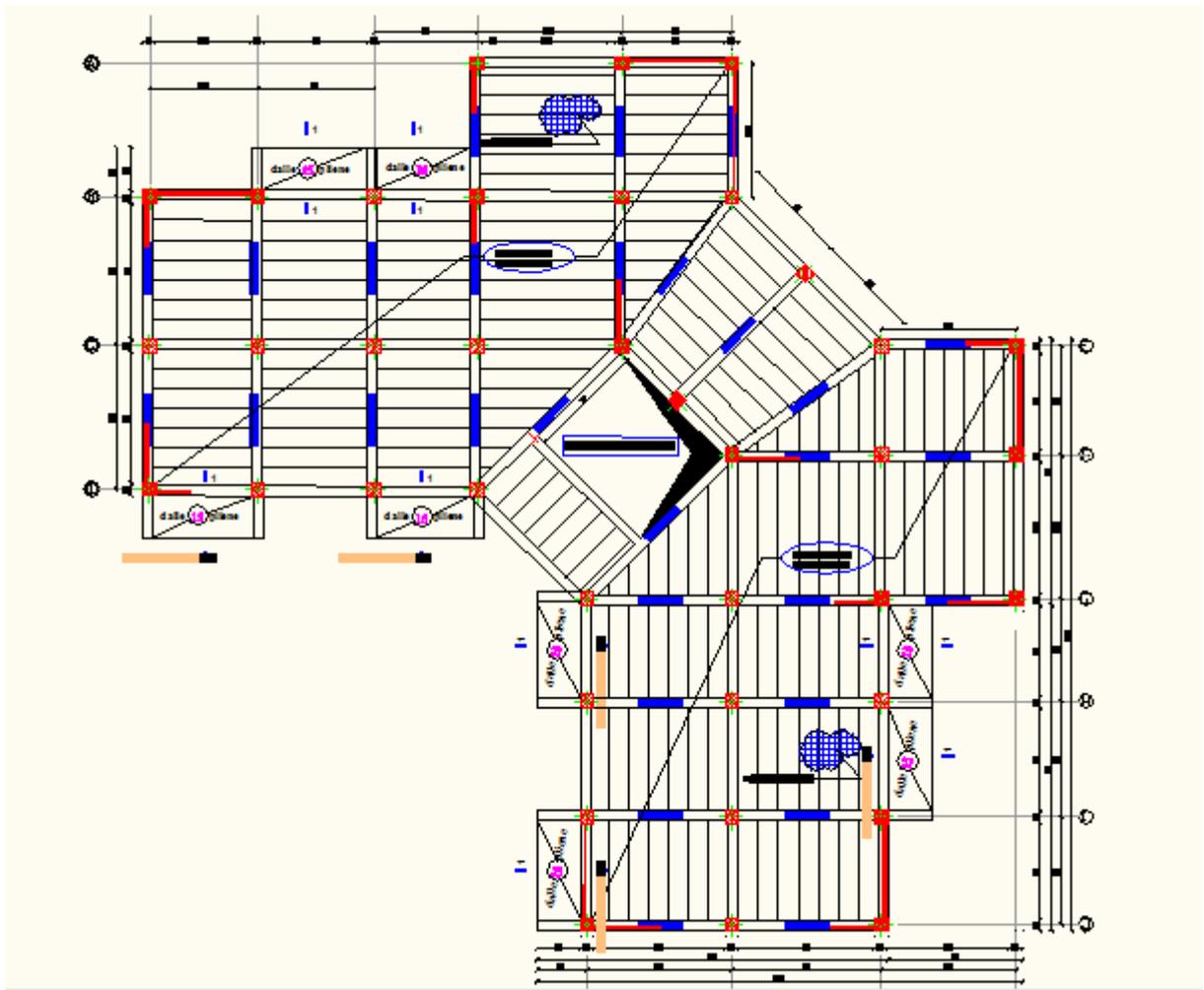
- *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- *A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études*
- *Très chers proches à mon cœur que je les aime beaucoup*
 - *A mes sœurs HOUDA et ACHOIK, mes frères MAHREZ, SID ALI, MOHAMED et OKBA .*
 - *A toute ma famille.*
 - *A tous mes amis (es)*
 - *A celui qui ma collaboré dans la réalisation de ce mémoire.*
 - *A Toute mes Enseignants de Génie Civil.*
 - *A Toute la promotion 2020.*

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.



DOUAIIDIA KHADIDJ





Résumé

ΚΕΣΠΠΣ

ملخص :

يهدف هذا المشروع أساساً إلى قياس أبعاد العناصر المقاومة لبناء مؤلف من (07) طوابق بالإضافة إلى الطابقين الأرضي و السفلي، هذا البناء مدعم بجدران خرسانية مسلحة و إطارات مشكلة من أعمدة و جوائز و شكله غير منتظم في المستوي xy .
حساب الأبعاد الأولية لمقاطع العناصر الأساسية كان وفقاً لقوانين (99 Modifié BAEL91) و (RPA99 ver2003) .
نفترض في هذا المشروع أن عقد البلاطات لا تتحرك على حساب بعضها البعض في المستوي xy ما يعني صلابة البلاطة في هذا المستوي. تم تمثيل البلاطات في المنشأ بواسطة عناصر مساحية تتكون من 04 عقد أو أكثر، كما تم توزيع الحمولة عليها مساحياً.
يتم أخذ تأثير التعطف (الالتواء) الإضافي بعين الاعتبار أوتوماتيكياً بواسطة برنامج الحساب ETABS V9.02 الذي تم بواسطته تمثيل المنشأ.
تم في هذا المنشأ تمثيل بعض العناصر الغير مقاومة مثل السلالم و البلكونات. و تم التحقق من ضعف التأثير (P-Δ) على البنية. كما تم أيضاً تبرير سبب اختيار معامل التحرك الإجمالي للبنية (R=5).
استعملنا البرنامج SOCOTEC في تحديد كمية الفولاذ اللازمة في مقاطع الأعمدة و الجوائز. أما عن التي في مقاطع العناصر الغير مقاومة فقد تم يدوياً.
تم دراسة الجدران الخرسانية بواسطة طريقة النظام الأمريكي ACI-318-02
نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس).

Résumé :

Ce projet vise principalement à mesurer les dimensions des éléments de résistance d'un bâtiment composé de (07) étages en plus du rez-de-chaussée et du sous-sol. Ce bâtiment est soutenu par des murs en béton armé, des cadres formés de colonnes et de trophées, et sa forme est irrégulière dans le plan xy.

Le calcul des dimensions initiales des sections des éléments de base a été conforme aux lois (BAEL91 Modifié 99) et (RPA99 ver2003).

Dans ce projet, nous supposons que les nœuds des tuiles ne bougent pas au détriment les uns des autres dans le plan xy, ce qui signifie la rigidité de la dalle dans ce plan. Les tuiles étaient représentées à l'origine par des éléments cadastraux constitués de 04 nœuds ou plus, et la charge sur eux était répartie cadastrale.

L'effet supplémentaire du flambement est pris en compte automatiquement par le programme de calcul ETABS V9.02 avec lequel l'origine est représentée.

Dans cette structure, certains éléments non résistants tels que les escaliers et les balcons sont représentés. L'effet (P-) sur le bâtiment s'est avéré faible. La raison du choix du facteur de mobilité brute du bâtiment (R = 5) est également justifiée.

Nous avons utilisé le programme SOCOTEC pour déterminer la quantité d'acier nécessaire dans les profils des colonnes et des ceintures. Quant à cela dans les sections d'éléments non résistants, cela a été fait manuellement.

Abstract :

This project aims mainly to measure the dimensions of the resistance elements of a building consisting of (07) floors in addition to the ground and basement floors. This building is supported by reinforced concrete walls, frames formed of columns and trophies, and its shape is irregular in the xy plane.

The calculation of the initial dimensions of the sections of the basic elements was in accordance with the laws (BAEL91 Modifié 99) and (RPA99 ver2003).

In this project, we assume that the nodes of the tiles do not move at the expense of each other in the plane xy, which means the stiffness of the slab in this plane. The tiles were represented at the origin by cadastral elements consisting of 04 knots or more, and the load on them was distributed cadastral.

The additional effect of buckling is taken into account automatically by the calculation program ETABS V9.02 with which the origin is represented. In this structure some non-resistant elements such as stairs and balconies are represented. The effect (P-) on the building was verified to be weak. The reason for choosing the building gross mobility factor (R = 5) is also justified.

We used the SOCOTEC program to determine the amount of steel needed in the columns and girdles profiles. As for that in the non-resistant element sections, it was done manually. The concrete walls were studied by the American System ACI-318-02 method

The infrastructure system for this building is a basha (ground floor).

Sommaire

SOMMAIRE

SOMMAIRE

Introduction générale	1
-----------------------------	---

• Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction	3
I.2.Présentation de l'ouvrage	3
I.3.Caractéristiques mécaniques des matériaux	6
I.4.Les hypothèses de calcul	13

• Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1.Introduction	15
II.2.Pré dimensionnement des planchers.....	15
II.3.Pré dimensionnement des poutres	16
II.4. Evaluation des charges.....	18
II.5. Pré dimensionnement des poteaux	22
II.6. Les voiles	29

• Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1.L'acrotère.....	31
III.2.Planchers.....	37
III.3.Escaliers.....	57
III.4.Poutre Palière.....	68
III.5.LES balcons.....	73

• Chapitre V : Etude dynamique

V.1. Introduction	80
V.2. Caractéristique dynamique.....	80
V.3. Modélisation	81
V.4. Etude sismique.....	82

V.5. Interprétation des résultats.....	92
V.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ.....	106
V.7. Justification du choix du coefficient du comportement dynamique.....	108
V.8. Justification des portiques sous 25% des charges horizontales.....	108

• Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

VI.1. Introduction.....	114
VI.2. Ferrailage des poteaux	114
VI.3. Ferrailage des poutres.....	129
VI.4. Ferrailage des voiles.....	147
VI.5. Ferrailage les linteau.....	167

• Chapitre VII : Calcul des fondations

VII.1. Classification des fondations	176
VII.2. Facteurs de choix du type de fondation.....	177
VII.3. Conseils pour les fondations.....	177
VII.4. Calcul des fondations.....	177
VII.5. Ferrailage du radier.....	193
VII.6. Etude du voile périphérique.....	201
VII.7. Ferrailage de longrine.....	202
Conclusion générale	206
AnnexeA.....	208

• Références bibliographiques

Liste des figures

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Dimension en élévation.	3
Figure I.2 : Les types de murs.	6
Figure I.3 : Les composants du béton.	7
Figure I.4 : Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU.	10
Figure I.5 : Digramme contraintes – déformations du béton à l'ELS.	11
Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations des armatures de tous types a ELU.	12
Figure II.1 : Plancher terrasse.	19
Figure II.2 : Plancher courant.	20
Figure II.3 : Coupe de mur extérieur.	21
Figure II.4 : Surfaces revenant au poteau.	25
Figure. III.1.1 : Acrotère.	31
Figure III.2 : Sollicitations de l'acrotère à ELU.	33
Figure III.3 : Coupe longitudinale du ferrailage de l'acrotère.	36
Figure III.4 : Coupe transversale du ferrailage de l'acrotère.	37
Figure III.5 : Corps Creux.	38
Figure III.6 : Coupe verticale sur plancher en corps creux.	38
Figure III.7 : Poutrelles à une travée.	44
Figure III.8 : Poutrelles à deux travées.	45
Figure III.9 : Poutrelles à trois travées.	45
Figure III.10 : Poutrelles à quatre travées.	45
Figure III.11 : Poutrelles à cinq travées.	46
Figure III.12 : Digramme de l'effort tranchant à L'ELU.	47
Figure III.13 : Digramme de moment à L'ELU.	47

Figure III.14 : Digramme de l'effort tranchant à L'ELS.	47
Figure III.15 : Digramme de l'effort tranchant à L'ELS.	48
Figure III.16 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.	57
Figure III.17 : Ferrailages des poutrelles.	57
Figure III.18 : Schéma des escaliers.	58
Figure III.19 : L'épaisseur moyenne.	60
Figure III.20 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU.	62
Figure III.21 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS.	63
Figure III.22 : Schéma statique de la poutre palier.	69
Figure III.23 : Diagramme des moments et efforts tranchants de la poutre palier.....	70
Figure III.24 : Schéma de ferrailage d'escalier.	73
Figure III.25 : Schéma statique.	74
Figure III.26 : Dimensions du balcon.	74
Figure III.27 : Diagramme des efforts interne.	76
Figure III.28 : Ferrailage des balcons.	78
Figure V.1. Modèle 1.	92
Figure V.2 : Translation X.	94
Figure V.3 : Translation Y.	95
Figure V.4 : Rotation Z.	95
Figure V.5 : Deuxième modèle de disposition des voiles.	97
Figure V.6 : Translation X.	99
Figure V.7 : Translation Y.	99
Figure V.8 : Rotation Z.	100
Figure V.9 : Disposition finale des voiles.	101

Figure V.10 : Translation X.	104
Figure V.11 : Translation Y.	104
Figure V.12 : Rotation Z.	105
Figure V.13 : Evaluation des effets du second ordre.	107
Figure.V.14 : Schéma du renversement.	110
Figure VI.1 : Zone nodale.	115
Figure VI.2 : Ferrailage des poteaux de RDC.	127
FigureVI.3 : Ferrailage des poteaux de 1 ^{er} et 2 ^{em} étage.	127
Figure VI.4 : Ferrailage des poteaux de 3 ^{émé} , 4 ^{em} , 5 ^{em} , 6 ^{em} et 7 ^{eme} étage.	128
Figure VI.5 : Disposition constructives.	129
Figure VI.6 : Arrêt des barres.	142
Figure VI.7 : Ferrailage des poutres porteuses RDC.	145
Figure VI.8 : Ferrailage des poutres porteuses 1 ^{er} , 5 ^{em} et 6 ^{eme} étage.	145
Figure VI.9 : Ferrailage des poutres porteuses 2 ^{em} , 3 ^{em} et 7 ^{eme} étage.	146
Figure VI.10 : Ferrailage des poutres non porteuses RDC.	146.
Figure VI.11 : Ferrailage des poutres non porteuses 1 ^{er} et 2 ^{em} étage.	147
Figure VI.12 : Ferrailage des poutres non porteuses 3 ^{em} ,4 ^{em} ,5 ^{em} ,6 ^{em} ,7 ^{em} étage.	147
Figure VI.13 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.	149
Figure VI.14 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.	150
Figure VI.15 : Vue en plan du voile plein en U.	154
Figure VI.16 : Schéma de ferrailage du voile en forme U.	157
Figure VI.17 : Déférénts types des voiles.	157
Figure VI.18 : Ferrailage du Linteau.	174
Figure VII.1 : Type des fondations superficielles.	176

Figure VII.2 : Dimensions de la semelle isolée.	179
Figure VII.3 : Disposition des poteaux.	179
Figure VII.4 : Semelle filante.	181
Figure VII.5 : Radier en béton armé.	184
Figure VII.6 : Schéma statique du bâtiment.	190
Figure VII.7 : Contraintes sous radie.	191
Figure VII.8 : Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité.	193
Figure VII.9 : Ferrailage de la dalle du radier.	201
Figure VII.10 : Ferrailage du voile périphérique.	202
Figure VII.11 : Ferrailage longrine.	204

Liste des tableaux

Liste de tableau

Chapitre II : Pré dimensionnement

Tableau II. 1 : les charges permanentes du plancher terrasse.	19
Tableau II.2 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.	20
Tableau II.3 : Evaluation des charges permanentes planché sous-sol (parking).	21
Tableau II.4 : les charges permanentes du mur extérieur.	22
Tableau II.5 : charges permanente du mur intérieur.	22
Tableau II.6 : dégression des charges d'exploitation.	24
Tableau II.7 : Les charges permanentes.	26
Tableau II.8 : choix des sections des poteaux carrés.	28
Tableau II.9 : Sections des poteaux carrés pour tous les étages.....	28

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.2.1 : combinaison des charges sollicitant les planchers.	39
Tableau III.2.2 : Evaluations des moments et des efforts tranchants à ELU et ELS.	46
Tableau.III.2.3 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.	49
Tableau III.2.4 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.	50
Tableau. III.2.5 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.	52
Tableau III.2.6 : Tableau Récapitulatif du calcul de la flèche.	54
Tableau III.3.1 : Récapitulatif des charges des composants constituant le revêtement.....	61
Tableau III.3.2 : Récapitulation des combinaisons de charges.....	62
Tableau III.3.3 : Ferrailage de l'escalier à l'ELU.....	64
Tableau III.3.4 : Vérification du ferrailage à l'ELS.....	66

Tableau III.3.5 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	67
Tableau III.5.1 : Charge permanent du balcon.....	75
Tableau III.5.2 : Charge concentré du garde-corps.	75
Tableau. III.5.3 : les combinaisons des charges à ELU et ELS.....	75
Tableau III.5.4 : Ferrailage du balcon.....	77
Tableau III.5.5 : vérification des contraintes.....	78

CHAPITRE V : Etude sismique

Tableau V.1 : Paramètres sismiques.....	89
Tableau V.2 : Paramètres sismiques.....	91
Tableau V.3 : Pourcentage de participation massique.....	92
Tableau V.4 : Vérification des périodes.....	93
Tableau V.5 : Vérification de la résultante de force sismique.....	94
Tableau V.6 : Vérification des déplacements inter-étages dans les deux sens.....	96
Tableau V.7 : Pourcentage de participation massique.....	97
Tableau V.8 : Vérification des périodes.....	98
Tableau V.9 : Vérification de la résultante des forces sismique.....	100
Tableau V.10 : Vérification des déplacements inter-étages dans les deux sens.....	102
Tableau V.11 : Pourcentage de participation massique.....	103
Tableau V.12 : Vérification des périodes.....	103
Tableau V.13 : Vérification de la résultante des forces sismique.....	105
Tableau V.14 : Vérification des déplacements inter-étages dans les deux sens.....	107
Tableau V.15 : Vérification l'effet p- Δ du modèle final Sens x-x.....	107
Tableau V.16 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y.....	107
Tableau V.17 : Vérification du coefficient du comportement dans deux sens.....	108
Tableau V.18 Vérification de la portance vis-à-vis l'effort horizontal.....	109

Tableau.V.19. vérification du renversement.....111

Tableau.V.20 vérification du renversement.....111

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau .VI.1 Situation durable.....117

Tableau .VI.2 Situation accidentelle.....117

Tableau VI. 3 : Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....118

Tableau VI.4 : Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....118

Tableau VI. 5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....119

Tableau VI. 6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\text{corr}}, M^{\max}$).....119

Tableau VI.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....120

Tableau VI.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\text{corr}}, M^{\max}$).....120

Tableau VI.9 : Choix des armatures des poteaux carrés.....121

Tableau VI.10 Vérification des contraintes pour les poteaux.....122

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....122

Tableau VI.12 Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....123

Tableau VI.13 Espacements maximales selon RPA99.....126

Tableau VI.14 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....126

Tableau VI.15 : La longueur de recouvrement.....127

Tableau VI.16 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).....131

Tableau VI.17 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....132

Tableau VI.18 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....132

Tableau VI.19 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable).....133

Tableau VI.20 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....134

Tableau VI.21 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....135

Tableau VI.22 : Choix des armatures pour les poutres porteuses.....135

Tableau VI.23 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses.....136

Tableau VI.24 Vérification de la condition de non fragilité.....137

Tableau VI.25 : Vérification des contraintes des poutres.....	138
Tableau VI.26 : Vérification de la contraint de cisaillement.....	139
Tableau VI.27 : Choix des armatures transversales.....	140
Tableau VI.28 : Vérification de la flèche.....	143
Tableau VI.29 : Vérification de la flèche (fvj).....	144
Tableau VI.30 : Caractéristique des voiles du sens x-x (RDC).....	158
Tableau VI.31 Caractéristique des voiles du sens x-x (étage1 et 2).....	158
Tableau VI.32 : Caractéristique des voiles du sens x-x (étage3,4,5,6 et 7).....	158
Tableau VI.33 : Caractéristique des voiles du sens y-y (RDC)	159
Tableau VI.34 : Caractéristique des voiles du sens y-y (1 ^{ere} et 2 ^{eme} étage).....	159
Tableau VI.35 : Caractéristique des voiles du sens y-y (3 ^{ème} 4 ^{ème} 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages).....	159
Tableau VI.36 : Les contraintes (RDC).....	160
Tableau VI.37 : Choix d'armature des voiles du sens x-x(RDC).....	160
Tableau VI.38 : Les contraintes (1 ^{ere} et 2 étage).....	161
Tableau VI.39 : Choix d'armature des voiles du sens x-x (1 ^{ere} et 2 étage).....	161
Tableau VI.40 : Les contraintes (3 ^{ème} 4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} et 7 ^{eme} étage).....	162
Tableau VI.41 : Choix d'armature des voiles du sens x-x (3 ^{ème} 4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} et 7étage).....	162
Tableau VI.42 Les contraintes (RDC).....	163
Tableau VI.43 Choix d'armature des voiles du sens y-y (RDC).....	163
Tableau VI.44 Les contraintes (1 ^{ere} et 2 ^{em} étage).....	164
Tableau VI.45 Choix d'armature des voiles du sens y-y (1 ^{ere} et 2 ^{em} étage).....	164
Tableau VI.46 : Les contraintes (3 ^{ème} 4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} et 7 ^{em} étage).....	165
Tableau VI.47 : Choix d'armature des voiles du sens y-y (3 ^{ème} 4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{em} étage).....	165
Tableau VI.48 : Vérification de l'effort tranchant des voiles.....	166
Tableau VI.49 : Vérification de l'effort tranchant des voiles.....	166
Tableau VI.50 : Choix d'armature du voile	167

Chapitre VII : Etude de fondation

Tableau VII.1 : Sections des semelles isolées.....	180
-----------------------------------------------------------	-----

Tableau VII.2 : Dimensions des semelles filantes.....	182
Tableau VII.3. Contraintes sous le radier à l'ELU.....	192
Tableau VII.4. Contraintes sous le radier à l'ELS.....	192
Tableau VII.5. Calcul des moments.....	195
Tableau VII.6. Ferrailage de la dalle.....	195
Tableau VII.7. Vérification des contraintes.....	196
Tableau VII.8. Ferrailage final de la dalle.....	196
Tableau VII.9. Vérification des contraintes.....	196
Tableau VII.10. Ferrailage des nervures.....	197
Tableau VII.11 : Ferrailage des nervures.....	197
Tableau VII.12. Vérification des contraintes.....	198
Tableau VII.13. Ferrailage final des nervures après l'augmentation.....	198
Tableau VII.14 : Ferrailage du débord.....	200
Tableau VII.15 : Vérification des contraintes du débord.....	201

Liste des abréviations

LISTE DES ABRÉVIATIONS

LISTE DES ABREVIATIONS

- BAEL : Béton Armé aux Etats Limites.
- DDL : Degré De Liberté.
- ELS : Etat Limite Service.
- ELU : Etat Limite Ultime.
- HA : Haute Adhérence.
- ht : Hauteur totale.
- KN : Kilo Newton.
- MPa : Méga pascal.
- RDC : Rez de chaussée.
- RL : Rond Lisse.
- RPA : Règlement Parasismique Algérien.
- VLNA : Vibration Libre Non Amortie.
- ZC : Zone Courante.
- ZN : Zone Nodale.
- SPC : Section partiellement comprimée.
- SEC : Section entièrement comprimée.

Liste des symboles

LISTE DES SYMBOLES

- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- τ : Contrainte tangentielle.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- ε_s : Déformation relative de l'acier.
- ξ : Déformation relative.
- λ : Elancement.
- λ_g : Elancement géométrique du poteau.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- ω : Fréquence de vibration.
- η : Facteur de correction d'amortissement, Coefficient de fissuration.
- ρ : Poids volumique.
- ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- $\{ X \}$: Vecteur des déplacements d'une structure.
- A_{min} : Section d'armatures minimales.
- A_r : Armatures de répartition.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- A_v : Section d'armatures verticales.
- B : Aire d'une section de béton.

- b : Hauteur d'une section.
- Br : Section réduite d'un poteau.
- C' : Enrobage.
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
- D : Diamètre.
- d : Hauteur utile.
- E : Action de séisme.
- e : Epaisseur.
- E.L.S : Etat limite service.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E_b : Module de déformation du béton.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- f : Flèche.
- F : Force concentrée.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
 - F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_{max} : Flèche maximale.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- g : Accélération de la pesanteur.
- G : Charge permanente.
- h : Hauteur, profondeur d'encrage.
- I : Moment d'inertie.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- L_r : Longueur de recouvrement.
- m : Coefficient de minoration.
- M : Moment, Masse.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- n : Coefficient d'équivalence.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- \varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.
- Q : Charge d'exploitation, Facteur de qualité.
- q : Charge uniformément répartie.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- St : Espacement.
- T : Effort tranchant, Période.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- U : Périmètre.
- V : Coefficient de poisson.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- W : Poids propre.
- X : Longueur de zone tendue.
- Y : Position de l'axe neutre, longueur de zone comprimée.

Introduction
INTRODUCTION

Générale
GÉNÉRALE

Introduction générale

Introduction générale

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques .donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, en plus montré dans

L'expérience il y a existé un danger reposit. Par exemple la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'une d'un bâtiment en béton armé à usage collectif, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant un RDC et 7 étages plus sous-sol qui est en cours de la réalisation au niveau de la wilaya d'Ain Defla. Ce mémoire est constitué de sept chapitres :

- Le premier chapitre consiste à présenter complètement l'ouvrage, définir les différents éléments et choisir les matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique en zone sismique, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude de cet ouvrage sera faite à l'aide du logiciel de calcul ETABS Version 9.7.1.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS Version 9.7.1 et à l'aide du logiciel SOCOTEC est présenté dans le cinquième chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie pas une conclusion générale.

Chapitre I

CUSBILLE I

PRÉSENTATION DE

L'OUVRAGE ET LES

CARACTÉRISTIQUE DES

MATÉRIAUX

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction

Le travail proposé dans le cadre de notre mémoire de fin d'étude consiste à l'étude d'un bâtiment en (R+7+1SSL) à usage multifonctionnel (habitation+un parking).

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.2.1. Caractéristique géométrique

a) Dimensions en élévation

- Hauteur totale.....h=24.82m
- Hauteur de RDC.....h=3.40m
- Hauteur des étages courants.....h=3.06m
- Hauteur de sous soul h=2,5m



Figure I-1 : Dimension en élévation.

b) Dimensions en plan

- Longueur totale $L_t = 26.5 \text{ m}$
- Largeur totale $L_t = 26.5 \text{ m}$.

I.2.2. Critère de classification de notre bâtiment selon RPA 99 Version 2003 [2]**a) Classification de systèmes de contreventement**

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques auto-stables contreventé par des voiles

b) Classifications selon la zone sismique

Ce bâtiment est implanté dans la wilaya d'Ain Defla, commune Khemis Miliana dans une zone de moyenne sismicité (zone II B).

c) Classification selon l'importance

Tout ouvrage doit être classé dans l'un de ces quatre (04) groupes :

- Groupe 1A : Ouvrage d'importance vitale,
- Groupe 1B : Ouvrages de grande importance,
- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne,
- Groupe 3 : Ouvrages de faible importance.

Notre bâtiment est classé comme un ouvrage de grande importance (groupe 2)

d) Classification des sites

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

- ❖ Catégorie S1 (site rocheux),
- ❖ Catégorie S2 (site ferme),
- ❖ Catégorie S3 (site meuble),
- ❖ Catégorie S4 (site très meuble).

Le sol d'assise de notre cas est classé en : S3-Sol meuble.

I.2.3 Plancher**❖ Plancher terrasse**

Il y'a un seul type : terrasse inaccessible.

❖ Plancher en étage courant

Vu la forme géométrique de la structure nous avons opté deux type de plancher :

- ✓ Plancher à corps creux (corps creux + poutrelle + dalle de compression) pour les Raisons suivantes :
 - Facilité de réalisation
 - Les portées de notre projet ne sont pas grandes
 - Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique
 - Raison économique.
- ✓ Plancher en dalle pleine : est une structure horizontale porteuse en béton armé continue sans nervures pour les balcons et les forme irrégulières.

I.2.4 Acrotère

C'est un élément de béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 70 cm et d'épaisseur de 10 cm.

I.2.5 Escalier

Élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre, et dans notre projet il y a un seul type d'escalier droit qui compose :

- Un palier et deux volées.

I.2.6. Les balcons

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

I.2.7. Maçonnerie

On a deux types :

- ✓ **Murs extérieurs** : constitués d'une double paroi en briques (15) cm d'épaisseur séparées par une âme d'air de cinq (05) cm d'épaisseur ;
- ✓ **Murs intérieurs** : constitué par une seule paroi de briques dix (10) cm d'épaisseur.

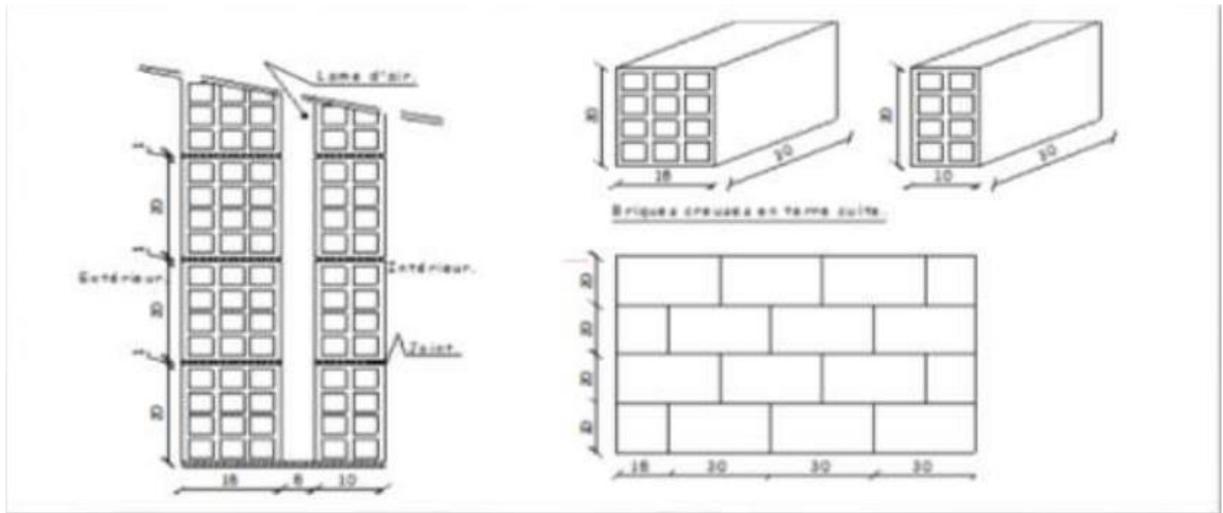


Figure I.2 : Les types de murs.

I.2.8. Revêtements

- Faïence en céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau,
- Carrelage de 2cm pour le plancher et escaliers,
- Enduit de plâtre de 2cm pour les cloisons et plafonds,
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

I.2.9. Les voiles des contreventements

Ce sont des éléments verticaux en béton armé coulés sur place, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme et du vent.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Pour la conception de l'ouvrage, deux matériaux essentiels sont à utiliser, à savoir le béton et l'acier.

I.3.1. Le Béton :

Le béton est le produit industriel le plus utilisé dans le monde à l'heure actuelle. Fabriqué et mis en place en phase liquide, il durcit et se consolide dans un deuxième temps ce qui permet des réalisations techniques extrêmement variées. De plus, il présente des caractéristiques de résistance et de longévité particulièrement importantes. Ce dernier est un mélange de granulats (sable + gravier), d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage. De point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge de béton.

I.3.2. Matériaux composant le béton

Les compositions de béton sont définies comme suit :

- ✓ **Le ciment** : est un liant hydraulique qui sous l'aspect d'une poudre fine forme une pâte au contact de l'eau et durcit en séchant .Il provient de la cuisson d'un mélange de calcaire (80% environ) et d'argile (20%).
- ✓ **Les granulats** : Leur taille est comprise entre 0 et 125 mm, leur nature et leur forme varient en fonction des gisements et des techniques de production .Dans un béton, les granulats apportent la consistance, le volume et la résistance. Ils représentent le squelette du béton
- ✓ **L'eau de gâchage** : l'eau employée pour le béton doit être de l'eau potable car tout usage d'autres eaux peut nuire du béton. Tout excès se traduit par une augmentation du retrait, une augmentation de porosité et une chute de résistance.



Figure I.3 : Les composants du béton.

I.3.2.1. Résistance caractéristique du béton à la compression (f_{cj})

Le BA est défini par sa résistance à la compression f_{cj} avec j âge du béton. Il est souvent classé selon sa résistance caractéristique, elle est déterminée par des essais de compression définie à 28 jours d'âge de durcissement, notée f_{c28} . D'après les essais réalisés au niveau de laboratoire

On a obtenu la résistance caractéristique : $f_{c28} = 30\text{MPa}$

I.3.2.2. Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance du béton à la traction à j jours, notée f_{tj} est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \dots\dots\dots [3]$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{c28} < 60 \text{MPa}$.

➤ Dans notre cas : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 30 = 2.4 \text{MPa}$.

I.3.3.1 Module de déformation longitudinale (E)

A) Déformation longitudinales instantané :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinales à l'âge « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots [3].$$

Pour : $f_{cj} = \sqrt[3]{f_{c28}} \implies E_{ij} = 34179.558 \text{MPa}$.

B) Module de déformation longitudinale différée

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = \frac{1}{3} E_{ij} \dots\dots\dots [3].$$

Pour : $j=28 \text{jours} ; f_{c28}=30 \text{MPa} \implies E_{v28} = 11393.186 \text{MPa}$

I.3.3.2. Module de déformation transversale du béton (G) :

Le module de déformation transversal G caractérise la déformation du matériau sous l'effort tranchant.

- Sa valeur est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

E : module de Young

ν : coefficient de poisson

- **Coefficient de poisson**

C'est le rapport de la déformation relative transversale et de la déformation longitudinale. Il sera pris égal à :

$$\nu = -\frac{\Delta d}{d} / \frac{\Delta l}{\Delta l}$$

$\frac{\Delta l}{\Delta l}$: Déformation relative longitudinale

$\frac{\Delta d}{d}$: Déformation relative transversal

- $\nu = 0$ (à l'ELU) Pour le calcul des sollicitations.
- $\nu = 0,2$ (à l'ELS) Pour le calcul des déformations.

A) **Contrainte de compression :**

- **Etats limites :** Un état limite est une situation au-delà de laquelle un ensemble d'éléments de la structure n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu. On distingue deux états limites :
- **Etat limite ultime ELU:** Les états qui conduisent à la ruine de l'ouvrage soit par:
 - Perte d'équilibre statique (basculement).
 - Perte de stabilité de forme (flambement).
 - Matériau qui rentre dans sa face plastique.
 - Perte de résistance (rupture).

a) **La contrainte limite ultime à la compression :**

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée Par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 F_{c28}}{\gamma_b} [MPa] \dots\dots\dots [3].$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = \text{coefficient de sécurité.} \\ \gamma_b = 1,5 \implies \text{en situation courante.} \\ \gamma_b = 1,15 \implies \text{en situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

- Θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'action, il a pour valeur :
- $\Theta=1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures.
- $\Theta= 0,9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.
- $\Theta= 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heure

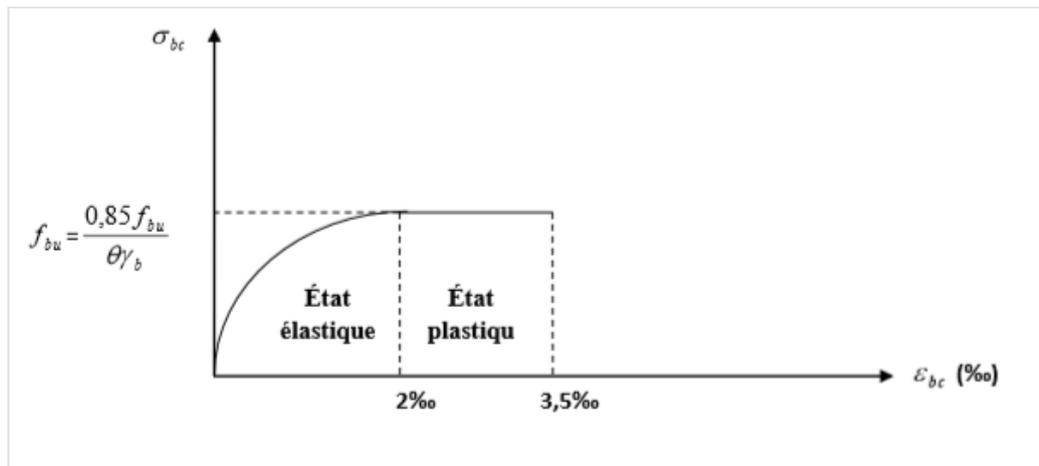


Figure I.4 : Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU.

- D'une partie en courbe parabolique, la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangulaire (état plastique)

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle ».

- $0\% < \epsilon_{bc} < 2\%$ \implies compression pure.
- $2\% < \epsilon_{bc} < 3,5\%$ \implies compression avec flexion.

Avec : ϵ_{bc} : Raccourcissement du béton.

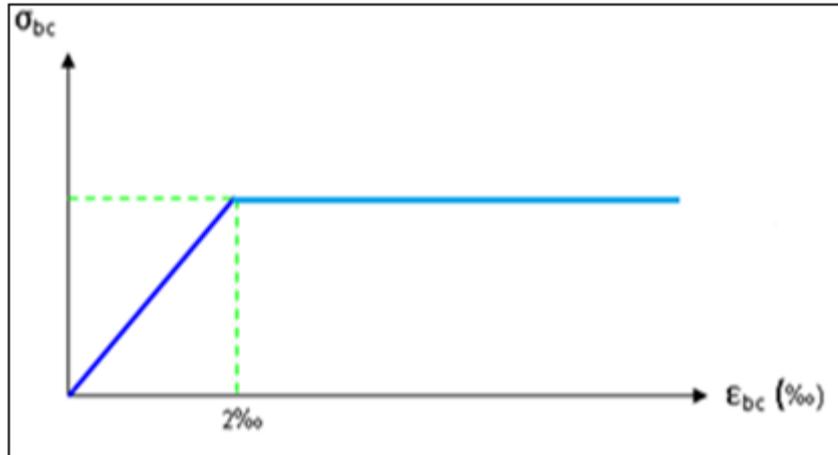


Figure I.5 : Digramme contraintes déformations du béton à l'ELS.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 30\text{MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 18\text{MPa}$

I.3.2. L'acier

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les éléments du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

I.3.2.1 Les limites élastiques

- Les ronds lisses (R.L) : $\begin{cases} \text{FeE 22 (fe = 215 MPa)} \\ \text{FeE 24 (fe = 235 MPa)} \end{cases}$.
- Barres à haute adhérence (HA) : $\begin{cases} \text{FeE 40 (fe = 400 MPa)} \\ \text{FeE 50 (fe = 500 MPa)} \end{cases}$.
- Treillis soudés (TS) : $fe = 520\text{MPa}$.

en utilise Fe E400 pour les HA

en utilise Fe E235 pour les RL

I.3.2.2 Module d'élasticité longitudinale

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale.

$$E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa. [2]}$$

I.3.2.3 Contraintes limites

a) Etat limite ultime (ELU)

On adopte le diagramme contraintes- déformations suivant :

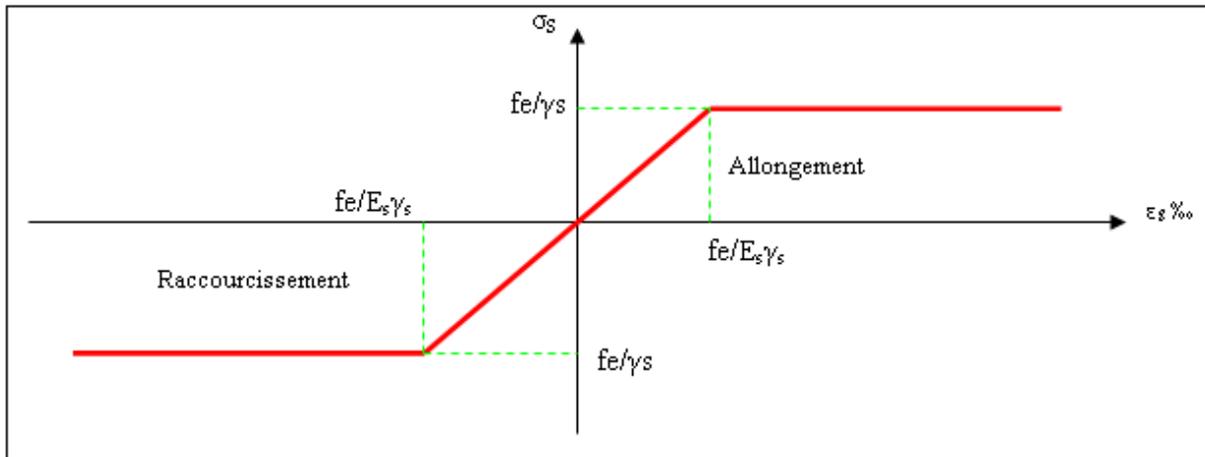


Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations des armatures de tous types a ELU.

avec : f_e : Contrainte limite élastique.

$$\epsilon_s : \text{Déformation (allongement) relative de l'acier} \rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

$$\sigma_s : \text{Contrainte de l'acier.} : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier :

$\gamma_s = 1,15$ cas des situation durables ou transitoires,

$\gamma_s = 1,00$ cas des situation accidentelles.

$$\text{Pour les aciers FeE400 on a : } \zeta_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 1,74 \text{‰}$$

b) États limites de service (ELS)

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés [2] :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right)$ (MPa)
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 110\eta \right)$ (MPa)

avec :

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

a) Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté

η est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

avec :

η : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.4. Hypothèses 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 $\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 204,34MPa & \textit{Situation durable} \\ \sigma_s = 235MPa & \textit{Situation accidentelle} \end{array} \right.$

Haute adhérence $\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 348MPa & \textit{Situation durable} \\ \sigma_s = 400MPa & \textit{Situation accidentelle} \end{array} \right.$

Chapitre II

PRÉ

DIMENSIONNEMENT

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment **RPA99 version 2003[1]**, **BAEL[2]** et **CBA[3]** qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2 Pré dimensionnement des éléments

Dans le présent chapitre on présente une description générale de notre projet et ainsi les caractéristique armateur utilisé (béton, acier)

II.2.1 Les planchers

On adopte pour notre projet un plancher à corps creux, et un plancher en dalle pleine.

II.2.1.1 Plancher à corps creux

Les planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec dalle de compression mince en béton armé.

La hauteur totale du plancher h_t :[2]

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

L : la portée max entre nus d'appuis. L max = 4.10m

$$\frac{410}{25} \leq h_t \leq \frac{410}{20} \quad \text{donc :} \quad 16.5 \text{ cm} \leq h_t \leq 20.5 \text{ cm}$$

On adopte un plancher de 20 cm avec :

- Hauteur de corps creux = 16 cm.
- Hauteur de la dalle de compression = 4 cm.

II.2.1.2. Plancher en dalle pleine

Ce plancher est constitué par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutre secondaire et principale; les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres ; L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent

beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

II.2.1.2. Isolation phonique

Selon les règles BAEL91 [2], l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit : $e=15$ cm.

II.2.1.2. Résistance à la flexion

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

❖ dalle reposant sur deux appuis (balcon): $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$

❖ dalle reposant sur trois ou quatre appuis: $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

Avec

Lx : la grande portée du panneau le plus sollicité. ($Lx = 4,50$ m).

$$\frac{450}{35} \leq e \leq \frac{450}{30}$$

On aura donc : $12.85 \leq e \leq 15$ (cm)

On limite donc notre épaisseur à : 13cm

II.2.1.3. Condition de flèche

L'épaisseur « e » est conditionnée par :

$$\frac{450}{25} \leq e \leq \frac{450}{20}$$

$$\frac{450}{25} \leq h \leq \frac{450}{20} \rightarrow 18 \text{ cm} \leq h \leq 22,5 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20$ cm.

II.3. Pré dimensionnement des poutres

II.3.1. Poutres principales : $L=4.50$ m

Détermination de la hauteur h :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

Avec :

$$\text{On a : } \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\text{Et : } 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

L_{max} : La portée la plus grande des poutres

h: La hauteur de la poutre

b : La largeur de la poutre

$$\text{Donc : } \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \rightarrow 30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur $h = 40 \text{ cm}$

Et :

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \rightarrow \text{on a choisi } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification à partir du RPA99V2003..... [2]

- $b \geq 20 \text{ cm}$ vérifié,
- $h \geq 30 \text{ cm}$ vérifié,
- $h/b < 4$ vérifié.

II.3.2. Poutres secondaires : $L = 4.50 \text{ m}$

Détermination de la hauteur h :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

Avec :

$$\text{On a : } \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \dots [2]$$

$$\text{Et : } 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

L_{max} : La portée la plus grande des poutres

h: La hauteur de la poutre

b: La largeur de la poutre

$$\text{Donc : } \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \rightarrow 30\text{cm} \leq h \leq 45\text{cm}$$

On adopte une hauteur $h = 40$ cm

$$\text{Et : } 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \rightarrow b = 30\text{cm}$$

Vérification à partir du RPA99V2003.... [2]

- $b \geq 20$ cm vérifié,
- $h \geq 30$ cm vérifié
- $h/b < 4$ vérifié.

Conclusion :

Toutes les conditions des RPA99 v 2003 sur les dimensions des poutres sont satisfaites, Donc on adopte :

- Des poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Des poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.3.3. Poutres palières : $L_{\text{max}} = 3.20\text{m}$

❖ Vérification selon le CBA93 [54]:

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \rightarrow 21.33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On choisit une poutre de $b \times h = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

II.4. Evaluation des charges

II.4.1. Charges permanentes

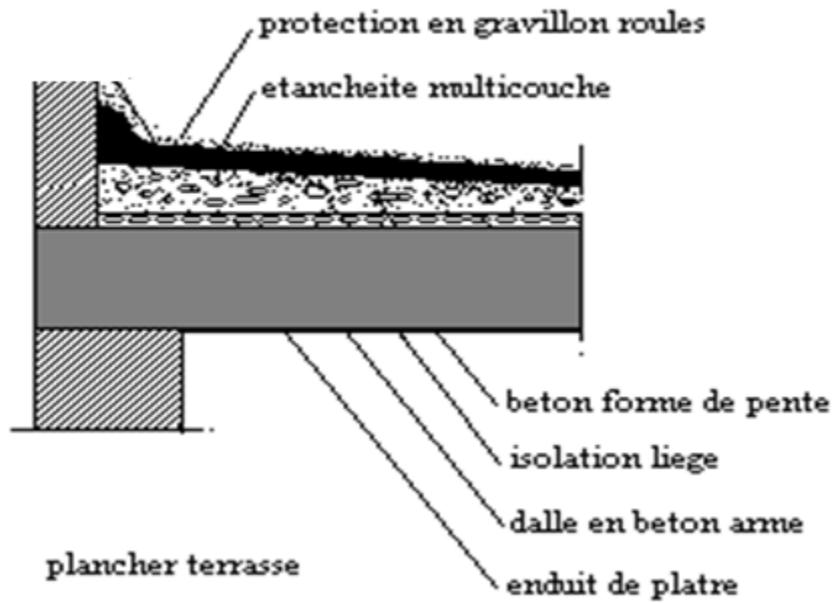


Figure II.1 : Plancher terrasse.

Tableau II. 1 : les charges permanentes du plancher terrasse

Composition	Epaisseur (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m ²)
1- Protection en gravillon	0.05	17	0.85
2- Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3- Forme de pente	0.10	22	2.2
4- Isolation	0.04	4	0.16
5- Dalle en corps creux	16+4	/	2.80
6- Enduit plâtre	0.02	10	0.20
		G	6.33KN/m²

b) Planchers étages courant

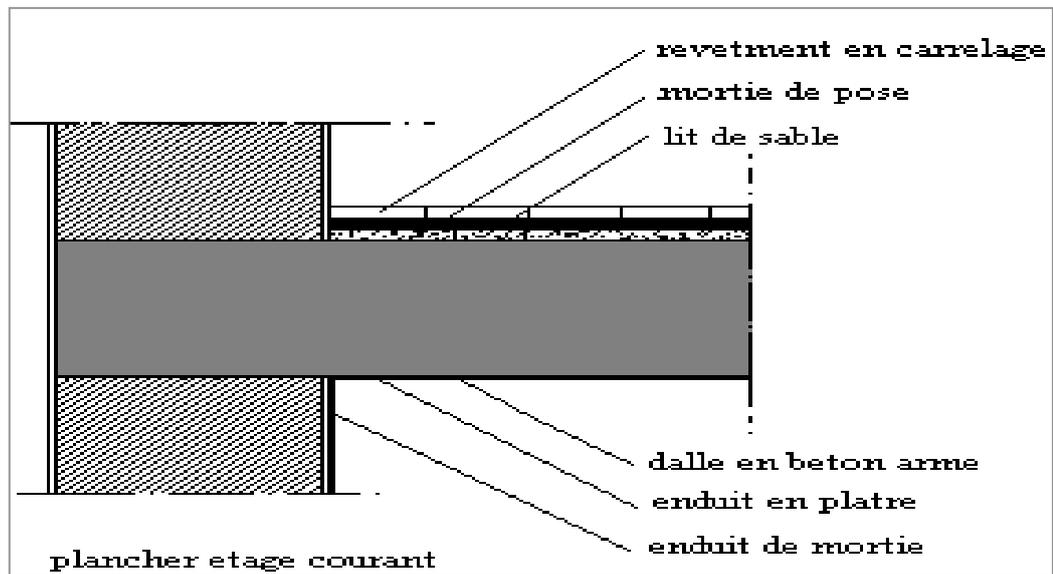


Figure II.2 : Plancher courant.

Tableau II.2 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant

Composition	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-carrelage	0.02	20	0.40
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.03	18	0.54
4- Dalle en corps creux	16+4	/	2.80
5-Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6-cloison de séparation			1
7-enduit de ciment sur cloison	0.04	20	0.8
			GT=6.14

Tableau II.3 : Evaluation des charges permanentes sous-sol (parking)

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1-Couche appelée chape bouchardée	2	/	1,50
2-Mortier de pose	2	20	0,40
3-Lit de sable	3	18	0,54
4-Dalle pleine	15	/	3,75
5-Enduit en plâtre	2	10	0,20
			GT =6,39

C. Maçonnerie

- Murs extérieurs (double cloison)

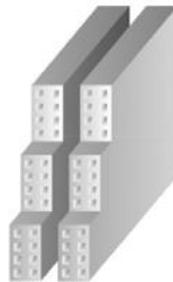


Figure II.3 : Coupe de mur extérieur.

Tableau II.4 : les charges permanentes du mur extérieur

Composition	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2- Brique creux	0.10	9	0.9
3- L'ame d'aire	0.05	/	0.00
4- Brique creux	0.15	9	1.35
5- Enduit ciment	0.02	18	0.36
			GT=2.81

- **Murs intérieurs (seul cloison)**

Tableau II.5 : charges permanente du mur intérieur

Composition	ρ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
1- Enduit plâtre	10	0.020	0.20
2-Briques creuses	9	0.10	0.90
		GT	1.10KN/m ²

II.5. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Ce dernier est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente des charges.

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le règlement parasismique Algérien 99 version 2003 [2] :

Selon la zone (IIb) les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

❖ Pour les poteaux carrés

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$,
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$,
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$.

Avec : (b, h) : dimension de la section

h_e : hauteur d'étage.

a) Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10 % jusqu'à 0.5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Loi de dégression appliquée pour les bâtiments à usage de bureaux :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times \sum (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par «BAEL 91 modifié 99 [1]»}$$

Avec :

n: Nombre d'étage.

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$ étage

Lorsque les charges d'exploitations sont les mêmes pour les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

- Sur toit terrasse : Q_0
- Sous dernier étage : Q_1
- Sous étages immédiatement inférieur (étages 2) = 0.9 Q
- Sous étages immédiatement inférieur (étages 3) = 0.8 Q
- Et ainsi de suite en réduisant de 10 % par étage jusqu'à 0.50 Q

Valeur conservée pour les étages inférieurs suivants

Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers.

Tableau II.6 : dégression des charges d'exploitation

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σsurcharge (kN/m ²)
T	Q0	Σ0=Q0	1
T6	Q1	Σ1=Q0+Q1	2.5
T5	Q2	Σ2=Q0+0,95(Q1+Q2)	3.85
T4	Q3	Σ3=Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)	5.05
T3	Q4	Σ4=Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	6.10
T2	Q5	Σ5=Q0+0,8(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	7
T1	Q6	Σ6=Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)	7.75
RDC	Q7	Σ7=Q0+0,714(Q1+.....+Q7)	8.50
Sous/sol	Q8	Σ8=Q0+0,69(Q1+.....+Q7+Qad)	9.97

b) Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{(Article BAEL91 révisées 99.page 102)}$$

Les dimensions doivent vérifier aussi les exigences du RPA 99 VERSION 2003 qui sont :

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

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

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

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

λ : L'élancement du poteau considéré

B : air total de la section du poteau

A_S : section d'acier minimale.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici en prend $f_{c28} = 30$ MPa)

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend $f_e = 400$ MPa)

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 2cm d'épaisseur sur tout son périmétrique tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$

Calcul des surfaces revenant à chaque poteau :

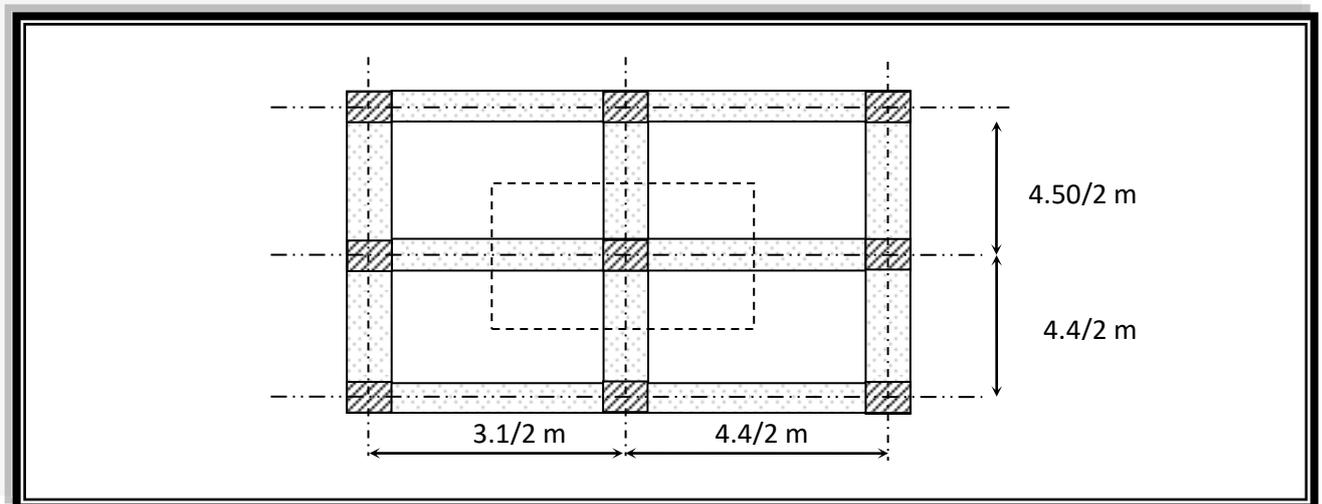


Figure II.4 : Surfaces revenant au poteau.

II.5.1. Exemple de calcul des charges et surcharges revenant au poteau

a) Poteau carré

$$S = [(4.50/2) + (4.4/2)] \times (4.4/2) + (3.1/2) = 16.68 \text{ m}^2$$

On a : $S = 16.68 \text{ m}^2$

➤ Charge permanente :

Tableau II.7 : Les charges permanentes

Niveau 1	Poids du plancher terrasse	$6.33 \times 16.68 =$	105,58KN
	Poids des poutres porteuses	$0.30 \times 0.4 \times 4.50 \times 25 =$	13.5 KN
	Poids des poutres non porteuses	$0.30 \times 0.4 \times 4.50 \times 25 =$	13.5 KN
	Poids de poteau	$0.40 \times 0.40 \times (3.06-0.40) \times 25 =$	10.64KN
Niveau 2	Venant de n1	143.22KN
	Poids du plancher terrasse	$6.14 \times 16.68 =$	102.41KN
	Poids des poutres porteuses	$0.30 \times 0.4 \times 4.50 \times 25 =$	13.5 KN
	Poids des poutres non porteuses	$0.30 \times 0.4 \times 4.50 \times 25 =$	13.5 KN
	Poids de poteau	$0.40 \times 0.40 \times (3.06-0.40) \times 25 =$	10.64KN
			$\Sigma n2 = 283.27 \text{ KN}$
Niveau 3	Venant de n2	283.27KN
	Poids du plancher terrasse	$6.14 \times 16.68 =$	102.41KN
	Poids des poutres porteuses	$0.30 \times 0.4 \times 4.50 \times 25 =$	13.5 KN
	Poids des poutres non porteuses	$0.30 \times 0.4 \times 4.50 \times 25 =$	13.5 KN
	Poids de poteau	$0.40 \times 0.40 \times (3.06-0.40) \times 25 =$	10.64KN
			$\Sigma n3 = 423.32 \text{ KN}$
Niveau 4	Venant de n3	423.32KN
	Poids du plancher terrasse	$6.14 \times 16.68 =$	102.41KN
	Poids des poutres porteuses	$0.30 \times 0.4 \times 4.50 \times 25 =$	13.5 KN
	Poids des poutres non porteuses	$0.30 \times 0.4 \times 4.50 \times 25 =$	13.5 KN
	Poids de poteau	$0.40 \times 0.40 \times (3.06-0.40) \times 25 =$	10.64KN
			$\Sigma n4 = 563.37 \text{ KN}$
Niveau 5	Venant de n4	563.37KN
	Poids du plancher terrasse	$6.14 \times 16.68 =$	102.41KN
	Poids des poutres porteuses	$0.30 \times 0.4 \times 4.50 \times 25 =$	13.5 KN
			13.5 KN

	Poids des poutres non porteuses Poids de poteau	$0.30 \times 0.4 \times 4.50 \times 25 =$ $0.40 \times 0.40 \times (3.06-0.40) \times 25 =$	10.64KN $\Sigma n5 = 703.42 \text{ KN}$
Niveau 6	Venant de n5 Poids du plancher terrasse Poids des poutres porteuses Poids des poutres non porteuses Poids de poteau $6.14 \times 16.68 =$ $0.30 \times 0.4 \times 4.50 \times 25 =$ $0.30 \times 0.4 \times 4.50 \times 25 =$ $0.40 \times 0.40 \times (3.06-0.40) \times 25 =$	703.42KN 102.41KN 13.5 KN 13.5 KN 10.64KN $\Sigma n6 = 843.47 \text{ KN}$
Niveau 7	Venant de n6 Poids du plancher terrasse Poids des poutres porteuses Poids des poutres non porteuses Poids de poteau $6.14 \times 16.68 =$ $0.30 \times 0.4 \times 4.50 \times 25 =$ $0.30 \times 0.4 \times 4.50 \times 25 =$ $0.40 \times 0.40 \times (3.06-0.40) \times 25 =$	843.47KN 102.41KN 13.5 KN 13.5 KN 10.64KN $\Sigma n7 = 983.52 \text{ KN}$
Niveau 8	Venant de n7 Poids du plancher terrasse Poids des poutres porteuses Poids des poutres non porteuses Poids de poteau $6.14 \times 16.68 =$ $0.30 \times 0.4 \times 4.50 \times 25 =$ $0.30 \times 0.4 \times 4.50 \times 25 =$ $0.40 \times 0.40 \times (3.06-0.40) \times 25 =$	983.52KN 102.41KN 13.5 KN 13.5 KN 10.64KN $\Sigma n8 = 1123.57 \text{ KN}$
Niveau 9	Venant de n8 Poids du plancher terrasse Poids des poutres porteuses Poids des poutres non porteuses Poids de poteau $6.39 \times 16.68 =$ $0.30 \times 0.4 \times 4.50 \times 25 =$ $0.30 \times 0.4 \times 4.50 \times 25 =$ $0.40 \times 0.40 \times (3.06-0.40) \times 25 =$	1123.57KN 106.58KN 13.5 KN 13.5 KN 10.64KN $\Sigma n9 = 1263.62 \text{ KN}$

Tableau II.8 : choix des sections des poteaux carrés

Niveau	NG (KN)	NQ (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	choix
P7	143,22	16.68	218,36	131.01	13.44	30	30x30
P6	283.27	41.7	444.96	266.97	18.33	30	30x30
P5	423.32	64.21	667.79	400.67	22.01	30	30x30
P4	563.37	84.23	886.89	532.13	25.06	30	30x30
P3	703.42	101.74	1102.22	661.33	27.71	30	30x30
P2	843.47	116.76	1313.82	788.29	30.07	30	35x35
P1	983.52	129.27	1521.65	912.99	32.21	30	35x35
RDC	1123.57	141.78	1729.48	1037.68	34.21	30	40x40
Sous/so l	1263.62	166.29	1955.32	1173.19	36.25	30	40x40

II.6.1. Choix final des sections des poteaux :

Notre choix final des sections des poteaux est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau II.9 : Sections des poteaux carrés pour tous les étages.

Les étages	Sections carré (axb) cm ²
7 ^{eme}	30
6 ^{eme}	30
5 ^{eme}	30
4 ^{eme}	30
3 ^{eme}	30
2 ^{eme}	35
1 ^{ere}	35
RDC	40
Sous soul	40

II.6. Les voiles

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de règlement parasismique Algérien 99 version 2003 [2] : $L \geq 4 a$

Avec :

-L : La longueur du voile.

-a : L'épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit : $L \geq 4 e$

- Calcul l'épaisseur du voile

a) RDC

$$h_e = 3,40 - 0,40 = 3 \text{ m}$$

$$a \geq h_e / 20 \Rightarrow a \geq 300 / 20 = 15 \text{ cm}$$

On prend : $a = 15 \text{ cm}$

b) Etages courant

$$h_e = 3,06 - 0,40 = 2,66 \text{ m}$$

$$a \geq h_e / 20 \Rightarrow a \geq 266 / 20 = 13,3 \text{ cm}$$

On prend : $a = 15 \text{ cm}$

Conclusion:

- On opte pour le RDC : $e = 15 \text{ cm}$.
- Les étages courant : $e = 15 \text{ cm}$.

Chapitre III

CUSBILLE III

CALCUL DES

CALCUL DES

ÉLEMENTS SECONDAIRE

ÉLEMENTS SECONDAIRE

Chapitre III :**CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES****III.1. L'acrotère**

Dans l'architecture moderne, on appelle mur acrotère en abrégé acrotère, un muret situé en bordure de toitures terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité.

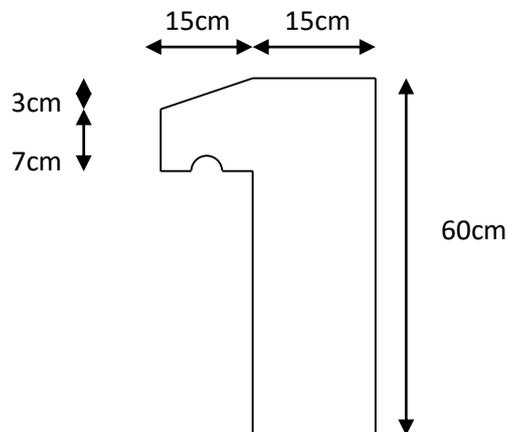


Figure. III.1 : Acrotère.

III.1.2. Principe de calcul :

L'acrotère est assimilée à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse elle est soumise à :

-Son poids propre (W_p)

-Un moment dû à la force horizontale $F = \text{Max} \begin{cases} Q = 1 \text{ KN/ml} \\ F_p = 4. A. C_p. W_p \end{cases} \quad [2]$

Le calcul de ferrailage se fait en flexion composée pour une bande de 1m de largeur. La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [A=0,20] groupe IIb.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) [2] [$C_p=0,8$]

W_p : Poids de l'acrotère

$$W_1 = G_{\text{béton}} \times S = 25 \times 0.102 \times 1.00 = 2.55 \text{ kN}$$

$$W_2 = G_{\text{enduit}} \times S_{\text{enduit}} \times 0.02 = 20 \times 0.0196 = 0.39 \text{ kN}$$

$$W_p = W_1 + W_2 = 2.94 \text{ kN}$$

$$Q = 1 \text{ kN}$$

$$F_p = 4 \times 0.20 \times 0.8 \times 2.94 = 1.882 \text{ kN.}$$

$$\begin{cases} F_p = 1.882 \text{ kN} \\ 1.5Q = 1.5 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow Q_u = 1.882 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2.94 \text{ kN/ml et } Q = 1.882 \text{ kN/ml}$$

Détermination des efforts :

ELU :

Effort normal : $N_u = 1.35 \times W_p = 1.35 \times 2.94 = 3.969 \text{ kN.}$

Moment d'encastrement : $M_u = 1.5 \times F_p \times h = 1.694 \text{ kN.m}$

Effort tranchant : $T_u = 1.5 \times F_p = 2.823 \text{ kN.}$

ELS :

Effort normal : $N_s = W_p = 2.94 \text{ kN.}$

Moment d'encastrement : $M_s = F_p \times h = 1.1292 \text{ kN.m}$

Effort tranchant : $T_s = F_p = 1.882 \text{ kN.}$

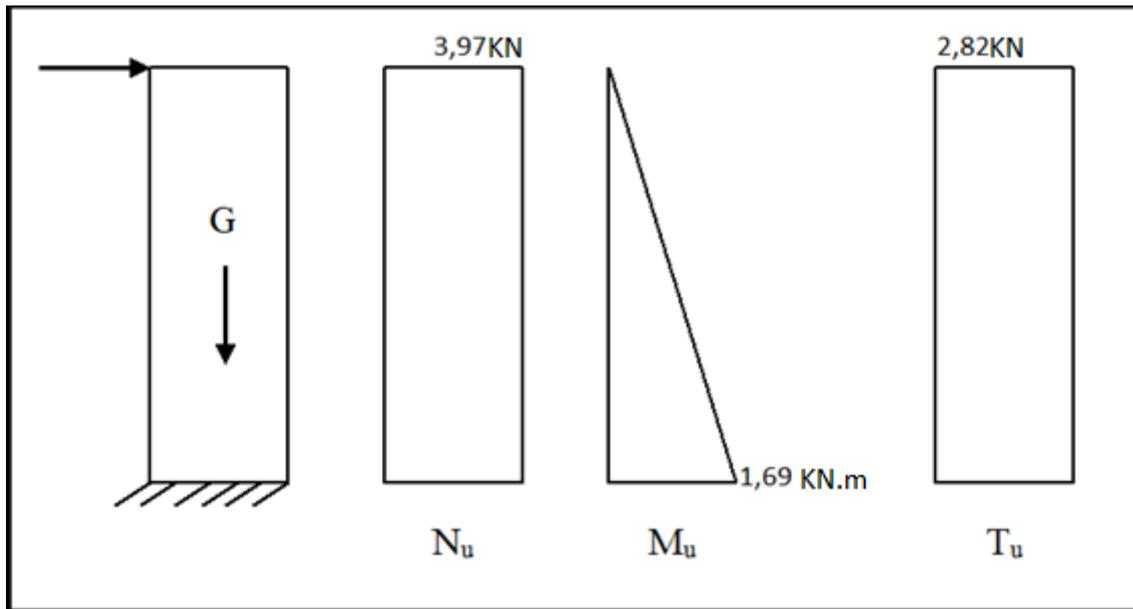


Figure III.2 : Sollicitations de l'acrotère à ELU.

Ferraillage de la section :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la section plane à étudier sera de $100 \times 10 \text{ cm}^2$.

ELU :

Données :

$$b = 100 \text{ cm}, \quad h = 10 \text{ cm}, \quad d = 7,5 \text{ cm} \quad \text{et} \quad c = c' = 25 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}, \quad f_{ij} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}, \quad \sigma_b = 14,2 \text{ MPa}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Calcul de l'excentricité e :

$$e = M_u / N_u = (1,694 \times 10^2) / 3,969 \Rightarrow e = 42,68 \text{ cm}$$

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = \frac{3,969 \times 10^3}{1000 \times 100 \times 14,20} = 0,0028 < 0,81$$

$$\psi_1 = 0,0028 \rightarrow \zeta = 0,1666 \rightarrow \text{enc} = \zeta \times h = 1,66 \text{ cm}$$

$$e = 42,68 \text{ cm} > \text{enc} = 1,66 \text{ cm}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section du béton.

→ Section partiellement comprimée

$$ea = \frac{d-h}{2} + e = 41,43 \text{ cm}$$

$$M_{as} = N_u \times e_a = 3,969 \times 0,4143 = 1,6444 \text{ kN.m}$$

Calcul de la section en F.S avec $M_f = M_{as}$

$$M_f = 1,6444 \text{ kN.m} \rightarrow \mu = 0,00206 < \mu_r = 0,392 \rightarrow A_{sf} = 0$$

$$\rightarrow \alpha = 0,0258 \rightarrow Z = 7,42 \text{ cm} \rightarrow A_{sf} = 0,64 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot z} = \frac{1,694 \cdot 10^{-3}}{348 \cdot 0,074} = 8,23 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0,823 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s1} = A'_s = 0$$

Ferrailage minimal :

$$A_{\min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2$$

$$C_{nf} : A_s = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 1,035 \text{ cm}^2$$

On adoptera : $A_1 = A_2 = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

Armatures de répartition :

Ce sont des armatures de montage.

$$A_r \geq A_s / 4 = 0,26 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } A_r = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$S_h = 100/4 \sim 25 \text{ cm}$$

$$S_v = 60/3 \sim 20 \text{ cm.}$$

ELS :

Il faut vérifier que

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

$$\sigma_{s2} \leq \bar{\sigma}_s$$

ELS/ contraintes limites : selon **CBA93 article A.4.5.3.3**

$$\text{Contrainte limite de compression du béton } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

Contraint limite de traction de l'acier :

$$\text{Fissuration préjudiciable} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour les barres HA avec } \phi \geq 6 \text{ mm}$$

$$\text{Or : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max(0,5 \times 400, 215,56) \right\} = 215,56 \text{ MPa.}$$

Calcul de l'excentricité e :

$$e = M_{ser}/N_{ser} = (1.1292 \times 10^2)/2,94 = 38,41 \text{ cm} \quad ; \quad c = e - h/2 = 33,41 \text{ cm}$$

Calcul d'Y₁ :

On cherche d'abord la racine Y_c de l'équation : $Y_c^3 + p.Y_c + q = 0$

Avec :

$$p = -3c^2 + \frac{90 * A_1}{b}(c + c_1) + \frac{90 * A_2}{b}(c + d)$$

$$q = 2c^3 - \frac{90 * A_1}{b}(c + c_1)^2 - \frac{90 * A_2}{b}(c + d)^2$$

$$\Delta = q^2 + 4\left(\frac{p}{3}\right)^3$$

A.N :

$$p = -3(33,41)^2 + \frac{90 * 3,14}{100}(33,41 + 2,5) + \frac{90 * 3,14}{100}(33,41 + 7,5)$$

$$p = -3131,591 \text{ cm}^2$$

$$q = 2(33,41)^3 - \frac{90 * 3,14}{100}(33,41 + 2,5)^2 - \frac{90 * 3,14}{100}(33,41 + 7,5)^2$$

$$q = 3317,9228 \text{ cm}^3$$

$$\Delta = (3317,9228)^2 + 4\left(\frac{-3131,591}{3}\right)^3$$

$$\Delta = -45,39 \times 10^8 \text{ cm}^6$$

$$\Delta < 0 \rightarrow \varphi = \text{Arccos} \left[\frac{q}{2} \left(\frac{-p}{3} \right)^{\frac{-3}{2}} \right] \quad \text{avec } \varphi \text{ en radians}$$

$$\varphi = \text{Arccos} \left[\frac{3317,9228}{2} \left(\frac{3131,591}{3} \right)^{\frac{-3}{2}} \right] = 1,522$$

$$y_c = -2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \cos \left[\frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right]$$

$$y_c = -2 \sqrt{\frac{3131,591}{3}} \cos \left[\frac{2\pi}{3} + \frac{1,522}{3} \right] = 55,43 \text{ cm}$$

D'où :

$$y_1 = y_c - c \rightarrow y_1 = 2,202 \text{ cm}$$

Finalement :

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{N_{ser} \cdot y_1}{\frac{b \cdot y_1^2}{2} + 15 \cdot A_1 (y_1 - c_1) - 15 \cdot A_2 (d - y_1)}$$

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{294 \times 2,37 \times 10^{-1}}{\frac{100 \times 2,202^2}{2} + 15 \times 3,14 (2,202 - 2,5) - 15 \times 3,14 (7,5 - 2,202)} = 3,29 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa. vérifié}$$

$$\sigma_{s1} = 15 \cdot \sigma_{bcmax} \cdot \frac{y_1 - c_1}{y_1}$$

$$\sigma_{s1} = 15 \times 3,29 \times \frac{2,202 - 2,5}{2,202} = -6,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = 15 \cdot \sigma_{bcmax} \cdot \frac{d - y_1}{y_1}$$

$$\sigma_{s2} = 15 \times 3,29 \times \frac{7,5 - 2,202}{2,202} = 118,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

Les contraintes à l'ELS sont vérifiées.

Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,823 \times 10^3}{75 \times 10^3} = 0,03764 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

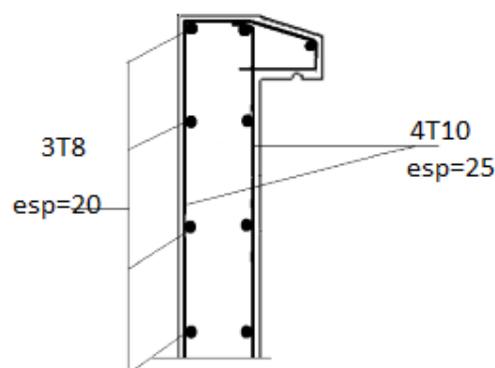


Figure III.3 : Coupe longitudinale du ferrailage de l'acrotère.

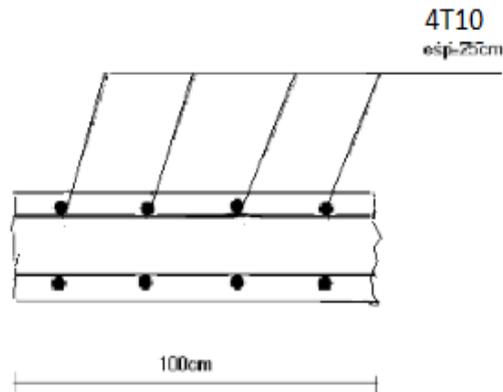


Figure III.4 : Coupe transversale du ferrailage de l'acrotère.

III.2. Planchers

III.2.1. Planchers en corps creux

Ce type de plancher est composé d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) et d'une dalle de compression.

a. Pré dimensionnement

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers, ils seront calculés en deux phases :

- **1^{ère} phase :** avant le coulage du béton, la poutrelle est supposée simplement appuyées, elle

est soumise à son poids propre et elle travaille iso statiquement, le moment fléchissant maximal en travée est $M_0 = ql^2/8$.

Dans cette phase la poutrelle se trouve incapable de prendre cette sollicitation d'où la nécessité d'un étaielement à mi travée pour diminuer la flèche.

- **2^{ème} phase :** Dans cette phase la poutrelle prend corps avec la dalle de compression elle travaille hyper statiquement sur des appuis continus et par conséquent création des

moments au niveau des appuis continus d'où un soulagement pour la poutrelle, ce soulagement est traduit par diminution du moment en mi-travée.

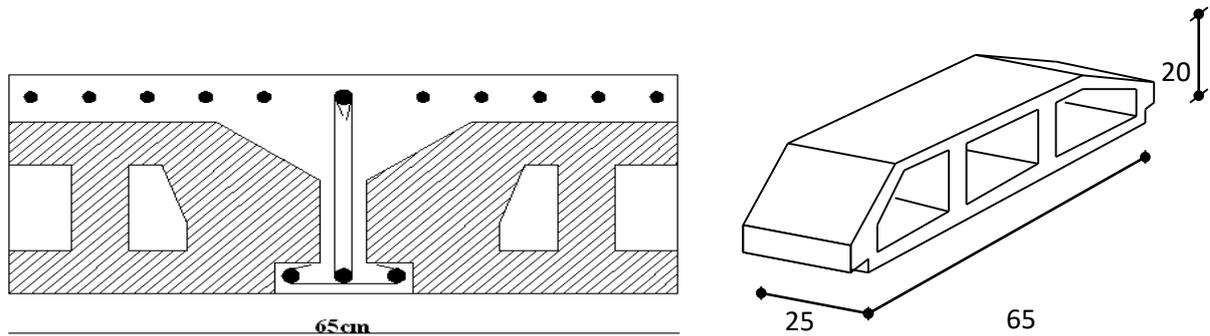


Figure III.5 : Corps Creux.

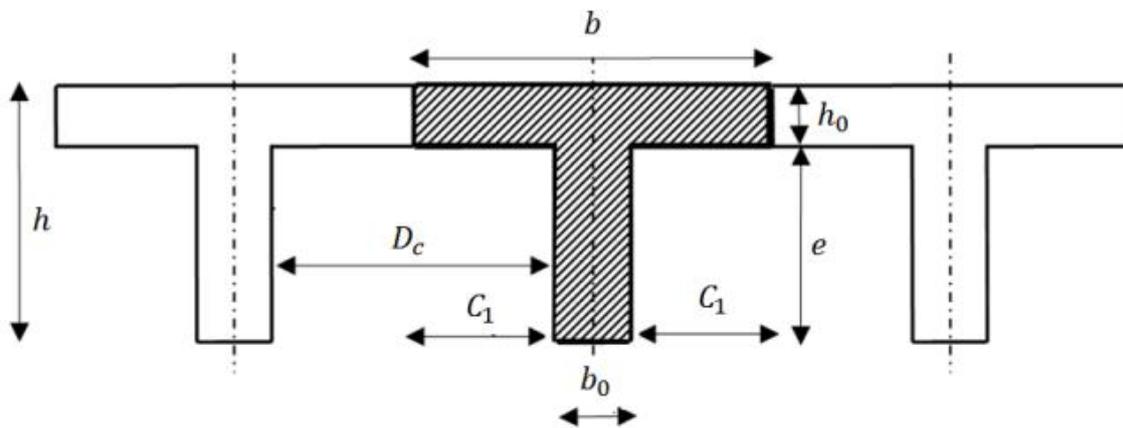


Figure III.6 : Coupe verticale sur plancher en corps creux.

b. Détermination de la largeur "b"

Hauteur de la de la poutrelle :

D'après le chapitre précédent on a :

La hauteur du corps creux $h = 20 \text{ cm}$

La hauteur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$

La largeur de la poutrelle $b = b_0 + c_1$ avec : $b_0 = 12 \text{ cm}$

Le corps creux utilisé pour ce plancher est $D_c = 53 \text{ cm}$

La largeur de la poutrelle :

$$b = b_0 + 2 c_1 = 65 \text{ cm avec : } b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$C_{1 \leq \min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{D_c}{2} = \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm} , \\ \frac{L_{max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} , \\ (6; 8) \cdot h = (6; 8) \times 4 \text{ cm} = \\ 24 \text{ à } 32 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

C. Evaluation des charges

- Plancher terrasse :

$$G = 6.33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.0 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u^t = 1.35 (6.33) + 1.50 (1.0) = 10.045 \text{ KN/m}$$

- Plancher courant :

$$G = 6.14 \text{ KN/m}^2$$

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

$$Q_u^c = 1.35 (6.14) + 1.50 (2.5) = 12.03 \text{ KN/ml.}$$

Tableau III.2.1 : combinaison des charges sollicitant les planchers

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	q _u KN/m	q _{ser} KN/m
Plancher terrasse	$6.33 \times 0.65 = 4.11$	$1.0 \times 0.65 = 0.65$	10.045	7.33
Plancher courant	$6.14 \times 0.65 = 3.99$	$2.5 \times 0.65 = 1.63$	12.03	8.64

D . Méthode forfaitaire applicable aux planchers à charge d'exploitation modérée

L'étude par les méthodes classiques de la Résistance des Matériaux serait très longue et pratiquement inextricable, et ne serait valable que pour une exécution rigoureusement conforme aux hypothèses de calcul.

III.2.3.1. Méthode de calcul

Les conditions de la méthode forfaitaire citées ci-dessous, sont vérifiées pour les trois types des poutrelles.

1- $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq 2 G$, KN/m^2 ou 5 KN/m^2 .

2- Inertie constante dans les différentes travées en continuité

3- La fissuration est considérée comme non préjudiciable

4- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

a) Application de la méthode

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$M_t \geq \text{Max}\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$M_t \geq \begin{cases} (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1.02 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

M₀ : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w ; M_e) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite

Respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

✓ Moment sur appuis

$M = 0.2M_0$ appuis de rive ;

$M = 0.6M_0$ pour une poutre à deux travées ;

$M = 0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de

deux travées.

$M=0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

✓ Effort tranchant

Le moment varie paraboliquement, le maximum est ainsi à des abscisses a et b, tels que [2] :

$$L=a+b$$

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_T}}} \text{ Appuis gauche}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_T}}} \text{ Appuis droit}$$

$$\text{Effort tranchant à gauche : } V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a}$$

$$\text{Effort tranchant à droite : } V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{a}$$

▪ L'effort tranchant :

$$V_w = -2 \cdot \frac{M_w + M_t}{a}$$

$$V_e = 2 \cdot \frac{M_e - M_t}{b}$$

$$\text{Avec : } a = L \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}}$$

$$\text{et } a = L \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}}$$

III.2.4.Ferraillage avant le coulage

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la surcharge due à l'ouvrier ($Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$).

Le poids propre de la poutrelle est donné par : $P_p = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$

Le poids propre du corps creux est donné par : $P_c = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ kN/ml}$

La charge permanente est définie par : $G = P_p + P_c = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ kN/ml}$

La surcharge d'exploitation due aux ouvriers est donnée par : $Q = 0.65 \times 2.5 = 1.63 \text{ kN/ml}$

A l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (0.74) + 1.5 (1.63) = 3.44 \text{ kN/ml}$

A l'E.L.S: $q_s = Q + G = 0.74 + 1.63 = 2.37 \text{ kN/ml}$

Le moment ultime dans la travée isostatique de référence de portée $L = 4.50 \text{ m}$

a) les sollicitations

ELU :

$$M_U = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,44 \times (4.50)^2}{8} = 8,708 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_S = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{2,37 \times (4.50)^2}{8} = 5,99 \text{ KN.m}$$

b) Calcul de ferrailage

La poutrelle travaille en flexion simple.

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{8,708 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,17} = 0,0189$$

$$\mu = 0,0189 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_s \equiv 0$$

Les aciers comprimés sont nécessaires, il faut soulager la poutrelle par des étaitements verticaux chaque un mètre pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

c) Les types des poutrelles

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

a.2 Méthode de Caquot

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

a.2.1 Application de la méthode

Moment sur appuis

$$* M_a = 0,2M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis de rives}$$

$$* M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \dots\dots\dots \text{Appuis intermédiaires}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Moment en travée

On a deux relations pour déterminer le moment en travée :

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right) x + M_w$$

$$x = \left(\frac{1}{2} + \frac{M_w - M_e}{8M_0} \right) l$$

avec :

M₀ : Valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w ; M_e) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite

respectivement dans la travée considérée.

q_w: Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e: Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite.

avec :

l'=l pour une travée de rive.

$l'=0.8l$ pour une travée intermédiaire.

l : représente la portée de la travée libre.

Effort tranchant

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

e) Les types des poutrelles

Nous avons (05) types de poutrelles :

1^{er} type : Poutrelles à une travée

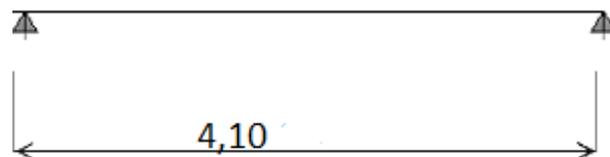
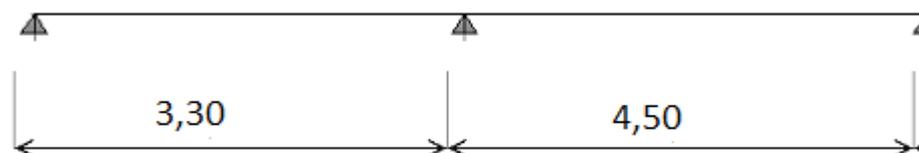


Figure III.7 : Poutrelles à une travée.

2^{eme} type : Poutrelles à deux travées



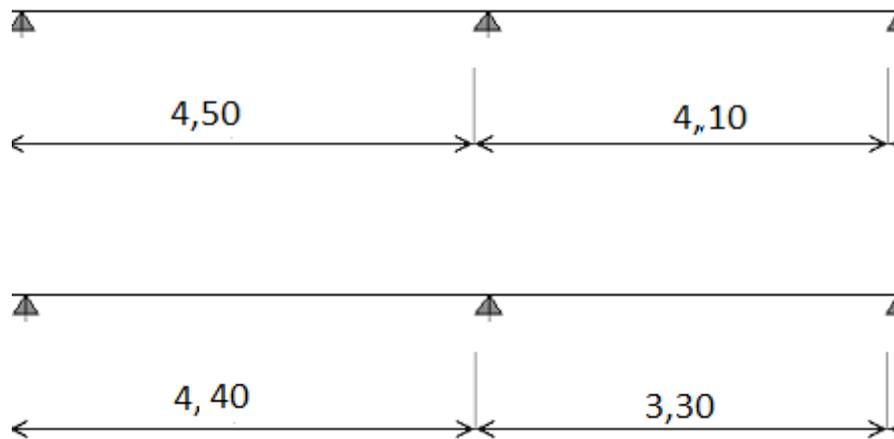


Figure III.8 : Poutrelles à deux travées.

3^{eme} type : Poutrelles à trois travées

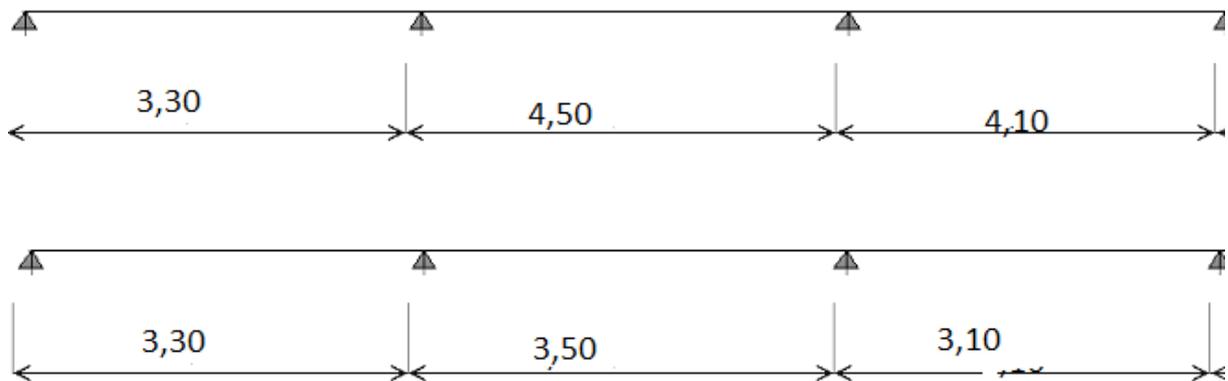


Figure III.9 Poutrelles à trois travées.

4^{eme} type : Poutrelles à quatre travées

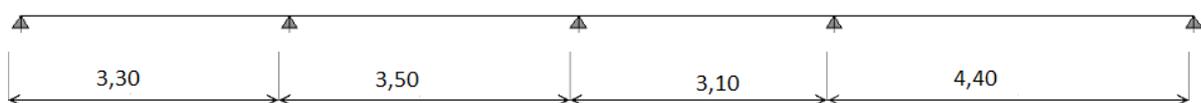


Figure III.10 : Poutrelles à quatre travées.

5^{eme} type : Poutrelles à cinq travées

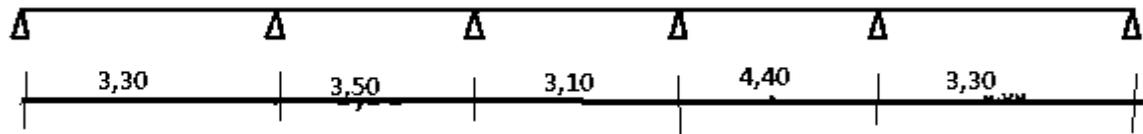


Figure III.11 : Poutrelles à cinq travées.

D'après le calcul des efforts interne (M,N,T), on a trouvé que le 5^{eme} type donnée les valeur maximal.

Tableau III.2.2. Evaluations des moments et des efforts tranchants à ELU et ELS

Ap p	M _{app} (KN.m)		Trav	l(m)	l'(m)	M _{tra} (KN.m)		T(KN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								T _w	T _e	T _w	T _e
1	3,28	2,35	1-2	3,30	3,30	16,42	10,0 96	16,50	-23,24	12,04	- 16,4 7
2	-13,44	-9,65	2-3	3,50	2,8	19,68	11,4 1	22,05	-20,09	15,83	- 14,4 1
3	-9,98	-7,16	3-4	3,10	2,48	6,531	4,67 6	17,402	-19,32	12,49	- 14,2 9
4	-13,89	-9,97	4-5	4,40	3,52	30,76	22,0 7	26,404	-26,66	18,949	- 19,0 67
5	-14,26	-10,23	5-6	3,30	3,30	25,80	18,5 0	24,49	-15,25	18,07	- 10,4 5
6	3,28	2,35									

Effort tranchant à l'ELU :

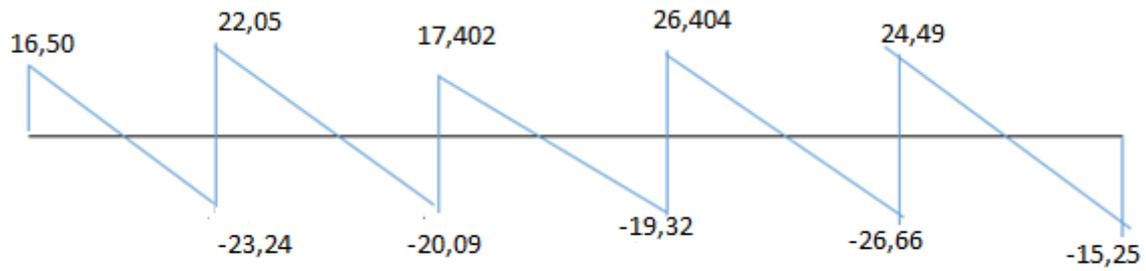


Figure III.12 : Digramme de l'effort tranchant à L'ELU.

Moment à l'ELU :

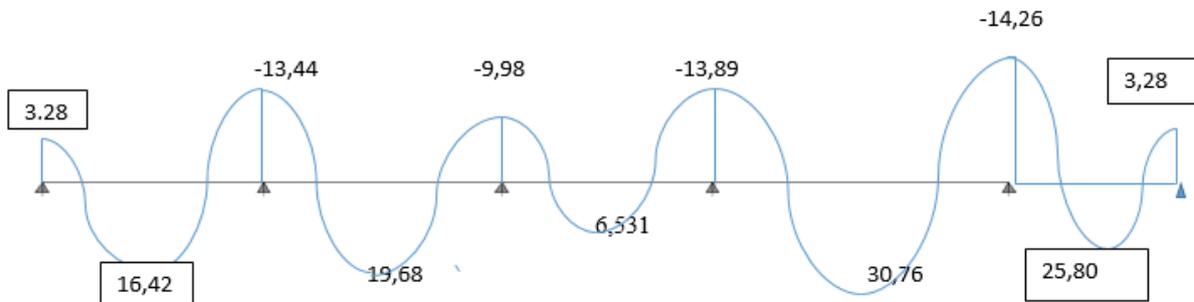


Figure III.13 : Digramme de moment à L'ELU.

Effort tranchant à l'ELS :



Figure III.14 : Digramme de l'effort tranchant à L'ELS.

Moment à l'ELS :

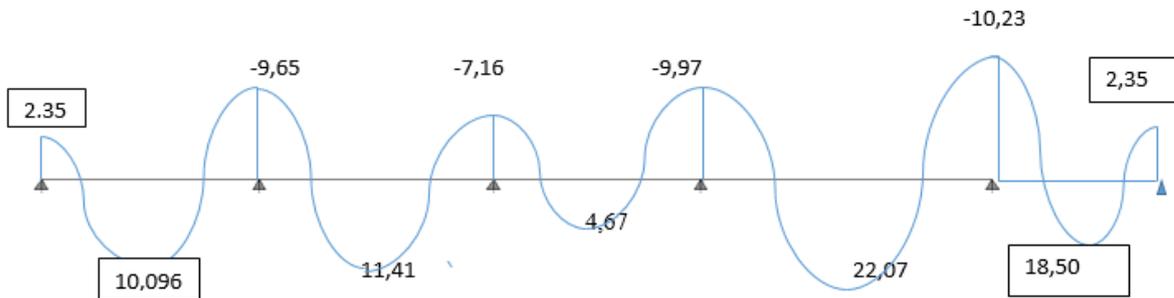


Figure III.15 : Digramme de l'effort tranchant à L'ELS.

.Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\mathbf{E.L.U} : M_{tu}^{\max} = 30,76 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = -14,26 \text{ Nm}$$

$$T_u^{\max} = 26,66 \text{ kN}$$

$$\mathbf{E.L.S} : M_{tser}^{\max} = 22,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{aser}^{\max} = -10,23 \text{ kN. m}$$

a. .Ferrailage en travée :

$h=25\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=22,5\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,16\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$;
 $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 92,04 \text{KN.m}$$

On a : $M_{au}^{max} = 30,76 \text{kNm} < M_{tab} = 92,04 \text{kNm}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau.III.2.3 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

$M_u(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
30,76	0,066	oui	0	0,085	21,74	oui	10%	348	3,86

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,02$$

$$A_s = \text{Max}\{2,02 \text{cm}^2 ; 3,86 \text{cm}^2\} = 3,86 \text{cm}^2$$

Choix : 3T14 ($A_s = 4,62 \text{cm}^2$)

b. Ferrailage sur appuis :

On a : $M_{au}^{max} = 14,26 \text{kNm} < M_{tab} = 92,04 \text{kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

Tableau III.2.4 .Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

$M_u(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
14,26	0,031	oui	0	0,039	22,15	oui	10%	348	2,84

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,84 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,37 \text{ cm}^2 \text{ »}$$

Choix : 3T12 ($A_s = 3,39 \text{ cm}^2$)

3.3.2.4. Vérifications :

a. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 26,66 \text{ kN}$.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 4 \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = 0,098 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

▪ **Appuis de rives :**

▪ **Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 26,66 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{26,66 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 1,09 \text{ MPa} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 3,86 \geq \frac{T_u}{f_e} = 0,76 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression:**

$$\sigma_s = \frac{T_u}{0,9b_0d} = \frac{26,66 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 1,097 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \quad \text{vèrifièe}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2,86 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,745 \quad \text{Vérifiée}$$

$$A_s = 2,86 \text{ cm}^2 \geq -1,745$$

b. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

- **Vérification des contraintes du béton :**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

- **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65\text{cm}(travée)$; $b_0=12\text{cm}(appuis)$; $c=c'=2\text{cm}$

y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d-y)^2 + 15A'_s(y-c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance " y " et le moment d'inertie " I " se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b-b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b-b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b-b_0)h_0^3}{12} + (b-b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \end{cases}$$

Tableau. III.2.5 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A'_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
Travée	22,07	2,36	0	6,76	17314,84	4,07	Vérifiée
Appuis	10,23	3,39	0	11,34	18615,27	4,25	Vérifiée

c. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$h=2\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=22.5\text{cm}$; $L=4,40$; $M_{tser}=22,07\text{kNm}$; $T_u^{\max}=19,27\text{kNm}$; $A_s=3,39\text{cm}^2$; $f_e=400\text{MPa}$.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,0455 < 0,0625$ *non vérifiée*
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0125 > 0,0105$ *non vérifiée*
- $\frac{h}{L} = 0,0455 < 0,085$ *non vérifiée*

Puisque les trois conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,88 \text{ cm} \quad (L = 4,40 \text{ m})$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Position de l'axe neutre « y_1 » :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + 0,4\lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.2.6 : Tableau Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	Δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
22,07	2,36	8,68	0,0119	186,82	0,54	0,22	0,0339	37436,91	40440,30	27890,65

▪ **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179,56 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 11393,19 \text{ MPa}$$

▪ **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,309 \quad L = 4,40m$$

▪ **Calcul de la flèche due aux déformations différées**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,34cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,032cm < \bar{f} = 0,83cm \quad \text{vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance *FeE40* ($f_e=400MPa$)

« **BAEL 91 modifié 99** » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

« **RPA 99 version 2003** »

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,6cm ; 1cm ; 1,2cm) = 0,6cm$$

On adopte : $\phi_l = 6mm$

- Selon le « BAEI 91 modifié 99 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 8,94 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,2 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 » :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 & \\ \bullet S_t \leq 5,25 \text{ cm} & \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10,50 \text{ cm} & \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures

On adopte : $A_t = 2\emptyset 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{ll} S_t = 5 \text{ cm} & \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} & \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

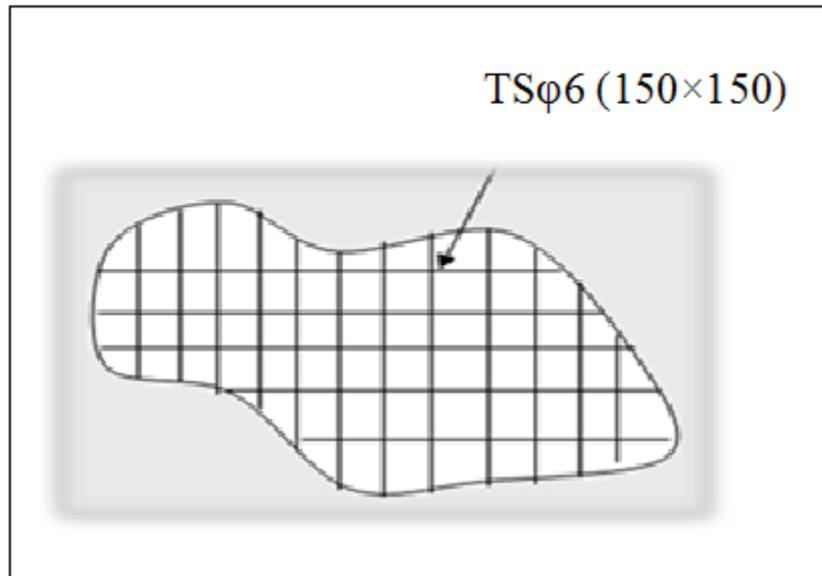


Figure III.16 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.

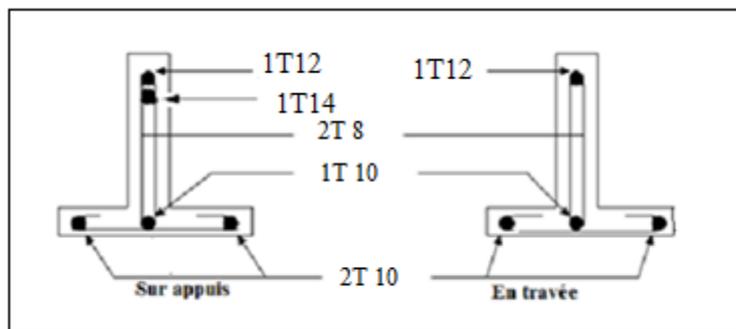


Figure III.17 : Ferrailages des poutrelles.

III.3. Escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre le passage à pied entre le différent niveau du bâtiment.

Dans notre structure il y en a un seul type qui composé : à 02 volées et un palier de repos.

III.3.1. Terminologie

La volée : c'est la partie d'escalier comportant une suite interrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.

Le palier : c'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).

La paillasse : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

Le jour : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.

La marche : c'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.

La contre marche : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

L'emmarchement : c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

Le collet : c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du côté jour.

La foulée : c'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

La ligne de foulée : c'est la projection en plan du trajet suivi par une personne empruntant l'escalier, pour les escaliers dont la largeur de l'emmarchement n'excède pas 110 m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'emmarchement.

III.3.3. Ferrailage des escaliers

III.3.3.1. Epaisseur de la paillasse et du palier

L'épaisseur de la paillasse et du palier est fonction de la longueur L (entre appui) = 370 m

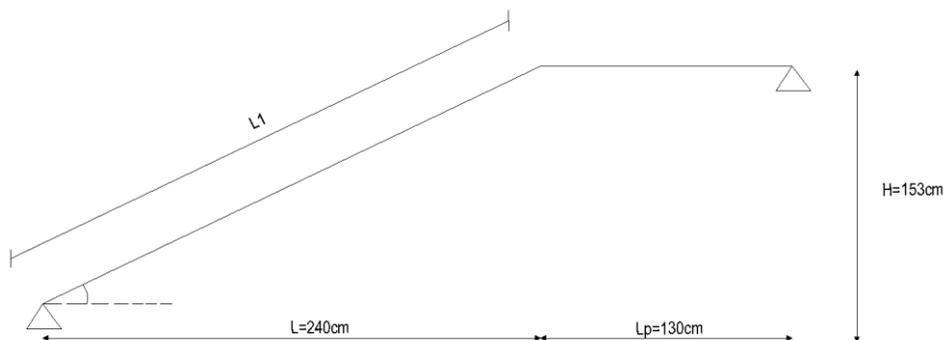


Figure III.18 : Schéma des escaliers.

$$\frac{1}{35} \leq h \leq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{370}{35} \leq h \leq \frac{370}{30}$$

Et ce pour faciliter le coffrage On choisit : e paillasse = 15cm.

III.3.3.2. Dimensionnement des marches

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h), on utilise la formule de

« Blondel »:

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

Avec :

$$H = n. h \quad \text{et} \quad L = (n-1).g$$

g : largeur d'une marche ;

h : hauteur d'une contre marche ;

n : nombre des contre marches ;

n-1 : nombre des marches.

$$H=1,53 \quad \text{et} \quad L=2,40 \rightarrow \alpha = \text{Arctg} (H/L) = 32,52$$

$$2\left(\frac{H}{n}\right) + \frac{L}{n-1} = 64$$

$$2. H. (n-1) + L. n = 64. n. (n-1)$$

$$64 n^2 - (64 + 2H + L). n + 2H = 0$$

Avec :

$$2H + L = 546 \text{ cm} \quad \text{et} \quad 2H = 306 \text{ cm}$$

$$64 n^2 - 610 n + 306 = 0$$

$$\Delta = (610)^2 - 4 (64). (306)$$

$$\Delta = 293764 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 542$$

$$\text{Donc : } n_1=9 \quad \text{et} \quad n_2 = 0,53$$

On prend $n=9$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30\text{cm}$$

$g+2h= 64\text{ cm}$ OK.

III.3.3.3. Principe de calcul

L'ensemble se calcule comme une dalle d'épaisseur e_p travaillant dans un seul sens. Des aciers en chapeaux permettant de reprendre un moment égal à $0,15 M_0$ seront réalisés

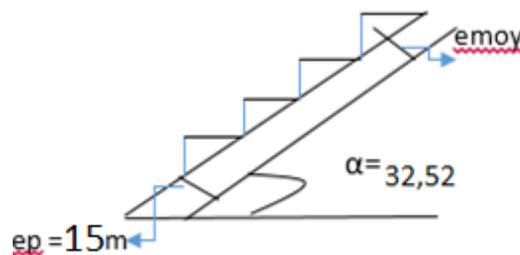


Figure III.19 : L'épaisseur moyenne.

➤ Evaluation des charges

a) Charges permanentes

Épaisseur moyenne de la paillasse :

$$e_{moy} = e_p + \left(\frac{h \cdot \cos \alpha}{2}\right)$$

$$e_{moy} = 15 + \left(\frac{17 \cdot \cos(32,52)}{2}\right)$$

$e_{moy} \approx 22\text{cm}$.

b) G revêtements

Tableau III.3.1 : Récapitulatif des charges des composants constituant le revêtement

N°	Composantes	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
$\Sigma = 1.7$				

c) Poids propre de la paillasse

$$G_v = \frac{\gamma_b}{\cos\alpha} \cdot e + G_{rev}$$

$$G_p = \gamma_b \cdot e_1 + G_{rev}$$

Avec :

e : épaisseur moyenne de la paillasse

e_1 : épaisseur du palier (15 cm).

Alors :

$$G_v = 8.22 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et} \quad G_p = 5.45 \text{ KN/m}^2$$

d) Charges d'exploitation

$$Q_b = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Combinaison des charges**

Tableau III.3.2 : Récapitulation des combinaisons de charges

Position	G KN/ml	Q KN/ml	E.L.U	E.L.S
			KN/ml	KN/ml
Palier	5,45	2,5	11,108	7,95
Paillasse	8,22	2,5	14,847	10,72

III.3.3.4. Schémas statiques

ELU :

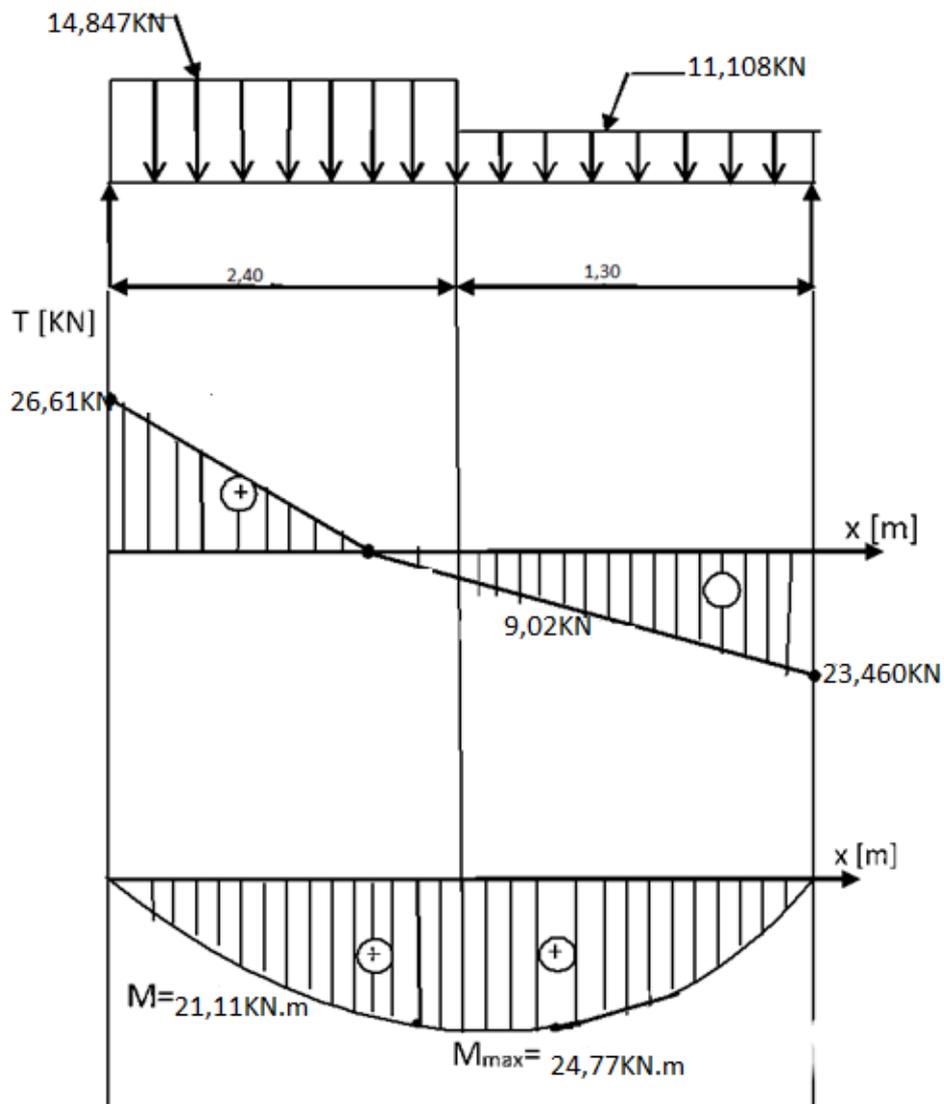


Figure III.20 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU.

ELS :

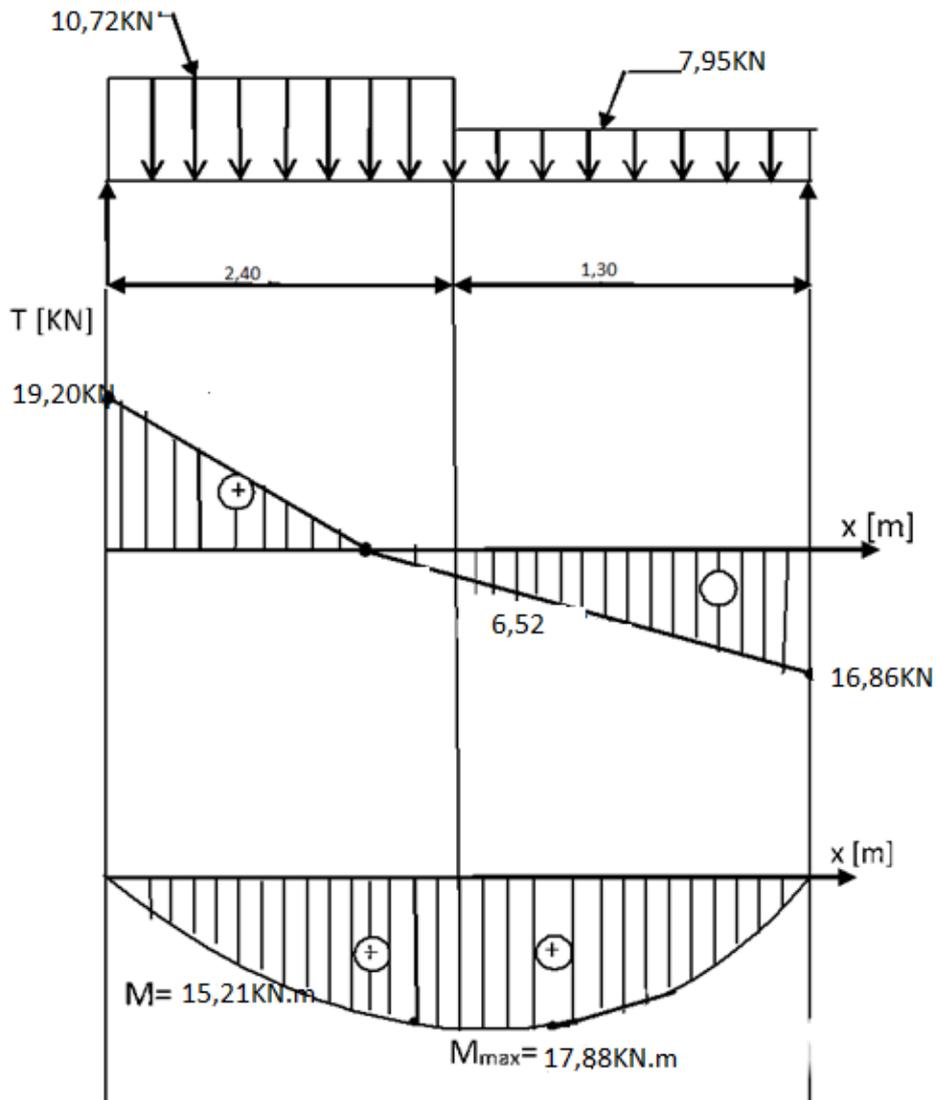


Figure III.21 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS.

III.3.3.5. Calcul du ferrailage

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$)

Tel que : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur.

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$, $\gamma_b = 1,5$, $d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.3.3 : Ferrailage de l'escalier à l'ELU

	M_u (KN.m)	μ	$\mu \leq \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s/ml (cm ²)	Choix	A_s/ml (cm ²)
Travée	19,82	0,076	Oui	0	0,0989	12,97	4,39	6T10	4,71
Appuis	4,954	0,019	oui	0	0,0239	13,37	1,07	2T10	1,57

➤ **Espacement :**

$$\rightarrow \text{En travée : } \text{esp} \leq \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm}$$

On prend : esp = 15 cm.

$$\rightarrow \text{En appui : } \text{esp} \leq \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

On prend : esp = 20 cm.

➤ **Armature de répartition :**

$$\rightarrow \text{En travée : } A_r \geq \frac{A_s}{4} = 1,176$$

Le choix est de 4T8 = 2,01 cm² avec $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\rightarrow \text{En appui : } A_r \geq \frac{A_s}{4} = 0,393$$

Le choix est de 4T8 = 2,01 cm² avec $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,863 \text{ cm}^2$$

→ En travée : $A_s = 4,71 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 1,863 \text{ cm}^2$ vérifié

→ En appui : $A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\min} = 1,863 \text{ cm}^2$ non vérifié

Donc on choisit : $A_a = A_{\min} = 1,863 \text{ cm}^2$.

-Choix des barres : $A_a = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification**

• **Effort tranchant :**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} = \frac{26,61 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,1971 < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

➤ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{Mu}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

- Si : $T_u - \frac{Mu}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{Mu}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{Mu}{0,9d} = 26,61 \cdot 10^3 - \frac{4,954 \cdot 10^6}{0,9 \times 135} = -13423,663 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

➤ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} = 0,197 \text{ Pa} < 0,05 f_{c8} = 1,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérfié}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues

• **Vérification des contraintes du béton :**

- Position de l'axe neutre :

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

- Moment d'inertie :

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

Avec :

$$N = 15, \quad c' = 2 \text{ cm}, \quad d = 13,5 \text{ cm}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad A_s' = 0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.3.4 : Vérification du ferrailage à l'ELS

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _{bc}
Travée	14,304	3,13	3,122	6070,98	7,36	Vérifié
Appui	3,576	0,758	1,642	1860,534	3,156	Vérifié

➤ **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots [3] \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{370} = 0,0459 \leq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{5,05}{100 \times 13,5} = 0,00545 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0459 \leq 0,08 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \dots$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} + 0,5 = 1,24cm \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictif}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogène

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$$E_i = 34179,558 \text{MPa}$$

$$E_v = 11393,186 \text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.3.5 : Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} KN.m	A_s cm ²	δ	σ_s MPa	λ_i	λ_v	μ	I_0 cm ⁴	I_{fi} cm ⁴	I_{fv} cm ⁴
14,304	3,13	0,00232	338,516	10,35	4,14	0,242	42115,42	13218,52	21037,93

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,434 \text{ cm} \\ f_v = 0,817 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,383 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,383 \text{ cm} < \bar{f} = 1,24 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

III.4.POUTRE PALIERE

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est dimensionnée d'après les formules empiriques données par **BAEL 99**, est vérifiée selon le **RPA99 version 2003**. Dans notre structure la poutre palière la plus défavorable est celle de premier type d'escalier, car elle est semi encastrée à ces deux extrémités.

III.4.1.Dimensionnement de la poutre palière

- Charge sur la poutre
 - Réaction venant du palier : $R = 31,41 \text{ Kn/ml}$
 - Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,4 \times 30 = 3,6 \text{ Kn/ml}$
- Combinaison :

$$\text{L'ELUR : } P_u = 1,35 \times G + R \qquad P_u = 1,35 \times 3,6 + 31,41 = 36,27 \text{ Kn/ml}$$

$$\text{L'ELS: } P_s = G + R \qquad P_s = 3,6 + 31,41 = 35,01 \text{ Kn/ml}$$

- Dimensionnement :

$$15 < P_u = 36,27 \text{ kN / ml} < 45, \text{ charge moyenne} \Rightarrow m = (12 \div 15).$$

$$L = 4.75 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{12} \Rightarrow \frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{12} \Rightarrow 31,66 \text{ cm} \leq h \leq 39,58 \text{ cm}$$

$$\text{On prend: } h = 35 \text{ cm}$$

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h \Rightarrow 0,3 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \Rightarrow 10,5 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

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

Vérification de RPA 2003 :

$$b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

$$h = 35 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

$$h / b = 35/30 = 1,16 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

III.4.2. Ferrailage de poutre palière a L'ELUR

On considère que la poutre palière est encastree dans les deux poteaux de la cage d'escalier

- **Moment en travée**

$$M_t = \frac{Pu \times L^2}{24} = \frac{36,27 \times 2,3^2}{24} = 7,99 \text{ KN.m}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_a = \frac{Pu \times L^2}{12} = \frac{36,27 \times 2,3^2}{12} = 15,98 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant

$$V_u = \frac{Pu \times L}{2} = \frac{36,27 \times 2,3}{2} = 41,71 \text{ KN.m}$$

On a $M_t = 7,99 \text{ KN.m}$, $M_a = 15,98 \text{ KN.m}$,

$V_u = 41,71 \text{ KN}$:

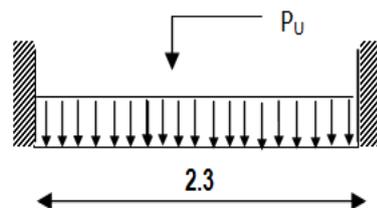


Figure III.22 : Schéma statique de la poutre palier.

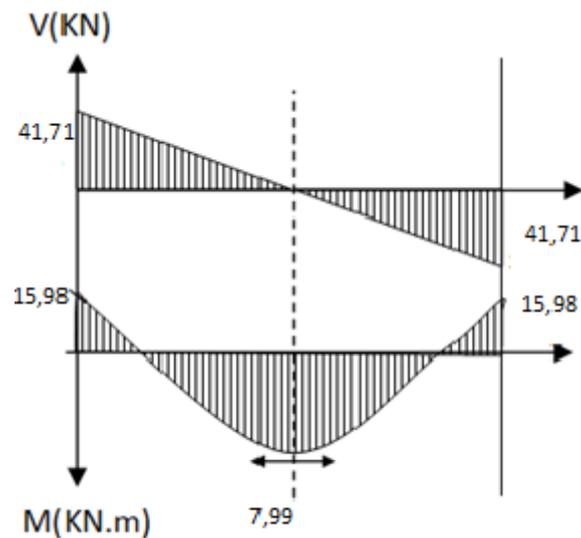


Figure III.23 : Diagramme des moments et efforts tranchants de la poutre palier.

A) En travée :

• Les armatures longitudinales

$b = 30 \text{ cm}$, Acier FeE400 , $c = 3 \text{ cm}$, $d = 27 \text{ cm}$,

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\sigma_b = 14,16 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{Mt}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7,99 \times 10^3}{14,16 \times 30 \times 27^2} = 0,025 < \mu_i = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2 \times 0,025}}{2} = 0,975$$

$$A = \frac{Mt}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7,99 \times 10^3}{348 \times 0,975 \times 27} = 0,872 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \max \left(\frac{bh}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 27 \times 2,4 / 400 \right) = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_t, A) = 1,12 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

B) sur appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{15,98 \times 10^3}{14,16 \times 30 \times 27^2} = 0,051 \quad \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2 \times 0,051}}{2} = 0,974$$

$$A = \frac{Mt}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{15,98 \times 10^3}{348 \times 0,974 \times 27} = 1,75 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \max \left(\frac{bh}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 27 \times 2,4 / 400 \right) = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_t, A) = 1,75 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_s = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$V_{\max} = 41,71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / b \cdot d = 41,71 \times 10 / 30 \times 27 = 0,515 \text{ Mpa}$$

On a une fissuration peu nuisible

$$\tau_{u'} = \min (0,2 \times 30 / 1,5 ; 5 \text{ Mpa}) = 4 \text{ Mpa.}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,515 \text{ Mpa} < \tau_{u'} = 4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{Cv})$$

La section minimale d'armature :

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} h/35 = 8,571 \text{ mm} \\ \phi = 10 \text{ mm} \\ b/10 = 30 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = n t \times \left(\pi \times \frac{\phi_t^2}{4} \right) = 4 \times \left(\pi \times \frac{0,8^2}{4} \right) = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures transversales :**

Selon RPA 2003 on a dans la zone nodale :

$$S < \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t ; 30 \text{ cm} \right) = 7,5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 7 \text{ cm}$

Dans la zone courante :

$$St' \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{On prend } St' = 15 \text{ cm}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage, la fissuration n'est pas préjudiciable, donc

$$\sigma_0 = 0,3 \times K \times f_{t28} = 0,3 \times 1 \times 2,4 = 0,72 \text{ MPa}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$\rho_t = \frac{At}{b_0 \times St} = \frac{2,01}{30 \times 15} = 0,004$$

$$\rho_{\min} = \left(\frac{1}{f_e}\right) \times \max\left(\frac{f_{tu}}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = \left(\frac{1}{400}\right) \times \max(0,258; 0,4) = 0,0025 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\min} \leq \rho_t \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.4.3. Vérification à E.L.S :

a) En travée

- **Position de l'axe neutre**

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

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

$$30y^2 + 67,8y - 1830,6 = 0 \rightarrow y = 9,02 \text{ cm}$$

- **Le moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2$$

$$I = \frac{30}{3} \times 9,02^3 + 15 \times 2,26 (27 - 9,02)^2 \rightarrow I = 18297,91 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{7,99 \times 10^3}{18297,91} = 0,436 \text{ MPa / cm}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\text{Béton comprimé } \sigma_b = K \times y = 0,436 \times 9,02 = 3,932 \text{ MPa}$$

$$\text{Armature tendue } \sigma_a = 15 \times K \times (d - y) = 117,59 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,932 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_a = 117,59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_a = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b) Sur appuis

- **Position de l'axe neutre**

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

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

$$30y^2 + 67,8y - 1830,6 = 0 \rightarrow y = 9,02 \text{ cm}$$

- **Le moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2$$

$$I = \frac{30}{3} \times 9,02^3 + 15 \times 2,26 (27 - 9,02)^2 \rightarrow I = 18297,91 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{15,98 \times 10^3}{18297,91} = 0,873 \text{ MPa / cm}$$

- **Vérification des contraintes :**

Béton comprimé $\sigma_b = K \times y = 0,873 \times 9,02 = 7,88 \text{ MPa}$

Armature tendue $\sigma_a = 15 \times K \times (d - y) = 235,45 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_a = 235,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_a = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

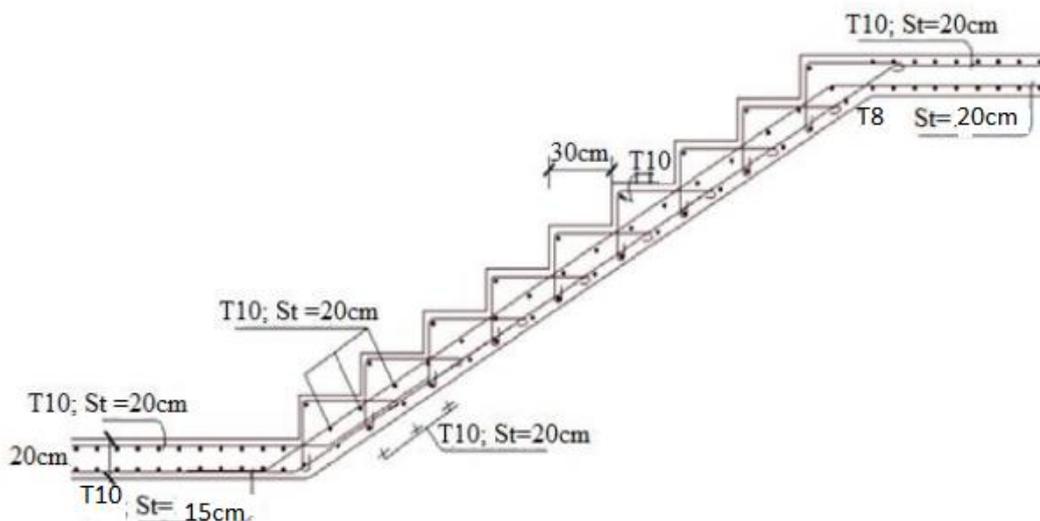


Figure III.24 : Schéma de ferrailage d'escalier.

III.5. Les Balcons

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est en porte à faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encastree à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- ♦ Son poids propre.

- ◆ La surcharge d'exploitation
- ◆ Charge concentrée à son extrémité libre dûe au poids du garde-corps
- ◆ Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.

$$\text{Calcul de l'épaisseur : } ep \geq \frac{l}{10} = \frac{130}{10} = 13 \Rightarrow ep = 15 \text{ cm}$$

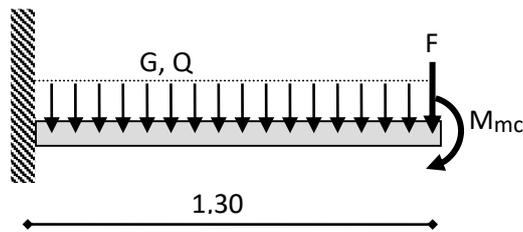


Figure III.25 : Schéma statique.

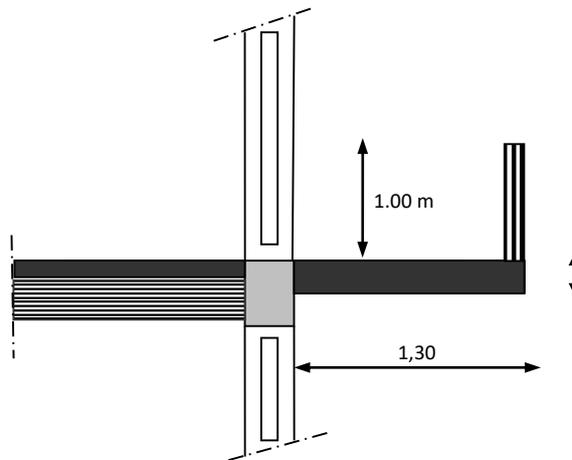


Figure III.26 : Dimensions du balcon.

III.5.2. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.5.1 : Charge permanent du balcon.

Chargement	Poids volumique (KN / m3)	Surface (m ²)	Charge (KN / ml)
Poids propre de la dalle (e = 15cm)	25	0.15	3.75
Carrelage (e=2cm)	22	0.02	0.44
Mortier de pose (e=3cm)	20	0.03	0.6
Enduit en ciment (e=2cm)	18	0.02	0.36
Charge permanente			5.15
Surcharge d'exploitation			3.5

Tableau III.5.2 : Charge concentré du garde-corps.

Élément	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
Enduit de ciment	0.2× 0.2	18	0.72
Maçonnerie (ép = 10 cm)	0.1	9	0.9
La charge permanente			G _t =1.62
La charge d'exploitation			1

III.5.3. Combinaison des charges

$$P_U = 1.35 * G_2 * L$$

Tableau. III.5.3 : les combinaisons des charges à ELU et ELS.

	ELU	ELS
q (kN/m)	12.20	8.65
F (kN)	2.84	2.10

III.5.4. Détermination des efforts- A l'état limite ultime (ELU)

Moment fléchissant :

$$M_u = (q_u \cdot x^2/2 + p_u \cdot L) = (12.20 \cdot (1.30^2/2) + 2.41 \cdot 1.30) = 13.42 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T = q_u \cdot L + p_u = 12.20 \cdot 1.30 + 2.41 = 18.27 \text{ KN.m}$$

III.5.5. Diagramme des efforts internes :

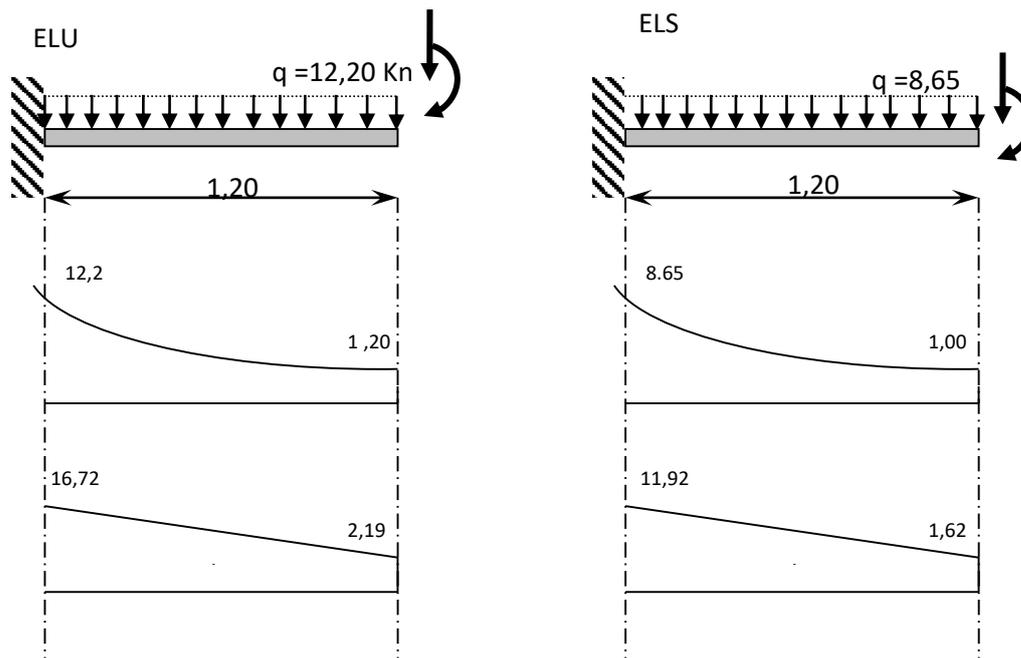


Figure III.27 : Diagramme des efforts interne.

III.5.6. Calcul De Ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de longueur, pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$

Données : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Tableau III.5.4 : ferrailage du balcon.

Mu (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	As' (cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)	le choix	As (cm ²)	Esp (cm)
13.42	0,051	OUI	0	0,066	13,14	2,93	5T10	3,93	20

$$S_t \leq \min \begin{cases} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{cases}$$

33 cm

$S_t \leq \min \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$ Espacement vérifier

22 cm

- **Armatures De Repartition**

$$A_s/4 = 3.93/4 = 0.98$$

$$A_r = 0.98 \text{ cm}^2$$

On prend $A_S = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

- L'espace :

b. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

L'effort tranchant ultime est donné par : $V_u = 18.27 \text{ KN}$

$$\tau_u^{\max} = \frac{18.27 \times 1000}{1000 \times 135} = 0.1353 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0,1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

Alors : $\tau_u^{\max} < \tau_u$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

a. Vérification vis-à-vis de l'ELS

• **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq 0.6 \times f_{c28} = 16.8 \text{ MPa}$$

- Détermination de la position de l'axe neutre (y) :

Y : est calcul à partir de l'équation : $b/2 \cdot y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$

$A_s' = 0$

I : est calcul à partir de l'équation : $I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.5.5 : vérification des contraintes.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (Mpa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σ_s (Mpa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
9,12	3,93	3,44	7322,87	4,29	vérifié	187,87	OK

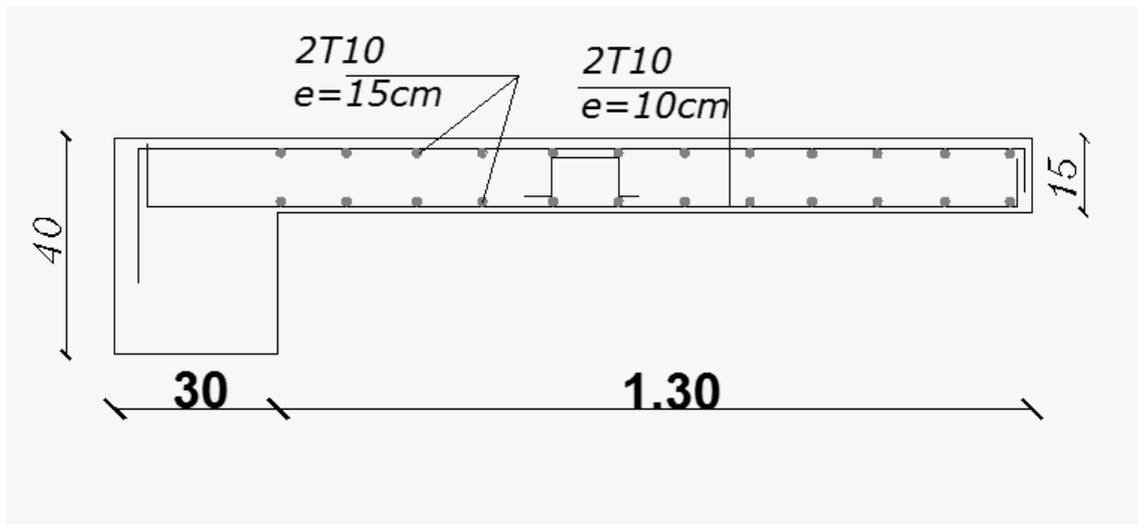


Figure III.28 : Ferrailage des balcons.

Chapitre V

CHAPITRE V

L'étude

L'ÉTUDE

Dynamique

DYNAMIQUE

CHAPITRE V :

V. Etude sismique

V.1 Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, on trouve les secousses sismiques qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur l'étude du comportement dynamique sous l'action sismique des structures secouées. L'objectif initial de l'étude sismique de notre structure, est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres lors de ses vibrations libres non- amorties. L'étude de notre structure comme elle se présente est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de rechercher un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible de son comportement réel, en tenant compte la masse et la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure afin de simplifier suffisamment l'analyse dynamique.

V.2. Caractéristique dynamique

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti. Son équation est donnée par la relation suivante :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

M_i : La masse de l'élément « i » du niveau considéré ;

X_i, Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.

V.3. Modélisation

Le logiciel ETABS permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux...etc.) de façon entièrement graphique numérique ou combinés, en utilisant les innombrables outils

disponibles. En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treilles, dalles, voiles ou autres). Chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont assemblés en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique.

V.3.1. Fonctions de l'ETABS

Les fonctions de l'ETABS sont les suivantes :

- La modélisation ne permet de considérer que les éléments structuraux de la structure. Ils sont modélisés soit par des masses concentrées aux nœuds, soit par des charges qui s'ajoutent à son poids.
- Possibilité d'importer ou exporter à d'autres logiciels tels que l'Excel, Autocad etc.
- La modélisation des éléments qui travaillent en contraintes planes (voile, dalle...) se faite à travers les éléments Shell. Si les planchers sont conçus en dalle pleines, aucun problème ne se présente, par contre si sont conçus en corps creux, il faudrait définir l'épaisseur adéquate et les caractéristiques du matériau qui représente le mieux le corps creux, ou bien apporter aux nœuds des masse qui correspondent à la masse des planchers.
- Conditions aux limites : les structures sont considérées appuyées (encastrement, appuis simples ou doubles) au niveau du sol de fondation, néanmoins l'ETABS permet d'étudier l'interaction sol structure en remplace les appuis rigides par des appuis élastiques (ressorts),
qui présentent le même coefficient d'élasticité du sol de fondation calculé par les différents méthodes de la mécanique de sol.
- Possibilité d'effectuée l'analyse des structures conçues avec n'importe quel matériau.
- Procède dans sa base de donnée des spectres de repense définis par le code sismique américain
- Permet de calculer uniquement le ferrailage des éléments barres et ne donne que la section d'acier selon différentes normes.
- Logiciel professionnel adapté aux constructions en béton armé, en acier, ou mixtes.

- Possibilité de modéliser des structures qui sortent du domaine du génie civil ou travaux publics tel que le domaine de la mécanique.

V.3.2. Les différents types d'analyses disponibles dans l'ETABS

Les différents types d'analyse disponibles dans l'ETABS sont les suivants :

Analyse statique linéaire, analyse statique non linéaire, analyse modale, analyse spectrale analyse temporelle Les différentes étapes de modélisation de notre bâtiment par ETABS sont présentées dans l'annexe A

V.4. Etude sismique

V.4.1. Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi, le calcul du bâtiment vis-à-vis de séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est faite par le logiciel ETABS qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basée sur le principe de la superposition modale.

V.4.2. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suite :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveaux i et i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Wall à quatre nœuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type « Slab » à quatre nœuds.

- Pour tous les planchers, nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

V.4.3. Modélisation de masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99/Version 2003 avec $(\beta=0.3)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $3t/m^3$.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

V.4.4. Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.4.4.1. La méthode statique équivalente

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un

système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment étudié satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plan au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :
 - * groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieur ou égale à 5 niveaux ou 17m
 - * groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieur ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
 - * groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.
- La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est classée dans un groupe d'usage 2 et sa hauteur est supérieure à 17 m (27.88 m).

V.4.4.2. La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où les conditions d'utilisation de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées. Le principe de cette méthode est la recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul. Ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- La somme des coefficients des modes soit aux moins égales 90 %.

- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{ET } T_k \leq 0.20\text{sec}$$

Où : N représente le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K

V.4.5. Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone (A= 0.20 : Zone IIb, groupe d'usage 2).

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement (R = 4 : système de contreventement mixte voiles-portiques)

Q : Facteur de qualité

• **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V = \frac{ADQ}{R}W$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone (A = 0.20 ; groupe d'usage 2 et zone sismique IIb)
- D : facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans le Tableau 4.7 de RPA99/Version 2003.

• **Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

CT : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage

(CT = 0.05)

hn: Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (hn = 27.88 m)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

Selon x-x : Lx = 26.2 m.

Selon y-y : Ly = 26.2 m.

$$T = \begin{cases} \text{Selon x - x} \Rightarrow T_x = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{24,82}{\sqrt{26,2}} = 0,436 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (24,82)^{3/4} = 0,55 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_x = \min(0,436; 0,55) \\ \text{Selon y - y} \Rightarrow T_y = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{24,82}{\sqrt{26,20}} = 0,436 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (24,82)^{3/4} = 0,55 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_y = \min(0,436; 0,55) \end{cases}$$

Donc on prend:

Selon x-x : Tx = min (T ; Tx) = min (0,436 ; 0,55) s = 0,436 s.

Selon y-y : Ty = min (T ; Ty) = min (0,436 ; 0,55) s = 0,436 s.

Et on a:

$$\begin{cases} T_x = 0,43 \text{ s} & 0 \leq T \leq T_2 \\ T_y = 0,43 \text{ s} & 0 \leq T \leq T_2 \end{cases}$$

$$\text{Sol meuble} \Rightarrow \text{site 3} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec} \end{cases}$$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen [1]**

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T_x \leq 3,0 \text{ sec} \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T_y \leq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule [1] :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

ξ (%) : est Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (tableau 4.2) de [1]

Pour notre cas on prend $\xi = 10\%$

Donc : $\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} \geq 0,7 = 0,763 > 0,7$ (vérifier)

➤ **A.N :**

$$D = 2,5 \times 0,763 = 1.90$$

• **R** : Coefficient de comportement

Les valeurs du coefficient de comportement sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/Version

2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la

Ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations

supérieures à la limite élastique.

Pour notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système mixte (voileportique) en béton armé (R=4).

• **Q** : facteur de qualité de la structure. Il est fonction de :

- redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q déterminée par la formule :

Q: Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$).....[1] ;

Avec :

P_q représente la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non,

Ces pénalités sont résumées dans le Tableau V.1 (Tableau 4.4 de RPA 99/version 2003).

Tableau V.1 Paramètres sismiques

	Critère	Suivant X		Suivant X	
		Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Condition minimales sur les Files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2	Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
3	Régularité en plan	Oui	0	Non	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des Matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	Oui	Oui	0,1

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = Q_y = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,1) = 1,25$$

➤ Poids de la structure W

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

W_i étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \dots\dots\dots[1]$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i ».

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i ».

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i ».

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$$\beta = 0,3$$

Le tableau suivant récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre structure.

Tableau V.2. Paramètres sismiques.

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment > 48m Zone sismique IIb	0.20
R	Système de contreventement portiques contreventée par des voiles	4
Q	$1 + \Sigma Pq$	1.25
ζ	-	7
n	$[(7 / (2 + \zeta))^{1/2} \geq 0.7$	0.76
T1	Site 3	0.15
T2	Site 3	0.50

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisée par le [1] est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par

la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$: il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $\frac{0,8V}{V_t}$:

VI.4.6. Vérifications exigées par le RPA 99/version 2003

Pour les deux méthodes de calcul, le RPA 99/version 2003 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification des périodes
- Vérification de participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques
- Vérification de déplacements inter-étages
- Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

VI.5. Interprétation des résultats

Nous présenterons les différents modèles de disposition des voiles de contreventement, ainsi que les vérifications nécessaires et les résultats de l'analyse sismique réalisée par l'ETABS.

V.5.1. Premier modèle

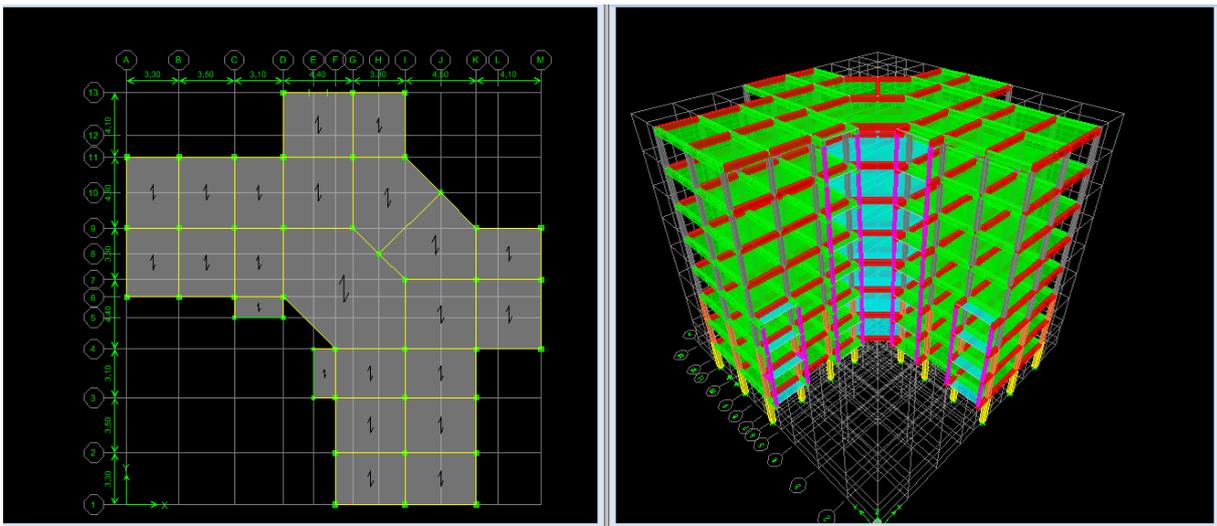


Figure V.1. Modèle 1.

- ✓ Vérification de participation massique

D'après RPA99 (version 2003), la somme des masses modales effectives pour les modes retenus doit être égale au moins 90% de la masse totale de la structure (Tableau V.3).

Tableau V.3. Pourcentage de participation massique.

Mode	Periods	Participation massique		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (x)	Sens (y)	Sens (x)	Sens (y)
1	1,36213	57,8582	17,2726	57,8582	17,2726
2	1,279441	18,5698	57,8395	76,428	75,1121
3	1,161707	1,9656	0,6688	78,3935	75,7809
4	0,456129	8,9147	2,5697	87,3083	78,3506
5	0,433485	3,0323	8,3758	90,3406	86,7264
6	0,389523	0,0493	0,4995	90,3898	87,2259
7	0,270567	3,2704	0,8448	93,6603	88,0707
8	0,260646	0,8976	2,9628	94,5579	91,0336

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1.362$ sec
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode
- Le 1^{er} mode est un mode translation.
- Le 2^{ème} mode est mode translation.
- Le 3^{ème} mode est mode de rotation.

Selon RPA 99/ version 2003, il faut augmenter tous les paramètres de réponse (forces, déplacement, moments, ...) par le rapport : $0.8V/V_t$

✓ Vérification des périodes

Les valeurs des périodes T données par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30 %.

Tableau V.4. Vérification des périodes.

	Trpa	TETABS [5]	1,3 x Trpa	TETABS [5] ≤ 1,3 x Trpa
X	0,436	1.362	0,56	Non
Y	0,436		0,56	Non

✓ **Vérification de la résultante des forces sismiques**

La résultante de forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques V déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit : $V_T \geq 0.8 V$.

● **Calcul de la force sismique totale**

La force sismique totale V donnée au Tableau VI.4 est calculée dans les deux directions X,

Y par les formules :

Tableau V.5. Vérification de la résultante de force sismique.

	V (KN)	V_t (KN)	$0.8 \cdot V$	$V_t \geq 0.8 \cdot V$
EX	4122.970	3686,26696	3298.376	Condition vérifiée
EX45	4122.970	4020,5024	3298.376	Condition vérifiée
EY	4122.970	3728,47727	3298.376	Condition vérifiée
EX45	4122.970	3365,36614	3298.376	Condition vérifiée

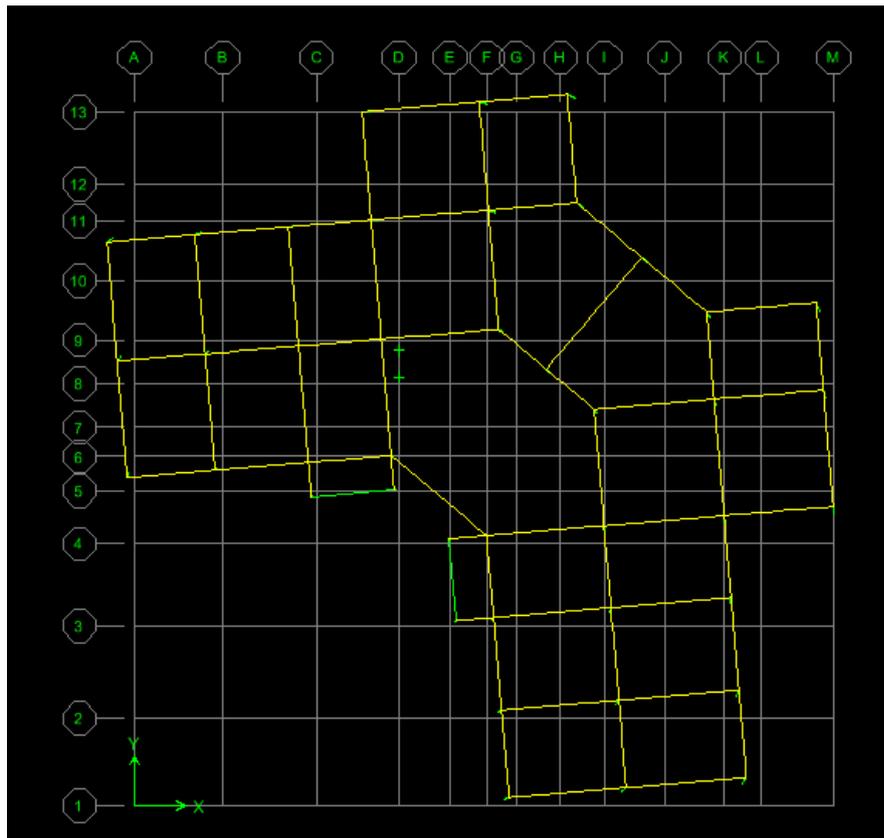


Figure V.2. Translation X.

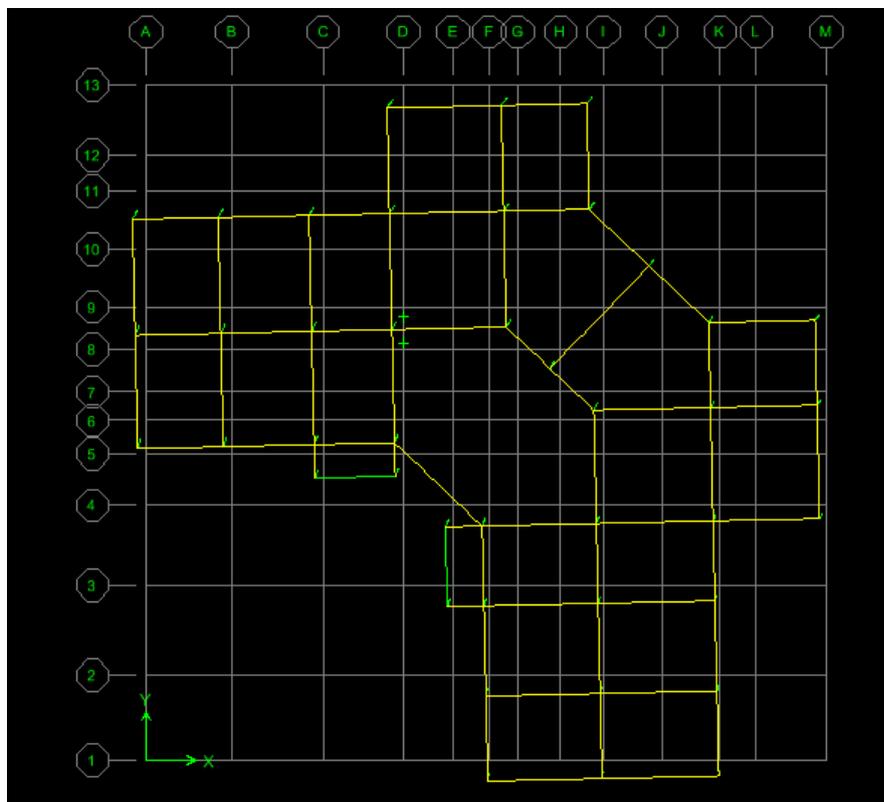


Figure V.3. Translation Y.

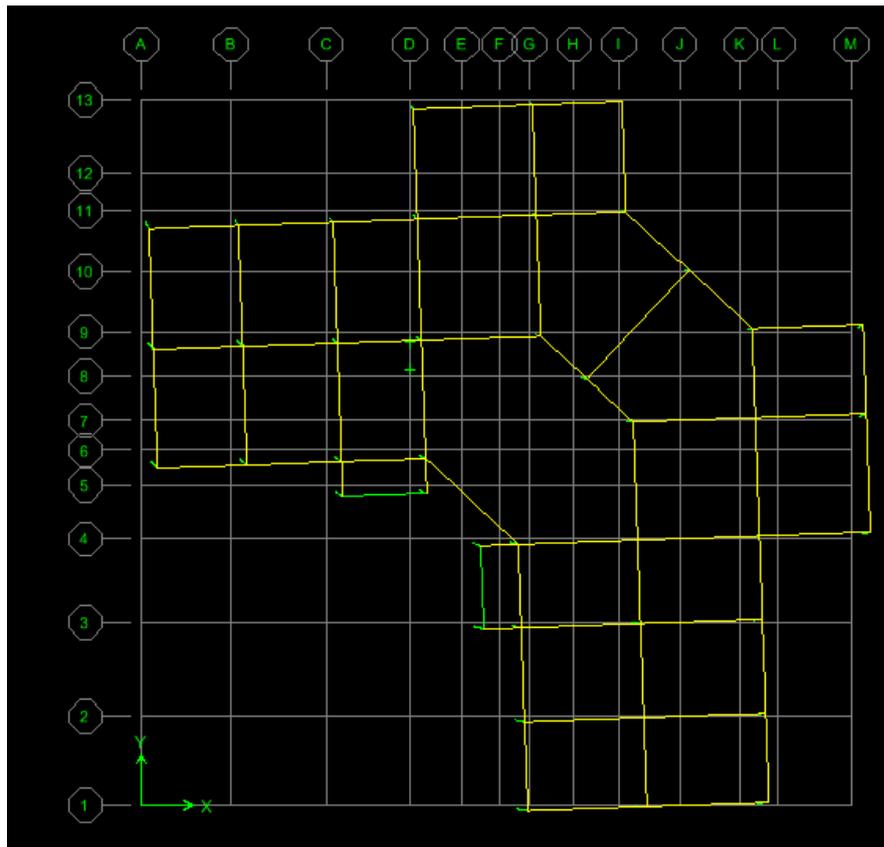


Figure V.4. Rotation Z.

V.5.1.5. Vérification des déplacements

L'une des vérifications préconisée par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

$$\bar{\Delta} = 0,01he$$

$$\delta_K^x = R.\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R.\delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Avec :

he : représente la hauteur de l'étage ;

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y) ;

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Tableau V.6. Vérification des déplacements inter-étages dans les deux sens.

niveau	δ_{ex}	δ_{ey}	R. δ_{ex}	R. δ_{ey}	Δkx	Δky	1%hn	Vérification
Etage8	0,047	0,0357	0,1645	0,12495	0,0088	0,00945	0.0306	Oui
Etage7	0,0445	0,033	0,1557	0,1155	0,0154	0,0161	0.0306	Oui
Etage6	0,0401	0,0284	0,1403	0,0994	0,0206	0,0217	0.0306	Oui
Etage5	0,0342	0,0222	0,1197	0,0777	0,0252	0,0245	0.0306	Oui
Etage4	0,027	0,0152	0,0945	0,0532	0,02835	0,01995	0.0306	Oui
Etage3	0,0189	0,0097	0,06615	0,03325	0,0238	0,00945	0.0306	Oui
Etage2	0,0121	0,0068	0,04235	0,0238	0,0252	0,00945	0.0306	Oui
Etage1	0,0049	0,0041	0,01715	0,01435	0,01715	0,01435	0.0340	Oui

Conclusion

La période fondamentale et la résultante de force sismique ne sont pas vérifiées dans les deux sens (XetY), donc on doit augmenter la rigidité de la structure par l'ajout des voiles.

V.5.2. Deuxième modèle

La Figure V.5 présente le deuxième modèle qui montre la disposition des voiles de contreventement dans les angles de notre bâtiment.

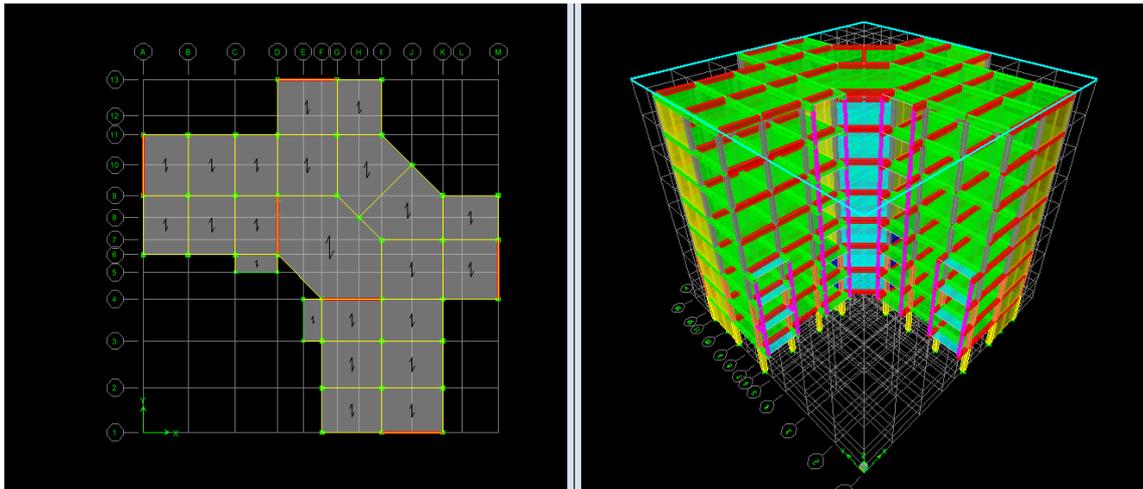


Figure V.5. Deuxième modèle de disposition des voiles.

✓ Vérification de participation massique

La vérification de pourcentage de participation massique est donnée au Tableau V.7.

Tableau V.7. Pourcentage de participation massique

Mode	Periods	Participation massique		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (x)	Sens (y)	Sens (x)	Sens (y)
1	0,714444	9,2422	59,3685	9,2422	59,3685
2	0,705021	58,0699	8,7228	67,3121	68,0913
3	0,490134	1,3838	0,9103	68,6959	69,0016
4	0,177361	2,3351	16,5629	71,031	85,5645
5	0,171029	16,5906	2,8258	87,6216	88,3903
6	0,112383	0,7664	0,2556	88,388	88,6459
7	0,083831	1,2062	4,3661	89,5942	93,012
8	0,078329	4,4483	1,8237	94,0425	94,8357

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0,7144$ sec
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode
- Le 1^{er} mode est un mode translation.
- Le 2^{ème} mode est mode translation.

- Le 3^{ème} mode est mode de rotation.
- ✓ **Vérification des périodes**

La vérification des périodes est donnée au Tableau V.8.

Tableau V.8. Vérification des périodes

	Trpa	TETABS [5]	1,3 x Trpa	TETABS [5] ≤ 1,3 x Trpa
X	0,436	0,645	0,56	Non
Y	0,436		0,56	Non

- ✓ **Vérification de la résultante des forces sismiques**

Le Tableaux V.9. présente la vérification de la résultante des forces sismiques.

Tableau V.9. Vérification de la résultante des forces sismique.

	V (KN)	Vt (KN)	0.8*V	Vt ≥ 0.8*V
X	4268.735	3686,26696	3414.988	Condition vérifiée
Y	4268.735	3728,47727	3414.988	Condition vérifiée

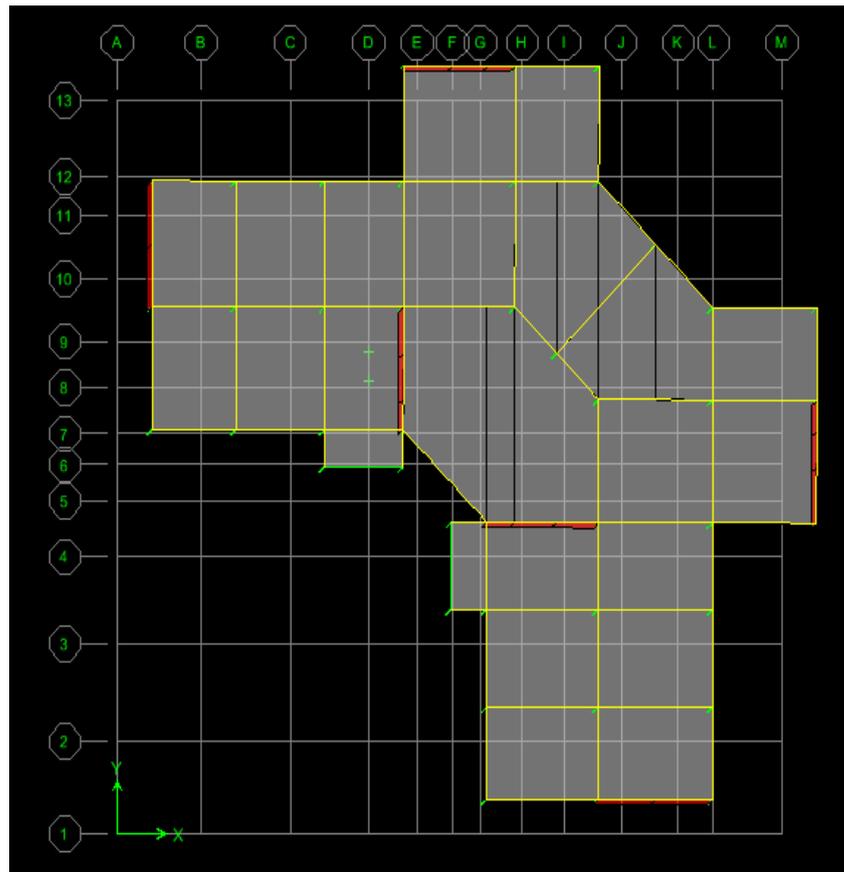


Figure V.6. Translation X.

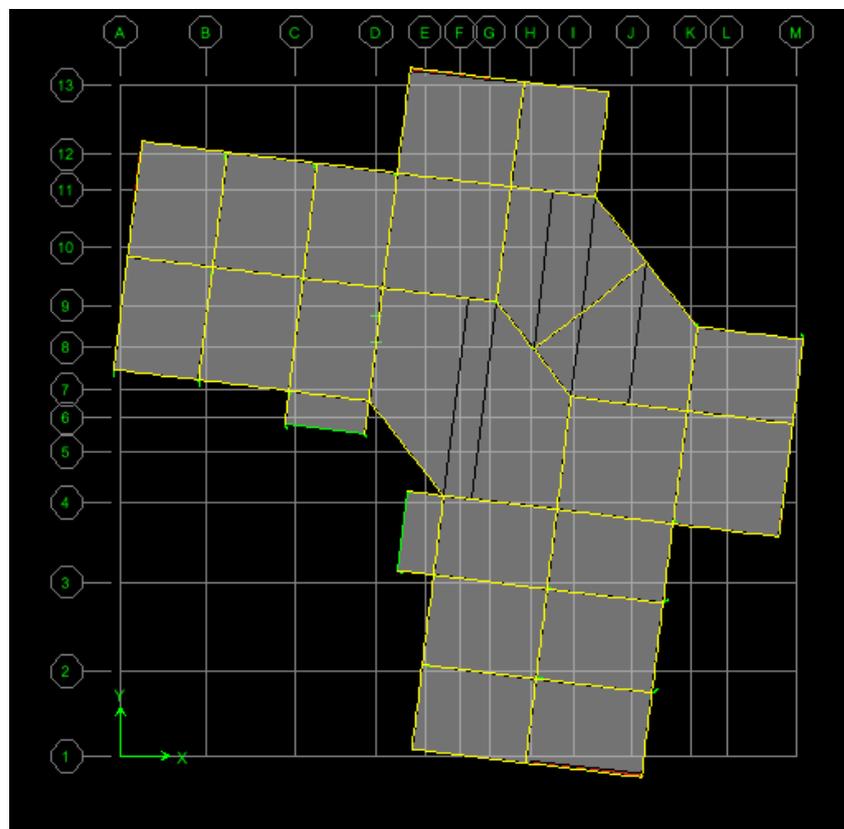


Figure V.7. Translation Y.

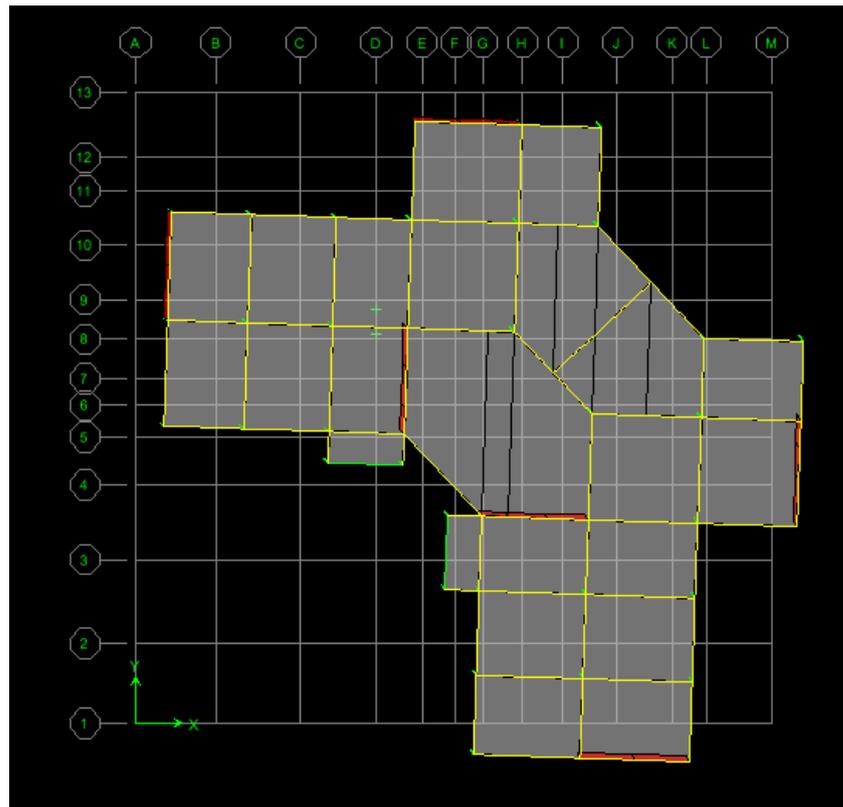


Figure V.8. Rotation Z.

V.5.2.4. Vérification des déplacements

Les déplacements inter-étages dans les deux sens sont regroupés dans le Tableau présentés ci-dessous.

Tableau V.10. Vérification des déplacements inter-étages dans les deux sens.

niveau	δ_{ex}	δ_{ey}	R. δ_{ex}	R. δ_{ey}	Δk_x	Δk_y	1%h	Vérification
Etage 8	0,022 8	0,023 2	0,079 8	0,081 2	0,005 6	0,011 9	0.030 6	Oui
Etage 7	0,019 4	0,019 8	0,067 9	0,069 3	0,004 55	0,012 6	0.030 6	Oui
Etage 6	0,015 8	0,016 2	0,055 3	0,056 7	0,003 85	0,001 26	0.030 6	Oui
Etage 5	0,012 2	0,012 6	0,042 7	0,044 1	0,000 28	0,012 6	0.030 6	Oui
Etage	0,008	0,009	0,030	0,031	0,000	0,001	0.030	Oui

4	8		8	5	21	12	6	
Etage 3	0,005	0,005	0,019	0,020	0,000	0,009	0,030	Oui
	7	8	95	3	14	45	6	
Etage 2	0,003	0,003	0,010	0,010	0,000	0,007	0,030	Oui
		1	5	85	7		6	
Etage 1	0,001	0,001	0,003	0,003	0,000	0,003	0,034	Oui
	1	1	85	85	35	85	0	

Conclusion

La période fondamentale et la résultante de force sismique ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la rigidité de la structure par l'ajout des voiles.

V.5.3. Modèle final

La Figure VI.4 montre la disposition finale des voiles de contreventement de notre bâtiment. la structure est contreventée par 11 voiles, disposés pour assurer un bon comportement dynamique du bâtiment sous l'effet de l'action sismique, et pour améliorer son comportement ductile.

Le comportement des trois premiers modes est présenté sur la figure VI.4

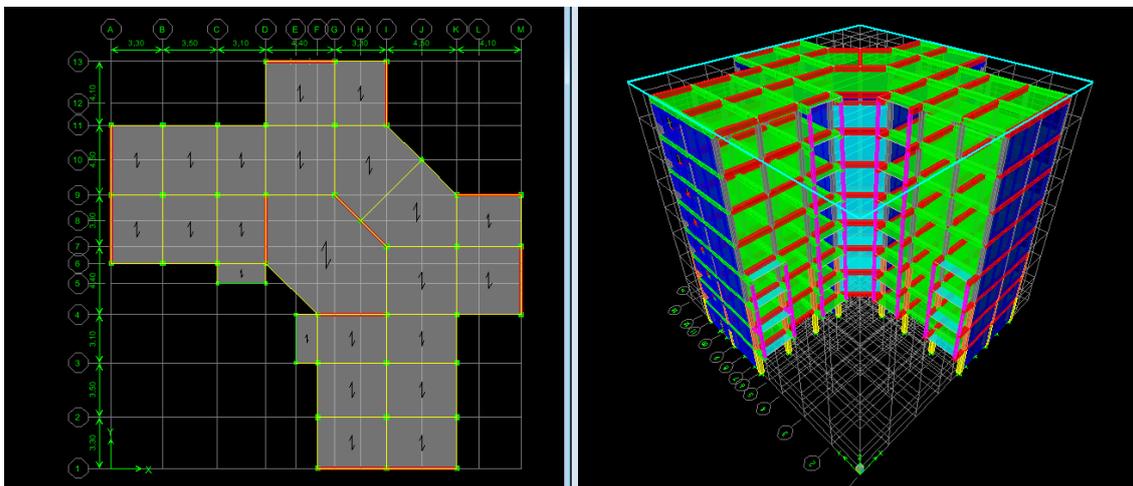


Figure V.9. Disposition finale des voiles.

✓ Vérification de participation massique

La vérification de pourcentage de participation massique est donnée au Tableau V.11.

Tableau V.11. Pourcentage de participation massique

Mode	Periods	Participation massique	Cumul de participation massique (%)		
		Sens (x)	Sens (y)	Sens (x)	Sens (y)
1	0,551475	21,0649	37,4838	21,0649	37,4838
2	0,517253	40,9628	26,7565	62,0277	64,2402
3	0,299183	5,9703	4,204	67,998	68,4442
4	0,130416	5,0259	12,1921	73,0239	80,6363
5	0,119315	13,5422	7,2484	86,5662	87,8848
6	0,074077	0,2121	0,2498	86,7783	88,1346
7	0,073472	0,0253	0,0295	86,8037	88,1641
8	0,073373	0,0132	0,0126	86,8169	88,1766
9	0,073337	0,0045	0,0045	86,8214	88,1811
10	0,073322	0,0015	0,0015	86,8229	88,1826
11	0,073316	0,0006	0,0007	86,8235	88,1833
12	0,072839	0,0014	0,0007	86,8249	88,1841
13	0,072621	0,0847	0,0587	86,9096	88,2428
14	0,069752	2,2918	1,3032	89,2014	89,5459
15	0,057197	0,442	5,1534	89,6434	94,6993
16	0,053909	5,454	0,7946	95,0975	95,4939

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0,551$ sec
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **16^{ème}** mode
- Le 1^{er} mode est un mode couplé.
- Le 2^{ème} mode est mode couplé.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

✓ **Vérification des périodes**

La vérification des périodes est donnée au Tableau V.12.

Tableau V.12. Vérification des périodes.

	Trpa	TETABS [5]	1,3 x Trpa	TETABS S [5] ≤ 1,3x Trpa
X	0,436	0,551	0,567	Oui
Y	0,436		0,567	Oui

✓ **Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul**

Le Tableaux V.13 présente la vérification de la résultante des forces sismiques.

Tableau V.13. Vérification de la résultante des forces sismique.

	V (KN)	Vt (KN)	0.8*V	Vt ≥ 0.8*V
X	4420.907	3603.37	3536.725	Vérifiée
Y	4420.907	3657.67	3536.725	Vérifiée

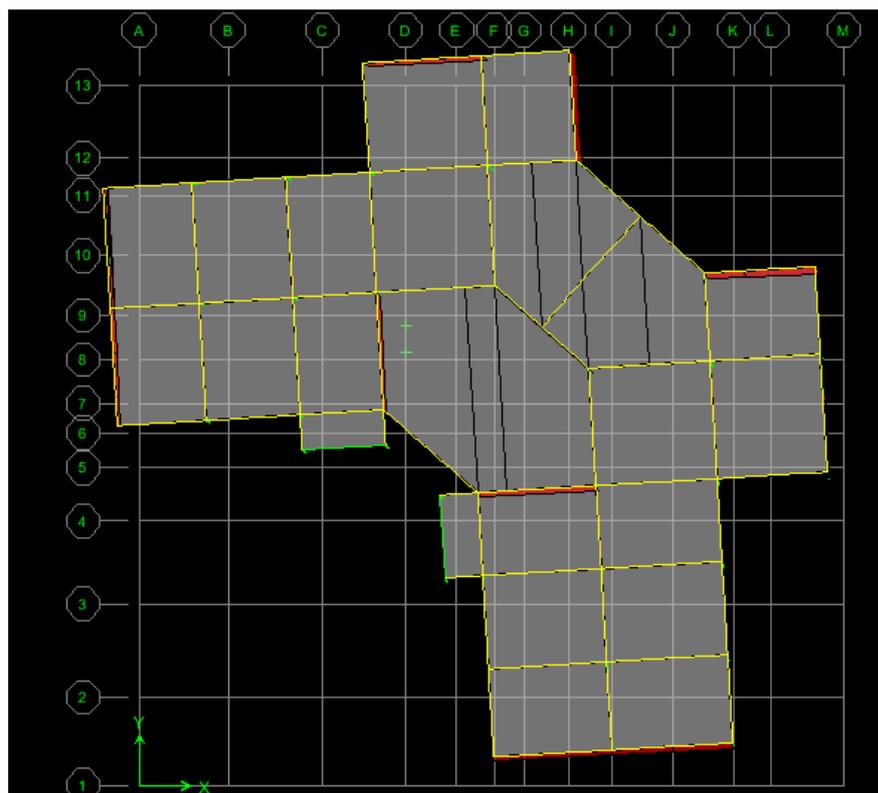


Figure V.10. Translation X.

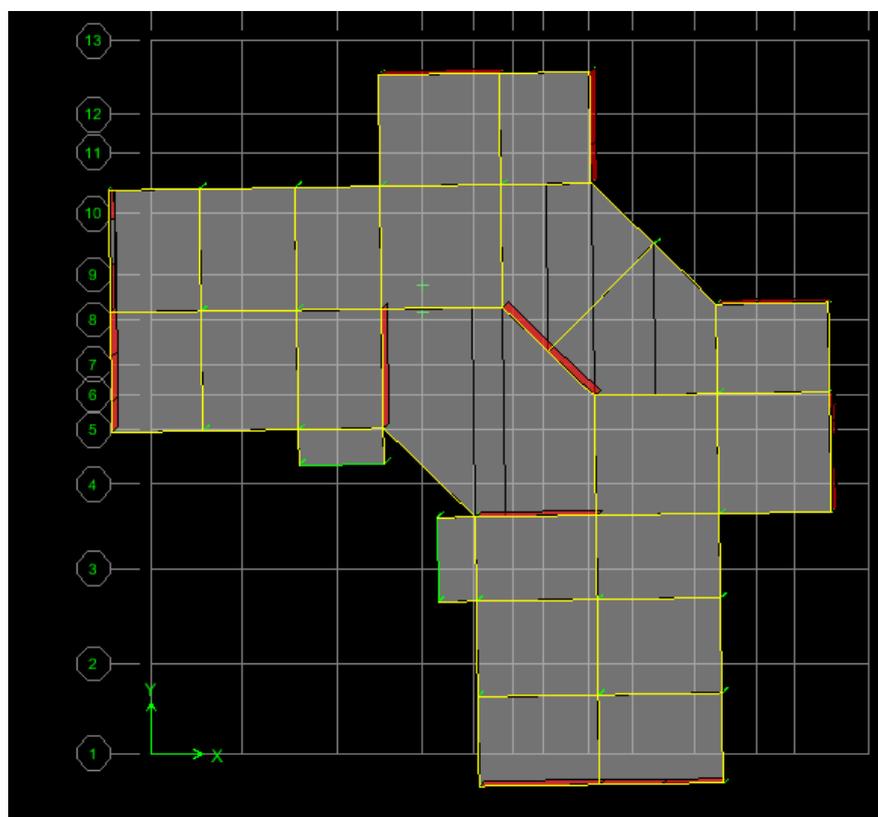


Figure V.11. Translation Y.

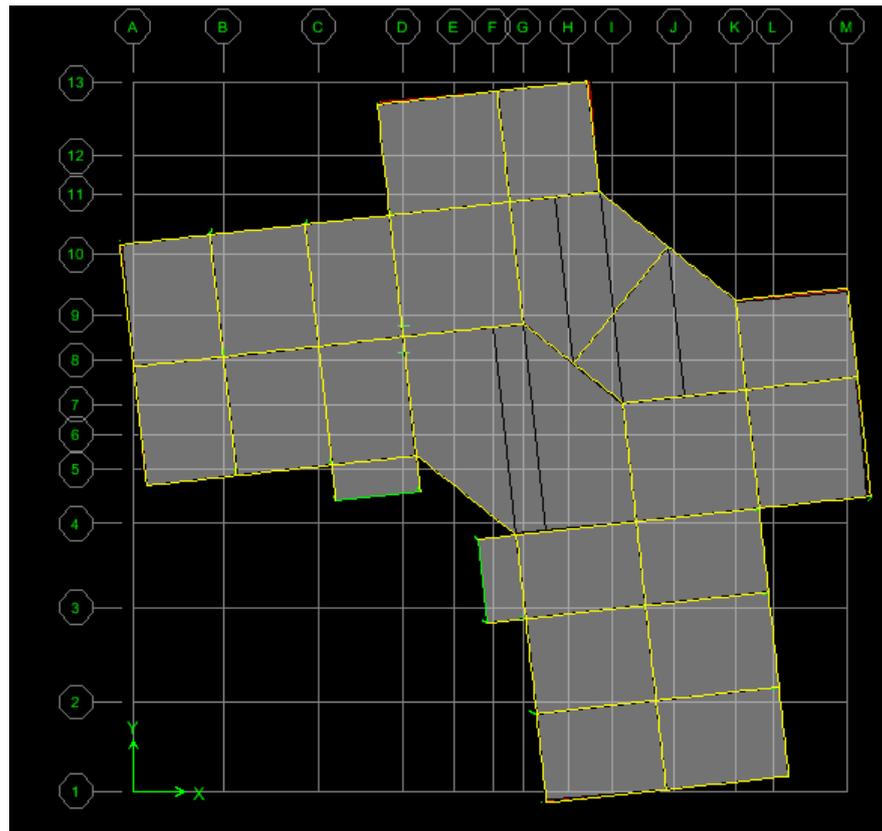


Figure V.12. Rotation Z.

V.5.3.4. Vérification des déplacements

Les déplacements inter-étages dans les deux sens sont regroupés dans le Tableau V.14 présentés ci-dessous.

Tableau V.14. Vérification des déplacements inter-étages dans les deux sens.

niveau	Δ_{ex}	δ_{ey}	R. δ_{ex}	R. δ_{ey}	Δ_{kx}	Δ_{ky}	1%hn	Vérification
Etage8	0,0138	0,0143	0.0483	0.0500	0.0077	0.0077	0.0306	Oui
Etage7	0,0116	0,0121	0.0406	0.0423	0.0074	0.0077	0.0306	Oui
Etage6	0,0095	0,0099	0.0332	0.0346	0.0077	0.008	0.0306	Oui
Etage5	0,0073	0,0076	0.0255	0.0266	0.0073	0.0077	0.0306	Oui
Etage4	0,0052	0,0054	0.0182	0.0189	0.0067	0.0067	0.0306	Oui
Etage3	0,0033	0,0035	0.0115	0.0122	0.0052	0.00555	0.0306	Oui
Etage2	0,0018	0,0019	0.0063	0.00665	0.0042	0.0042	0.0306	Oui
Etage1	0,0006	0,0007	0.0021	0.00245	0.0021	0.00245	0.0340	Oui

Conclusion

Les cinq vérifications exigé par le RPA 99/version 2003, qui sont : la vérification de comportement les trois premiers modes, la vérification des périodes, la vérification de participation massique, la vérification de la résultante des forces sismiques et la vérification des déplacements inter-étage, sont satisfaites avec le modèle final de disposition des voiles de contreventement de notre bâtiment.

Afin de choisir le modèle final on doit vérifier le dernier paramètre qui présente la vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ.

V.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

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 d'étage 'k' comme indique-la figure.

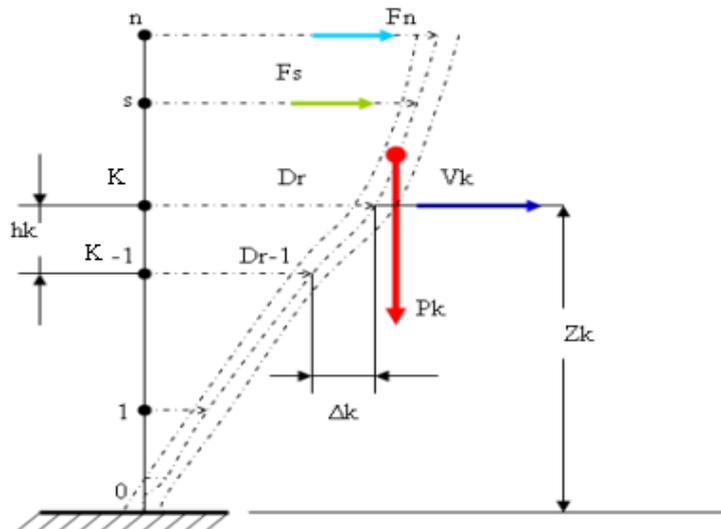


Figure V.13. Evaluation des effets du second ordre.

Tableau V.15. Vérification l'effet p-Δ du modèle final Sens x-x

Niveaux	Pk(kn)	Vk(kn)	Δk(m)	hk(m)	Θx	Observation
Terrasse	3827.089	855,97	0.0077	3.06	0.00112	Oui
Etage7	4235.812	1527,06	0.0074	3.06	0.00670	Oui
Etage6	4235.372	2043,06	0.0077	3.06	0.00521	Oui
Etage5	4235.372	2448,92	0.0073	3.06	0.00412	Oui
Etage4	4286.474	2771,11	0.0067	3.06	0.00338	Oui
Etage3	4323.621	3018,85	0.0052	3.06	0.00243	Oui
Etage2	4354.356	3194,56	0.0042	3.06	0.00184	Oui
Etage1	4434.300	3302,38	0.0021	3.4	0.000829	Oui

Tableau V.16. Vérification de l'effet P-Δ dans le sens Y.

Niveaux	Pk(kn)	Vk(kn)	Δk(m)	hk(m)	Θx	Observation
Terrasse	3827.089	876,59	0.0077	3.06	0.0109	Oui
Etage7	4235.812	1557,33	0.0077	3.06	0.00684	Oui
Etage6	4235.372	2081,15	0.008	3.06	0.00711	Oui
Etage5	4235.372	2494,12	0.0077	3.06	0.00427	Oui
Etage4	4286.474	2822,5	0.0067	3.06	0.00332	Oui
Etage3	4323.621	3074,18	0.00555	3.06	0.00255	Oui
Etage2	4354.356	3252.77	0.0042	3.06	0.00183	Oui
Etage1	4434.300	3361.53	0.00245	3.4	0.00950	Oui

Conclusion

Dans les deux sens on a le coefficient $\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$ pour chaque niveau .donc les effets

du second ordre peuvent être négligée. La structure est justifiée vis-à-vis de l'effet P- Δ , donc toutes les vérifications exigées par les règles RPA99/version 2003 sont satisfaites avec le modèle final.

V.7. Justification du choix du coefficient du comportement dynamique

Notre structure est contreventée par un système composé de «voiles-portiques » en béton auto placant, on doit justifier que les voiles prennent plus de 75 % des efforts horizontaux et 20 % doivent être supportées par les portiques (poteaux-poutres). Les vérifications sont regroupées dans les Tableaux ci-dessous.

Tableau V.17. Vérification du coefficient du comportement dans deux sens.

	Effort horizontal (KN)	Pourcentage (%)	Condition
Bâtiment	751,79	20,34% des efforts	Vérifiée
Voiles	2944,03	horizontaux et repris par les voiles	

Conclusion :

On constate d'après le Tableau IV.19 que la structure étudiée est justifiée vis à vis l'effet P- Δ . Alors, ce sont les éléments de la structure correspondant au modèle final pour la Construction qui seront ferrailés dans les chapitres qui suivent.

V.8.3 Justification des portiques sous 25% des charges horizontales :

Pour faire cette vérification on a excité la structure réelle (voiles, portique) avec la totalité du chargement sismique.

Ensuite on prend le modèle de structure sans voiles et on l'excite sous **25%** du chargement sismique.

Tableau V.18 Vérification de la portance vis-à-vis l'effort horizontal

Niveaux	hauteur	Portiques et voiles		Portiques		Voiles	
		V _x (KN)	V _y (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
N8	24.82	1043.47	870.42	609.91	535.29	433.56	335.18
N7	21.76	1854.33	1552.68	1063.99	933.67	790.34	619.005
N6	18.7	2465.77	2073.10	1381.61	1208.99	1084.15	864.10
N5	15.64	2947.57	2481.17	1619.15	1415.43	1328.42	1065.74
N4	12.58	3335.98	2809.68	1816.00	1584.98	1519.98	1224.69
N3	9.52	3642.45	3066.29	1998.17	1750.27	1644.27	1316.02
N2	6.46	3864.22	3251.56	2154.65	1890.63	1709.57	1360.92
N1	3.40	3995.07	3364.70	2276.57	1997.03	1718.50	1367.66

Pourcentage du Portiques		Pourcentage des Voiles	
V _x (%)	V _y (%)	V _x (%)	V _y (%)
58.45	61.49	41.55	38.51
57.38	60.13	42.62	39.87
56.03	58.32	43.97	41.68
54.93	57.05	45.07	42.95
54.44	56.41	45.56	43.59
54.86	57.08	45.14	42.92
55.76	58.15	44.24	41.85
56.98	59.35	43.02	40.65

V.8.4 Interprétation des résultats :

Les résultats représentés dans le **tableau (V.20)** montrent que les voiles reprennent de **40.65%** des charges verticales, donc cette condition est vérifiée.

Les résultats montrent que plus de **61.49%** soit plus de **38.51%** de l'effort horizontal est repris par les portiques.

Alors on opte pour un système de contreventement de **type 4-a** (système de contreventement de mixte assuré par des voiles et portiques),

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultants à 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.

V.8.5 Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement : RPA99v2003 article 4.41

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origines sismique.

Il faut vérifier que : $\frac{\text{moment résistant}}{\text{moment de renversement}} \geq 1.5$

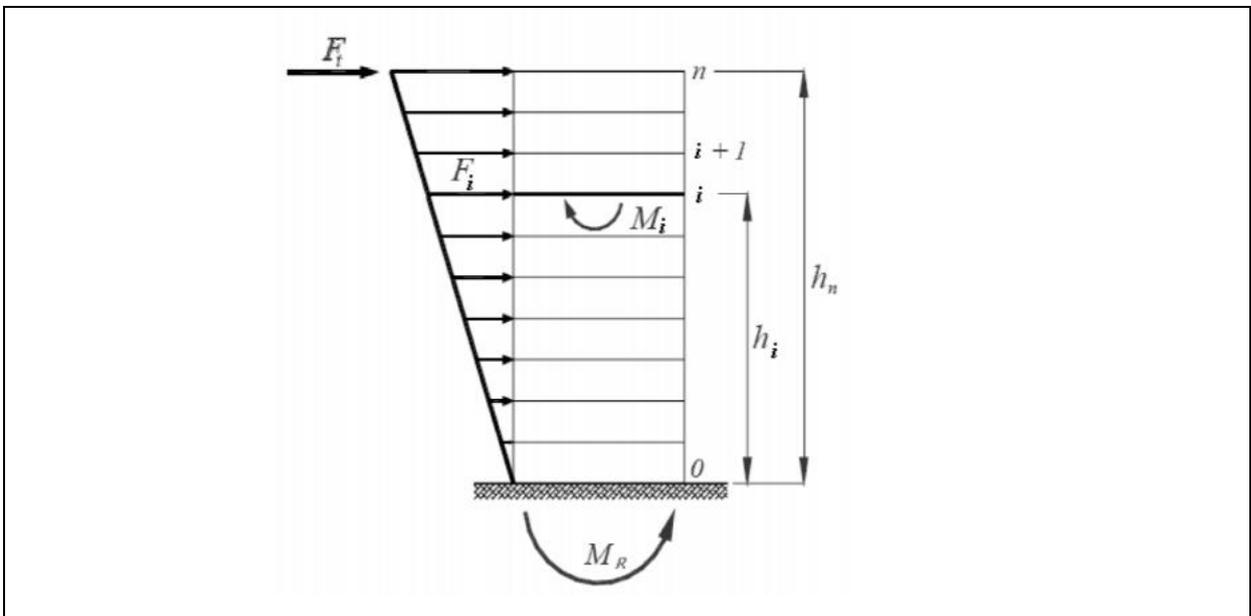


Figure.V.14. Schéma du renversement.

Sachant que :

W_i : Poids de chaque niveau

X_i, Y_i Coordonnées des centres de gravité de chaque niveau.

Moment résistant (de stabilité)

$$M_{S_x} = \sum_{i=1}^n M_i = \sum_{i=1}^n X_{x_{gi}} W_i$$

$$M_{S_y} = \sum_{i=1}^n M_i = \sum_{i=1}^n X_{y_{gi}} W_i$$

f_i : Force sismique pour chaque étage.

Moment de renversement

$$Mr_x = \sum_{i=1}^n Mr_{ix} = \sum_{i=1}^n h_{ix} f_{ix}$$

$$Mr_y = \sum_{i=1}^n Mr_{iy} = \sum_{i=1}^n h_{iy} f_{iy}$$

Tableau.V.19. vérification du renversement

Story	XM	YM	W*X	W*Y	Fx	Fy	Fx*hi	Fy*hi
STORY8	14.035	14.031	52806.09	52791.04	811.55	683.50	20142.67	16964.47
STORY7	14.013	13.953	57544.48	57298.09	776.56	654.03	16897.94	14231.69
STORY6	14.013	13.953	57544.48	57298.09	667.35	562.05	12479.44	10510.33
STORY5	14.013	13.953	57544.48	57298.09	558.15	470.08	8729.46	7352.05
STORY4	13.961	13.906	58396.96	58166.91	457.29	385.14	5752.70	4845.06
STORY3	13.965	13.88	59531.57	59531.57	352.68	297.03	3357.51	2827.72
STORY2	13.948	13.878	60133.96	60133.96	242.03	203.84	1563.51	1316.61
STORY1	13.954	13.902	61117.94	61117.94	129.41	108.99	395.99	370.56
			464620.01	462743.83			69319.22	51066.44

Tableau.V.20 vérification du renversement

Direction	ΣMs	ΣMr	$\Sigma Ms/\Sigma Mr$	Observation
Suivant X-X	464620.01	69319.22	6.70	Vérfifié
Suivant Y-Y	462743.83	51066.44	9.06	Vérfifié

V.8.6 Conclusion :

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle finale étaient de:

Déterminer les modes propres de telle sorte que 1er et 2ème translation, la 3ème torsion pour avoir plus de sécurité.

La vérification de l'effort tranchant à la base obtenue par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0.8 \cdot V_{MSE}$), avec l'implication de ce dernier par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s'il est inférieur.

Vérifier les déplacements inter-étage qui a pour but rigidité latérale imposé par le **RPA 99 V 2003**.

Vérifier l'effet $P-\Delta$ pour la stabilité de structure vis-à-vis le moment de 2ème ordre.

Vérifier les pourcentages des sollicitations horizontales donnés par le **RPA99 version 2003** pour justifier le choix de coefficient de comportement.

Vérifier l'effort normal réduit dans les poteaux imposé.

Vérification vis-à-vis le renversement.

Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu'on charge le modèle, donc on adopte cette disposition des voiles concernant le contreventement de la structure.

Chapitre VI

CALCUL DES

ÉLEMENTS structuraux

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.1 Introduction

Au niveau de ce chapitre nous allons présenter le dimensionnement des éléments structuraux de la variante retenue.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS (version 9.7.0)** :

- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple ;
- Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.

Notre structure étant couverte et non soumise à un milieu agressif à l'acier, le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

VI.2 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

1. Section entièrement tendue SET ;
2. Section entièrement comprimée SEC ;
3. Section partiellement comprimée SPC.

a) Armatures longitudinales

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_l = \min \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ pour par mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone **Ib** par [1] :

$$0,9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 3\% \text{ (Zone courante)}$$

$$0,9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 6\% \text{ (Zone de recouvrement)}$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm ;
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \Phi_L$;
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25 cm ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones Nodales (zone critiques).

Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

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

Avec :

h_e : la hauteur d'étage.

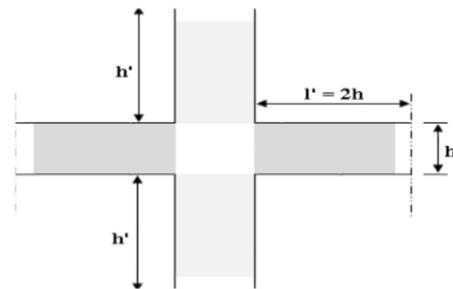


Figure VI.1 Zone nodale.

b) Calcul de contrainte de cisaillement τ_u et sa valeur limite $\overline{\tau_u}$

La contrainte tangente dans les poteaux τ_u est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

V_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (T_u) ;

b_0 : la largeur de poteau ;

d : la hauteur utile ($d = h - c$).

c) Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

Selon (CBA 93) :

Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \textit{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 4,32 \text{ MPa} \rightarrow \textit{situation accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \textit{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \textit{situation accidentelle} \end{cases}$$

Selon BAEL 91 Modifié 99 :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

d) Élancement λ $\lambda = \frac{l_f}{i}$

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

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

pour une section rectangulaire de hauteur h , l'élancement a pour valeur : $\lambda = \frac{l_f}{h} \sqrt{12} \approx 3,46 \frac{l_f}{h}$

e) Armatures transversales

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs ϕ_t est donnée par

la relation : $\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l$

ϕ_l : étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

1) Situation durable

Tableau .VI.1 Situation durable

Béton	$\gamma_b=1,5$	$f_{c28}=30\text{MPa}$	$\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$
Acier	$\gamma_s=1,15$	Nuance FeE400	$\sigma_s=348\text{MPa}$

2) Situation accidentelle

Tableau .VI.2 Situation accidentelle

Béton	$\gamma_b=1,15$	$f_{c28}=30\text{MPa}$	$\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$
Acier	$\gamma_s=1,00$	Nuance FeE400	$\sigma_s=400\text{MPa}$

VI.2.1 Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

Selon CBA 93 article B.8.2.1.1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : Situation durable } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : Situation durable } G + Q \end{array} \right.$$

Selon RPA 99 article 5.2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle } G + Q \pm E \\ \text{Situation accidentelle } 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

G: Charges permanentes ;

Q: Surcharge d'exploitation ;

E: Action du séisme.

VI.2.2 Ferrailage avec le logiciel SOCOTEC

Le logiciel « SOCOTEC » est utilisé pour le ferrailage des sections soumises à la flexion composée.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

a. $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ b. $M^{\max}, N^{\text{corr}}$

VI.2.2.1. Situation durable

➤ Combinaison ELU : $1,35G+1,5Q$

a. $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$

Tableau VI.3 : Ferraillages des poteaux situation durable (N^{\max} , M^{corr})

Etage	Section (cm^2)	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	A_{RPA}^{\min} (cm^2)
7	30×30	-178,05	33,397	SEC	0	6,96	8.1
6	30×30	-341,01	28,52	SEC	0	9	8.1
5	30×30	-509,83	27,724	SEC	0	11,31	8.1
4	30×30	-681,75	25,954	SEC	0	13,53	8.1
3	30×30	-873,71	21,874	SEC	0	15,7	8.1
2	35×35	-1077,56	31,14	SEC	0	19,07	11.03
1	35×35	-1294,57	29,629	SEC	0	22,02	11,03
RDC	40×40	-1472,92	37,478	SEC	0	24,76	14,40

b. (M^{\max} , N^{corr})

Tableau VI.4 : Ferraillages des poteaux situation durable (M^{\max} , N^{corr})

Etage	Section (cm^2)	N^{corr} (KN)	M^{\max} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	A_{RPA}^{\min} (cm^2)
7	30×30	20,79	-29,352	SEC	0	3,22	8.1
6	30×30	-36,89	-24,905	SEC	0	3,59	8.1
5	30×30	-59,84	-23,819	SEC	0	3,83	8.1
4	30×30	-84,1	-21,714	SEC	0	3,98	8.1
3	30×30	-108,26	-17,942	SEC	0	3,94	8.1
2	35×35	-60,48	-31,673	SEC	0	4,11	11.03
1	35×35	-185,25	-24,886	SEC	0	5,49	11,03
RDC	40×40	-245,32	-64,675	SEC	0	9,38	14,40

VI.2.2.2 Situation accidentelle

➤ Combinaison : G + Q + E

a. (N^{\max} , M^{corr})

Tableau VI. 5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Etage	Section (cm ²)	N^{max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{RPA}^{min} (cm ²)
7	30×30	-173,14	42,65	SEC	0	8,02	8.1
6	30×30	-264,44	39,94	SEC	0	9,19	8.1
5	30×30	-396,04	39,145	SEC	0	11,32	8.1
4	30×30	-530,32	37,012	SEC	0	12,94	8.1
3	30×30	-668,15	30,067	SEC	0	13,93	8.1
2	35×35	-884,6	40,584	SEC	0	17,38	11.03
1	35×35	-1152,8	28,882	SEC	0	19,89	11.03
RDC	40×40	-1606,18	34,263	SEC	0	26,37	14,40

b. (M^{max}, N^{corr})

Tableau VI. 6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{corr}, M^{max})

Etage	Section (cm ²)	N^{corr} (KN)	M^{max} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{RPA}^{min} (cm ²)
7	30×30	56,44	-44,521	SEC	0	4,71	8.1
6	30×30	55,82	-42,216	SEC	0	4,4	8.1
5	30×30	114,89	-41,431	SEC	0	3,42	8.1
4	30×30	194,13	-37,79	SEC	0	1,75	8.1
3	30×30	286,44	-31,809	SEC	0	0	8.1
2	35×35	439,72	-44,746	SEC	0	0	11.03
1	35×35	589,09	-33,914	SEC	0	0	11,03
RDC	40×40	876,63	-59,528	SEC	0	0	14,40

VI.2.2.3 Combinaison : 0.8G ± E

a. (N^{max}, M^{corr})

Tableau VI.7 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Etage	Section (cm ²)	N^{max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{RPA}^{min} (cm ²)
7	30×30	-134,71	36,203	SEC	0	6,59	8.1
6	30×30	-189,9	34,125	SEC	0	7,24	8.1
5	30×30	-281,92	33,699	SEC	0	8,74	8.1
4	30×30	-383,47	32,317	SEC	0	0	8.1
3	30×30	-531,82	26,616	SEC	0	0	8.1
2	35×35	-816,77	35,736	SEC	0	0	11.03
1	35×35	-1071,11	25,167	SEC	0	0	11,03
RDC	40×40	-1503,47	32,977	SEC	0	0	14,40

b. (M^{max}, N^{corr})

Tableau VI.8 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{corr}, M^{max})

Etage	Section (cm ²)	N^{corr} (KN)	M^{max} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{RPA}^{min} (cm ²)
7	30×30	48,96	-41,362	SEC	0	4,38	8.1
6	30×30	70,11	-39,397	SEC	0	3,79	8.1
5	30×30	137,15	-38,871	SEC	0	2,73	8.1
4	30×30	223,4	-35,726	SEC	0	1,04	8.1
3	30×30	324,59	-28,333	SEC	0	0	8.1
2	35×35	493	-38,772	SEC	0	0	11.03
1	35×35	660,21	28,807	SEC	0	0	11,03
RDC	40×40	969,2	-47,313	SEC	0	0	14,40

VI.2.3 Choix des armatures

Le choix final est représenté dans le tableau suivant

Tableau VI.9 : Choix des armatures des poteaux carrés

Etage	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.C)(cm ²)	A_s^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
7	30×30	8,02	8,1	27	54	8T12	9,05
6	30×30	9,19	8,1	27	54	8T12	9,05
5	30×30	11,32	8.1	27	54	8T12	9,05
4	30×30	13,53	8.1	27	54	8T12	9,05
3	30×30	15,7	8.1	27	54	8T12	9,05
2	35×35	19,07	11.03	36,75	73.5	8T14	12,32
1	35×35	22,02	11,03	36,75	73,5	8T14	12,32
RDC	40×40	26,37	14,40	48	96	4T20+4T8	14,58

Avec :

A_s^{cal} : La section d’armatures calculée pour chaque face du poteau ;

A_s^{min} : La section d’armatures minimale pour la section totale du poteau ;

A_s^{max} : La section d’armatures maximale pour la section totale du poteau.

VI.2.4 Vérification vis-à-vis de l’état limite de service

Les contraintes admissible sont données par :

- Béton : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$

Fissuration peu nuisiblePas de vérification.

- Acier : Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e, 150\eta)$

Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{1}{3} f_e, 110\eta)$

Avec :

$\eta=1,6$: pour les aciers HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. $M_{\text{cor}}^{\text{ser}}$; $N_{\text{max}}^{\text{ser}}$:

Tableau VI.10 Vérification des contraintes pour les poteaux

Etage	Section (cm ²)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	Sollicitation	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
7 ^{em}	30×30	-130,17	24,306	SEC	240	36,10	18	3,52	CV
6 ^{em}	30×30	-249,17	20,729	SEC	240	55,6	18	4,56	CV
5 ^{ème}	30×30	-372,14	20,152	SEC	240	54,6	18	3,84	CV
4 ^{ème}	30×30	-497,36	18,862	SEC	240	74,70	18	5,19	CV
3 ^{ème}	30×30	-637,34	15,891	SEC	240	94,60	18	6,52	CV
2 ^{ème}	35×35	-781,82	22,627	SEC	240	82,40	18	5,54	CV
1 ^{ère}	35×35	-944,03	21,534	SEC	240	74,50	18	4,98	CV
RDC	40×40	-1073,89	27,545	SEC	240	71,20	18	4,55	CV

b. $M_{\text{max}}^{\text{ser}}$; $N_{\text{cor}}^{\text{ser}}$

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes pour les poteaux

Etage	Section (cm ²)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	Sollicitation	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
7 ^{em}	30×30	14,77	-21,371	SEC	240	85,3	18	7,01	CV
6 ^{em}	30×30	-27,12	-18,116	SEC	240	53,6	18	5,4	CV
5 ^{ème}	30×30	-44	-17,325	SEC	240	59,8	18	5,34	CV
4 ^{ème}	30×30	-61,82	-15,79	SEC	240	60,1	18	6,7	CV
3 ^{ème}	30×30	-79,5	-13,034	SEC	240	54,7	18	7,61	CV
2 ^{ème}	35×35	-44,19	-22,885	SEC	240	57,9	18	6,57	CV
1 ^{ère}	35×35	-136,09	-15,591	SEC	240	66,6	18	6,02	CV
RDC	40×40	-48,26	-22,885	SEC	240	64,7	18	4,59	CV

VI.2.5 Vérification vis-à-vis de l’effort tranchant

VI.2.5.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L’effort tranchant pour l’état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

τ̄_u : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte doit être limitée aux valeurs suivantes :

*** Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15f_{c28} / \gamma_b, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

*** Selon le RPA 99 version 2003 : article 7.4.3.2**

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

$\rho_d = 0,075$ si l’élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l’élancement $\lambda < 5$

Avec :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Etage	Section (cm ²)	T _u (KN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	τ̄ _u ^{RPA} (MPa)	τ̄ _u ^{CBA} (MPa)	Vérification
7 ^{ème}	30×30	25,54	0,32	30,14	0,075	1,875	2,5	CV
6 ^{ème}	30×30	20,85	0,29	30,14	0,075	1,875	2,5	CV

5 ^{ème}	30×30	20,67	0,23	30.14	0,075	1,875	2,5	CV
4 ^{ème}	30×30	18,58	0,23	30.14	0,075	1,875	2,5	CV
3 ^{ème}	30×30	24,97	0,20	30.14	0,075	1,875	2,5	CV
2 ^{ème}	35×35	24,45	0,28	25.83	0,075	1,875	2,5	CV
1 ^{er}	35×35	29,98	0,36	25.83	0,075	1,875	2,5	CV
RDC	40×40	17,07	0,19	22.60	0,075	1,875	2,5	CV

VI.2.5.2 Ferraillage transversal des poteaux

- Selon le RPA99 version 2003 : Article 7.4.2.2

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d ; 40cm) \\ \varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

φ_t : Diamètre des armatures transversales.

φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon BAEL99 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort Tranchant.

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases} \quad \lambda_g : \text{Espacement géométrique.}$$

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq \text{Min} (10 \phi_l ; 15 \text{cm}) \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone IIb).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2} ; \frac{h}{2} ; 10 \phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone IIb).}$$

Avec :

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=400\text{MPa}$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau VI.13 Espacements maximaux selon RPA99

Etage	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
7 ^{ème}	30×30	8T12	12	10	15
6 ^{ème}	30×30	8T12	12	10	15
5 ^{ème}	30×30	8T14	14	10	15
4 ^{ème}	30×30	8T14	14	10	15
3 ^{ème}	30×30	8T14	14	10	15
2 ^{ème}	35×35	8T14	14	10	15
1 ^{er}	35×35	8T14	14	10	15
RDC	40×40	4T20+4T16	20	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Etage	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _a	T _{u,max} (KN)	Zone	S _t (cm)	A _{t,cal} (cm ²)	Choix	A _{s,adp} (cm ²)
7 ^{ème}	30×30	4,40	14,66	2,5	18,97	N	10	0,46	4T8	2,01
						C	15	0,65	4T8	2,01
6 ^{ème}	30×30	4,40	14,66	2,5	18,93	N	10	0,41	4T8	2,01
						C	15	0,61	4T8	2,01
5 ^{ème}	30×30	4,40	14,66	2,5	18,85	N	10	0,39	4T8	2,01
						C	15	0,58	4T8	2,01
4 ^{ème}	30×30	4,40	14,66	2,5	18,67	N	10	0,36	4T8	2,01
						C	15	0,56	4T8	2,01
						N	10	0,34	4T8	2,01

3 ^{ème}	30×30	4,40	14,66	2,5	16,58	C	15	0,54	4T8	2,01
2 ^{ème}	35×35	4,40	12,57	2,5	22,97	N	10	0,41	4T8	2,01
						C	15	0,62	4T8	2,01
1 ^{er}	35×35	4,40	12,57	2,5	28,98	N	10	0,45	4T8	2,01
						C	15	0,68	4T8	2,01
RDC	40×40	4,50	11,25	2,5	15,07	N	10	0,21	4T8	2,01
						C	15	0,32	4T8	2,01

VI.2.6 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :

$L_r=40\phi_l$ en zone IIb, est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau VI.15 : La longueur de recouvrement

Les barres	T12	T14	T16	T20
Le choix (mm)	480	560	640	800

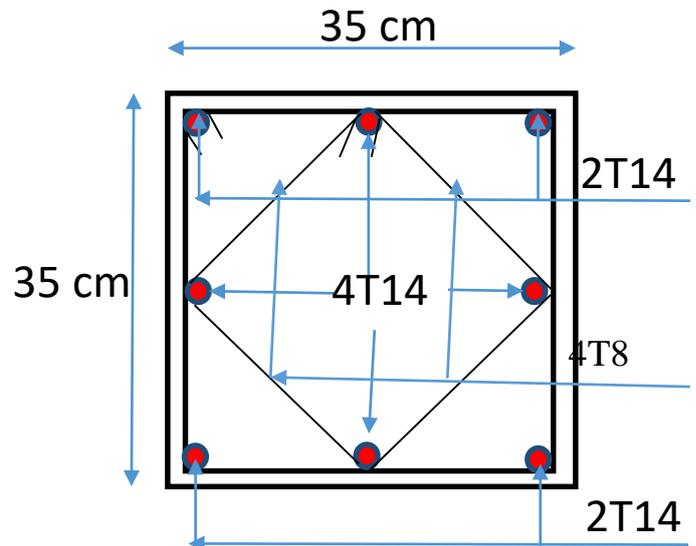
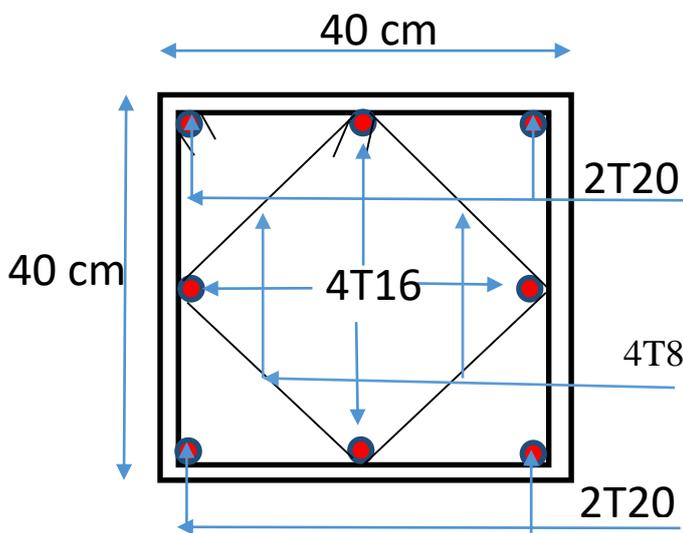


Figure VI.2 Ferrailage des poteaux de RDC **Figure VI.3** Ferrailage des poteaux de 1^{er} et 2^{em} étage

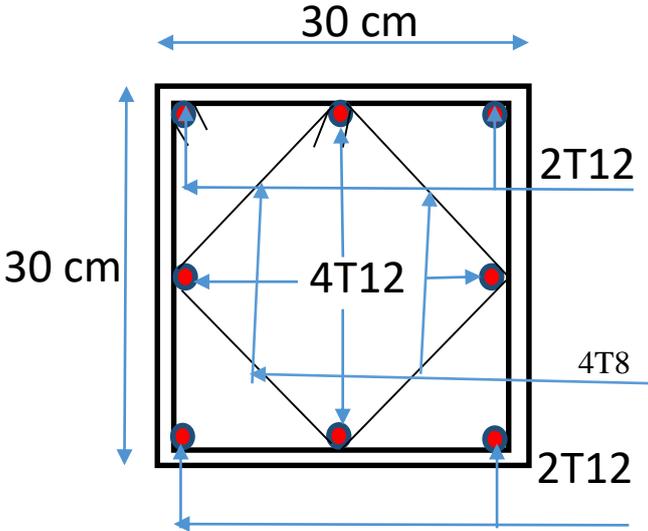


Figure VI.4 Ferraillage des poteaux de 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étage

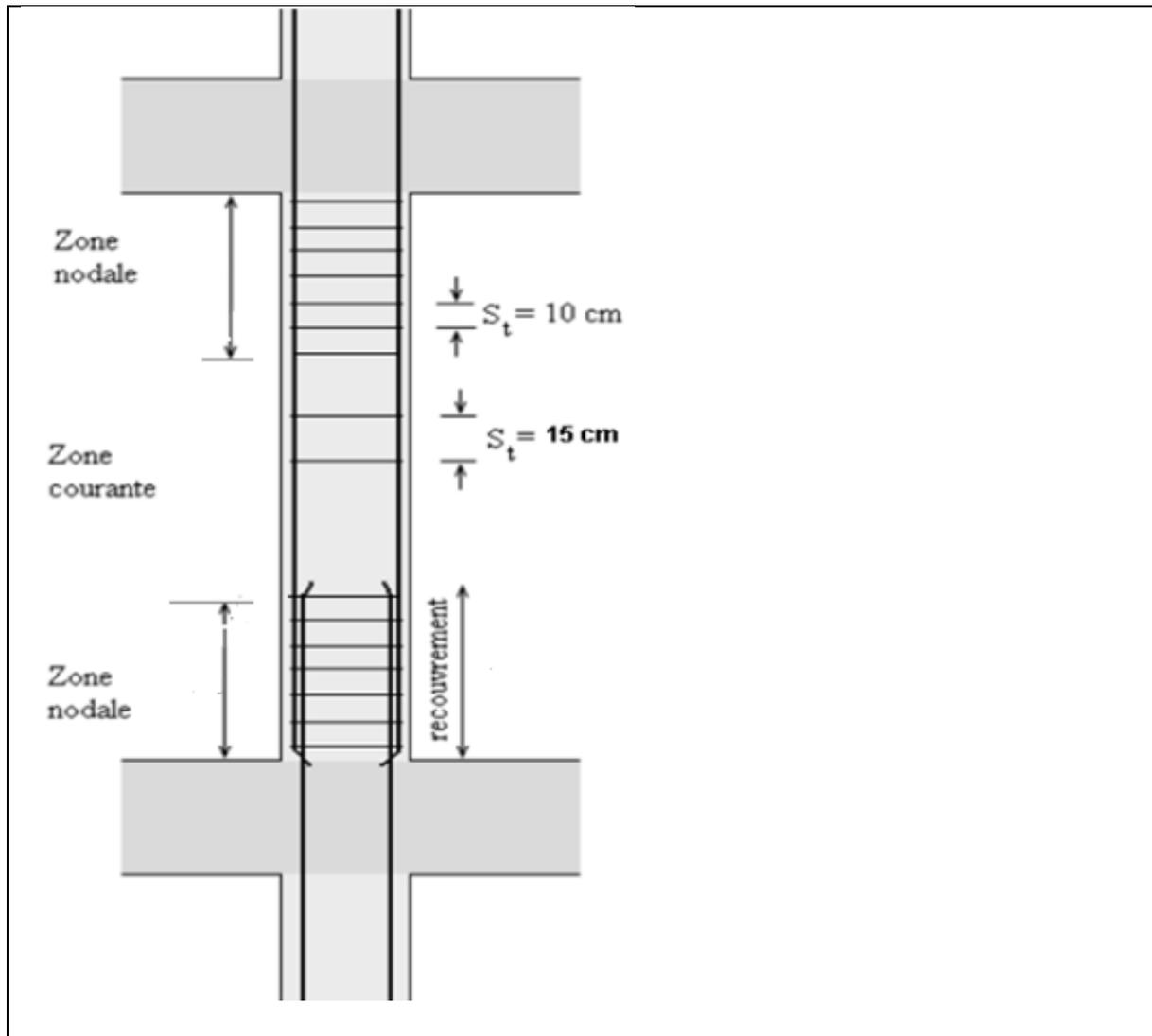


Figure VI.5 Disposition constructives

VI.3 Ferrailage des poutres

VI.3.1 Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

➤ **Les combinaisons de charges**

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

▪ Combinaisons exigées par le « CBA 93 [3] »

✓ E.L.U : $1.35 G + 1.5 Q$

✓ E.L.S : $G + Q$

- Combinaisons exigées par le « RPA 99 Version 20003 [2] » :
 - ✓ $1.35G + 1.5Q$
 - ✓ $G + Q \pm E$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique

➤ **Recommandations des règlements**

-Selon **RPA99 version 2003 article 7.5.2.1**

✓ Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:

- $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.
- $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (**zone IIb**).

✓ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.

✓ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003 St . b$

b : longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

$$S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4} ; 12\phi \right] \text{ (Zone nodale).}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ (Zone courante).}$$

Les poutres sont ferrailées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes :

- **Situation durable :**

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$.

- Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

- **Situation accidentelle :**

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.

- Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

VI.3.2 Calcul du ferraillage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

VI.3.2.1 Sens porteur (poutre porteuse).

A. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau VI.16 : Ferraillage des poutres porteuses (situation durable)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
7 ^{ème}	30×40	Travée	55,323	4,63	0	6
		Appui	-86,786	7,48	0	6
6 ^{ème}	30×40	Travée	53,125	4,43	0	6
		Appui	-105,542	9,26	0	6
5 ^{ème}	30×40	Travée	52,874	4,41	0	6
		Appui	-100,145	8,74	0	6
4 ^{ème}	30×40	Travée	51,797	4,32	0	6
		Appui	-96,895	8,43	0	6
3 ^{ème}	30×40	Travée	50,345	4,19	0	6
		Appui	-91,367	7,91	0	6
2 ^{ème}	30×40	Travée	49,007	4,08	0	6
		Appui	-88,88	7,67	0	6
1 ^{er}	30×40	Travée	51,365	4,28	0	6
		Appui	-98,19	8,55	0	6

RDC	30×40	Travée	49,33	4,1	0	6
		Appui	-177,29	16,29	0	6

B. Situation accidentelle : G+Q±E

Tableau VI.17 : Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm²)	Position	M^{max} (kN.m)	A_s (cm²)	A_s' (cm²)	A_{sRPA}^{min} (cm²)
7^{ème}	30×40	Travée	65,266	5,51	0	6
		Appui	-105,098	9,22	0	6
6^{ème}	30×40	Travée	81,471	6,98	0	6
		Appui	-122,822	10,98	0	6
5^{ème}	30×40	Travée	81,322	6,97	0	6
		Appui	-118,25	10,52	0	6
4^{ème}	30×40	Travée	80,055	6,85	0	6
		Appui	-122,825	10,18	0	6
3^{ème}	30×40	Travée	73,285	6,23	0	6
		Appui	-107,137	9,42	0	6
2^{ème}	30×40	Travée	63,099	5,31	0	6
		Appui	-97,298	8,47	0	6
1^{er}	30×40	Travée	49,196	4,09	0	6
		Appui	-87,149	7,51	0	6
RDC	30×40	Travée	37,257	3,07	0	6
		Appui	-158,281	14,76	0	6

C. Situation accidentelle : 0.8G±E

Tableau VI.18 : Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm²)	Position	M^{max} (kN.m)	A_s (cm²)	A_s' (cm²)	A_{sRPA}^{min} (cm²)
7^{ème}	30×40	Travée	69,405	5,88	0	6
		Appui	-90,459	7,82	0	6
		Travée	86,008	7,4	0	6

6^{ème}	30×40	Appui	-104,933	9,21	0	6
5^{ème}	30×40	Travée	85,977	7,4	0	6
		Appui	-105,635	9,27	0	6
4^{ème}	30×40	Travée	84,743	7,28	0	6
		Appui	-104,597	9,17	0	6
3^{ème}	30×40	Travée	78,01	6,66	0	6
		Appui	-98,253	8,56	0	6
2^{ème}	30×40	Travée	67,613	5,72	0	6
		Appui	-87,016	7,5	0	6
1^{er}	30×40	Travée	53,551	4,47	0	6
		Appui	-72,271	6,14	0	6
RDC	30×40	Travée	28,894	2,36	0	6
		Appui	-121,114	10,81	0	6

• **VI.3.2.2 Sens non porteur (poutre secondaire).**

A. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau VI.19 : Ferraillage des poutres non porteuses (situation durable)

Etage	Section (cm²)	Position	M^{max} (kN.m)	A_s (cm²)	A_s' (cm²)	A_{SRPA}^{min} (cm²)
7^{ème}	30×40	Travée	64,836	5,47	0	6
		Appui	-62,993	5,3	0	6
6^{ème}	30×40	Travée	79,402	6,79	0	6
		Appui	-80,733	6,91	0	6
5^{ème}	30×40	Travée	78,841	6,74	0	6
		Appui	-77,876	6,65	0	6
4^{ème}	30×40	Travée	80,709	6,91	0	6
		Appui	-78,707	6,73	0	6
3^{ème}	30×40	Travée	86,976	7,49	0	6
		Appui	-78,899	6,74	0	6

2^{ème}	30×40	Travée	96,52	8,39	0	6
		Appui	-89,022	7,68	0	6
1^{er}	30×40	Travée	110,25	9,73	0	6
		Appui	-90,877	7,86	0	6
RDC	30×40	Travée	15,892	1,29	0	6
		Appui	-68,348	5,78	0	6

B. Situation accidentelle : G+Q±E

Tableau VI.20 : Ferraillage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm²)	Position	M^{max} (kN.m)	A_s (cm²)	A_s' (cm²)	A_{s,RPA}^{min} (cm²)
7^{ème}	30×40	Travée	79,521	6,8	0	6
		Appui	-81,947	7,03	0	6
6^{ème}	30×40	Travée	95,687	8,32	0	6
		Appui	-97,098	8,45	0	6
5^{ème}	30×40	Travée	95,576	8,3	0	6
		Appui	-97,801	8,52	0	6
4^{ème}	30×40	Travée	94,1	8,16	0	6
		Appui	-96,914	8,43	0	6
3^{ème}	30×40	Travée	87,209	7,51	0	6
		Appui	-90,762	7,85	0	6
2^{ème}	30×40	Travée	85,047	7,31	0	6
		Appui	-84,015	7,22	0	6
1^{er}	30×40	Travée	93,593	8,12	0	6
		Appui	-83,162	7,14	0	6
RDC	30×40	Travée	26,022	7,37	0	6
		Appui	-85,649	2,12	0	6

B. Situation accidentelle : 0.8G ± E

Tableau VI.21 : Ferraillage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
7 ^{ème}	30×40	Travée	79,521	6,8	0	6
		Appui	-81,947	7,03	0	6
6 ^{ème}	30×40	Travée	95,687	8,32	0	6
		Appui	-97,098	8,45	0	6
5 ^{ème}	30×40	Travée	95,576	8,3	0	6
		Appui	-97,801	8,52	0	6
4 ^{ème}	30×40	Travée	94,1	8,16	0	6
		Appui	-96,914	8,43	0	6
3 ^{ème}	30×40	Travée	87,209	7,51	0	6
		Appui	-90,762	7,85	0	6
2 ^{ème}	30×40	Travée	85,047	7,31	0	6
		Appui	-84,015	7,22	0	6
1 ^{er}	30×40	Travée	93,593	8,12	0	6
		Appui	-83,162	7,14	0	6
RDC	30×40	Travée	26,022	2,12	0	6
		Appui	-85,649	7,37	0	6

VI.3.3 Choix des armatures

VI.3.3.1 Sens porteur

Tableau VI.22 : Choix des armatures pour les poutres porteuses

Etage	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZC)(cm ²)	A _s ^{max} (ZR)(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
7 ^{ème}	30×40	Travée	48	72	6	4,63	3T12+2T14	6,47
		Appui				7,48	3T12+3T14	8,01
6 ^{ème}	30×40	Travée	48	72	6	4,43	3T12+2T14	6,47
		Appui				9,26	3T14+3T16	10,65

5 ^{ème}	30×40	Travée	48	72	6	4,41	3T12+2T1 4	6,47
		Appui				8,74	3T14+3T1 6	10,65
4 ^{ème}	30×40	Travée	48	72	6	4,32	3T12+2T1 4	6,47
		Appui				8,43	3T14+3T1 6	10,65
3 ^{ème}	30×40	Travée	48	72	6	4,19	3T12+2T1 4	6,47
		Appui				7,91	3T12+3T1 4	8,01
2 ^{ème}	30×40	Travée	48	72	6	4,08	3T12+2T1 4	6,47
		Appui				7,67	3T12+3T1 4	8,01
1 ^{er}	30×40	Travée	48	72	6	4,28	3T12+2T1 4	6,47
		Appui				8,55	3T14+3T1 6	10,65
RDC	30×40	Travée	48	72	6	4,1	3T12+2T1 4	6,47
		Appui				16,29	6T16	16,44

VI.3.3.2 Sens non porteur

Tableau VI.23 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses

Etage	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (ZC)(cm ²)	A_s^{max} (ZR)(cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
7 ^{ème}	30×40	Travée	48	72	6	5,47	6T12	6,79
		Appui				5,3	6T12	6,79
6 ^{ème}	30×40	Travée	48	72	6	6,79	6T12	6,79
		Appui				6,91	3T14+3T12	8,01

5 ^{ème}	30×40	Travée	48	72	6	6,74	6T12	6,79
		Appui				6,65	6T12	6,79
4 ^{ème}	30×40	Travée	48	72	6	6,91	3T14+3T12	8,01
		Appui				6,73	6T12	6,79
3 ^{ème}	30×40	Travée	48	72	6	7,49	3T14+3T12	8,01
		Appui				6,74	6T12	6,79
2 ^{ème}	30×40	Travée	48	72	6	8,39	3T16+3T12	9,42
		Appui				7,68	3T14+3T12	8,01
1 ^{er}	30×40	Travée	48	72	6	9,73	3T16+3T14	10,18
		Appui				7,86	3T14+3T12	8,01
RDC	30×40	Travée	48	72	6	1,29	3T12	3,39
		Appui				5,78	6T12	6,79

VI.3.4 Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots [1]$$

Avec : $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$

Tableau VI.24 Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{\text{choisi}}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
PP (30×40)	6,47	1,66	CV
PNP (30×40)	3,39	1,66	CV

VI.3.5 Vérification à l'ELS

La vérification des contraintes à l'ELS pour le béton et l'acier est présentée dans le tableau VII.24 Pour le béton on doit vérifier

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b$$

Et pour l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Y : Position de l'axe neutre déterminée par :

$$\frac{bY^2}{2} - nAs(d - y) = 0$$

I : moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nAs(d - y)^2$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

- Béton : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

- Acier : $\bar{\sigma}_s = \xi_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{nftj})\right)$

Tableau VII.25 : Vérification des contraintes des poutres

Poutre	Section	M (KN.m)	σ_{bc} Mpa	$\bar{\sigma}_{bc}$ Mpa	σ_{st} Mpa	$\bar{\sigma}_s$ Mpa	condition	
Porteuse	30×40	Ma(max)	-177,29	6,7	18	160,1	266,66	vérifiée
		Mt(max)	49,33	8,1		181,2		
Non porteuse	30×40	Ma(max)	-97,801	5,4	18	135,2	266,66	vérifiée
		Mt(max)	95,576	8,9		188,2		

VI.3.6. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte ultime de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

T_u : L'effort tranchant ultime.

b : largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile de la poutre.

$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 3$ (Fissuration préjudiciable).

La vérification au cisaillement est présentée dans le tableau VII 26

Tableau VI.26 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Poutre	section	T_u^{\max} (KN)	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	Vérification
Porteuse	30×40	162,84	1,36	3	Vérifiée
Non porteuse	30×40	62,57	2,14	3	Vérifiée

VI.3.7. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales est de type haute adhérence et de nuance FeE400

($f_e=400$ MPa).

Selon le BAEL91 modifié 99

$$\begin{cases} St \leq \min(0,9d ; 40cm) \\ \varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{cases}$$

-Selon le RPA99 (version 2003) :

$$\begin{cases} St \leq \min(0,9d ; 40cm) \\ \varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{cases}$$

Avec :

On prend : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Poutre porteuse et non porteuse :

Tableau VI.27 : Choix des armatures transversales.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	BEAL	RPA		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm)	S _t (cm)	ZN	ZC		
7 ^{ème}	30x40	112.16	0,92	36	11,25	22,5	10	20	1,8	4T8
	30x40	59.29	0,60	36	10	20	10	15	1,35	4T8
6 ^{ème}	30x40	110.32	0,90	36	11,25	22,5	10	20	1,8	4T8
	30x40	54.29	0,54	36	10	20	10	15	1,35	4T8
5 ^{ème}	30x40	118.35	0,98	36	11,25	22,5	10	20	1,8	4T8

	30x40	50.87	0,49	36	10	20	10	15	1,35	4T8
4 ^{ème}	30x40	105.62	0,88	36	11,25	22,5	10	20	1,8	4T8
	30x40	48.87	0,50	36	10	20	10	15	1,35	4T8
3 ^{ème}	30x40	114.03	0,93	36	11,25	22,5	10	20	1,8	4T8
	30x40	45.46	0,44	36	10	20	10	15	1,35	4T8
2 ^{ème}	30x40	107.13	0,89	36	11,25	22,5	10	20	1,8	4T8
	30x40	43.09	0,42	36	10	20	10	15	1,35	4T8
1 ^{ème}	30x40	115.33	0,95	36	11,25	22,5	10	20	1,8	4T8
	30x40	44.01	0,46	36	10	20	10	15	1,35	4T8
RDC	30x40	109.14	0,89	36	11,25	22,5	10	20	1,8	4T8
	30x40	45.13	0,48	36	10	20	10	15	1,35	4T8

VI.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40\phi_t$

en zone IIb.

Pour : $\phi = 20$ mm $L_r = 80$ cm.

$\phi = 16$ mm $L_r = 64$ cm.

$\phi = 14$ mm $L_r = 56$ cm.

$\phi = 12$ mm $L_r = 48$ cm.

VI.3.9. Arrêt des barres

Armatures inférieures : $h \geq \frac{L}{10}$

$$\text{Armatures supérieures : } h \leq \begin{cases} \frac{L_{max}}{4} & \text{appui en travée de rive} \\ \frac{L_{max}}{5} & \text{appui en travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec : $L = \text{Max} (L_{gauche} ; L_{droite})$

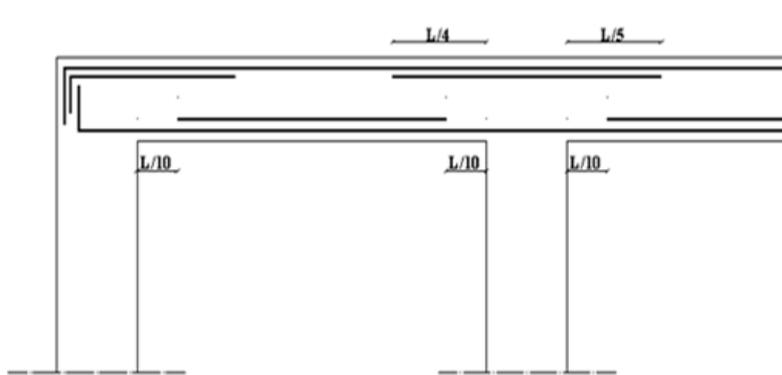


Figure VI.6 Arrêt des barres.

VI.3.10. Vérification de la flèche

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que :

- Poutre porteuse : $L = 450 \text{ cm}$

$$\bar{f}_1 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,95 \text{ cm}$$

- Poutre non porteuse : $L = 450 \text{ cm}$

$$\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0,9 \text{ cm}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre 'y1' :

$$Y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15As d}{bh + 15As}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène 'I₀' :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(h - \frac{h}{2}\right)^2 - 15A_s(d - y)^2$$

• Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i U} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v U}$$

Avec

$$\lambda_i = \frac{0,05ft28}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02ft28}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée}$$

$$\delta = \frac{At}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75ft28}{4\delta\sigma_s + ft28}$$

σ_s: Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée

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

Les résultats sont récapitulés dans le Tableau VII.28.

Tableau VI.28 : Vérification de la flèche.

	M _{ser} KN.m	A _s (cm ²)	y ₁ (cm)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
P P	40,458	3,34	19,20	0,004	302,83	6	2,4	0,420	62160,801	19425,3	17659,3
P N P	80,578	6,90	18,42	0,006	291,95	4	1,6	0,554	60503,518	20694,61	32073,54

P.P : Poutre porteuse.

P.N.P : Poutre non porteuse.

• Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179,558 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 11393,186 \text{ MPa}$$

-Fleche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}}$$

-Fleche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}}$$

Les résultats sont récapitulés dans le Tableau VII.29.

Tableau VI.29 : Vérification de la flèche (fvj).

	L (cm)	f _v (mm)	f _i (mm)	f (mm)	\bar{f} (mm)	Condition
P.P	4,50	2,59	1,25	1,34	0,95	Vérifiée
P.N.P	4,50	4,17	0,81	3,36	0,90	Vérifiée

P.P : Poutre porteuse.

P.N.P : Poutre non porteuse.

Les schémas de ferraillage des poutres sont présentés sur les Figures VI.7 et VI.8 et VI.9 et VI.10 et VI.11 et VI.12

1. Poutres porteuses

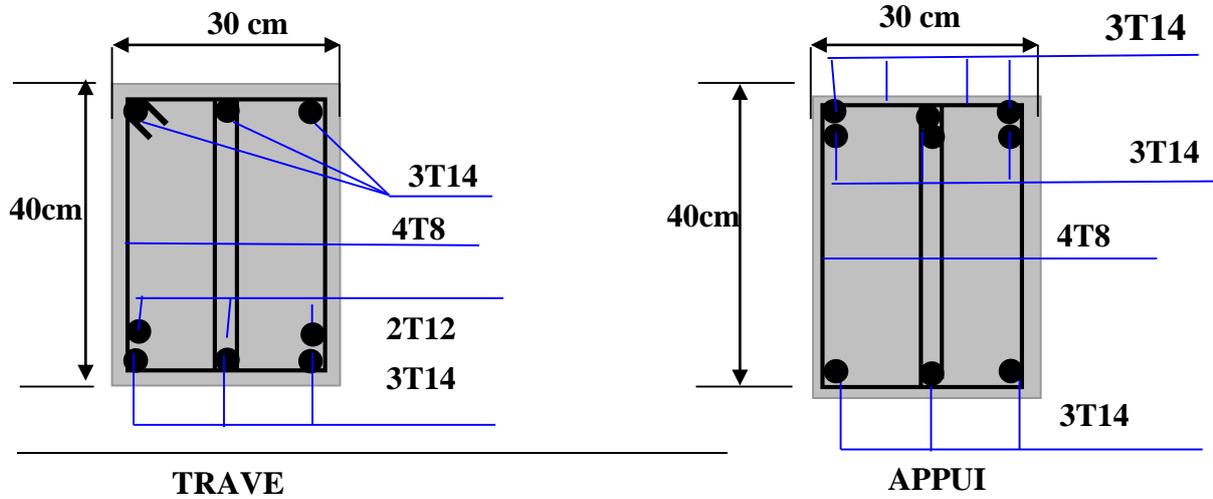


Figure .VI.7 : Ferraillage des poutres porteuses RDC.

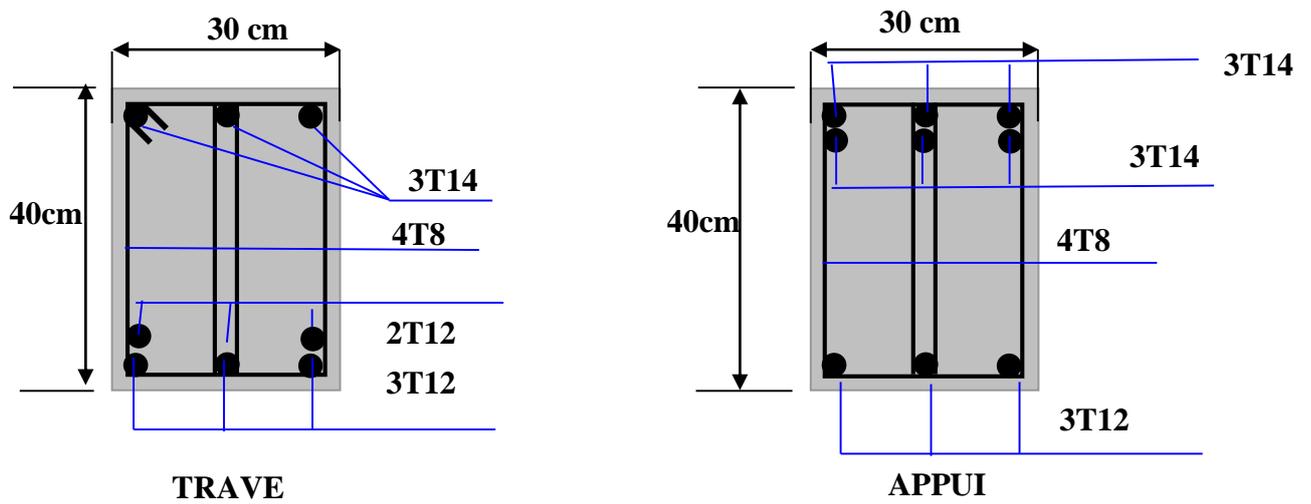


Figure .VI.8 Ferraillage des poutres porteuses 1^{er}, 5^{em} et 6^{eme} étage.

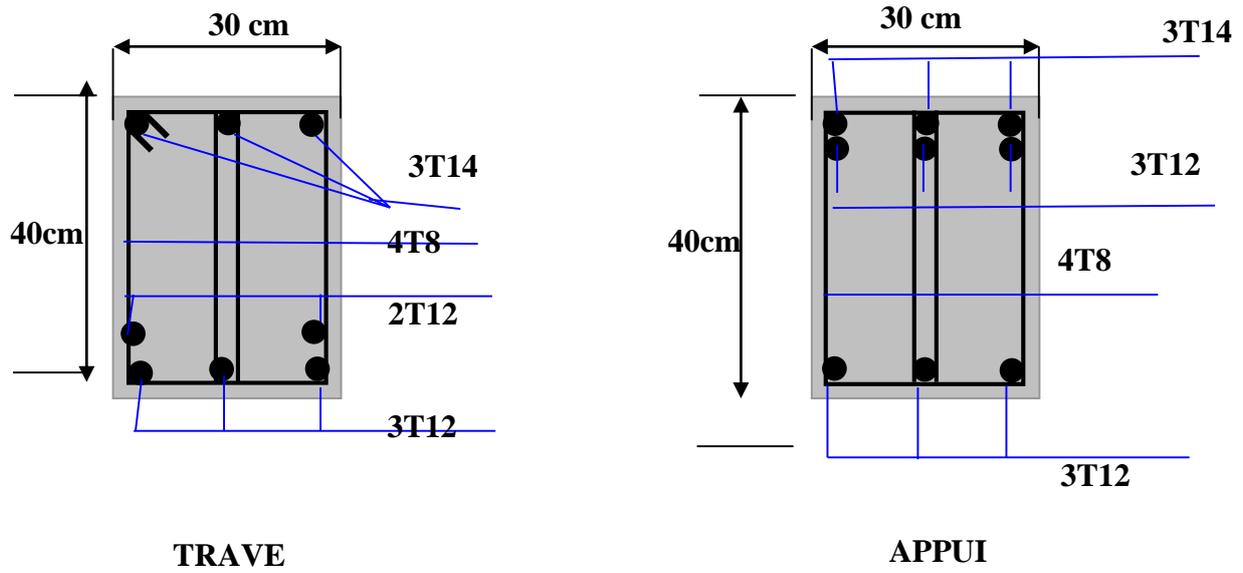


Figure .VI.9 : Ferraillage des poutres porteuses 2^{em}, 3^{em} et 7^{eme} étage.

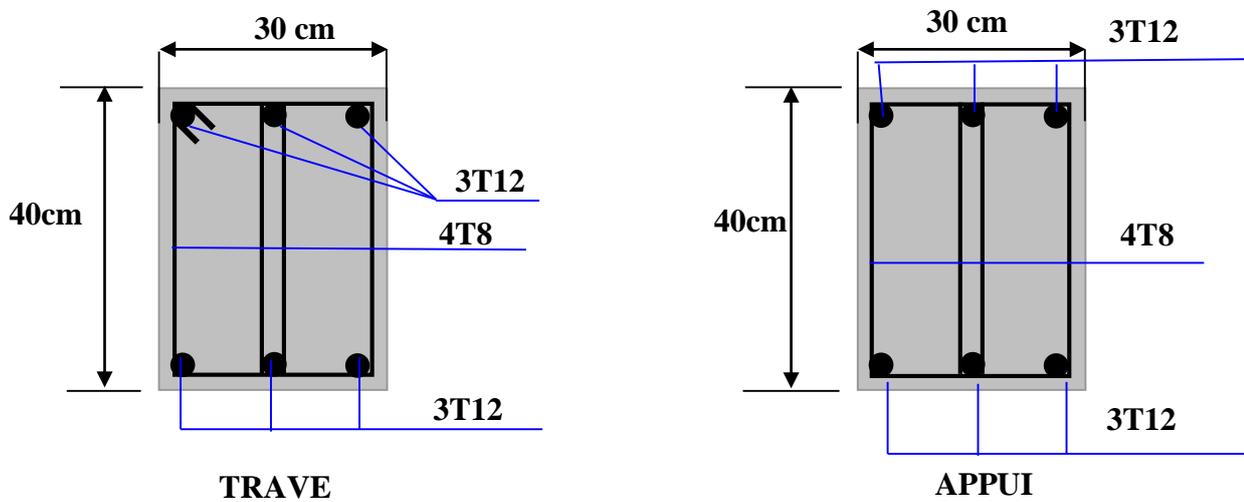


Figure .VI.10 : Ferraillage des poutres non porteuses RDC.

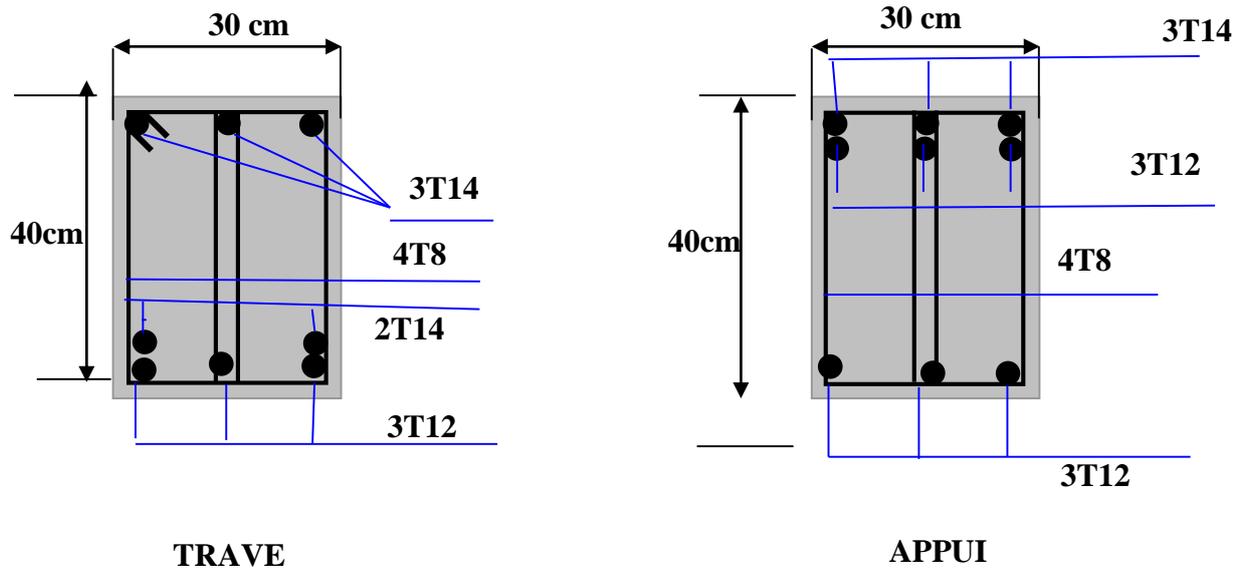


Figure.VI.11 : Ferraillage des poutres non porteuses 1^{er} et 2^{em} étage.

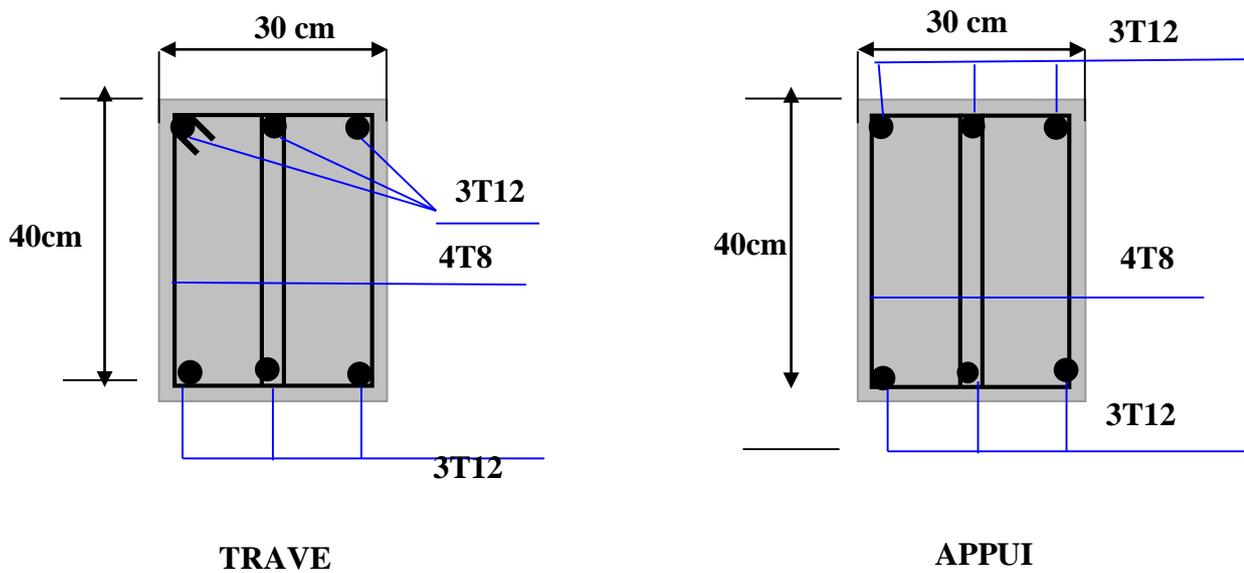


Figure.VI.12 : Ferraillage des poutres non porteuses 3^{em}, 4^{em}, 5^{em}, 6^{em}, 7^{em} étage.

VI.4. Ferraillage des voiles

VI.4.1. Rôle de contreventement

Un voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée.

Dans ce qui suit, nous présentons la méthode de calcul des voiles : la méthode dite méthode des contraintes (ou méthode simplifiée), elle suppose que le diagramme des contraintes dans la section du voile est linéaire et le calcul des sollicitations est basé sur ce diagramme.

VI.4.2. Introduction au ferraillage des voiles

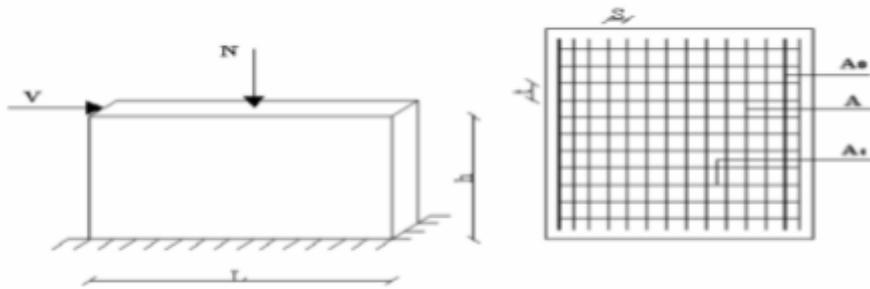
Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferraillage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du mur, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant



Armatures	Aire	Pourcentage
Verticales concentrées	A_0	$\rho_0 = A_0/B$
Verticales réparties	A	$\rho = A/es$
Horizontales réparties	A_t	$\rho_t = A_t/et$

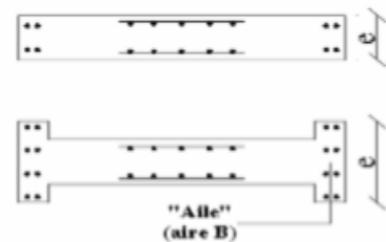


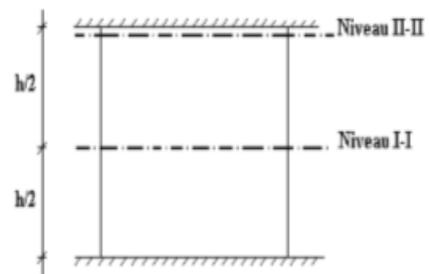
Figure VI.13. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

VI.4.2.1. Niveaux de vérification

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau I-I à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau II-II sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.



VI.4.2.2. Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003)

❖ Aciers verticaux

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2 %

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

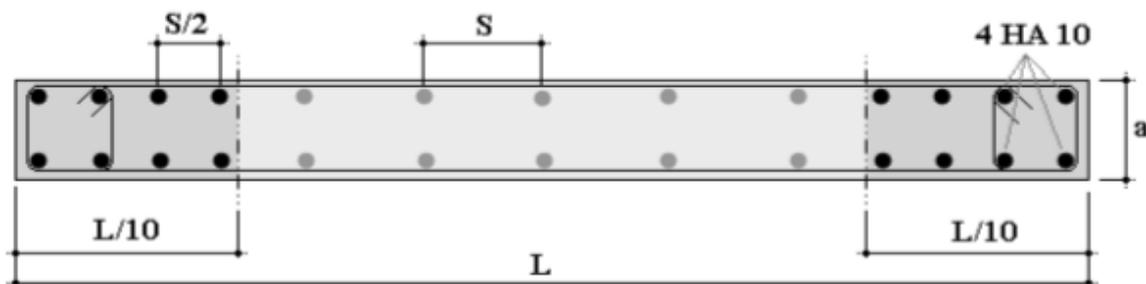


Figure VI.14 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

❖ Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

❖ Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

– Globalement dans la section du voile 0.15 %

– En zone courante 0.10 %

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite

$$\text{des deux valeurs suivantes : } S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

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

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VI.4.2.3. Méthode de ferraillage des voiles

On calcul les contraintes maximales et minimales par la formule de NAVIER

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferraillage en à 3 cas :

1^{ere} cas :

- ❖ Si $(\sigma_1 ; \sigma_2) \geq 0$la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ($A_{\min} = 0,2\%$)

2^{eme} cas :

- ❖ Si $(\sigma_1 ; \sigma_2) \leq 0$la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimé) on calcule le volume des contraintes de traction Ft
- ❖ La section des armatures verticales $A_v = \frac{Ft}{f_e}$

On compare A_v avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

- Si $A_v \leq A_{\min} = 0.20\%.a.L$ on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min} = 0.20\%.a.L$ on ferraille avec A_v .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimale est suivant :

$$A_h = 0.15\%.a.100 (1ml)$$

3^{eme} cas:

- ❖ Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

▪ Armature horizontale

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (RPA 2003 articles 7-7-2)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 6\text{MPa}$$

Avec : $\bar{T} = 1,4T$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

d = 0,9h h : hauteur totale de la section.

$\bar{\tau}_b$: Contraintes admissible du béton.

Le pourcentage minimal total des armatures données par RPA2003 :

$$\tau_b \leq 0,025f_{c28} = 0,75\text{MPa} \Rightarrow A = 0,15\% a.1\text{m}$$

$$\tau_b > 0,025f_{c28} = 0,75\text{MPa} \Rightarrow A = 0,25\% a.1\text{m}$$

- **L'espacement** : d'après le RPA 2003 $S \leq (1,5a ; 30\text{cm})$

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40 ϕ les barres situées dans la zone où le renversement des efforts sont possibles.
- 20 ϕ les barres situées dans la zone comprimées sous l'action des charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

couture dont la section doit être calculée avec la formule : $V_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$

Avec : $\bar{V} = 1,4V$ V : l'effort tranchant dans la section considérée.

X : longueur de la zone tendue

L : longueur du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales perpendiculaire à la face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servent à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

VI.4.2.4. Ferraillage des voiles

Les voiles sont ferrailés par la combinaison : 0.8G±E

VI.4.2.4.1 Voile pleine en U

$A = 0,86 \text{ m}^2$

$V = 2,2 \text{ m}$

$V' = 2,125 \text{ m}$

$I = 1,8675 \text{ m}^4$

$N = 298.89 \text{ KN}$

$M = 4017.96 \text{ KN.m}$

$T = 529.02 \text{ KN}$

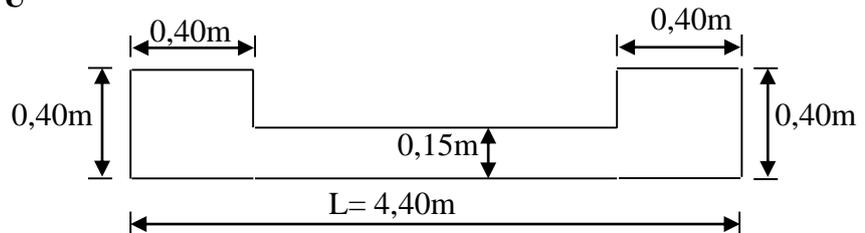


Figure VI.15. Vue en plan du voile plein en U.

✓ **Calcul des contraintes**

$$\sigma_1 = \left[\frac{298,89}{0,86} + \frac{4017,96 \times 2,20}{1,8675} \right] \cdot 10^{-3} = 5,081 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{298,89}{0,86} - \frac{4017,96 \times 2,20}{1,8675} \right] \cdot 10^{-3} = -4,386 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent ➡ Donc la section est partiellement comprimée.

✓ **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q±E)**

$N = 1617,47 \text{ KN}$

$M = 3163,53 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{1617,47}{0,86} + \frac{3163,53 \times 2,20}{1,8675} \right] \times 10^{-3} = 5,608 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[\frac{1617,47}{0,86} - \frac{3163,53 \times 2,20}{1,8675} \right] \times 10^{-3} = -1,846 \text{ MPa}$$

$\sigma_1 = 5,608 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

$\sigma_2 = -1,846 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

✓ Longueur de la zone tendue

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{4,386}{5,081 + 4,386} \times 4,40 = 2,04m$$

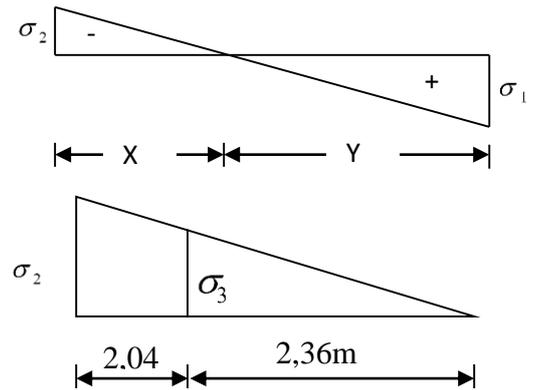
$$Y = L - X = 4,40 - 2,04 = 2,36m$$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.

✓ Calcul de la contrainte σ_3

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-4,386 \times (2,04 - 0,40)}{2,04} = -3,526MPa$$



✓ Détermination des armatures verticales

▪ Tronçon AB

La force de traction résultante.

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left(\frac{4,386 + 3,526}{2} \right) 0,40 \times 0,40 \times 10^3 = 632,96KN$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{632,96 \times 10}{400} = 15,824cm^2$$

▪ Tronçon BC

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 3,526 \times (2,04 - 0,40) \times 0,15 \times 10^3 = 433,698KN$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{433,698 \times 10}{400} = 10,84cm^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2} = 15,824 + 10,84$$

$$A_t = 26,664cm^2$$

▪ Calcul de A_{vj}

On a :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \times \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 529,02 \times 10}{400} \times \frac{2,04}{4,40} = 9,44cm^2$$

▪ **Section total d'armature**

$$A_{Total} = A_t + A_{vj} = 26,66 + 9,44 = 36,1 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA 2003**

$$A_{Total} = 36,1 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \cdot 0,15 \times 2,04 \times 10^4 = 6,12 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination des armatures horizontales**

▪ **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 536,91 \times 10}{15 \times 0,9 \times 440} = 1,265 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,265 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 6 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

▪ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003**

$$\tau_b = 1,265 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,75 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1 \text{ m} = 0,25\% \times 15 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(4T10) = 6,25 \text{ cm}^2$ $S_h = 20 \text{ cm}$

▪ **L'espacement**

$$S_v \leq \min(1,5a = 22,5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 22,5 \text{ cm}$$

➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a(Y - X) = 0,2\% \times 0,15 \times (2,36 - 2,04) \times 10^4 = 0,96 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix d'armature**

- ◆ **Les poteaux :** $A_p = 12T16 = 24,12 \text{ cm}^2$.
- ◆ **La zone poteau voile :** $2(6T10) = 9,48 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$
- ◆ **La zone courante :** $2(8T10) = 12,64 \text{ cm}^2$; $S_c = 20 \text{ cm}$

N.B : Pour tous les voiles, on prend la même section d'armature horizontale.

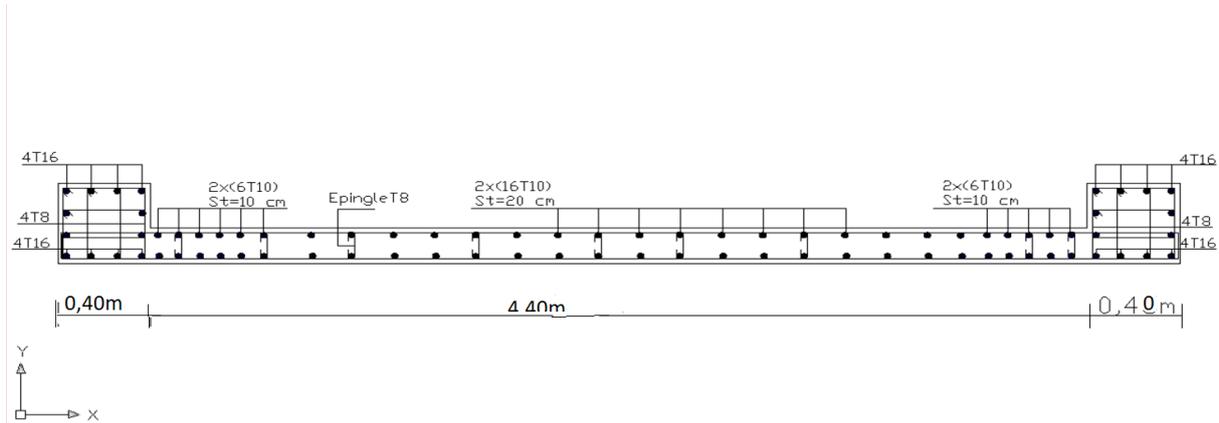


Figure VI.16 : Schéma de ferraillage du voile en forme U.

Le ferraillage des différents types de voile est donné dans les tableaux suivants :

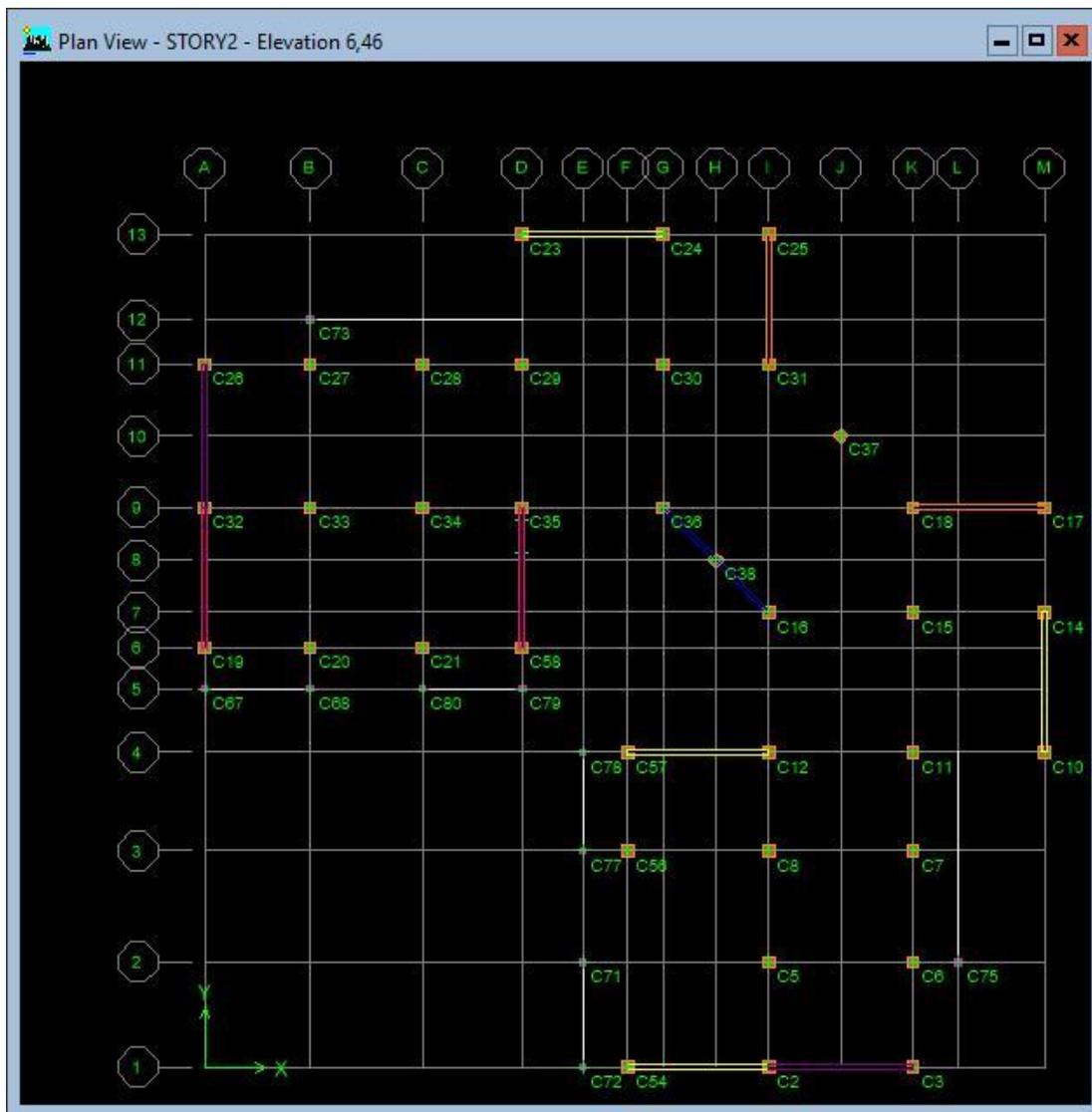


Figure VI.17 : Différents types des voiles.

P_{X1} et P_{Y1} 

P_{X2} et P_{Y2} 

P_{X3} et P_{Y3} 

P_{X4} et P_{Y4} 

P_{incliné} 

VII.4.3 Caractéristiques et ferraillage des voiles

➤ **Caractéristiques et efforts**

a) **Sens longitudinal (x-x)**

Tableau VI.30 : Caractéristique des voiles du sens x-x (RDC)

voile	L(m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
P _{X1}	4,40	0,86	1,8675	2,2	2,02	738,313	470.33	692,473	SPC
P _{X4}	4,50	0,875	1,9822	2,25	2,10	1204.95	-554.09	369.82	SPC
P _{X2}	4,10	0,815	1,5487	2,05	1,9	834,213	545,89	786,477	SPC
P _{X5}	incliné	0,886	2,0652	2,28	2,13	455,67	-678,89	890,70	SPC

Tableau VI.31 Caractéristique des voiles du sens x-x (étage1 et 2)

voile	L(m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
P _{X1}	4,40	0,8	1,6403	2,2	2,02	183.65	406.93	102.40	SPC
P _{X4}	4,50	0,815	1,7433	2,25	2,10	2051.81	-460.63	446.83	SPC
P _{X2}	4,10	0,755	1,3554	2,05	1,9	200,56	-512,67	336,89	SPC
P _{X5}	incliné	0,826	1,8178	2,28	2,13	215,78	-617,89	400,06	SPC

Tableau VI.32 : Caractéristique des voiles du sens x-x (étage3,4,5,6 et 7)

voile	L(m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
P _{X1}	4,40	0,75	1,4437	2,2	2,02	165.36	197.56	100.99	SPC
P _{X4}	4,50	0,765	1,5366	2,25	2,10	874.53	-372.11	378.16	SPC
P _{X2}	4,10	0,705	1,1871	2,05	1,9	678,89	-789,04	567,90	SPC
P _{X5}	incliné	0,776	1,604	2,29	2,14	705,56	-670,89	589,90	SPC

b) Sens transversal : (y-y)

Tableau VI.33 : Caractéristique des voiles du sens y-y (RDC)

voile	L(m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
P _{y1}	4,40	0,86	1,8675	2,2	2,02	3738.85	-176.81	646.42	SPC
P _{y2}	4,10	0,815	1,5487	2,05	1,9	4274.58	-926.34	647.25	SPC
P _{y3}	3,30	0,695	0,8724	1,65	1,5	268.30	462.41	88.26	SPC
P _{y4}	4,50	0,875	1,9822	2,25	2,10	456,67	789,90	90,34	SPC
P _{y5}	incliné	0,886	2,0652	2,28	2,13	578,90	-801,78	223,7	SPC

Tableau VI.34 : Caractéristique des voiles du sens y-y (1^{ère} et 2^{ème} étage)

voile	L(m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
P _{y1}	4,40	0,80	1,6403	2,2	2,02	4752.93	-219.26	610.25	SPC
P _{y2}	4,10	0,755	1,3551	2,05	1,9	2520.28	-785.55	531.61	SPC
P _{y3}	3,30	0,635	0,7552	1,65	1,50	217.06	401.57	116.57	SPC
P _{y4}	4,50	0,815	1,7433	2,25	2,10	456,78	-567,90	223,45	SPC
P _{y5}	incliné	0,826	1,8178	2,28	2,13	567,78	-456,78	302,45	SPC

Tableau VI.35 : Caractéristique des voiles du sens y-y (3^{ème} 4^{ème} 5^{ème} et 6^{ème} étages)

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
P _{y1}	4,40	0,75	1,4437	2,2	2,02	2076.03	-217.18	455.34	SPC
P _{y2}	4,10	0,705	1,1871	2,05	1,9	1002.46	-561.64	404.36	SPC
P _{y3}	3,30	0,585	0,6524	1,65	1,5	204.01	191.57	127.84	SPC
P _{y4}	4,50	0,765	1,5366	2,25	2,10	657,98	-562,4	345,67	SPC
P _{y5}	incliné	0,776	1,604	2,29	2,14	789,90	-345,89	278,78	SPC

- Ferrailages des voiles

a) Sens longitudinal (x-x)

Tableau VI.36 : Les contraintes (RDC)

voile	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	AV ₁	AV ₂	AV _J
P _{X1}	5,608	-1,846	-3,526	2,04	2,36	632,96	433,69	15,824	10,84	9,44
P _{X4}	5,439	-1,742	-1,455	2,43	2,07	2557,6	2215,2	6,394	5,538	1,099
P _{X2}	5,234	-1,645	-1,546	2,80	1,3	463.85	293.88	11,596	7,347	1,391
P _{X5}	5,318	-1,667	-1,055	1,09	3,48	217,76	54,596	5,444	13,65	8,179

Tableau VI.37 : Choix d'armature des voiles du sens x-x(RDC)

				choix d'armature		
voile	A _{tot} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Zone poteaux	Zone voile		Zone courante
				Zone voile	Extrémité	
P _{X1}	36,1	6,12	12T20	2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
				2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
P _{X2}	20,34	8,4	7T20	2(5T12)	2(5T12)	2(11T10)
				2(5T12)	2(5T12)	2(11T10)
P _{X4}	13,031	7,29	7T16	2(6T10)	2(6T10)	2(8T10)
				2(6T10)	2(6T10)	2(8T10)
P _{X5}	19,094	3,27	4T20+6T112	2(6T10)	2(6T10)	2(8T10)
				2(6T10)	2(6T10)	2(12T10)

Tableau VI.38 : Les contraintes (1^{ère} et 2^{ème} étage)

voile	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	AV ₁	AV ₂	AV _J
P _{X1}	3.69	0.62	1.14	0.16	0.94	178.37	33.44	4.46	0.84	0.57
P _{X2}	5.68	4.28	3.20	1.59	2.11	598.32	285.4	14.96	7.14	7.62
P _{X4}	4.40	3.9	3.35	2.55	2.84	585.61	543.09	14.64	13.58	13.04
P _{X5}	5,926	-2,009	-1,401	1,157	3,413	208,863	84,795	5,222	2,119	3,899

Tableau VI.39 : Choix d'armature des voiles du sens x-x (1^{ère} et 2^{ème} étage)

				choix d'armature		
Voile	A _{tot} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Zone poteaux	Zone voile		Zone courante
				Zone voile	Extrémité	
P _{X1}	5,3	0,48	8T12	2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
				2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
P _{X2}	22,1	4,47	12T14	2(5T12)	2(5T12)	2(11T10)
				2(5T12)	2(5T12)	2(11T10)
P _{X4}	28.22	7.65	12T16	2(6T10)	2(6T10)	2(8T10)
				2(6T10)	2(6T10)	2(8T10)
P _{X5}	7,341	3,471	8T12	2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
				2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)

Tableau VI.40 : Les contraintes (3^{ème} 4^{ème} 5^{ème} 6^{ème} et 7^{ème} étage)

Voile	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	AV ₁	AV ₂	AV _J
P _{X1}	6.09	4.15	1.2	0.43	0.62	241.57	11.47	6.04	0.29	1.57
P _{X2}	2.98	1.72	1.34	1.34	2.31	137.73	104.01	3.44	2.60	5.33
P _{X4}	2.61	2.15	1.88	2.39	2.91	181.26	294.74	4.53	7.37	9.68
P _{X5}	6,601	-7,251	-6,341	2,39	2,18	611,64	993,952	15,291	24,85	11,88

Tableau VI.41 : Choix d'armature des voiles du sens x-x (3^{ème} 4^{ème} 5^{ème} 6^{ème} et 7^{ème} étage)

				choix d'armature		
voile	A _{tot} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Zone poteaux	Zone voile		Zone courante
				Zone voile	Extrémité	
P _{X1}	6,33	1,29	8T12	2(3T16)	2(3T16)	2(15T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(15T12)
P _{X2}	6,04	4,02	8T14	2(3T16)	2(3T16)	2(17T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(17T12)
P _{X4}	11,9	7,17	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(14T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(14T12)
P _{X5}	40,14	7,17	8T16	2(3T16)	2(3T16)	2(17T12)
				2(3T16)	2(3T16)	2(17T12)

b) Sens transversal : (y-y)

Tableau VI.42 Les contraintes (RDC)

voile	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	AV ₁	AV ₂	AV _J
P _{Y1}	3.13	2.79	2.28	2.45	2.75	513.28	456.20	12.83	11.40	11.74
P _{Y2}	8.98	6.82	4.91	1.61	2.12	1187.94	568.79	29.70	14.22	10.76
P _{Y3}	6.71	3.96	0.31	0.42	0.71	432.10	0.98	10.80	0.02	1.26
P _{Y4}	5,440	-1,742	-1,012	1,09	3,41	220,32	52,371	5,508	1,334	2,086
P _{Y5}	5,318	-1,667	-1,055	1,09	3,48	217,76	54,596	5,444	1,365	2,054

Tableau VI.43 Choix d'armature des voiles du sens y-y (RDC)

voile	A _{tot} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature		Zone courante
				Zone voile		
				Zone voile	Extrémité	
P _{Y1}	24,23	7,35	12T16	2(6T10)	2(6T10)	2(16T10)
				2(6T10)	2(6T10)	2(16T10)
P _{Y2}	43,92	4.83	12T20	2(5T12)	2(5T12)	2(11T10)
				2(5T12)	2(5T12)	2(11T10)
P _{Y3}	10.82	1.26	8T14	2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
				2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
P _{Y4}	6,842	3,27	8T14	2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
				2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
P _{Y5}	6,809	3,27	8T14	2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
				2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)

Tableau VI.44 Les contraintes (1^{ère} et 2^{ème} étage)

voile	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	AV ₁	AV ₂	AV _J
P_{Y1}	4.55	4.10	3.42	2.44	2.71	601.58	524.10	15.04	13.10	11.13
P_{Y2}	7.32	4.92	3.60	1.49	2.21	681.25	293.29	17.03	7.33	8.23
P_{Y3}	4.06	1.03	0.82	0.22	0.88	148.06	10.93	3.70	0.27	0.91
P_{Y4}	6,068	-2,098	-1,463	1,156	3,344	218,111	88,438	5,453	2,211	2,210
P_{Y5}	5,926	-2,009	-1,401	1,157	3,413	208,863	84,795	5,222	2,120	2,948

Tableau VI.45 Choix d'armature des voiles du sens y-y (1^{ère} et 2^{ème} étage)

voile	A _{tot} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature		Zone courante
				Zone voile		
				Zone voile	Extrémité	
P_{Y1}	28,14	7.32	12T16	2(6T10)	2(6T10)	2(16T10)
				2(6T10)	2(6T10)	2(16T10)
P_{Y2}	24,36	4.47	12T16	2(5T12)	2(5T12)	2(11T10)
				2(5T12)	2(5T12)	2(11T10)
P_{Y3}	3,97	0.66	8T12	2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
				2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
P_{Y4}	7,664	3,468	8T12	2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
				2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
P_{Y5}	7,342	3,468	8T12	2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
				2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)

Tableau VI.46 : Les contraintes (3^{ème} 4^{ème} 5^{ème} 6^{ème} et 7^{em} étage)

voile	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	AV ₁	AV ₂	AV _J
P _{Y1}	2.73	2.22	1.93	2.26	2.79	186.62	283.70	4.67	7.09	7.86
P _{Y2}	3.64	1.75	1.3	1.18	2.47	137.33	86.36	3.43	2.16	5.05
P _{Y3}	7.26	5.37	1.76	0.45	0.6	321.16	19.39	8.03	0.48	2.09
P _{Y4}	6,746	-2,518	-1,900	1,223	3,277	198,81	131,53	4,970	3,288	3,617
P _{Y5}	6,601	-2,432	-1,839	1,23	3,34	192,195	128,270	4,805	3,207	2,889

Tableau VI.47 : Choix d'armature des voiles du sens y-y (3^{ème} 4^{ème} 5^{ème} 6^{ème} 7^{em} étage)

voile	A _{tot} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature		
				Zone voile		Zone courante
				Zone voile	Extrémité	
P _{Y1}	11,76	6,78	8T14	2(6T10)	2(6T10)	2(16T10)
				2(6T10)	2(6T10)	2(16T10)
P _{Y2}	5,59	3,54	8T11	2(5T12)	2(5T12)	2(11T10)
				2(5T12)	2(5T12)	2(11T10)
P _{Y3}	8,51	1,35	8T12	2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
				2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
P _{Y4}	8,258	3,669	8T14	2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
				2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
P _{Y5}	8,012	3,69	8T14	2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
				2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)

VI.4.4 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 6\text{MPa}$$

b_0 : Épaisseur du voile

d : hauteur utile $d=0,9 \cdot h$

h : hauteur totale (largeur) de la section brute

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens X-X :

Tableau VI.48 : Vérification de l'effort tranchant des voiles

Voile	Niveaux	T (KN)	τ_b (MPa)	condition
P_x en U	RDC	767.27	1.095	CV
	1	728.58	1.39	CV
	2	654.52	1.25	CV
	3,4,5,6,7	571.67	1.24	CV

Sens Y-Y :

Tableau VI.49 : Vérification de l'effort tranchant des voiles

Voile	Niveaux	T (KN)	τ_b (MPa)	condition
P_y en U	RDC	674.79	1.01	Vérifié
	1	665.85	0.99	Vérifié
	2	601.41	0.90	Vérifié
	3,4,5,6,7	521.03	0.77	Vérifié

VI.4.5.2 Ferraillage :

Tableau VI.50 Choix d'armature du voile

ASC	σ_1	σ_2	observation	As (cm ²)	Armature
	5.15	-2.20	SEC	16.20	21T10

VI.5 Calcul des linteaux :

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement ($\lambda.g$) encastrées aux extrémités et reliant les deux trumeaux du voile et ayant des nœuds rigides. Les déformations dans les linteaux créent des prolongements de ce fait la portée du linteau présente des difficultés dans le calcul (la majoration de (T) de 40% peut être justifiée à la limite).

VI.5.1 Sollicitation dans les linteaux :

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture et à reprendre les moments fléchissant, les efforts tranchants dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitations ainsi que l'action du séisme. Les sollicitations dans les linteaux sont :

$$T = T_E + T_P$$

$$M = M_E + M_P$$

avec :

T_E : effort tranchant dû au séisme.

T_P : effort tranchant dû au charge (G +Q).

M_E : moment fléchissant dû au séisme.

M_P : moment fléchissant dû au charge (G +Q).

Selon les prescriptions de RPA1999, les efforts internes dus aux séismes seront majorés comme suit :

VI.4.2 Ferraillage :

La méthode de ferraillage décrite ci-dessus est proposée dans le RPA99 version 2003. Le RPA99 version 2003

limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux et les trumeaux) dans le béton à ;

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$$

avec : $\bar{V} = 1,4 V_u^{\text{cal}}$

Ou bien : $\tau_b = 1,4 \tau_u^{\text{cal}}$; ($\tau_u^{\text{cal}} = S$ du fichier résultats du **ETABS**).

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = $0,9h$.

h : Hauteur totale de la section brute.

VI.5.2.1. Premier cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V).

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- Des aciers transversaux (A_t).
- Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau (A_c).

a) Aciers Longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec : $Z = h - 2d'$

Ou :

h : est la hauteur totale du linteau.

d' : est la distance d'enrobage.

M : Moment du à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1,4 V_u^{\text{cal}}$)

b) Aciers Transversaux :

Deux cas se présentent :

❖ **Premier sous cas** : Linteaux Longs ($g = \frac{l}{h} > 1$)

On à : $S \leq \frac{A_f e Z}{\bar{V}}$

Avec :

S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$$Z = h - 2d'$$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\bar{V} = 1,4 V_u^{\text{cal}}$).

l : Représente la portée du linteau.

❖ **Deuxième sous cas** : Linteaux Courts ($g \leq 1$)

On doit avoir : $S \leq \frac{A_f e l}{V + A_f e}$

Avec : $V : \min (V_1, V_2)$.

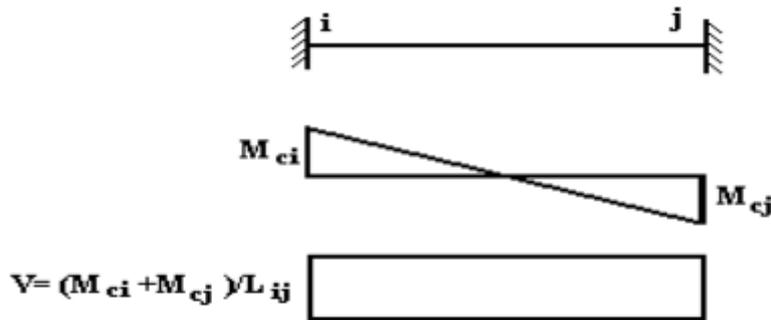
$$V_2 = 2V_u^{\text{cal}},$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec :

M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (voir figure suivante) et calculés par : $M_c = A_t f_e Z$

Ou : $Z = h - 2d'$



VI.4.2.2 Deuxième cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums règlementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de A_D se fait suivant la formule : $A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$

Avec : $\text{tg} \alpha = \frac{h-2d}{l}$

Et $V = V_u^{\text{cal}}$ (sans majoration) ($\tau_u = \frac{V_u}{e h} = S_1$)

VI.5.3 Ferraillage Minimal :

b : épaisseur du linteau.

h : hauteur totale du linteau.

S : espacement des armatures transversales.

a) Armatures Longitudinales A_l et A_l' :

$(A_l, A_l') \geq 0,0015 b \times h$ (0,15%) (avec A_l lit inférieur et A_l' lit supérieur)

b) Armatures Transversales A_t :

- Si $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b \times S$

- Si $\tau_b > 0,0025f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b \times S$

$S_t \leq \frac{h}{4}$ (Espace des cadres)

c) Armatures de Peau (ou en section courante) A_c :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,2%

C'est-à-dire : $A_c \geq 0,002bh$ (en deux nappes).

d) Armatures Diagonales A_D :

- Si $\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$
- Si $\tau_b > 0,06f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,0015b \times h$

VI.4.a Linteau de type 01 (voile P_{y4}) :

Soit le linteau suivant : $e = 0,15$ m, $h = 1,03$ m , $d = 0,9h = 0,93$ m , $L = 4,50$ m

On lit à partir du fichier résultats du logiciel ETABS : $S_{12} = \tau_u^{cal} = 1,79$ MPa

Les calculs :

$$\tau_b = 0,98 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 6 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_b > \tau_b$$

$\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow$ on est dans le cas 2

dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur),

transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

$$A_l = A_l' \geq 0,0015 \times 0,15 \times 1,03 \times 10^4 = 2,32 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_l = A_l' = 4T10$ (3,14cm²)

$$A_c \geq 0,002 \times 0,15 \times 1,03 \times 10^4 = 3,09 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_c = 6T10$ (4,71cm²) (répartie en deux nappes) (soit 3 barres /nappe)

$0,025f_{c28} = 0,75$ MPa $\Rightarrow \tau_b > 0,025f_{c28}$ donc :

$$A_t \geq 0,0025b \times S = 0,0025 \times 0,15 \times 0,39 \times 10^4 = 1,46 \text{cm}^2 \quad \text{car : } S_t^{\max} = \frac{h}{3} = 34 \text{cm}$$

Soit : $A_t = 5T8 (2,51 \text{cm}^2)$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{cm} \quad \text{or : } S_t = 20 \text{cm} < S_t^{\max}$$

$$A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h-2d'}{l} = \frac{1,03-(2 \times 0,93)}{4,50} = 0,18 \Rightarrow \alpha = 10,20^\circ$$

$$A_D = \frac{975,34 \times 10^3}{2 \times 400 \times \sin(10,20)} = 6,88 \text{cm}^2$$

Soit : $A_D = 2 \times 5T10 (7,86 \text{cm}^2)$

$$A_D \geq 0,0015b \times h = 2,32 \text{cm}^2$$

- Longueur d'ancrage : $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{103}{4} + 50(1,0) = 75,75 \text{cm}$
 $\Rightarrow L_a = 80 \text{cm}$

VI.5.b Linteau de type 02 (voile P_{y1}) :

Soit le linteau suivant : $e = 0,15 \text{ m}$, $h = 1,03 \text{ m}$, $d = 0,9h = 0,93 \text{ m}$, $L = 4,40 \text{ m}$

On lit à partir du fichier résultats du logiciel ETABS : $S_{12} = \tau_u^{\text{cal}} = 1,60 \text{MPa}$

Les calculs :

$$\tau_b = 2,51 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 6 \text{MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_b > \tau_b$$

$$\tau'_b = 0,06 f_{c28} = 1,8 \text{MPa}$$

$$\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow \text{on est dans la cas 2}$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal (supérieur et inférieur),

transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

$$A_l = A_l' \geq 0,0015 \times 0,15 \times 1,03 \times 10^4 = 2,32 \text{cm}^2$$

Soit : $A_l = A_l' = 4T10$ (3,14cm²)

$$A_c \geq 0,002 \times 0,15 \times 1,03 \times 10^4 = 3,09 \text{cm}^2$$

Soit : $A_c = 6T10$ (4,71cm²) (répartie en deux nappes) (soit 3 barres /nappe)

$$0,025 f_{c28} = 0,75 \text{MPa} \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28} \text{ donc :}$$

$$A_t \geq 0,0025 b \times S = 0,0025 \times 0,15 \times 0,39 \times 10^4 = 1,46 \text{cm}^2 \text{ car : } S_t^{\max} = \frac{h}{3} = 34 \text{cm}$$

Soit : $A_t = 5T8$ (2,51cm²)

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{cm} \text{ or : } S_t = 20 \text{cm} < S_t^{\max}$$

$$A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{1,03 - (2 \times 0,93)}{4,50} = 0,18 \Rightarrow \alpha = 10,20^\circ$$

$$A_D = \frac{975,34 \times 10^3}{2 \times 400 \times \sin(10,20)} = 6,88 \text{cm}^2$$

Soit : $A_D = 2 \times 5T10$ (7,86cm²)

$$A_D \geq 0,0015 b \times h = 2,32 \text{cm}^2$$

- Longueur d'ancrage : $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{103}{4} + 50(1,0) = 75,75 \text{cm}$

$$\Rightarrow L_a = 80 \text{cm}$$

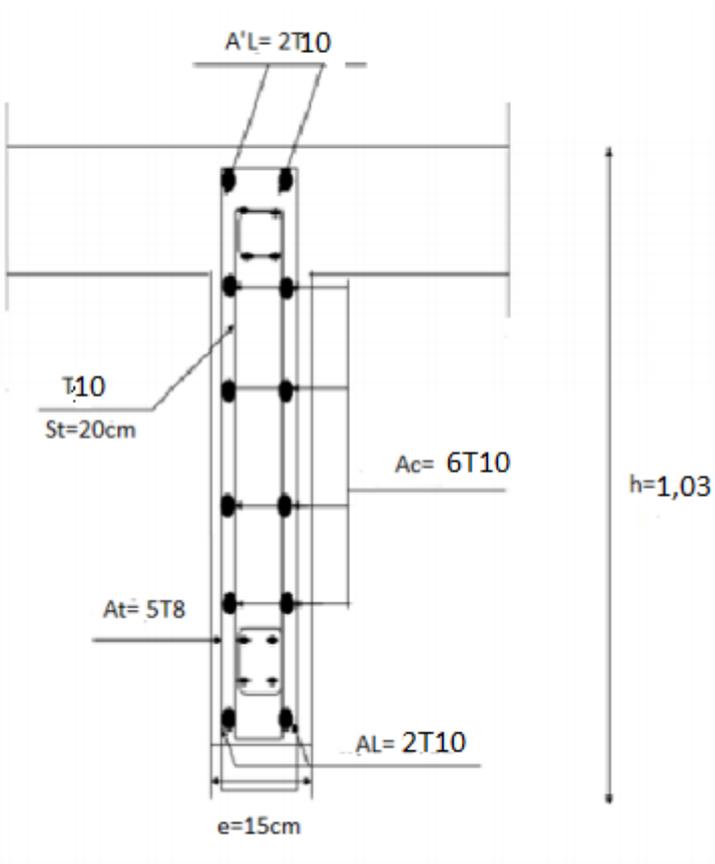


Figure VI.18 : Ferraillage du Linteau.

Chapitre VII

CUSBILLE AU

L'étude

L'ÉTUDE

De fondation

DE FONDATION

Chapitre VII : Etude de fondation

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VII.1. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol, suivant l'importance des charges et la résistance du terrain. Lorsque l'ouvrage est léger ou lorsque le sol a une bonne capacité portante, on envisage de réaliser des fondations superficielles. Parmi les fondations superficielles on distingue trois types de semelles : les semelles continues, les semelles isolées et les semelles des radiers (Figure VII.1).

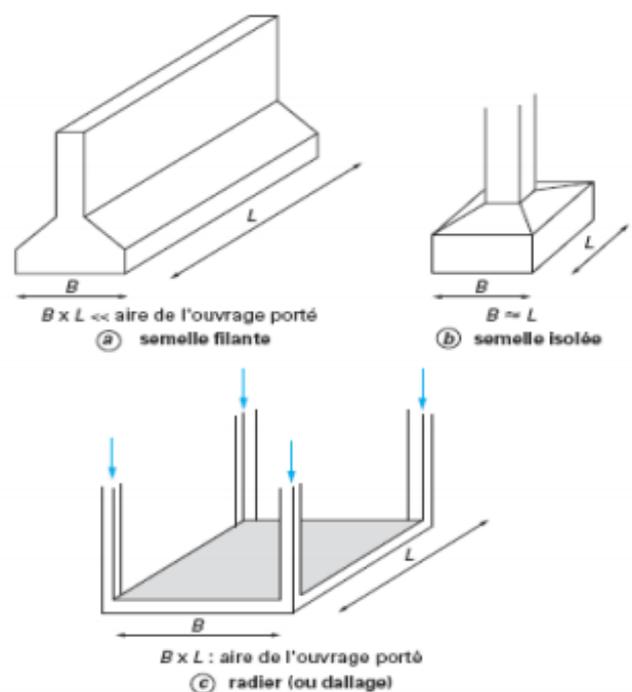


Figure VII.1 : Type des fondations superficielles.

VII.2. Facteurs de choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de :

- **La nature de l'ouvrage à fonder** : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,.....
- **La nature du terrain** : connaissance du terrain par sondage et définition des caractéristiques.
- **Le site** : urbain, campagne, montagne, bord de mer,.....
- **La mise en œuvre des fondations** : terrain sec, présence d'eau,.....
- **Le type d'entreprise** : matériel disponible et compétences,.....
- **Le cout des fondations** : facteur important mais non décisif.

VII.3. Conseils pour les fondations

Avant de réaliser les fondations, les conseils suivants doivent être prendre en considération :

- Ne jamais oublier que le séisme arrive par le sol puisque la terre tremble,
- Toujours rechercher le bon sol pour l'assise des semelles,
- Les poteaux sont à liasonner par un réseau bidirectionnel de longrines,
- Eviter les sols lâches et les remblais qui amplifiant l'effort sismique,
- Eviter les terrains gorgés d'eau et les sols formés de grains fins et de même diamètre,

VII.4. Calcul des fondations

Dans un premier temps, l'ingénieur cherchera à fonder son ouvrage superficiellement pour des raisons économiques (si des conditions particulières liées au projet, au site ou aux sols autorisent). Il devra alors se préoccuper en tout premier lieu de la capacité portante de sa fondation, c'est-à-dire vérifié que les couches de sol superficielles peuvent effectivement supporter les charges et les surcharges appliquées sur la superstructure. Si le résultat des calculs est concluant, notamment s'il n'aboutit pas à une aire de fondation prohibitive, il doit alors s'assurer que son tassement sous les charges de fonctionnement prévues (courantes ou exceptionnelles) est dans des limites admissibles.

La capacité portante et le tassement sont ainsi les deux éléments fondamentaux qu'il y a lieu de considérer systématiquement lors du calcul des fondations.

VII.4.1. Choix de fondations

On propose en premier lieu, de fonder notre ouvrage sur des semelles isolées, si la condition de résistance n'est pas vérifiée on passe au deuxième type qui est les semelles filantes, si non on choisit un radier général.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations. On doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

- N : Effort normal appliqué sur la fondation à l'ELS.
- S : La surface de la fondation
- σ_{sol} : Contrainte admissible du sol = 2 bars.

Remarque

La contrainte du sol doit être déterminée à partir des résultats d'essai de sol. Dans certains cas, les contraintes limites du sol, sous fondations superficielles, peuvent être fixées à l'avance pour des sols rencontrés, des réalisations existantes, etc.... (Document technique réglementaire DTR-BC 233.1). Pour notre projet et selon les réalisations existantes nous avons pris une contrainte admissible du sol égal à 2 bars sur 3 m de profondeur.

VII.4.1.1. Semelle isolée

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport entre les dimensions des poteaux (a et b) égal le rapport des semelles isolées (A et B):

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

Avec : S = surface de la semelle.

On détermine la longueur et la largeur de la semelle à partir de la condition de résistance :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{A^2} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

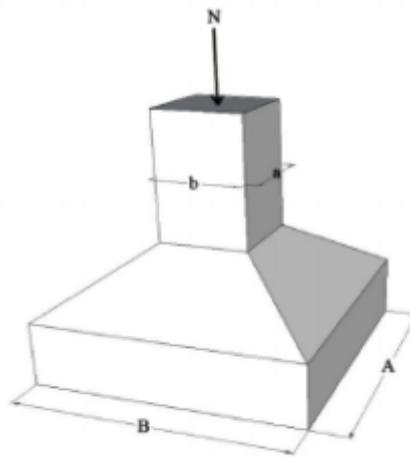


Figure VII.2 : Dimensions de la semelle isolée.

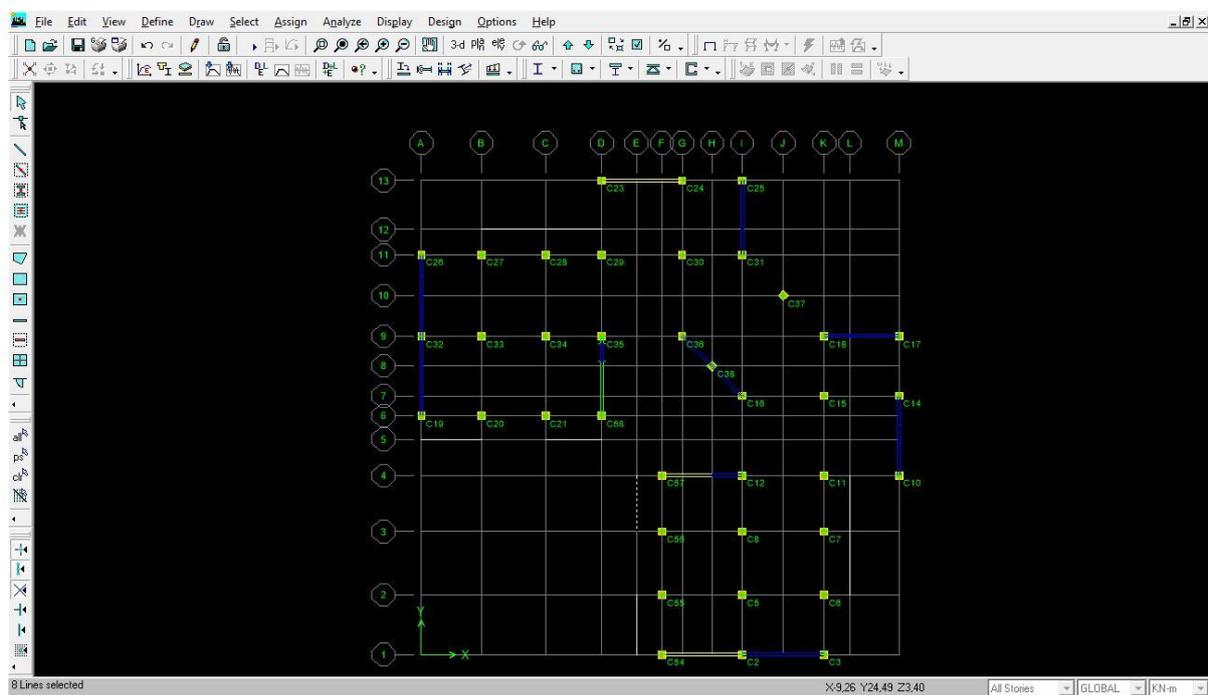


Figure VII.3 : Disposition des poteaux.

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont regroupés dans le Tableau VII.1.

Tableau VII.1 : Sections des semelles isolées

Poteaux	N(KN)	A (m)	A choisi (m)
C ₁	831.62	2,355	2,40
C ₂	1074.53	2,676	2,70
C ₃	1164.55	2,786	2,80
C ₄	1004.86	2,588	2,60
C ₅	1116.14	2,728	2,75
C ₆	1000.22	2,583	2,60
C ₇	1048.37	2,644	2,70
C ₈	829.04	2,351	2,40
C ₉	810.70	2,325	2,35
C ₁₀	725.61	2,199	2,20
C ₁₁	876,35	2,417	2,45
C ₁₂	531,08	1,882	1,90
C ₁₃	1243,67	2,879	2,90
C ₁₄	1231,84	2,866	2,90
C ₁₅	906,66	2,459	2,50
C ₁₆	965,95	2,538	2,55
C ₁₇	887,21	2,432	2,45
C ₁₈	1439,86	3,098	3,10
C ₁₉	1456,13	3,116	3,20
C ₂₀	1275,31	2,916	2,95
C ₂₁	529,13	1,878	1,90
C ₂₂	1660,47	3,327	3,35
C ₂₃	727,23	2,202	2,25
C ₂₄	1260,47	2,899	2,90
C ₂₅	727,23	2,202	2,25
C ₂₆	1260,76	2,899	2,90
C ₂₇	1281,51	2,922	2,95

- Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier que :

$$1,5 \times B \leq L_{\min}$$

Tel que : L_{\min} (valeur entre axe minimum entre deux poteaux)

• **Sens X-X :**

$$L_{\min} = 3,30 \text{ m} , A = 3,35 \text{ m}$$

Alors :

$$1.5 \times 3,35 = 5,025 \text{ m} > L_{\min} = 3,30 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

• **Sens y-y :**

$$L_{\min} = 3,30 \text{ m} \text{ et } A = 3,35 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } 1.5 \times 3.35 = 5.025 \text{ m} > L_{\min} = 3.30 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

Conclusion

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

VII.4.1. 2 .Semelles filantes

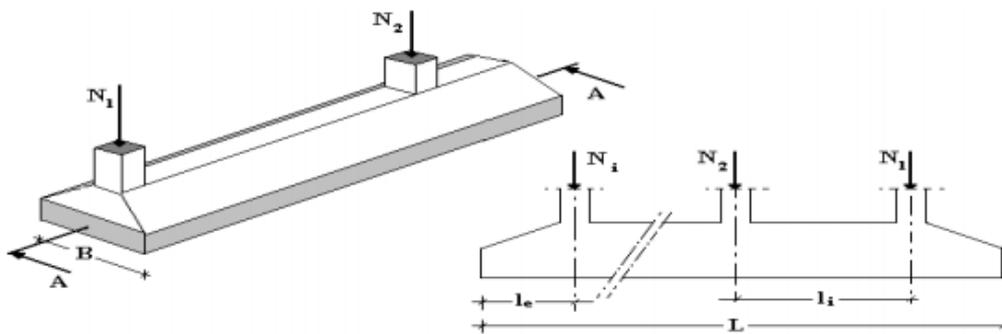


Figure VII.4 : Semelle filante.

On doit d'abord déterminer la largeur de la semelle.

On a :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Tel que :

N : effort normal prévenant de l'axe ou la file considéré (Npoteaux + Nvoiles)

S : section de la semelle (S=B.L).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée.

Donc :

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

La section des semelles filantes sont présentées au Tableau VIII.2.

Tableau VII.2 : Dimensions des semelles filantes

Sens	Axe	File	N(KN)	L(m)	B(m)	Cchoisi(m)	Ssemelle
X-X	A		2726,78	7,8	2,33	2,40	18,72
	B		2584,83	7,8	2,20	2,25	17,55
	C		2559,46	7,8	2,18	2,20	17,16
	D		4243,89	11,9	2,38	2,40	28,56
	E		1288,69	11,9	0,72	1,00	11,9
	F		3169,45	9,9	2,13	2,15	21,29
	G		2312,18	8,6	1,79	1,80	15,48
	H		519,42	4,5	0,77	1,00	4,5
	I		6845,58	18,4	2,48	2,50	46
	J		683,84	4,5	0,11	1,00	4,5
	K		4397,91	17,6	1,66	1,70	29,92
	L		1278,90	7,7	1,10	1,15	8,86
	M		2343,14	7,7	2,03	2,10	16,17
		1	3194,01	8,9	2,39	2,40	21,36
		2	2190,77	8,9	1,64	1,65	14,69
		3	2708,71	8,9	2,03	2,10	18,69
		4	7650,77	13	3,92	3,95	51,35
		5	1324,67	16,3	5,42	5,45	88,84
		6	10171,83	9,9	6,85	6,90	68,31
		7	2298,61	8,6	1,78	1,80	15,48

Y-Y	8	519,33	3,30	0,11	1,00	3,30
	9	5947,53	18,4	2,15	2,20	40,48
	10	681,79	17,6	0,26	1,00	17,6
	11	5024,82	17,6	1,90	2,00	35,2
	12	786,89	6,6	0,79	1,00	6,6
	13	2859,2	7,7	2,48	2,50	19,25
Σ						571,58

Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier la relation suivante :

$$2.5 \times B \leq L_{min}$$

Avec L_{min} représente la longueur minimale entre axe de deux poteaux.

- **Sens X-X :**

$$(L_{min} = 3.10 \text{ m}) , B = 2,50 \text{ m}$$

$$2.5 \times B = 2.5 \times 2,50 = 6,25 \text{ m} > L_{min} = 3.10 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**

$$(L_{min} = 3.30 \text{ m}) , B = 6,90 \text{ m}$$

$$2.5 \times B = 2.5 \times 6,90 = 17,25 \text{ m} > L_{min} = 3.10 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Conclusion

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc qu'il y'a un chevauchement des semelles. La conception de semelles filantes ne devient plus possible, le choix de la conception radier s'impose.

VII.4.1.3. Radier général

Le radier est une épaisse couche de béton armé, coulé directement sur le sol pour constituer l'assise et le plancher bas d'une construction (Figure VIII.6). La dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée (dalle mince et raidie par des nervures croisées de grande hauteur).

Notre bâtiment est fondé sur un radier nervuré qui est le plus économique que les autres types et le plus utilisé à la pratique.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

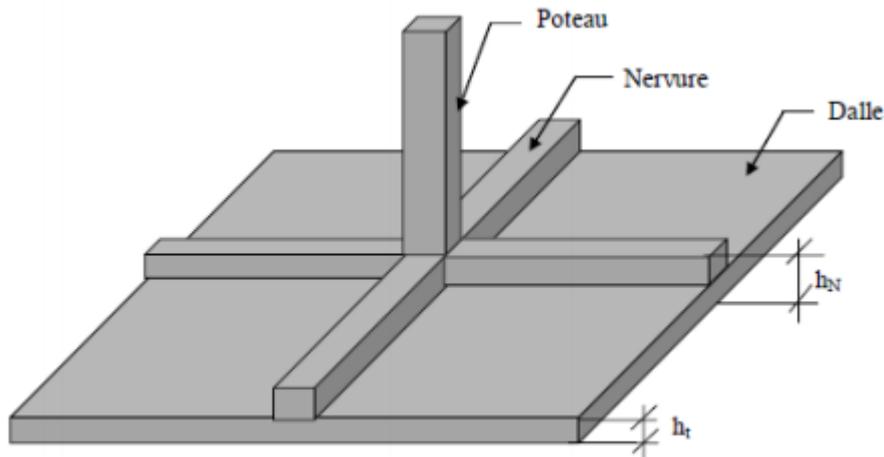


Figure VII.6 : Radier en béton armé.

a). Surface nécessaire

La contrainte maximale de la superstructure ne doit pas dépasser celle provoquée par la fondation.

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{P_{\text{ser}}}{S_r} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_r \geq \frac{P_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

S_r : surface du radier.

P_{ser} : poids total à l'ELS

$$\sigma_{\text{sol}} = 1,5 \text{ MPa}$$

Le poids total est la somme du poids de la superstructure et de l'infrastructure, soit :

$$P_{\text{ser}} = 43957,10 \text{ kN}$$

La surface du radier est :

$$S_r \geq \frac{43957.10}{150} = 293,05 \text{ m}^2$$

L'emprise totale de l'immeuble est de 389 m².

Le rapport de surface des semelles à celui du bâtiment est :

$$R = S_s / S_b = 293,05 / 571,58 = 0.5127 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{R=51.27 \%}$$

Vérification de chevauchement:

$$S_s / S_b > 0.5$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles, et qui nous mène à envisager un radier générale comme fondation.

b). Pré dimensionnement de la dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{20} \leq h_1$$

Avec : L max : portée maximale entre axe de deux poteaux (L max =4.50 m)

Donc :

$$\frac{450}{20} \leq 22,5cm \leq h_1$$

On prend : h1 ≥ 30 cm

- Condition de cisaillement

On a :

$$T_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4MPa) = 3MPa$$

Avec :

$$T_u = \frac{ql}{2}; q = \frac{Nu}{S_{rad}}$$

Nu =43957.10 KN, L=4.50m, b= 1m

$$T_u = \frac{ql}{2} = \frac{Nu l}{2S_{rad} bd} = \frac{Nu l}{2S_r b(0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h_2 \geq \frac{Nu l}{2Sra b(0,9\bar{v})} \Rightarrow h_3 \geq 11,25\text{cm}$$

Conclusion : $h_r = \max(h_1, h_2) = 40\text{cm}$

On prend $h_r = 40\text{cm}$.

c). Pré dimensionnement de nervures

- Condition de coffrage

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : $L_{\max} = 4.50 \text{ m}$

$$30 \leq h_{N1} \leq 45$$

On prend : $h_{N1} = 45 \text{ cm}$

- La hauteur de nervures

* Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u = 2251.03 \text{ KN}$: effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

U_c : périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c = 2[(a+b) + 2h]$)

a, b : dimensions du poteau (40x40) cm² .

$$N_u \leq 0,045 \times 2[(a+b)+2h] \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow 2251,03\text{KN} \leq 5760\text{KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

* Condition de coffrage

La hauteur de nervures est calculée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N2} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

$L_{\max} = 4.50 \text{ m}$

$$30 \leq h_{N2} \leq 45$$

On prend :

$$h_{N2} = 45 \text{ cm.}$$

* Condition de la raideur

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

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

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{b.K}}$$

D'où :

$$I : \text{Inertie de la section transversale du radier } [I = \frac{b \times h^3}{12}]$$

E : Module d'élasticité du béton ($E = 3.216 \times 10^4 \text{ MPa}$).

b=1m : Largeur de la semelle par band d'un mètre

K : Coefficient de raideur du sol.

• $K = 0.5 \text{ Kg/cm}^3$ pour un très mauvais sol.

• $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$ pour un sol de densité moyenne.

• $K = 0.5 \text{ Kg/cm}^3$ pour un très bon sol.

Pour notre cas $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$

Si les charges sont transmises à la poutre (nervure ou dalle du radier) par l'intermédiaire des poteaux de largeur « a » non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à : $\frac{\pi}{2} L_e + a$

Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre sera calculée comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire). Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

Si l'entre axe des poteaux est supérieur à $\frac{\pi}{2} L_e + a$ le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

Donc :

$$\frac{\pi}{2} L_e + a \geq l_{\text{entre axe}} ; a=40\text{cm (largeur de poteau)}$$

$$L_{\text{entre axe}} = 4.5\text{m} \Rightarrow l_e \geq 2.83\text{m}$$

On calcule la valeur de h :

$$h_{N3} \geq \sqrt[3]{\frac{3K \cdot (l_e)^4}{E}} \Rightarrow h_{N3} \geq 89,09\text{cm}$$

On prend : $h_{N3}=90\text{ cm}$

Conclusion : $h_r = \max (h_{N1} , h_{N2} , h_{N3}) \Rightarrow$ on prend $h_{N3} = 90\text{cm}$

Largeur de nervure :

$$b \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{450}{10} = 45\text{ cm}$$

on opte pour $b = 50\text{ cm}$.

d). Calcul de débordement

$$D \geq \max \left(\frac{h_{N3}}{2} ; 30\text{cm} \right)$$

On a : $h_N=90\text{ cm}$

$$D \geq \max (45\text{cm} ; 30\text{cm})$$

On prend : $D=50\text{ cm}$.

Les Caractéristiques géométriques du radier sont résumées comme suit:

- Epaisseur de la dalle du radier $h=40\text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure : $h_N=90\text{ cm}$. $b=50\text{ cm}$.
- Débordement : $D=50\text{cm}$
- Nouvelle surface avec débordement : $S_r=293,05\text{ m}^2$
- Position du centre de gravité

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13.2m$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{S_i} = 13.2m$$

$$X_G = 13.2 \text{ m}$$

$$Y_G = 13.2 \text{ m}$$

- Moments d'inertie :

$$I_x = L_x \cdot (L_y)^3 / 12 = 15127,1m^4$$

$$I_y = L_y \cdot (L_x)^3 / 12 = 15127,1m^4$$

e). Vérification vis-à-vis la stabilité au renversement

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de notre ouvrage qui est sous l'effet des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_r}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1.5 : $\left[\frac{M_s}{M_r} > 1,5 \right]$

Avec:

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0 : moment à la base de la structure.

V_0 : effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'ouvrage de la structure.

M_0, V_0 sont déterminés à l'aide de l'ETABS.

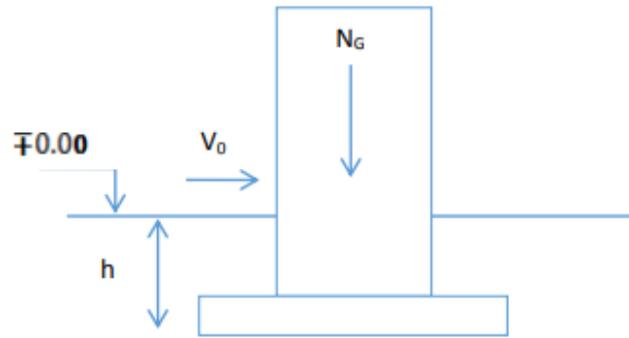


Figure VII.7 : Schéma statique du bâtiment.

• Sens x-x :

$$M_S = P_T \times X_G$$

Avec :

P_T : Poids de la structure y compris le poids du radier.

P_s : Poids de la structure.

P_r : Poids de radier.

$$P_T = P_s + P_r = 30465.03 + (293,05 \times 0.40 \times 25) = 33395.53 \text{KN}$$

X_G : La position du centre de gravité.

Donc:

$$M_S = 33395,53 \times 13,2 = 440820,99 \text{KN.m}$$

$$\begin{cases} M_0 = 104503,01 \text{KN.m} \\ V_0 = 4589,14 \text{KN} \\ h = 3 \text{m} \end{cases} \Rightarrow M_{RX} = 118270.43 \text{KN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_r} = 3,73 > 1,5$$

• Sens y-y:

$$M_S = P_T \times Y_G = 33395,53 \times 13,2 = 440820,99 \text{KN.m}$$

$$\begin{cases} M_0 = 11487,16 \text{KN.m} \\ V_0 = 5781,03 \text{KN} \\ h = 3 \text{m} \end{cases} \Rightarrow M_{RX} = 28830,25 \text{KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 3,73 > 1,5$$

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1.5.

Notre structure est stable dans les deux sens.

f). Calcul des contraintes

$$\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par:

- Sollicitation du premier genre:

$$\sigma_{ser} = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{33395,53}{293,05} = 1,13 \leq \sigma_{sol} = 1,5 \text{bars}$$

- Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec:

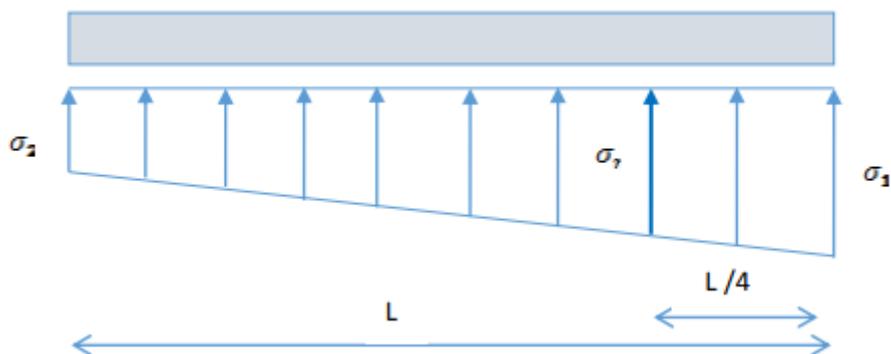


Figure VII.8 : Contraintes sous radier.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$$

Avec :

σ_1 : contrainte maximale du sol

σ_2 : contrainte minimale du sol

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1.5\sigma_{sol}$

σ_2 : positif pour éviter des tractions sous le radier

$$\sigma_{(L/4)} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

ELU : $N_u=49093,18.KN$; $\sigma_{sol} = 150KN/m$

Tableau VII.3. Contraintes sous le radier à l'ELU

	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	$\sigma_{(L/4)}$ KN/m ²
Sens x-x	176,5	40	142,5
Sens Y-Y	142,5	25	111,2
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5\sigma_{sol}=2,25$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma_{(L/4)} < 1,33\sigma_{sol}=1,995$

ELS : $N_{ser}= 46084.71 KN$ $\sigma_{sol} = 150KN/m^2$

Tableau VII.4. Contraintes sous le radier à l'ELS

	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	$\sigma_{(L/4)}$ KN/m ²
Sens x-x	126,5	115,68	123,45
Sens Y-Y	123,05	120,46	122,4
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5\sigma_{sol}=2,25$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma_{(L/4)} < 1,33\sigma_{sol}=1,995$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VII.5.2. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle se fait comme pour une dalle de plancher.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

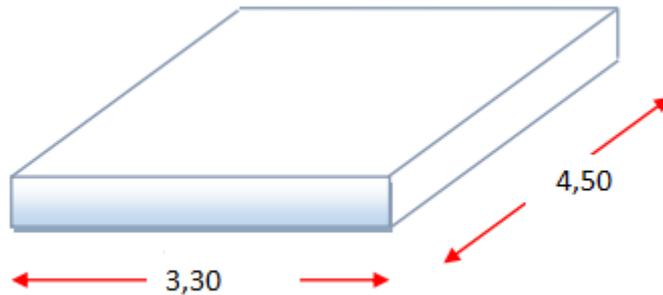


Figure VII.9. Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité.

VII.5.2.1. Ferrailage de la dalle du radier

Si $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1.0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Si $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \Rightarrow$: La dalle travaille dans un seul sens.

On a :

$0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0.65 \leq 1.0$ Donc la dalle travaille dans les deux sens.

La dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$M_x = \mu_x q L_x^2$ sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ sens de la grande portée.

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

❖ **Panneau de rive**

✓ Moment sur appuis : $M_a = 0.5M_0$

✓ Moment en travée : $M_t = 0.8M_0$

❖ **panneaux intermédiaires :**

✓ Moment sur appuis : $M_a = 0.5M_0$

✓ Moment en travée : $M_t = 0.75M_0$

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes:

• ELU : $q_u = \sigma m \cdot 1ml = 142,5 \text{ KN/m}$

• ELS : $q_{ser} = \sigma m \cdot 1ml = 123,45 \text{ KN/m}$

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires, on a:

$$\text{ELU : } v=0 \Rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0746 \\ U_y = 0,369 \end{cases}$$

$$\text{ELS : } v=0,2 \Rightarrow \begin{cases} U_x = 0,080 \\ U_y = 0,530 \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

ELU

$$\begin{cases} M_x = U_x q L_x^2 = 0,0746 \times 142,5 \times (3,30)^2 = 115,77 \text{ KN.m} \\ M_y = U_y \times M_x = 0,369 \times 115,77 = 42,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 0,75 \times 115,77 = 86,83 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 0,75 \times 42,72 = 32,04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 57,89 \text{ KN.m}$$

ELS

$$\begin{cases} M_x = U_x q L_x^2 = 0,080 \times 123,45 \times (3,30)^2 = 107,55 \text{ KN.m} \\ M_y = U_y \times M_x = 0,530 \times 107,55 = 57,002 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 0,75 \times 107,55 = 80,66 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 0,75 \times 57,002 = 42,752 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 53,78 \text{ KN.m}$$

Tableau VII.5.Calcul des moments

	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
M_{tx} (KN.m)	86,83	80,66
M_{ty} (KN.m)	32,04	42,752
M_{ax} (KN.m)	57,89	53,78
M_{ay} (KN.m)	57,89	53,78

❖ **Résultats de ferrailage**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, les résultats sont résumés dans le Tableau VIII.6

Avec :

$b = 100 \text{ cm} , h = 40\text{cm} , d = 0.9h = 36\text{cm} , f_{c28}=30 \text{ MPa}$

Tableau VII.6. Ferrailage de la dalle

	Sens	Mu (KN .m)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	X-X	86,83	0,0473	0,061	35,12	7,11	5T14	7,70	15
	Y-Y	32,04	0,0175	0,022	35,68	2,58	4T10	3,14	15
Appui	X-X	57,89	0,0315	0,040	35,42	4,70	6T10	4,71	15
	Y-Y								

❖ **Vérification nécessaires**

1. Condition de non fragilité :

$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6,21\text{cm}^2 < 13,2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VII.7. Vérification des contraintes.

	sense	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	vérifiée
Travée	x-x	80,66	13,2	15127,1m ⁴	6,87	18	359,1	201,63	Non
	y-y	42,752	13,2	15127,1m ⁴	5,14	18	289,2		Non
Appui	x-x	53,78	13,2	15127,1m ⁴	4,85	18	318,9	201,63	Non
	y-y								

Remarque

Les contraintes à l'ELS ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter les sections de ferrillages.

Tableau VII.8. Ferrailage final de la dalle

	Sens	choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp
Travée	x-x	6T14	9,24	15
	y-y	6T10	4,71	15
Appui	x-x	6T12	6,79	15
	y-y			

Tableau VII.9. Vérification des contraintes

	sense	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	vérifiée
Travée	x-x	80,66	13,2	15127,1m ⁴	4,03	18	178,1	201,63	Oui
	y-y	42,752	13,2	15127,1m ⁴	5,03	18	185,2		Oui
Appui	x-x	53,78	13,2	15127,1m ⁴	2,85	18	165,9	201,63	Oui
	y-y								

VII.5.2.2. Ferrailage des nervures

Le moment est calculé par : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0.85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0.50M_0$

❖ **Calcul des armatures**

$f_{c28}=30$ MPa ; $f_{t28}=2.4$ MPa ; $\sigma_{bc}=18$ MPa ; $f_e=400$ MPa ; $\sigma_s=348$ MPa ; $b=50$ cm ; $h=90$ cm ; $d=0.9h=81$ cm (Méthode de calcul par l'utilisation de logiciel ETAPS) :

✓ **Sens x-x :**

Tableau VII.10. Ferrailage des nervures

	P	M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	125,98	289,24	0,0622	0,0803	78,40	10,60	4T20	12,56
Appui		174,02	0,0374	0,0476	79,45	6,29	5T14	7,70

✓ **Sens y-y :**

Tableau VII.11. Ferrailage des nervures

	P	M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	145,58	335,23	0,0721	0,0936	77,97	12,35	4T20	12,56
Appui		245,47	0,0528	0,0678	78,80	8,95	6T14	9,24

❖ **Vérification nécessaires**

✓ Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6,21 \text{ cm}^2 < 13,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VII.12. Vérification des contraintes

	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	vérifiée
Travée	806,6	13,2	15127,1m ⁴	5,54	18	274,3	201,63	Non
Appui	537,8	13,2	15127,1m ⁴	4,41		257,6		Non

Remarque

Les contraintes à l'ELS ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter les sections de ferrailages.

Tableau VII.13. Ferrailage final des nervures après l'augmentation

	choix	A _s (cm ²)
Travée	8T16	16,09
Appui	6T16	12,07

✓ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{PuL}{2}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

❖ Armatures transversales

✓ BAEL 91 modifier 99 :

- $\frac{A_t}{b_0 St} \geq \frac{\tau_u - 0,3ftjK}{0,8fe}$ (K=1 pas de reprise de bétonnage)

- $S_t \leq \text{Min}(0,9d ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$
- $\frac{Atfe}{b_0St} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$

✓ RPA99 (version 2003) :

- $\frac{At}{St} \geq 0,003b_0$
- $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t\right) = 22,5\text{cm} \dots \dots \dots \text{zone nodale}$
- $S_t \leq \frac{h}{2} = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{zone courante}$

Avec :

$$\phi \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35} ; \phi_t ; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

$$f_c=400\text{MPa} ; \tau_u=0,88\text{MPa} ; f_{t28}=2,4\text{MPa} ; b=50\text{cm} ; d=81\text{cm}$$

On prend :

$$S_t = 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{zone nodale.}$$

$$S_t = 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{zone courante.}$$

$$A_t \geq 3,52\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_t = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

❖ **Armature de peau (BAEL 91 modifié 99)**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 90 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0.9 = 2.7 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit : 4T10

Avec : 3,14 cm²

VII.5.2.3. Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L = 0.50 m.

Le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1 m à l'ELU.

❖ **Evaluation des charges et surcharges**

E.L.U : $q_u = 142.5 \text{ kN/ml} \Rightarrow$ Pour une bande de 1m.

E.L.S : $q_{ser} = 123.45 \text{ kN/ml} \Rightarrow$ Pour une bande de 1m.

❖ **Calcul des sollicitations**

La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

➤ ELU : $M_u = \frac{q_u.L^2}{2} = 17,81 \text{ KN.m}$

$T_u = q_u.L = 71,25 \text{ KN}$

➤ ELS : $M_{ser} = \frac{q_{ser}.L^2}{2} = 15,43 \text{ KN.m}$

$T_{ser} = q_{ser}.L = 61,72 \text{ KN}$

❖ **Calcul de ferrailage**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, avec : b=100cm, h=45cm, d=40,5cm

Les résultats de ferrailage sont mentionnés dans le tableau suivant :

(Méthode de calcul par l'utilisation de logiciel ETAPS)

Tableau VII.14 : Ferrailage du débord

M_u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	choix	A_s^{adp} (cm ²)
22,45	0,0965	0,127	38,44	1,65	4T8	2,01

✓ **Condition de non fragilité**

- Armatures longitudinales : $A_s^{choisit} = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$, esp=15 cm.
- Armatures transversales : $A_r = \frac{A_s}{4} = 0,503 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$, esp=15cm.

❖ Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VII.15 : Vérification des contraintes du débord

M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
16,23	13,2	142751,47	0,87	18	45,41	201,63	vérifiée

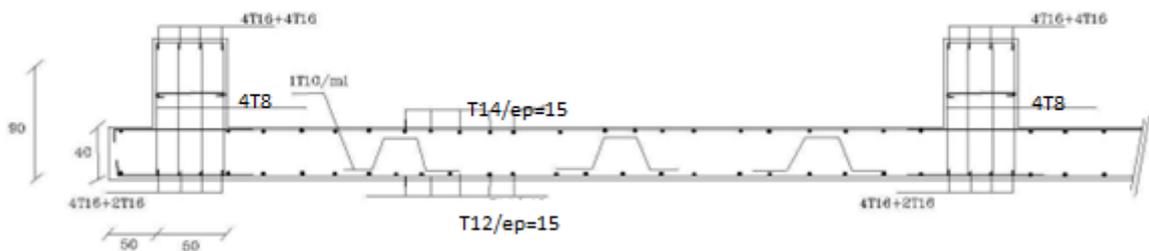


Figure VII.10. Ferrailage de la dalle du radier.

VII.5.3. Etude du voile périphérique

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC. Il a une grande rigidité, crée à la base de caisson rigide et indéformable avec les planchers de RDC et les fondations.

VII.3.1. Pré dimensionnement

Le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ❖ Epaisseur $e \geq 20\text{cm}$
- ❖ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ❖ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ❖ Les ouvertures du voile ne doivent pas réduire sa rigidité.

- ❖ La longueur de recouvrement est de $40 \varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

• **Armatures verticales**

$$A_v = 0,1 \times \frac{e \times b}{100} = 0,1 \times \frac{15 \times 100}{100} = 1,5 \text{cm}^2$$

$$A_v = 5T10 / \text{ml} \quad \text{avec espacements} = 20 \text{cm}$$

• **Armatures horizontales**

$$A_h = 0,1 \times \frac{e \times h}{100} = 0,1 \times \frac{15 \times 100}{100} = 1,5 \text{cm}^2$$

$$A_h = 5T10 / \text{ml} \quad \text{avec espacement} = 20 \text{cm}$$

La figure VII.11. présente le ferrailage du voile périphérique.

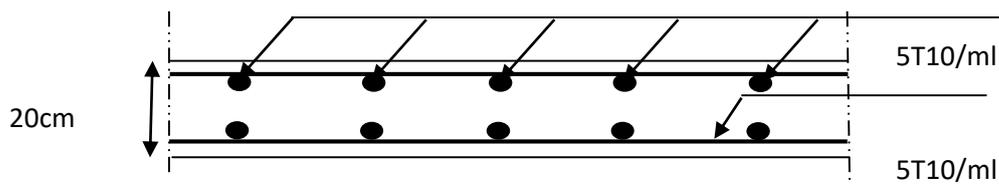


Figure VII.11. Ferrailage du voile périphérique.

VII.5.4. Ferrailage de longrine

D'après RPA99 /modifié 2003, les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

a). Dimensionnement

Pour les sites de catégories S2, S3 on doit disposer des longrines de (30x30) cm2 .

Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{KN.}$$

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales.

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site (Pour une zone IIb et un $\alpha = 12$)

$$N = 1891.25 \text{ KN}$$

$$F = \frac{1891,25}{12} = 157,60 \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

b). Calcul de ferrailage

La section d'armatures est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{F}{A_s} \Rightarrow A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{157,60 \times 10^3}{348} = 4,52 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 30^2 \cdot \frac{2,4}{400} = 5,4 \text{ cm}^2$$

- Condition exigée par RPA99(version 2003) :

$$A_{\min} = 0,6\% \cdot b \cdot h = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$

c). Vérifications a l'ELS

On doit vérifier la relation suivante :

$$A_s \geq \frac{F}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{n \cdot f_{tj}}) \right\} \dots\dots\dots n=1,6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{266,67 \text{ MPa}; \max(200 \text{ MPa}; 762,10 \text{ MPa})\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 266,67 \text{ MPa}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1654,23}{12} = 137,85 \text{ KN}_s$$

$$A_s \geq \frac{F}{\bar{\sigma}_s} = \frac{137,85 \times 10^3}{348} = 3,96 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont convenables.

d). Armatures transversales

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par RPA99/version 2003 par :

$$S_t = \min(20\text{cm} ; 15\phi_t)$$

On prend : $\phi = 8\text{mm}$

$$\phi_t = 12\text{mm}$$

$$S_t \leq \min(20\text{cm} ; 15 \times 1,2\text{cm}) = 18\text{cm}$$

Soit : $S_t = 15\text{cm}$

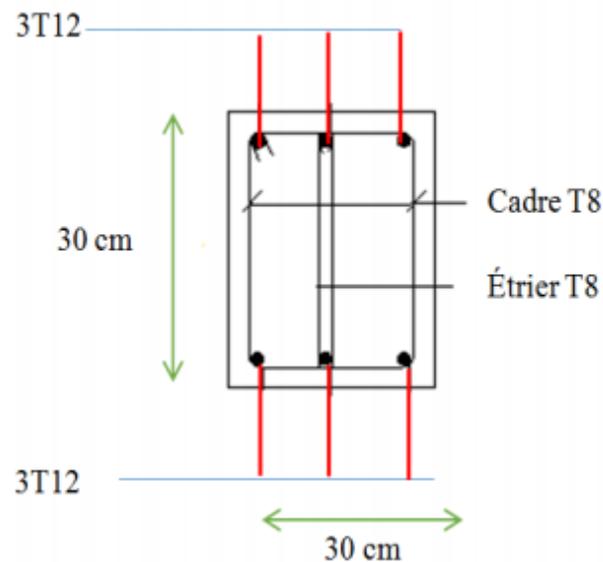


Figure VII.12.Ferrailage longrine.

Conclusion
CONCLUSION

Générale
GÉNÉRALE

Conclusion générale

Le projet est une phase importante du cycle de formation de l'étudiant et lui permet d'utiliser ses connaissances théoriques acquises au cours de ce cycle. Ce projet nous a permis d'une part d'assimiler les différentes techniques de calcul et logiciels ainsi que les réglementations régissant les principes de conception et de calcul des structures dans le secteur de la construction et d'approfondir ainsi nos connaissances.

La construction est devenue très complexe, car loin des calculs et des prescriptions règlementaires, elle a des besoins de plus en plus nombreux à satisfaire. Pour répondre à la demande que créent ces besoins multiples, il faut faire appel à divers spécialistes de la construction comme les architectes, les ingénieurs...etc. Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. Par ailleurs, la modélisation de la structure nécessite une bonne maîtrise des méthodes d'analyse des structures, notamment la méthode des éléments finis. Elle requiert aussi une bonne compréhension de l'utilisation et l'interprétation des résultats du logiciel de calcul à savoir l'ETABS.

Ce travail nous a permis de voir en détail toutes les étapes à suivre dans le calcul d'un Bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments; dont la conception des ouvrages.

Le renforcement du bâtiment contre l'effet du séisme a nécessité l'ajout des voiles dans les deux directions pour cela on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme. Une disposition adéquate des voiles doit satisfaire les conditions de rigidité latérales mais aussi le ferrailage optimal de ces dernières ainsi que le ferrailage des poteaux et des poutres.

S'agissant de la fondation du bâtiment, la solution du radier général s'est imposée dans notre cas. Son pré dimensionnement a été fait de manière à assurer une répartition uniforme des contraintes et à assurer une stabilité au renversement de l'ouvrage.

Annexe A

Annexe A - Démarche de modélisation par ETABS

Lors de l'élaboration de notre modèle par ETABS sur un fichier d'interface complètement

graphique, on passe par les étapes suivantes :

1. Choix de l'unité :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne (KN .m) comme unités de base pour les forces et déplacements.

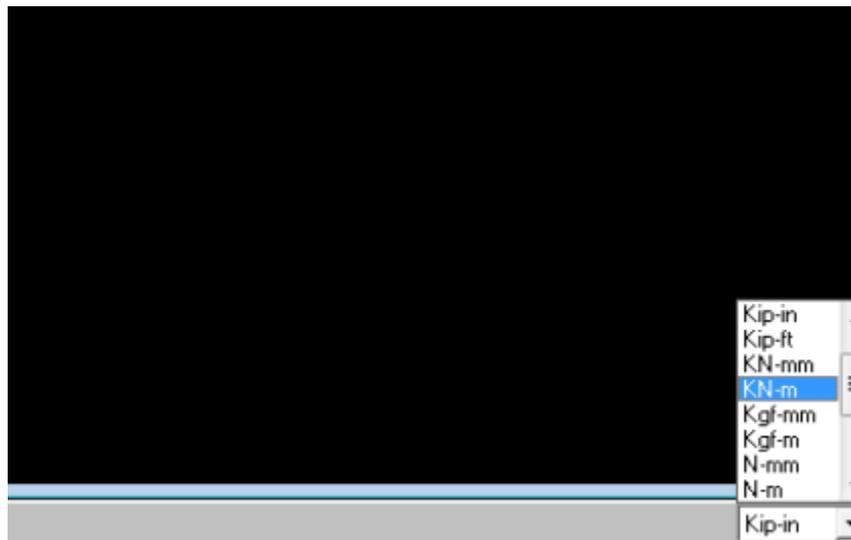


Figure VI.1 : Choix de l'unité

2. Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne File puis New model, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portique suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre d'étages.

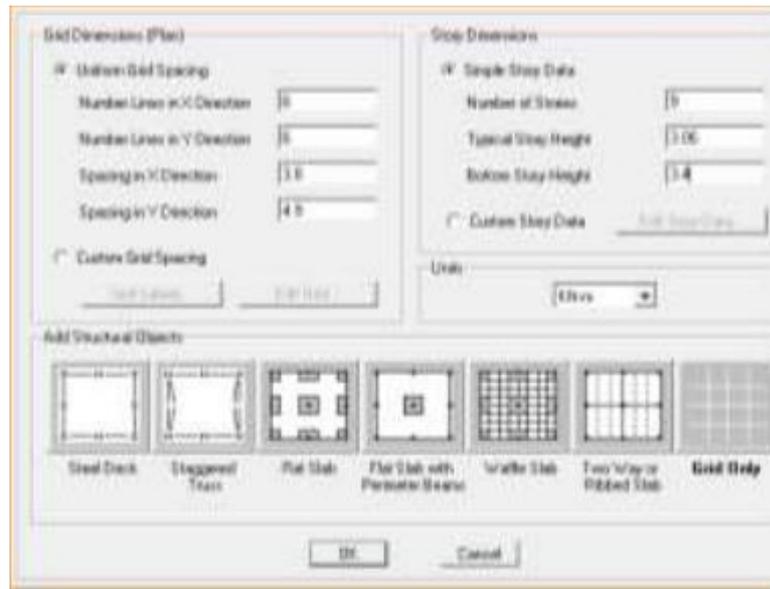


Figure VI.2 : Géométrie de base

3. Définition des éléments :

Dans cette étape ont définis exactement la géométrie du modèle.

4. Définition des caractéristiques mécaniques des matériaux :

Cette étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton (masse volumique, poids Volumique, module d'élasticité, coefficient de poisson).

Material Name B2530		Display Color Color	
Type of Material <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Type of Design Design Concrete	
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Mass per unit Volume	2.4007	Specified Conc Comp Strength, f'c	30000,
Weight per unit Volume	30,	Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000,
Modulus of Elasticity	1.100E+08	Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000,
Poisson's Ratio	0.2	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	45833333,		

Figure VI.3 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

5. Définition des dimensions des éléments :

➤ Eléments « FRAME » (poteaux, poutres),

On introduit le nom, le matériau, les dimensions de la section transversale et éventuellement le nombre des barres d'acier dans le cas des structures en béton armé et l'enrobage.

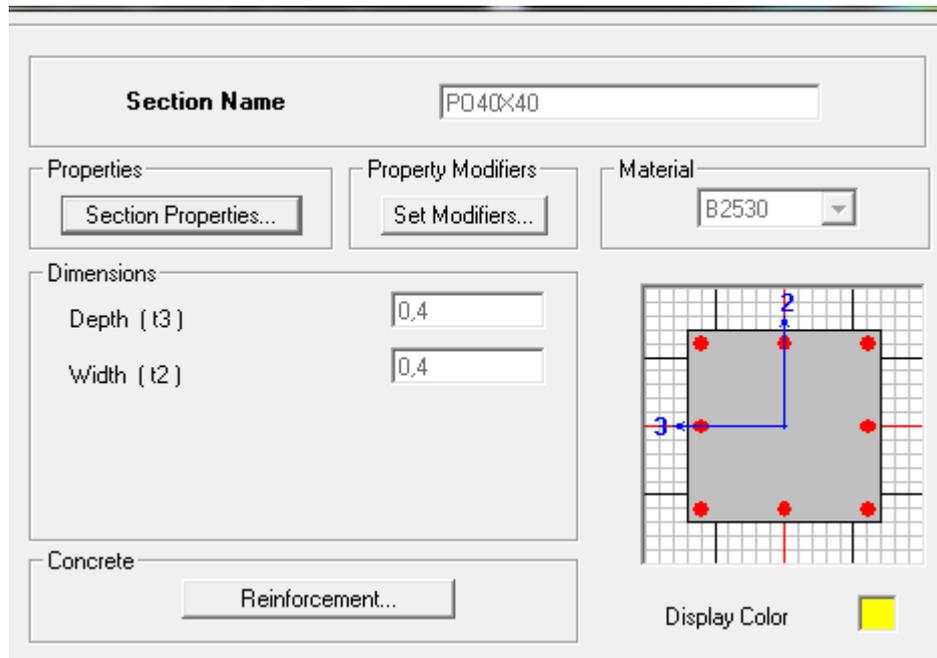


Figure VI.4 : Définition des poutres, poteaux

➤ Élément « SHELL » (balcons, escaliers et voiles), pour notre analyse on a seulement les voiles.

On doit spécifier le nom de l'élément, le matériau qui le constitue et son épaisseur.

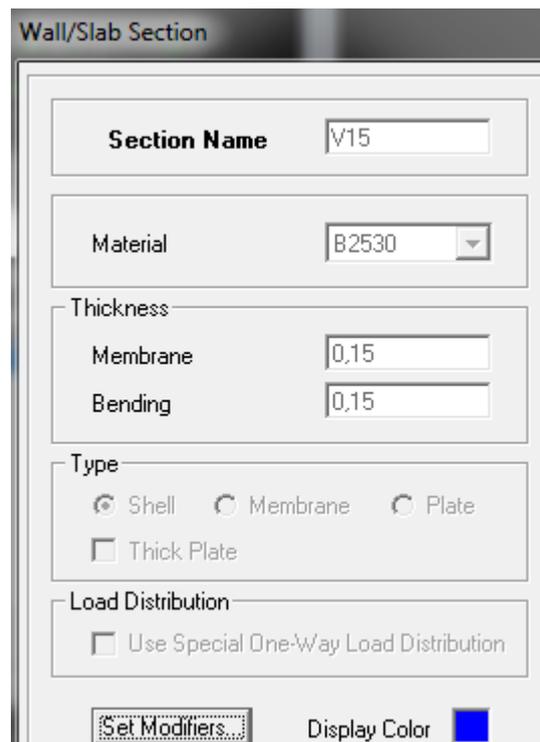


Figure VI.5 : Définition des voiles

6. Définition de type de charges :

Dans cette étape on donne un nom pour chaque type de charge et sa désignation (charge

permanente, charge d'exploitation, vent, neige ...)

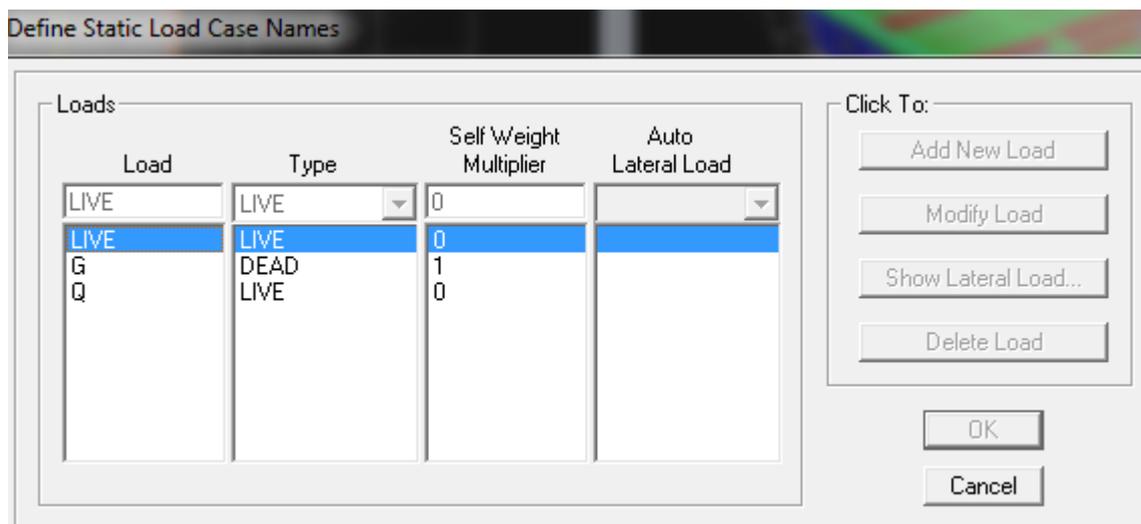


Figure VI.6 : Définition de charge

7. Introduction des données pour l'étude sismique :

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse conçu par le

CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

- Données à introduire dans le logiciel :

- Zone : IIb (Zone a sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- Coefficient comportement mixte portique/voile .
- Site : S3.
- Facteur de qualité (Q): 1.25.

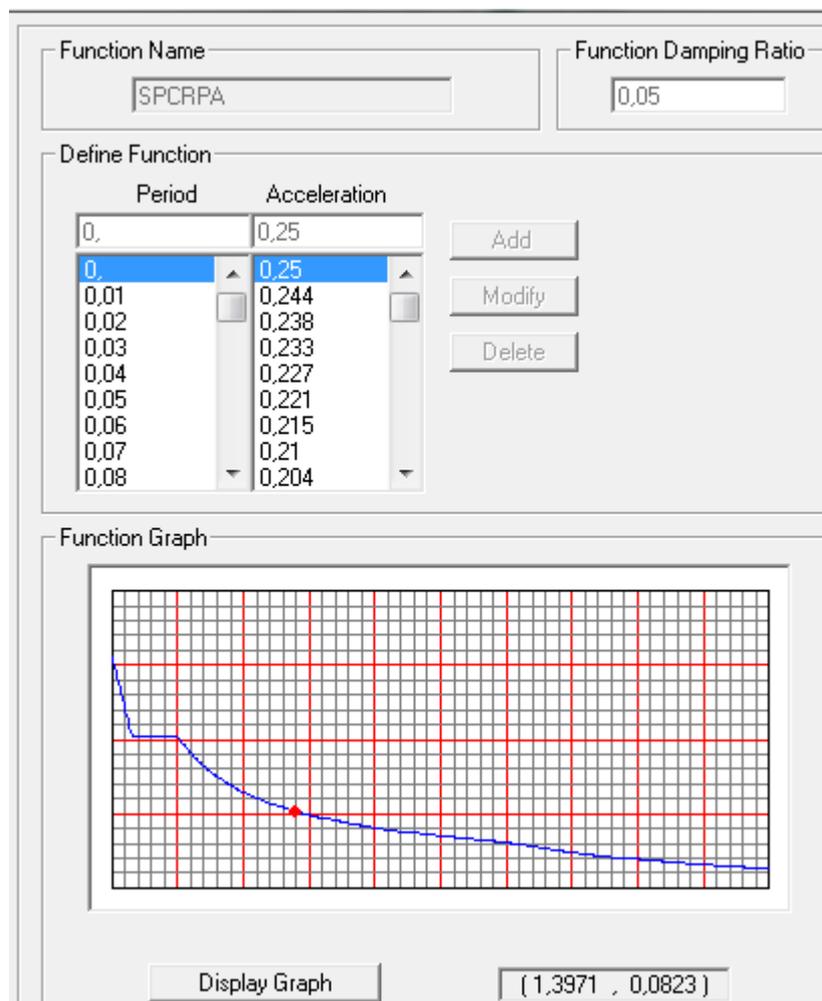


Figure VI.7 : Spectre de repense

8. Définition des combinaisons des charges :

Toutes les charges étant définies, on passe en suite à la définition des différentes

combinaisons proposées par les règlements en vigueur.

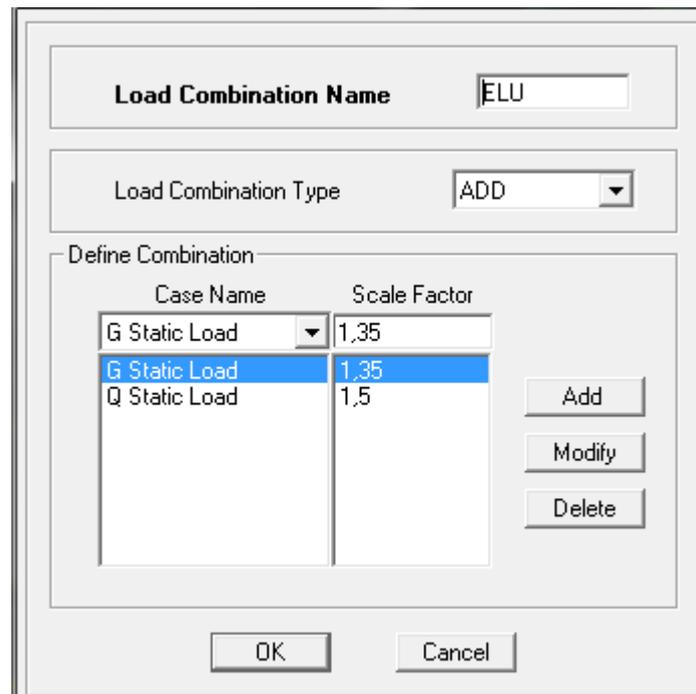


Figure VI.8 : Combinaisons de charge

9. Condition aux limites (Appuis) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée, les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations.



Figure VI.9 : Système d'appuis

10. Concentration des masses :

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente, on donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

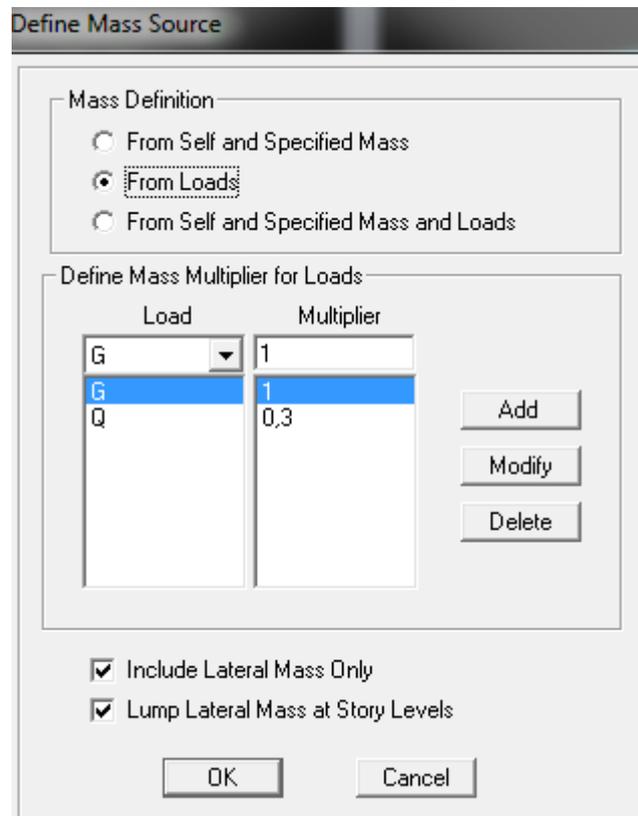


Figure VI.10 : Définition de masse

11. Assignment de comportement de dalle

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

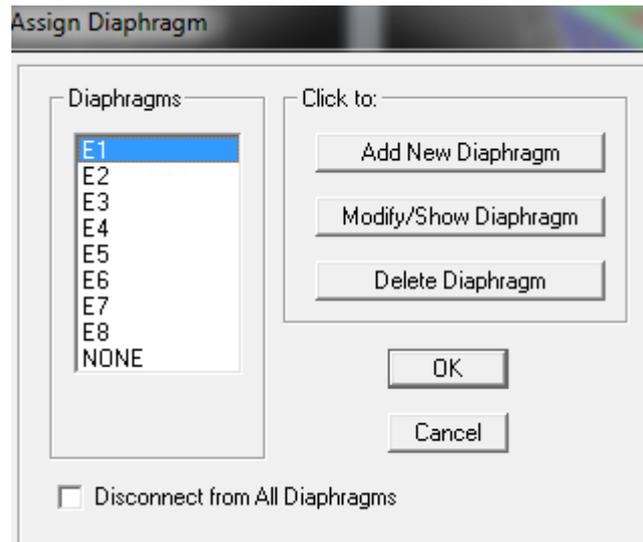


Figure VI.11 : Introduction des diaphragmes

12. Analyse et visualisation des résultats :

Définition du type d'analyse selon le cas (analyse statique ou dynamique...).

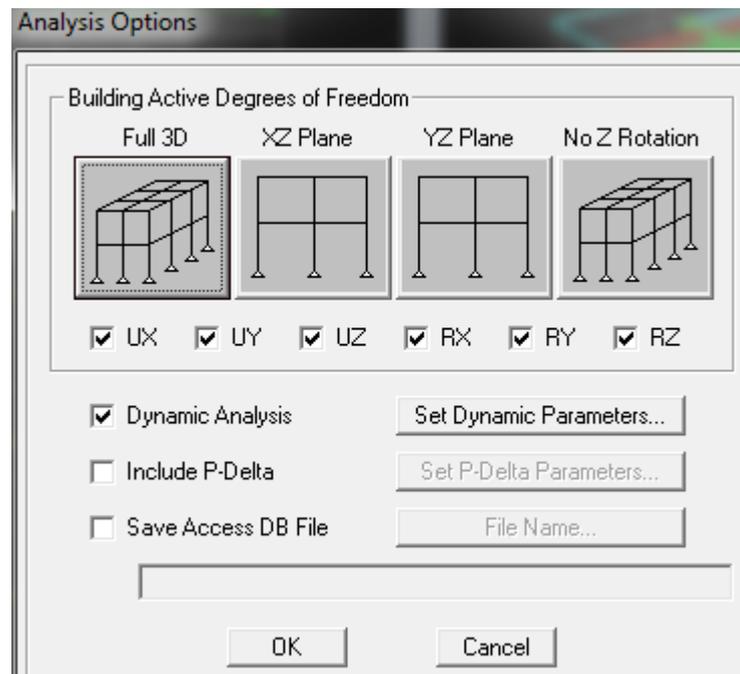


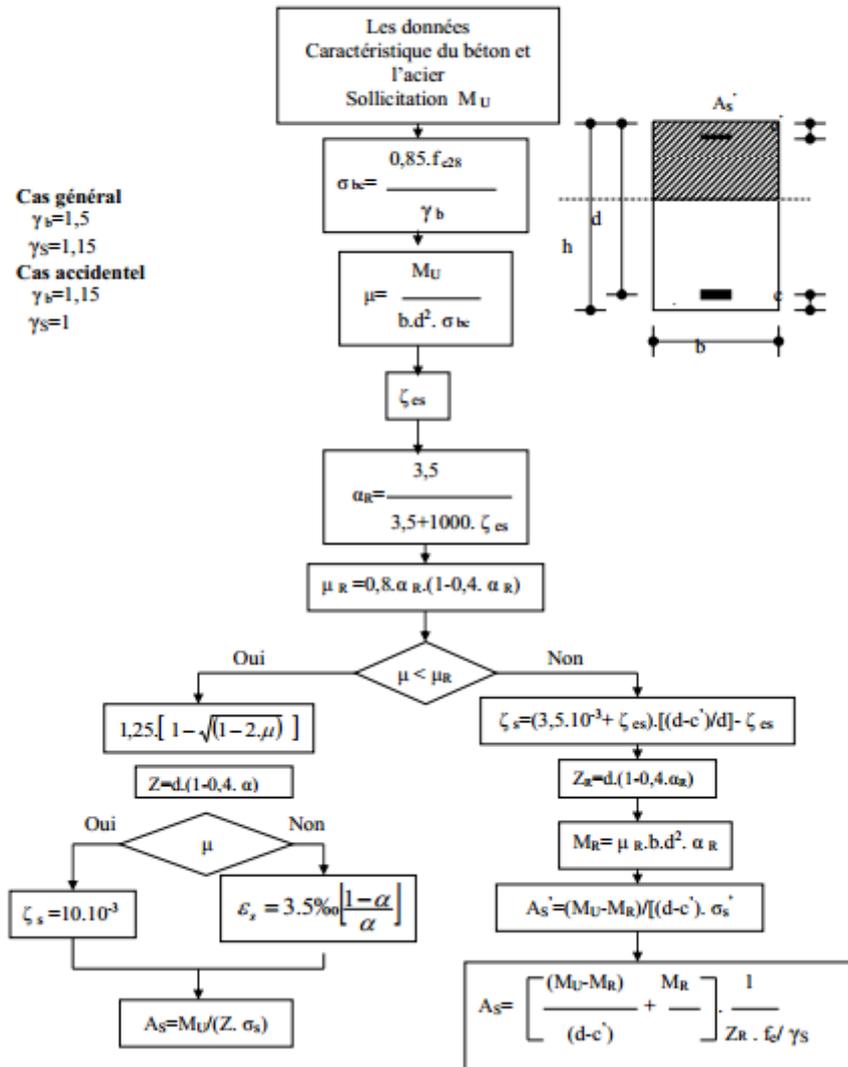
Figure VI.12 : Analyse

Organigrammes des

calcul

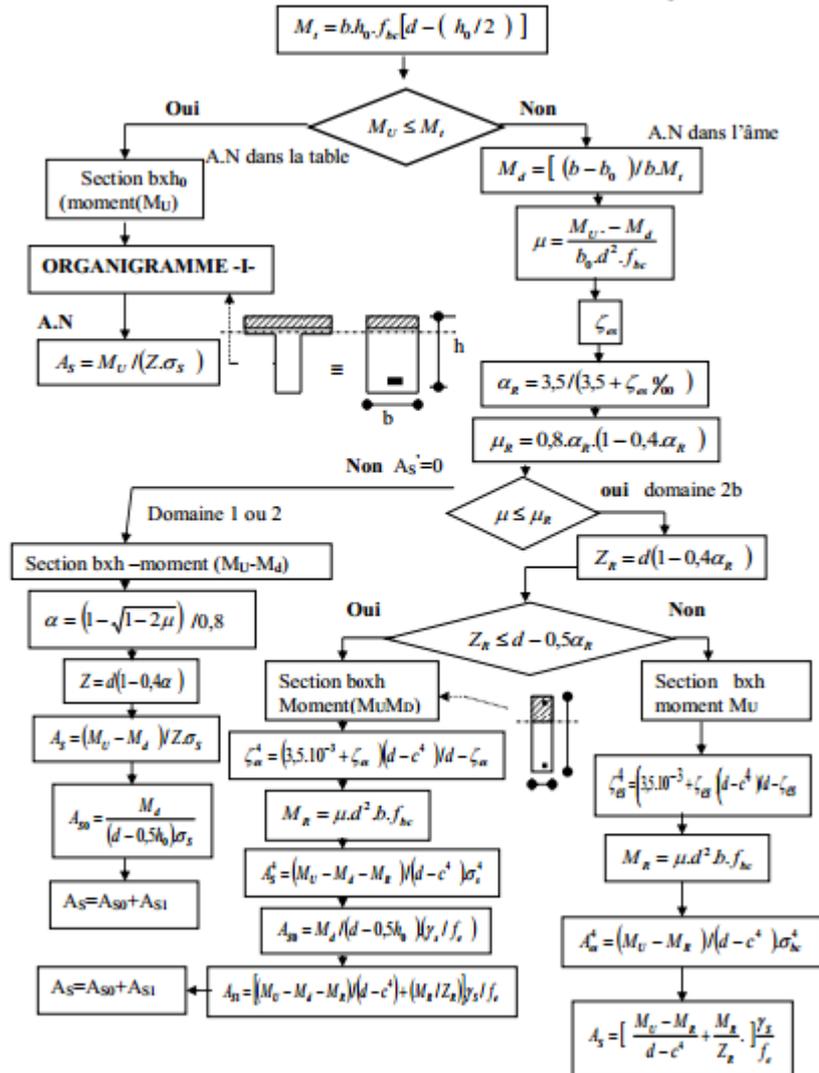
ORGANIGRAMME -1-

Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple



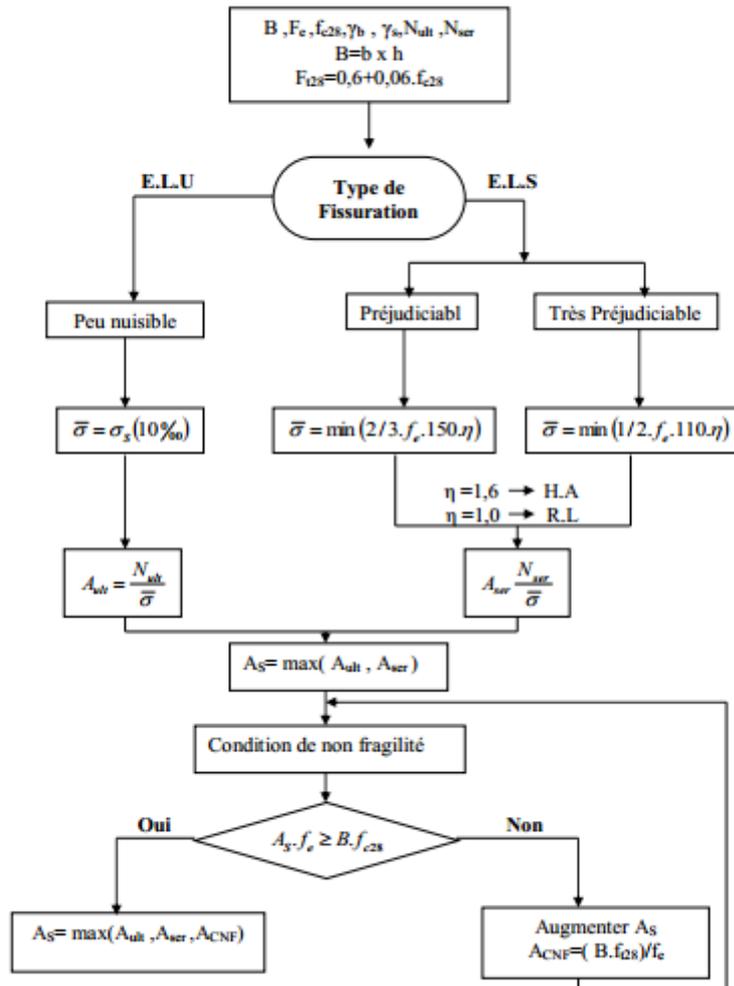
Organigramme 2

Calcul d'une section en -TE- a l'E.L.U en flexion simple



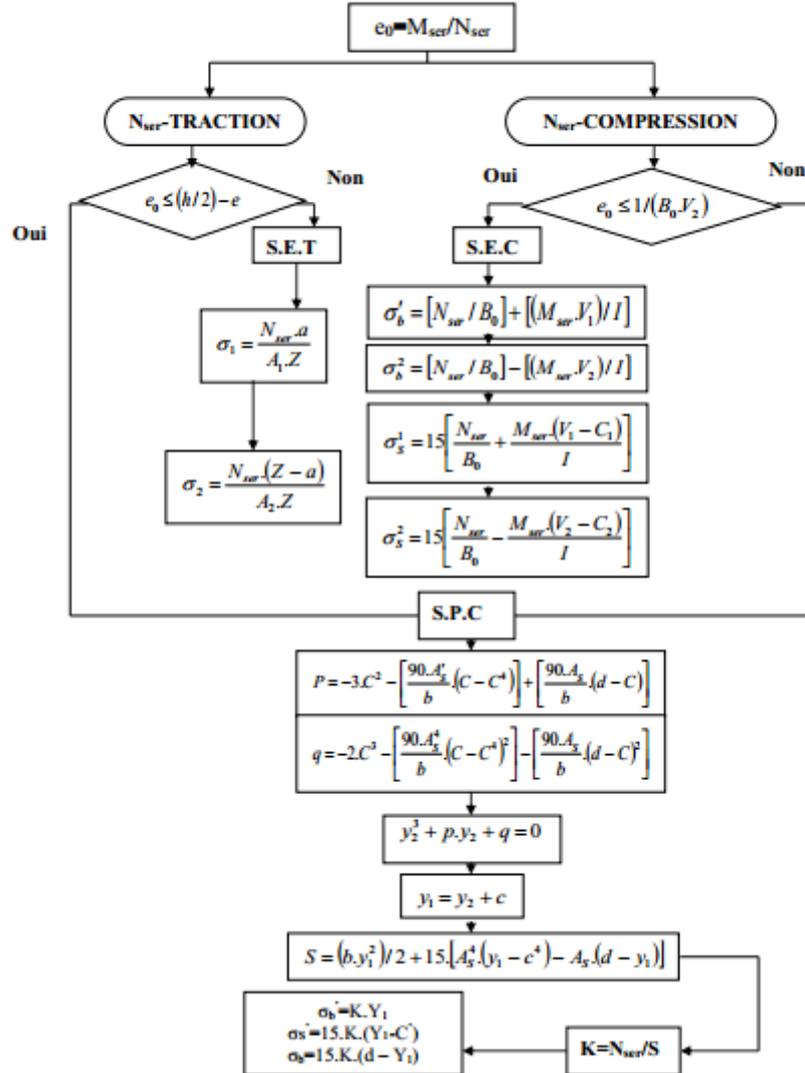
ORGANIGRAMME 3

Traction simple



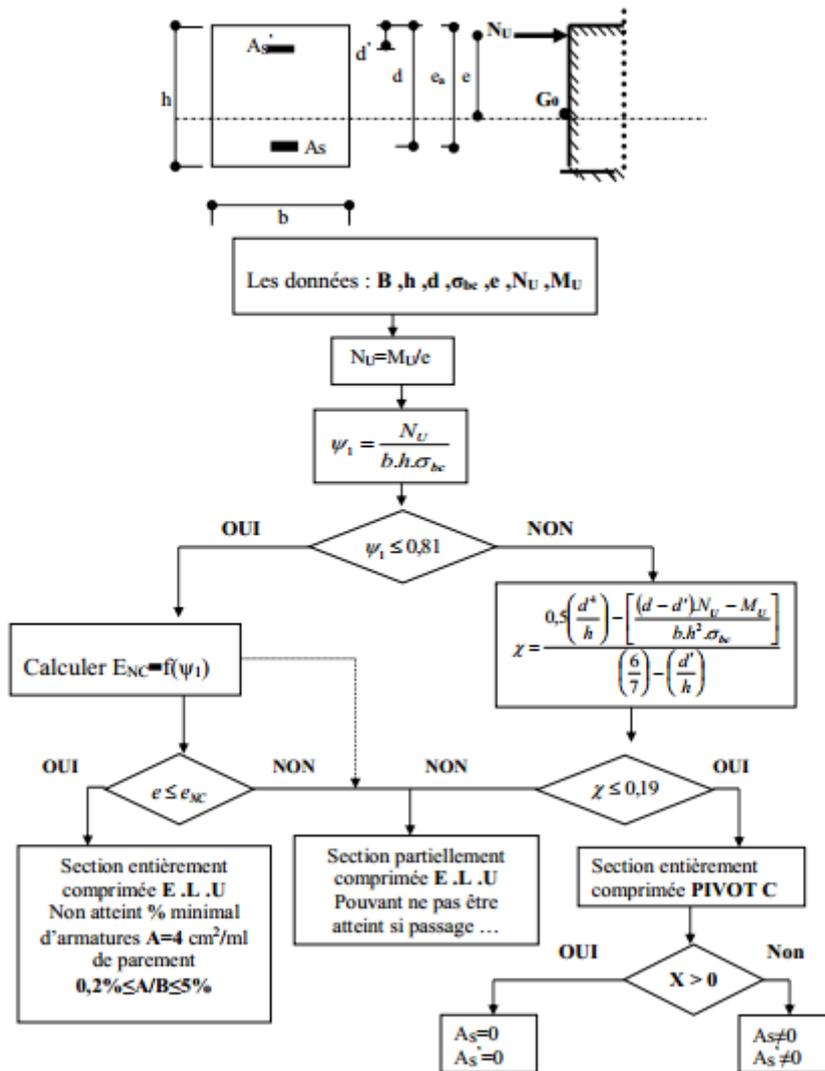
ORGANIGRAMME 4

Flexion composee à E.L.U



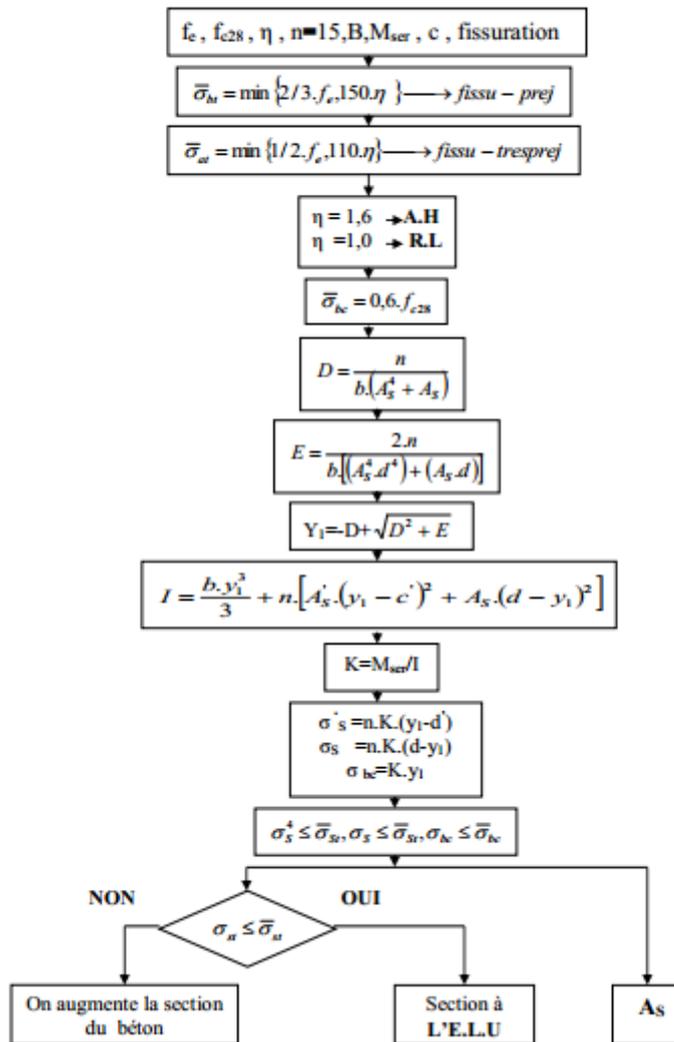
Organigramme -5-

Calcul d'une section rectangulaire à l'E.L.U en flexion composée



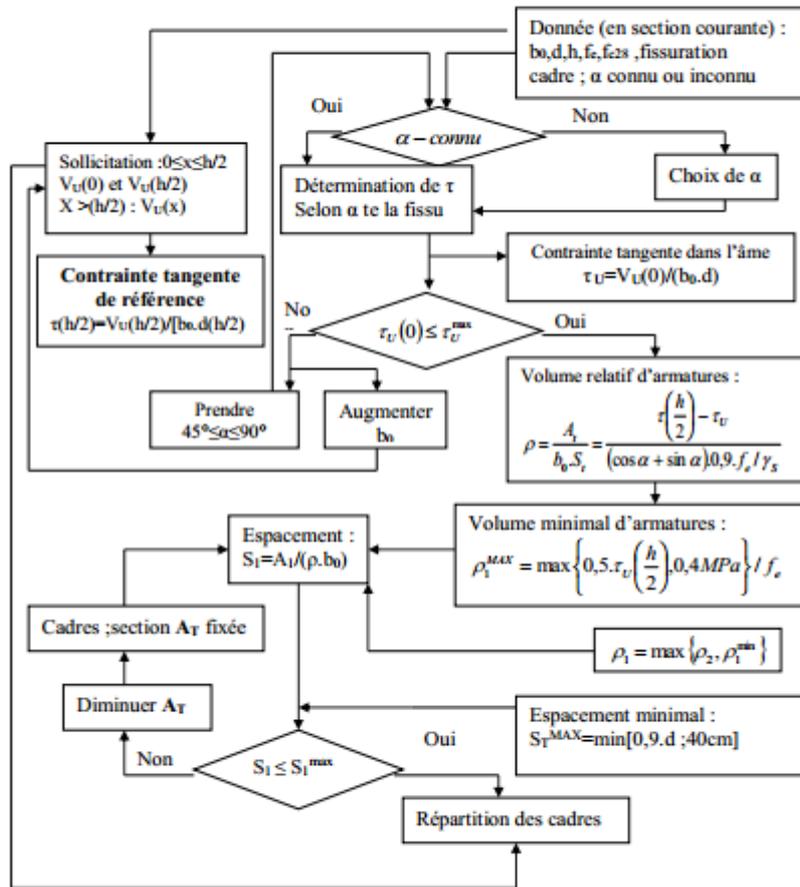
Organigramme 6

Verification d'une section rectangulaire à -l'E.L.U-



Organigramme 7

Calcul des armatures d'une poutre soumise à l'effort tranchant



Références
K6IGL6UC62

bibliographique
DIPHOALSBUIDNE

Références

BAEL1991 [1] Règles béton armé aux états limites 1991 BAEL 91.modifier99.

RPA1999 [2] Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.

CBA1993 [3] Règles de conception et de calcul en béton armé.

DTR BC 2.2 [4] document technique réglementaire.

ETABS [5] logiciel de la modélisation de la structure.

SOCOTEC [6] logiciel de calcul de ferrailage.